

Studi costieri

Dinamica dei litorali - Gestione integrata della fascia costiera

Collana diretta da:

Enzo Pranzini

Dipartimento di Scienze della Terra
Borgo Albizi, 28 - 50122 Firenze
Tel. 055 2479241 - Fax 055 2001618
E-mail: enzo.pranzini@unifi.it

Redazione: **Serena Ferri**
E-mail: serena.ferri@unifi.it

Comitato scientifico

Segreteria: **Pierluigi Aminti**
Dipartimento di Ingegneria civile
Via S. Marta, 3 - 50139 Firenze
Tel. 055 4796224 - Fax 055 495333
E-mail: aminti@dicea.unifi.it

Carlo Bartolini - Firenze
Edoardo Benassai - Napoli
Antonio Brambati - Trieste
Leandro D'Alessandro - Chieti
Giuliano Fierro - Genova
Leopoldo Franco - Roma
Giovanni Battista La Monica - Roma
Alberto Lamberti - Bologna
Gianfranco Liberatore - Udine

Elvidio Lupia Palmieri - Roma
Piero Ruol - Padova
Alberto Noli - Roma
Mario Calabrese - Napoli
Giulio Scarsi - Genova
Umberto Simeoni - Ferrara
Sandro Stura - Genova
Giuseppe Roberto Tomasicchio - Bari
Marcello Zunica - Padova

Stampato presso
Nuova Grafica Fiorentina
Via Traversari, 76
50126 Firenze

Studi costieri

Dinamica dei litorali - Gestione integrata della fascia costiera

Numero 16

Indice

Interazione fra onde, correnti e fondali marini: il contributo della ricerca sperimentale di laboratorio Enrico Foti	pag. 3-32
Arretramento della linea di riva nel Golfo di Castellammare di Stabia (Na) in risposta all'intercettazione dei sedimenti di deriva litoranea Micla Pennetta	pag. 33-50
Una metodologia sperimentale per la definizione del rischio da inondazione costiera Guido Benassai, Francesco Chirico, Stefano Corsini	pag. 51-72
Morfologia del Saliente Is Morus - Pula (Ca) e idrodinamica attorno allo scoglio antistante Andrea Atzeni, Claudia Pedone, Andrea Sulis	pag. 73-88
Modellazione numerica del moto ondoso su barriere frangiflutti sommerse porose Fabio Dentale, Eugenio Pugliese Carratelli, Sebastiano Pane	pag. 89-106
Il problema del porto di Pescara: ipotesi di soluzione Francesco Lalli, Stefano Corsini, Franco Guiducci, Iolanda Lisi	pag. 107-122
Stabilizzazione di arenili in erosione tramite sistemi di drenaggio della battigia: casi studio in Italia Elisa Fontana, Paolo Ciavola, Diego Vicinanza	pag. 123-144
Il Training Progettuale per la Costa Umberto Simeoni e Corinne Corbau	pag. 145-146
DATAHAVE: strumento di supporto alle attività di ripascimento delle spiagge Alessio Acciarri, Ileana Balduzzi, Dario Ippoliti, Massimiliano Puleio, Valentina Vannucchi	pag. 147-148
Il progetto EDUCoast: iniziative di educazione ambientale per le aree balneari <i>EDUCoast: Educate, Discover, Understand Coast</i> Valerio Brunelli, Serena Ferri, Alessandra Giordano, Laura Sinapi	pag. 149-150
Strategia di gestione dei sedimenti portuali Chiara Francesca Schiaffino, Iolanda Lisi, Olimpio Marchese, Kizzi Utizi	pag. 151-152
SAND Sand Archive for a Nourishment Database Maurizio Alessio Baldassarre, Rocco Dominici, Elena Pallottini, Tommaso Puggelli	pag. 153-154
Stakeholders Engagement and integration through an Applied GAME: looking for sustainable coastal management Acronym: SEA-GAME Valerio Minoretti, Giammarco Di Felice, Valeria Iacovone, Monica Targusi, Elisa Ulazzi	pag. 155-156
Norme per gli Autori	pag. 157-158

Studi costieri

Dinamica e difesa dei litorali - Gestione integrata della fascia costiera

N. 16
2009

Gruppo Nazionale per la
Ricerca sull'Ambiente Costiero

ISSN 1129-8588

Interazione fra onde, correnti e fondali marini: il contributo della ricerca sperimentale di laboratorio

Enrico Foti

Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale
Università degli Studi di Catania
V.le A. Doria, 6 - 95125 Catania
Email: efoti@dica.unict.it

Riassunto

Il presente lavoro illustra i principali strumenti e le metodologie più innovative della ricerca sperimentale di laboratorio orientata allo studio della interazione tra onde, correnti e fondali marini.

Insieme al tentativo di presentare uno stato dell'arte esaustivo, con particolare riguardo alle conoscenze sullo strato limite al fondo di onde di mare, vengono anche evidenziati i limiti e le potenzialità di detta ricerca di laboratorio.

La memoria si conclude con alcune considerazioni di carattere generale su quelle che sono le questioni ancora aperte ad ulteriori approfondimenti tramite la ricerca sperimentale di laboratorio.

Parole chiave: interazione onde-correnti, strato limite, trasporto solido, forme di fondo, sperimentazione di laboratorio.

Abstract

This research explains the main tools and most innovative methodologies of laboratory experimental research aimed at studying the interaction of waves, currents and sea bottom.

Along with an attempt to present exhaustive literature review, with particular regard to bottom boundary layer induced by sea waves, limits and potentialities of this laboratory research are also pointed out.

The article ends with general remarks on issues that remain open to further laboratory experimental research.

Keywords: *wave-current interaction, boundary layer, sediment transport, bottom sediment formation, laboratory experimentation.*

Introduzione

Tra i numerosi moti di fluidi che si verificano in natura in prossimità di superfici di contorno, spesso identificati come moti di strati limite geofisici, una importante categoria è certamente rappresentata da quelli che si manifestano sulla piattaforma continentale, ossia su quella fascia perimetrale di ciascun continente interessata da mari relativamente poco profondi.

In tale zona il moto dell'acqua è il risultato di numerose forzanti, quali il vento, le maree, le variazioni di densità o di temperatura, i gradienti di pressione, etc. Tuttavia, se è vero che dette forzanti si combinano tra loro dando luogo a campi di velocità piuttosto complessi, è altrettanto vero che l'importanza relativa di ciascuna

di esse cambia in funzione della particolare regione della piattaforma continentale su cui si vuole focalizzare l'attenzione. Nella laguna di Venezia, per esempio, i moti mareali sono certamente dominanti e pertanto uno studio in tale zona non può prescindere dalla particolare struttura del campo di moto da essi fortemente condizionata. Nella maggior parte dei casi, tuttavia, la forzante principale è il vento che, spirando sulla superficie del mare, genera sia correnti che onde. Queste ultime, a loro volta, innescano campi di velocità e di pressione che, penetrando la colonna d'acqua, interagiscono non solo tra loro ma anche con il fondo, dando luogo a dinamiche non lineari molto complesse e talvolta, in acque basse e in presenza di fondali erodibili, anche alla formazione di strutture sedimentarie di varia scala (Grant e Madsen, 1986).

Dal quadro sopra schematicamente delineato, si intuisce la complessità del fenomeno dell'interazione tra onde, correnti e fondali marini, che può quindi essere studiato solo attraverso l'adozione di schemi drasticamente semplificativi che consentano l'identificazione dei meccanismi di base attraverso i quali interpretare successivamente anche le dinamiche più complesse.

Tra le diverse semplificazioni possibili, usualmente si parte da quella che si adotta nello studio della interazione di una onda di gravità progressiva con i fondali marini, per pervenire solo successivamente a quella che si utilizza per la descrizione di situazioni idrodinamicamente più complesse, come quelle dovute alla contemporanea presenza di onde e di correnti.

In presenza di un'onda progressiva di piccola ampiezza, come è noto, il moto si può approssimare come irrotazionale. In particolare, in acque profonde il moto orbitale delle particelle può essere assimilato ad un moto circolare il cui raggio decresce rapidamente fino ad annullarsi senza interagire con il fondo. In acque basse, invece, il moto orbitale delle particelle d'acqua è ellittico e tende a degenerare in prossimità del fondo in un moto oscillante parallelo al fondo stesso. In questo ultimo caso si può individuare, in aderenza al fondale, una regione in cui gli effetti viscosi sono rilevanti e la vorticità è elevata. Detta zona è denominata strato limite al fondo di un'onda di mare¹.

La regione della piattaforma continentale interessata dallo strato limite è particolarmente estesa. Basti pensare infatti che un'onda avente un periodo di 10 s fa risentire i propri effetti sul fondo fino a profondità di circa 80 m, mentre un'onda caratterizzata da un periodo di 6 s fa risentire i propri effetti sul fondo fino alla profondità di 28 m. Da ciò si evince che, soprattutto nel caso di spiagge sommerse caratterizzate da modeste pendenze, lo strato limite interessa estensioni notevoli.

Lo studio dello strato limite viene usualmente condotto introducendo drastiche semplificazioni, spesso basate sull'ipotesi che detta regione possa essere assunta di limitato spessore rispetto alle altre grandezze geometriche in gioco e, soprattutto, molto più piccola della lunghezza d'onda L . Nella realtà, tuttavia, le cose sono piuttosto complicate e gli schemi semplificati risultano non sempre adeguati. Al riguardo basti pensare che, in natura, la velocità U_b al fondo può variare in un intervallo che va da zero ad un metro al secondo e l'oscillazione delle particelle fluide a può raggiungere anche i 10 m. Inoltre, dal punto di vista geometrico, i fondali possono essere riguardati come lisci, come nel caso di fondali argillosi o fangosi recentemente depositati in prossimità degli estuari, oppure più o meno scabri, come quelli costituiti da sabbie, eventualmente anche interessate da strutture sedimentarie di piccola scala (*ripples*), o da pietrame di dimensioni anche considerevoli, come nel caso di blocchi provenienti da lavori di protezione costiera. In dipendenza dei valori delle grandezze idrodinamiche e geometriche sopra menzionate, all'interno dello strato limite si possono realizzare diversi regimi di moto. E precisamente: il regime di moto laminare, più frequente alle elevate profondità, il regime di moto turbolento di transizione e il regime di moto assolutamente turbolento. Il quadro può essere ulteriormente complicato dal fatto che, nella maggior parte dei casi di interesse applicativo, le forzanti idrodinamiche non sono solamente dovute al moto ondoso, ma anche alla contemporanea presenza di correnti di varia natura (correnti mareali, litoranee, di temperatura, di densità, etc.).

¹ Il concetto di strato limite si deve a L. Prandtl, che per primo lo introdusse nel 1904, "Über Flüssigkeitsbewegungen bei sehr kleiner Reibung" (Sui moti di fluidi caratterizzati da modestissimo attrito), Verhandlungen des III. Internationalen Mathematiker Kongresses (Heidelberg, 1904) Leipzig, 1905.

Appare dunque evidente come lo studio dello strato limite al fondo di un'onda di mare rappresenti una sfida affascinante non solo dal punto di vista scientifico, ma anche dal punto di vista applicativo.

Gli aspetti di maggior interesse si possono così riassumere:

- nello strato limite si concentra la maggior parte delle dissipazioni dell'energia posseduta da un'onda poiché in esso si concentrano elevate vorticità e turbolenza;
- nello studio della circolazione costiera è assodata l'importanza delle resistenze al fondo, ma la quantificazione e caratterizzazione di dette resistenze non possono certo dirsi effettuate;
- lo strato limite è il luogo dove avviene lo scambio di sedimenti tra i fondali e la colonna d'acqua soprastante, determinando le modalità del trasporto solido e della conseguente evoluzione morfologica dei litorali che occupano un ruolo determinante in molti problemi di ingegneria costiera ed anche nella caratterizzazione del trasporto di inquinanti;
- dal punto di vista strettamente biologico, è noto che la maggior parte della produttività primaria ha luogo nella piattaforma continentale che pertanto risulta fortemente influenzata dal campo di velocità e dai processi di mescolamento che ivi si realizzano;
- risulta importante nei bilanci di quantità di moto;
- la distribuzione delle comunità bentoniche è fortemente influenzata dai meccanismi di alimentazione di vari tipi di biota e, quindi, è per essi importante il ruolo dei moti che si realizzano in prossimità del fondo e dei processi di mescolamento.

Per individuare l'approccio sperimentale più adatto bisogna anzitutto ricordare che gli studi sulle aree costiere vanno ovviamente affrontati in base alla domanda alla quale si vuole dare risposta. Ad esempio, dal punto di vista geomorfologico, un possibile modo di inquadrare le questioni è quello di considerare un tratto di costa come soggetto ad un insieme di fenomeni organizzati in funzione delle diverse scale temporali e spaziali che li caratterizzano. In Figura 1 è riportata la gerarchia proposta da Cowell e Thom (1994), dalla quale si evince che la scala maggiore è quella geologica, in cui gli studi condotti sulla costa sono per lo più di tipo descrittivo. Il livello subito inferiore copre invece diversi decenni ed è definito di interesse ingegneristico poiché si presuppone che in tale intervallo di tempo la costa risulti interessata da interventi dell'uomo volti a permetterne un uso connesso alle esigenze antropiche.

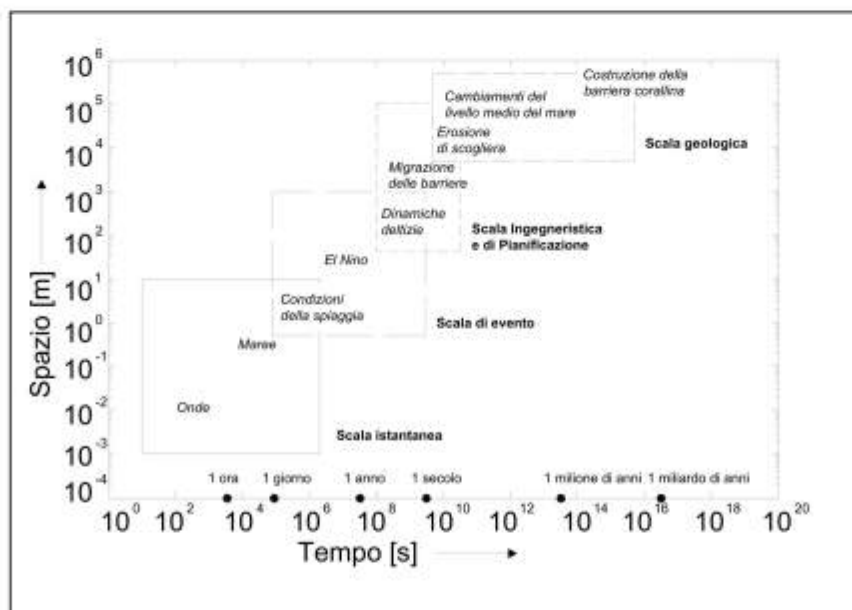


Figura 1 - Classificazione dei processi morfodinamici costieri in funzione delle scale spaziali e temporali.

Scendendo ancora si giunge alla scala di evento (per esempio, una mareggiata), che riguarda per lo più la risposta morfodinamica di una costa all'azione di un evento anche eccezionale. Infine, si perviene alla scala più piccola, ossia a quella istantanea, cui si applicano i principi della meccanica dei fluidi. Tipici studi condotti a questa scala sono quelli riguardanti il trasporto solido. Tali studi, sebbene sviluppati anche in campo con qualche successo, sono usualmente condotti in laboratorio. Infatti la precisione usualmente richiesta per rilevare, ad esempio, i fenomeni turbolenti connessi al trasporto in sospensione mal si attaglia alle difficoltà imposte dalle condizioni di campo e alla impossibilità di controllare le condizioni al contorno. Pertanto studi accurati possono essere condotti solo in laboratorio, ossia laddove le condizioni al contorno sono controllabili con accuratezza. Di contro, tuttavia, nei riguardi degli studi di laboratorio possono sollevarsi altre obiezioni relative alla rappresentatività delle situazioni di campo. Basti pensare infatti che perfino sui criteri di similitudine adottati per lo studio del trasporto solido costiero esistono ancora opinioni molto diverse all'interno della comunità scientifica internazionale. Malgrado ciò, in quanto segue l'attenzione è posta principalmente sui risultati delle ricerche condotte in laboratorio. E ciò non solo per la specifica esperienza di chi scrive, ma anche perché si ritiene che, nonostante i citati limiti, la certezza della ripetibilità dei risultati sperimentali acquisiti in laboratorio sia un presupposto essenziale per comprendere meccanismi ancora poco noti come quelli riguardanti l'idrodinamica costiera. L'obiettivo specifico del presente lavoro è quello di presentare una rassegna della ricerca di laboratorio sull'interazione dell'idrodinamica generata da onde e correnti con i fondali marini.

Detta ricerca è oggi particolarmente finalizzata: a comprendere la dinamica dello strato limite; a studiare l'interazione con fondali non coesivi (analisi del trasporto solido e della morfodinamica dei fondali); a ottenere dati per la validazione di modelli numerici; a realizzare diagrammi che consentano di determinare facilmente i coefficienti di scabrezza f_w (la cui importanza, anche a fini applicativi, emergerà più chiaramente nel prosieguo), ossia diagrammi del tipo riportato in Figura 2.

Il presente lavoro è quindi organizzato come segue: nel paragrafo seguente si descrivono i principali strumenti e metodi di laboratorio utilizzati per lo studio dello strato limite, quindi si descrivono alcuni aspetti peculiari dell'idrodinamica sotto onde di mare e precisamente: i regimi di moto che si possono realizzare e la transizione alla turbolenza; lo strato limite turbolento completamente sviluppato e lo strato limite turbolento di parete scabra. Successivamente si passa alla descrizione dell'interazione tra onde e correnti codirezionali e all'interazione tra onde e correnti ortogonali. Il contributo si conclude con alcune considerazioni di carattere generale sulle questioni ancora aperte che meritano ulteriori approfondimenti.

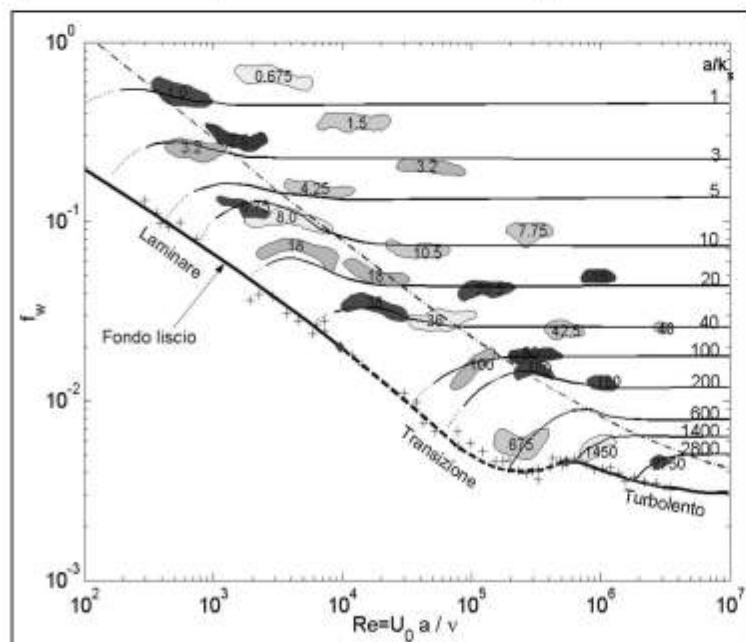


Figura 2 - Esempio di rappresentazione della dipendenza del coefficiente di attrito in funzione del numero di Reynolds Re e della scabrezza relativa a/k , (dopo Kamphuis, 1975). Il numero di Reynolds è costruito assumendo come velocità scala U_0 e come lunghezza scala a . Il rapporto a/k indica la scabrezza relativa.

Strumenti e metodi di laboratorio

Il problema di simulare in laboratorio l'interazione tra campo di moto generato da onde con un fondale marino può essere affrontato attraverso l'uso di diversi apparati sperimentali. Ovviamente la tipologia di installazione che si può utilizzare è quella in grado di riprodurre un'onda di gravità e, di conseguenza, l'interazione del campo di moto da essa generato con il fondale. A seconda che il moto ondoso generato sia bidimensionale o tridimensionale si parla di canalette o di bacini dotati di ondogeno.

Oggi esistono installazioni di questo tipo di notevoli dimensioni che consentono studi accurati. Ad esempio, in Figura 3 si riporta una immagine del bacino in dotazione al Laboratorio di Ricerca e Sperimentazione per la Difesa delle Coste del Politecnico di Bari, certamente tra i più grandi in Italia. Tuttavia, per quanto concerne l'interazione con il fondale, tali installazioni pongono seri limiti, per lo più legati alla possibilità di riprodurre casi caratterizzati solo da bassi valori del numero di Reynolds.



Figura 3 - Bacino con ondogeno in dotazione al Laboratorio di Ricerca e Sperimentazione per la Difesa delle Coste del Politecnico di Bari (lungo 90 m, largo 50 m e profondo 1.2 m) in cui è possibile riprodurre fronti d'onda anche di 30 m.

Per ovviare a questi problemi, sono stati introdotti altri sistemi volti non tanto a simulare il moto ondoso, quanto piuttosto a rappresentarne solo gli effetti sul fondale, sebbene opportunamente semplificati.

Negli studi teorici, le ipotesi semplificative usualmente adottate sono quelle di onda monocromatica di piccola ampiezza che si propaga su di un fondale caratterizzato da una profondità costante.

Adottando quindi il sistema di riferimento introdotto nella Figura 4, in cui il fondo marino è descritto dalla retta $y=0$, in prossimità del fondo, dalla teoria di Stokes al primo ordine di approssimazione, si ricava per la velocità orizzontale una legge del tipo:

$$u = U_o \cos(kx - \omega t) \quad (1)$$

in cui $k = 2\pi/L$ è detto numero d'onda e $\omega = 2\pi/T$ è detto frequenza angolare, con T periodo dell'onda. In altre parole, la (1) esprime analiticamente il fatto che il fluido in prossimità del fondo oscilla armonicamente lungo la direzione x come rappresentato nella citata Figura 4. Poiché, usualmente, in laboratorio l'attenzione viene rivolta a fenomeni la cui scala geometrica risulta essere piccola rispetto alla lunghezza d'onda delle onde di gravità considerate (inverso dell'ordine di parecchie decine di metri), ne consegue che in tali condizioni il prodotto kx risulta molto piccolo ($\ll 1$) e pertanto appare ragionevole introdurre la seguente ulteriore semplificazione:

$$u = U_o \cos(kx - \omega t) = U_o [\cos(kx)\cos(\omega t) - \sin(kx)\sin(\omega t)] \approx U_o \cos(\omega t) \quad (2)$$

ossia una invarianza delle caratteristiche del moto lungo la direzione x .

E' opportuno ricordare che la soluzione di Stokes assume il fluido in moto irrotazionale e che pertanto essa non è in grado di soddisfare la condizione di aderenza al fondo. Tale condizione di aderenza pone quindi l'esistenza di uno strato limite il cui spessore, nel caso di fondo piano, può essere agevolmente ottenuto valutando gli ordini di grandezza dei vari termini delle equazioni di Navier-Stokes ed imponendo che il termine di inerzia locale abbia lo stesso ordine di grandezza dei termini diffusivi. Imponendo quindi detto bilancio, si ricava uno spessore per lo strato limite proporzionale a:

$$\delta \propto \sqrt{\frac{\nu}{\omega}} \quad (3)$$

in cui ν è la viscosità cinematica del fluido e ω la frequenza angolare dell'onda. Lo spessore dello strato limite dovuto alle sole onde di mare, tuttavia, sebbene venga assunto $\delta \ll L$, può raggiungere nella realtà anche diverse decine di cm (20÷30 cm). Ciò si verifica nel caso di strato limite turbolento per cui lo spessore può essere ricavato ponendo nella (3) $\nu = \nu_t$, essendo ν_t la viscosità turbolenta.

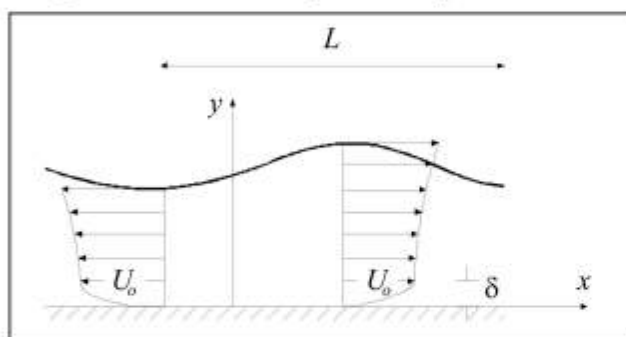


Figura 4 - Rappresentazione schematica dello strato limite al fondo di un'onda di mare progressiva (L è la lunghezza d'onda, U_0 è la velocità massima in prossimità del fondo indotta dal passaggio dell'onda, δ è lo spessore dello strato limite).

Da tutto quanto sopra brevemente richiamato, si evince che, in laboratorio, l'interazione tra campo di moto generato da onde di gravità e fondali marini viene riprodotta focalizzandosi sullo studio del campo di moto nello strato limite in aderenza al fondo forzato da un moto puramente oscillante. I primi studi sperimentali basati su tali approssimazioni furono condotti da Bagnold (1946) allo scopo di studiare la formazione delle forme di fondo di piccola scala e di analizzare le dissipazioni di energia. Lo schema dell'apparato sperimentale impiegato da Bagnold (1946) tratto dalla pubblicazione originale è riportato nella Figura 5.

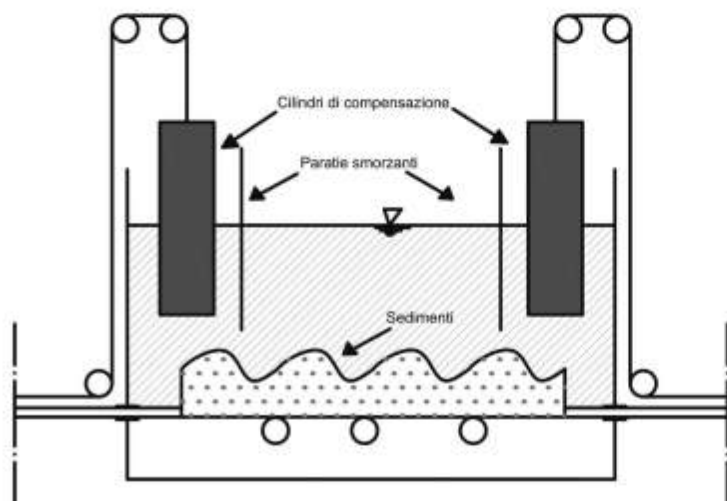


Figura 5 - Schema di funzionamento di un vassoio oscillante (desunto da Vittori, 1990) in un fluido in quiete.

Per ovviare ad alcuni inconvenienti dei vassoi oscillanti, per lo più dovuti al fatto che essi non consentivano di simulare numeri di Reynolds sufficientemente elevati, sono stati proposti i tunnel oscillanti o i tubi ad "U", ormai largamente impiegati (Conley e Inman, 1994; Kamphuis, 1975; Dedow, 1966; Sleath, 1987; Murray et al., 1993; Ribberink e Al Salem, 1994; Foti e Blondeaux, (a) e (b), 1995).

Il concetto informatore che sta alla base di tali installazioni è il medesimo di quello dei vassoi oscillanti; si cerca infatti di riprodurre un moto puramente oscillante su di un fondo orizzontale. Ovviamente molti effetti legati alla superficie libera sono del tutto trascurati (per esempio, gli effetti del secondo ordine come gli *steady streaming* non possono essere riprodotti).

La differenza tra tubi ad "U" e tunnel oscillanti è marginale e consiste solamente nel fatto che mentre il tubo ad "U" oscilla solo su frequenza propria, nei tunnel oscillanti, come quello rappresentato in Figura 6, è possibile imporre pressoché qualunque oscillazione risulti compatibile con la risposta in frequenza dell'apparecchiatura stessa. Varianti sul tema sono state proposte, tra gli altri, da Hino et al. (1976), che hanno realizzato una galleria del vento bidirezionale allo scopo di ottenere numeri di Reynolds elevatissimi, simili a quelli di pieno campo.

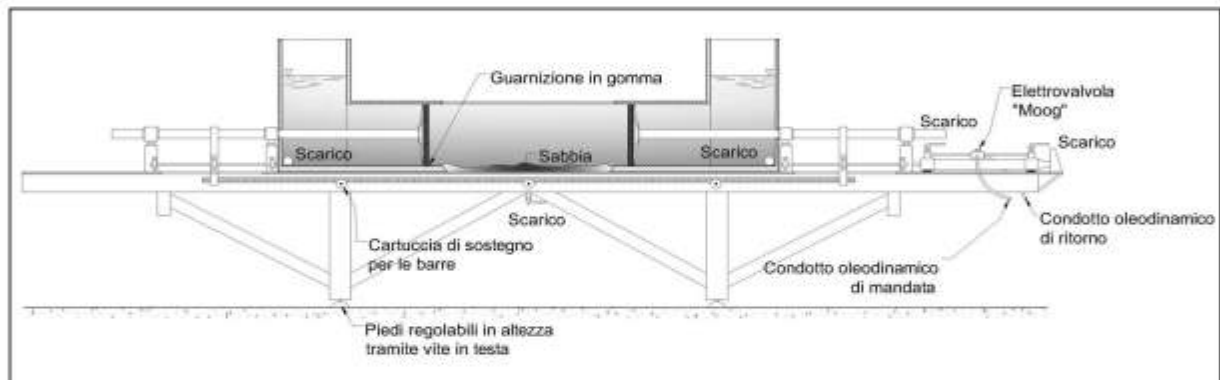


Figura 6 -Tunnel oscillante in dotazione al laboratorio di Idraulica del Dipartimento di Ingegneria Ambientale dell'Università di Genova (da Foti, 1994).

Recentemente è stata introdotta una nuova tipologia di installazione sperimentale detta *annular cell* (Stegner e Wesfreid, 1999; Scherer et al., 1999; Rousseax, 2003; Foti e Faraci, 2005), con l'obiettivo di ridurre le complicazioni dei tunnel oscillanti e dei tubi ad "U". Sostanzialmente si tratta di due cilindri coassiali che ruotano attorno al proprio asse e al cui interno viene posta l'acqua (vedere la Figura 7, che riporta l'*annular cell* in dotazione al Laboratorio di Idraulica dell'Università di Catania). Tali installazioni, essendo molto piccole e anche facili da controllare, risultano particolarmente adatte quando si vogliono realizzare esperimenti in cui la ripetibilità rappresenta un elemento importante. Ovviamente esse introducono altri effetti scala, ossia altri inconvenienti, tra cui il fatto di poter riprodurre ancora una volta numeri di Reynolds modesti.

Lo studio sperimentale di laboratorio dell'interazione tra moto ondoso e fondali marini può quindi essere effettuato ricorrendo a diversi dispositivi, ciascuno dei quali presenta non solo vantaggi ma anche importanti limiti dovuti ai cosiddetti effetti di scala, eliminabili solo in pieno campo (sebbene in tal caso si presenterebbe l'impossibilità di controllare il fenomeno in studio). Se ne evince pertanto che solo una sufficiente e preventiva conoscenza del fenomeno in studio può suggerire l'adozione dell'apparecchiatura più adatta agli scopi che si vogliono perseguire.

Per quanto riguarda gli strumenti di misura più comunemente adottati, essi possono essere classificati in:

1. strumenti per la visualizzazione del campo di moto:
 - inchiostro, latte o altri liquidi (Li, 1954);
 - particelle di plastica (o comunque di materiali più leggeri dell'acqua come, per esempio, il legno) rilasciate in sospensione;

- bioluminescenza (Rohr et al., 1997; Stokes et al., 2004; Foti, 2005);
 - fumo (nel caso di tunnel ad aria);
2. strumenti per la misura delle velocità:
 - micromulinelli (Jonsson e Carlsen, 1976);
 - filo caldo (Becchi e Scarsi, 1974);
 - Acoustic Doppler Velocimeter o ADV (Musumeci et al., 2006);
 - Laser Doppler Velocimeter, o LDA (Petti e Longo, 2001);
 - Particle Imaging Velocimeter, o PIV (Lara et al., 2002);
 3. strumenti per la misura delle tensioni tangenziali:
 - *shear plate* (Kamphuis, 1975, Kemp e Simons, 1982);
 - film caldo (Sumer et al., 1993) o Micro Electrical Mechanical Systems o MEMS (Larcen, 2006);
 - bioluminescenza (Stokes et al., 2004; Foti, 2005).

Entrando un po' nel dettaglio relativamente agli strumenti di misura delle velocità e delle tensioni tangenziali, che più di altri servono nelle sperimentazioni in oggetto, si può sinteticamente ricordare quanto di seguito riportato (il lettore interessato ad approfondimenti sulle misure idrauliche è comunque rimandato al libro di Petti e Longo, 2005).

Per quanto riguarda i micromulinelli, essi sono caratterizzati da un volume di controllo più o meno sferico dal

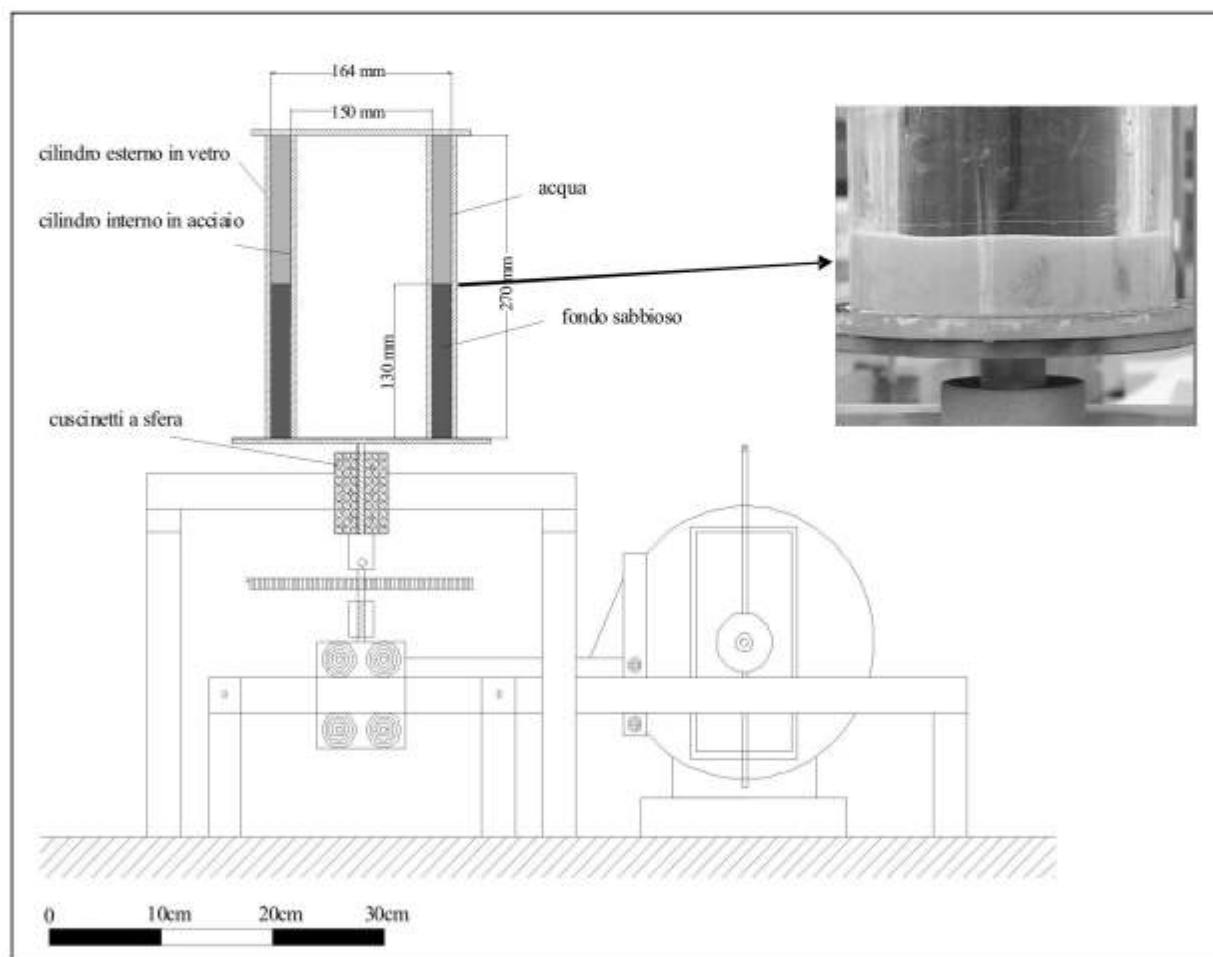


Figura 7 - *Annular cell* in dotazione al laboratorio di Idraulica del Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università di Catania (da Foti, 2005).

diametro dell'ordine di grandezza di $O(0.5 \text{ cm})$, che risulta adeguato per analisi relative al moto medio, ma certamente non può dirsi adatto allo studio della turbolenza. La frequenza di campionamento è limitata solo dal sistema di acquisizione. In generale, quindi, il micromulinello non pone problemi circa la risoluzione nel tempo, quanto piuttosto in quella nello spazio.

Altra tecnica è l'anemometro a filo caldo, o tecnica anemometrica a scambio termico con sonde cilindriche a fibra, caratterizzate da una risoluzione spaziale che dipende dalla sezione della fibra ($\sim 75 \mu\text{m}$). Pur non avendo grossi limiti circa la frequenza di campionamento, che ne ha consentito applicazioni con notevole profitto (Becchi et al., 1974a, 1974b), questa tecnica presenta difficoltà di taratura.

Per quanto attiene all'ADV, esso risulta caratterizzato da un volume di controllo $O(1 \text{ cm}) \times O(0.3 \text{ cm}) \times O(0.3 \text{ cm})$ e da una frequenza di campionamento molto elevata e pertanto certamente adatta a rilevare qualunque fenomeno idrodinamico di interesse ingegneristico. Il volume di controllo risulta spesso troppo grande per misure all'interno dello strato limite al fondo di un'onda di gravità riprodotta in laboratorio.

Per quanto concerne il LDA, si ha un volume di controllo: $O(0.1 \text{ mm}) \times O(0.1 \text{ mm}) \times O(0.2 \text{ mm})$ e una frequenza di campionamento elevatissima. Tale strumento di misura si presta dunque per lo studio della turbolenza (vedere, per esempio, Petti e Longo, 2001).

La PIV ha una risoluzione spaziale: $O(0.6 \text{ mm})$ e una risoluzione nel tempo: $O(0.1 \text{ s})$ (vedere Lara et al., 2002). In effetti, è da notare come per elevati numeri di Reynolds $O(5 \times 10^6)$ in un tubo a "U", per una risoluzione di $\Delta y^+ = 4$, la risoluzione PIV necessaria sarebbe di $O(0.1 \text{ mm})$ anziché di $O(0.6 \text{ mm})$ come quella degli esperimenti citati di Lara et al. (2002); anche la risoluzione nel tempo $O(0.1 \text{ s})$ sembrerebbe non sufficientemente piccola. In altre parole, le risoluzioni spaziali e temporali non sembrano ancora adatte a studiare il campo di moto nello strato limite al fondo di un'onda di mare nel caso di moto turbolento pienamente sviluppato, sebbene sembrerebbe che alcuni nuovi prodotti siano invece più adeguati (Sumer, 2006; comunicazione personale).

Per quanto riguarda la misura di tensioni tangenziali, non si hanno molti dispositivi e peraltro quelli disponibili funzionano solo su una parete. Il film caldo, ad esempio, consente l'acquisizione di misure di tensioni tangenziali su parete liscia anche in regime di moto turbolento. Esso infatti presenta una superficie di misura $O(0.2 \text{ mm}) \times O(0.8 \text{ mm})$ e sostanzialmente non presenta limiti di campionamento nel tempo.

Altra possibilità è rappresentata dal cosiddetto *shear plate*, che fornisce una misura di tensione tangenziale "integrata" su di un'area non piccola $O(25 \text{ cm} \times 25 \text{ cm})$, ossia sufficientemente ampia da rilevare le forze tangenziali. Ciò implica che lo strumento risulta efficace per la acquisizione delle tensioni tangenziali medie, mentre la sua risoluzione spaziale appare del tutto inadatta per l'analisi delle tensioni turbolente.

Infine, per quanto concerne l'uso della bioluminescenza come misura delle tensioni tangenziali, proprio perché ancora in fase sperimentale, si ritiene di doverne qui approfondire alcuni aspetti peculiari, allo scopo di evidenziarne potenzialità e limiti. Al riguardo è opportuno preliminarmente ricordare che le tecniche adoperate per caratterizzare il campo di moto di un fluido, sopra brevemente richiamate, sono essenzialmente indirizzate verso una sempre più precisa e rigorosa descrizione del campo di velocità, non essendosi ancora affermata alcuna metodologia di misura diretta degli sforzi all'interno del fluido in moto (come anzi accennato, infatti, sia gli *shear plate* che il film caldo consentono misure di tensioni tangenziali solo alla parete). La filosofia propria di questo tipo di approccio al problema è quella di valutare le caratteristiche del campo di tensioni per via indiretta, cioè per mezzo delle note relazioni che legano la dinamica e la cinematica del moto. Se da un lato l'aver impostato e mantenuto questa metodologia di ricerca ha permesso di raffinare l'analisi cinematica del moto dei fluidi, dall'altro ha limitato lo sviluppo di mezzi e procedure sperimentali che permettano di operare misurazioni dirette delle tensioni, se non nei casi molto particolari di sforzi viscosi su parete liscia.

In questo contesto appare auspicabile l'idea di poter fare affidamento su mezzi di indagine diretta del campo di tensioni, ossia che permettano una stima di essi prescindendo dalla conoscenza delle velocità.

Con tali premesse, lo studio del comportamento di organismi luminescenti, capaci cioè di emettere radiazioni luminose se sottoposti a stress fisico, può rappresentare un mezzo per superare gli ostacoli presenti a tutt'oggi, qualora fosse possibile misurare con opportuna precisione l'intensità della risposta luminosa e fosse nota la relazione che lega quest'ultima al valore dello stress.

Sebbene quello della bioluminescenza sia un fenomeno piuttosto comune in natura sia tra gli organismi terrestri che tra quelli acquatici² lo sfruttamento delle capacità bioluminescenti di tali organismi per indagini scientifiche, con particolare riferimento alla meccanica dei fluidi, è molto recente e poco sviluppato.

Di seguito sarà sinteticamente illustrato lo stato dell'arte per la tipologia di indagine indicata, insieme ad alcuni risultati preliminari ottenuti nell'ambito di una tesi di laurea (Foti, 2005) di cui chi scrive è stato relatore. Detti risultati sono stati acquisiti attraverso specifiche indagini di laboratorio condotte con l'ausilio dell'*annular cell* e relative all'analisi del campo di moto su forme di fondo di piccola scala. Le indagini sono state effettuate con colture a media concentrazione (20 cellule/ml) di *Alexandrium tamarense*, un dinoflagellato di dimensione tipica 30 μm coltivato in soluzione salina arricchita (medium *f/2*) alla temperatura di 18 °C e capace di emettere lampi luminosi della durata di circa 0.1 s nella fase notturna del suo ciclo biologico. Tale peculiarità implica la conduzione in notturna delle analisi di laboratorio, data anche la notevole sensibilità delle colture ad alterazioni del ciclo vitale.

Le fasi di sperimentazione all'interno dell'*annular cell* sono state precedute da alcune indagini preliminari allo scopo di individuare le peculiarità del fenomeno ed indirizzare adeguatamente le prove di laboratorio. Tra queste analisi si segnalano quelle di stima della lunghezza d'onda della radiazione emessa (510÷520 nm), quelle di taratura della strumentazione di rilevazione del segnale luminoso emesso, che hanno sancito l'inapplicabilità di strumenti di rilevazione e misura di tipo tradizionale, ossia non dotati di dispositivi ad intensificazione di luminosità, e la verifica dell'insensibilità di tali microrganismi a stati tensionali di tipo isotropo. Questa ultima analisi, in particolare, è stata condotta sottoponendo una coltura a concentrazione di circa 50 cellule/ml a variazioni di pressione idrostatica con l'ausilio di un pistone. L'esito negativo della prova, ovvero la mancanza di risposta luminosa nel range di pressioni esplorato, compreso fra 0.5÷10 Pa, ha portato all'importante conclusione che la parte sferica del tensore di tensione è ininfluente ai fini della risposta, che risulta interamente dovuta a variazioni di stress da taglio.

Altre importanti ipotesi a suffragio della validità di tale tipo di approccio sperimentale volto alla determinazione diretta delle tensioni tangenziali in seno a fluidi in moto sono la conoscenza della legge che lega l'intensità di emissione e lo stress applicato, nonché il valore dell'intervallo temporale che intercorre fra stimolazione ed emissione luminosa. Studi precedenti (Latz e Rohr, 1999) hanno dimostrato come l'andamento della curva che lega l'intensità di emissione al valore dello stress sia di tipo esponenziale all'interno di un intervallo compreso fra la soglia di innesco, giudicata pari a 0.3 Pa e la soglia di saturazione, posta intorno a 1÷2 Pa, come illustrato in Figura 8, mentre il tempo di ritardo fra stimolo e risposta è ritenuto dell'ordine dei 20 ms, dunque abbastanza piccolo da potere ritenere la risposta immediata senza commettere errori grossolani, almeno per lo studio condotto. Alla luce di tali considerazioni preliminari sono stati pianificati ed effettuati gli esperimenti di laboratorio per i quali ci si è avvalsi di una strumentazione ottica composta da un dispositivo ad intensificazione di immagini dotato di sensore CMOS-APS capace di raggiungere livelli di guadagno compresi fra 10^4 e 5×10^7 ed una videocamera intensificata con guadagno fisso pari a 10^5 . I suddetti dispositivi hanno permesso di rilevare la luce prodotta dai dinoflagellati rispettivamente in modalità *frame grabber* (con tempo di posa pari a 13 ms) e televisiva a 13 frames/s.

Le indagini di laboratorio sono state coadiuvate da simulazione numerica, condotta per mezzo di un modello di moto laminare su parete ondulata appositamente predisposto. L'adozione del modello ha permesso da un lato un'appropriata progettazione a priori delle prove di laboratorio, dall'altro la verifica ed il confronto dei risultati ottenuti numericamente con quelli ricavati per mezzo della sperimentazione diretta sui campioni.

In Figura 9 si riportano alcuni dei risultati ottenuti con tale approccio. Tali risultati fanno riferimento alle condizioni di moto create all'interno dell'*annular cell* ed imposte contestualmente al modello numerico riassunte in Tabella 1.

² "... Il mare appariva come illuminato da sotto la superficie dell'acqua, ma non era un semplice fenomeno di fosforescenza: su questo non ci si poteva sbagliare [...] - può essere un agglomerato di piccoli animali marini fosforescenti - osservò un ufficiale ..." (da J. Verne, 20000 *Leghe sotto i mari*).

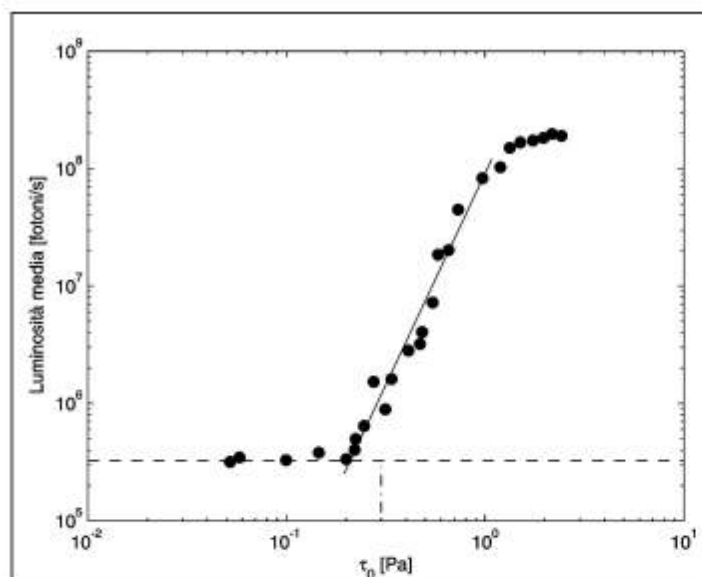


Figura 8 - Esempio di andamento della intensità media della risposta luminosa in funzione dello stress alla parete nel caso di moto laminare per un campione di 15 cellule/ml (Latz e Rohr, 1999). Da notare il valore della soglia inferiore (0.3 Pa) e di quella di saturazione (1+2 Pa).

Tabella 1 - Condizioni di moto imposte al modello numerico e all'annular cell per la caratterizzazione dello stato tensionale tramite visualizzazione della bioluminescenza.

Altezza del <i>ripple</i> [mm]	Lunghezza del <i>ripple</i> [mm]	Ampiezza di oscillazione [mm]	Periodo di oscillazione [s]	Velocità massima [mm/s]	Re
10	53	40	5	50	2009

Una rapida disamina della citata Figura 9 dimostra come la bioluminescenza osservata sembra individuare una struttura coerente compatibile con quanto rilevato numericamente, dunque con addensamenti luminosi in prossimità del fondo ondulato ove le tensioni sono maggiori.

Un dato significativo emerso dal confronto con quanto ricavato dalla simulazione numerica riguarda la soglia di innesco della risposta luminosa. Il modello, infatti, prevede tensioni tangenziali massime di 0.05 Pa in prossimità del fondo, dunque ben inferiori al valore di soglia riportato in letteratura (0.3 Pa); ciononostante tali stress si sono rivelati sufficienti a provocare la risposta dei dinoflagellati.

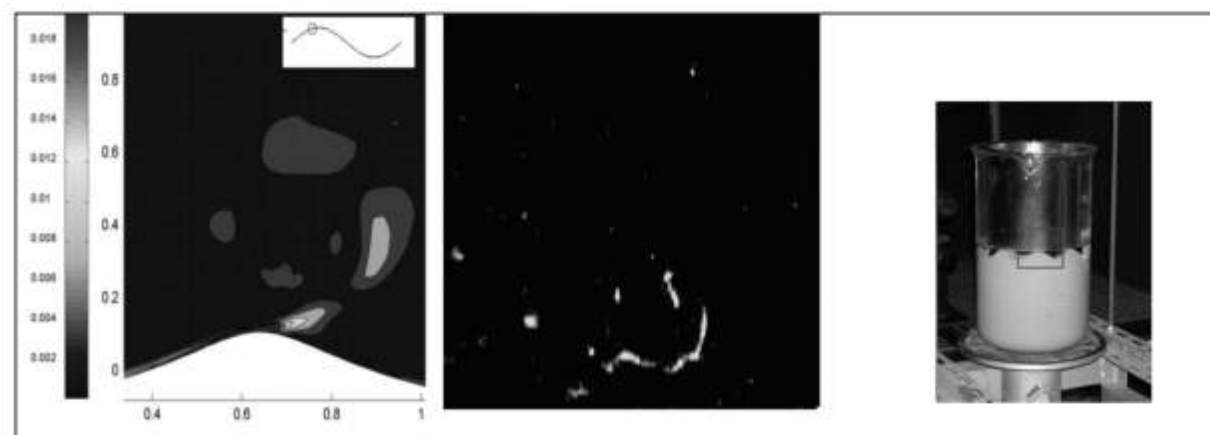


Figura 9 - Confronto fra la mappa di stress ricavata con il modello numerico e relativa all'istante con fase 72,5° del X ciclo di simulazione ed uno dei fotogrammi della bioluminescenza rilevata all'interno dell'annular cell (con riguardo alla finestra visiva 5 cm x 5 cm delineata in figura) dalla videocamera ad intensificazione di immagini impostata su un guadagno di 10⁵.

In conclusione, l'approccio descritto appare una valida metodologia di valutazione diretta di tensioni tangenziali in seno a fluidi in moto e, sebbene presenti ancora delle limitazioni piuttosto rilevanti, può rappresentare il primo passo per lo sviluppo di micro o nano tecnologie bio-ispirate che, allo stesso modo dei dinoflagellati, siano in grado di reagire alle sollecitazioni tangenziali presenti nel fluido in cui si trovano immersi.

Regimi di moto e transizione alla turbolenza su parete liscia

Per descrivere i regimi di moto si può fare riferimento alle tensioni tangenziali alla parete e al loro andamento nel tempo. Si osservi la Figura 10 che riporta i risultati degli esperimenti condotti da Jensen et al. (1989), in cui nel pannello superiore è riportato il moto irrotazionale esterno allo strato limite, ossia le velocità U_b , per tre diversi valori del numero di Reynolds, mentre nel pannello inferiore è riportata la tensione tangenziale alla parete τ_w diviso la densità del fluido ρ .

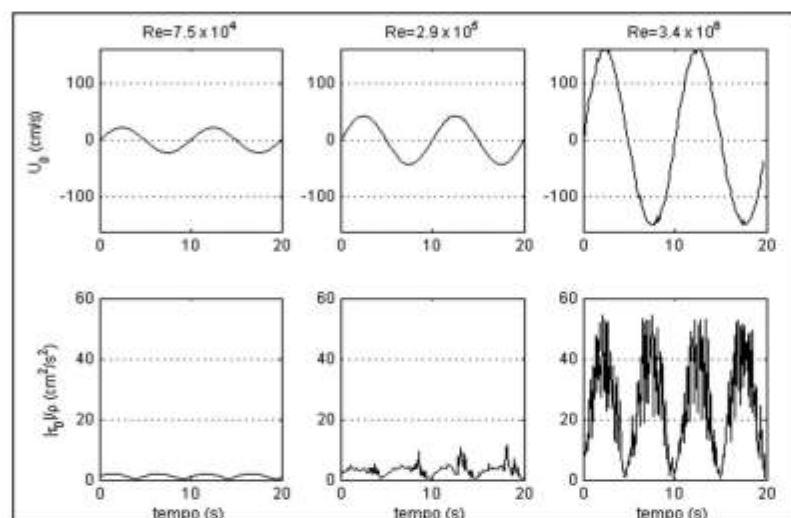


Figura 10 - Andamento nel tempo delle velocità (pannello superiore) e delle tensioni tangenziali alla parete (pannello inferiore) per diversi valori del numero di Reynolds (dati desunti da Jensen et al., 1989).

Si può notare che:

- quando $Re = 7.5 \times 10^4$ si è in regime laminare;
- quando $Re = 2.9 \times 10^5$ si manifesta la turbolenza (nella forma di *spikes* o *bursts*, che si presentano nella fase di decelerazione);
- per ulteriori aumenti del numero di Reynolds, la turbolenza si manifesta anche nella fase di accelerazione fino a interessare tutto il semiciclo per $Re \approx O(10^6 \div 10^7)$.

Dall'osservazione degli esperimenti sopra richiamati sorge spontanea la domanda: quale è, nei moti oscillanti su parete liscia, il valore critico del numero di Reynolds per cui si osserva la transizione alla turbolenza? A tale quesito si è cercato di dare una risposta attraverso diversi approcci metodologici.

Le analisi sperimentali suggeriscono $Re_{cr} \approx 1.5 \times 10^5$. Tale valore è infatti indicato sia da Li (1954), che ha condotto esperimenti con un vassoio oscillante osservando la dispersione di inchiostro, sia da Jensen et al. (1989), nonché da Akhavan et al. (1991). Altri ricercatori come, ad esempio, Becchi et al. (1974), che propongono $Re_{cr} \approx 6 \times 10^3 \div 1.2 \times 10^4$; oppure come Hino et al., (1976), o anche come Ohmi et al. (1982), introducono valori diversi, verosimilmente legati all'apparato sperimentale utilizzato (vedere Blondeaux e Vittori, 1999; per un'ampia rassegna sull'argomento) o agli strumenti di misura adottati.

Le analisi numeriche di Spalart e Baldwin (1987) suggeriscono, attraverso una simulazione numerica diretta tridimensionale (DNS), che anche al di sotto del valore di $Re = 1.8 \times 10^5$ il moto manifesta una transizione alla turbolenza (anzi, essi parlano di una transizione a uno stato di pre-turbolenza per valori inferiori al citato numero di Reynolds), sebbene non vengano forniti molti dettagli al riguardo; Vittori e Verzicco (1998), anch'essi

tramite DNS, studiando lo strato limite su un letto leggermente perturbato, hanno ricavato come valore critico di transizione alla turbolenza $Re_{\sigma} \approx 1.5 \times 10^5$; infatti al di sopra di questo valore le velocità in prossimità del fondo manifestavano fluttuazioni esplosive.

Da quanto sopra esposto se ne vince pertanto che il numero di Reynolds critico per la transizione alla turbolenza è $Re_{\sigma} \approx 1.5 \times 10^5$. Ovviamente questi risultati riguardano il caso di moto oscillante forzato da un'unica componente armonica, mentre in campo si hanno diverse armoniche e componenti stazionarie.

Noto con un certo grado di approssimazione il valore critico del numero di Reynolds per la transizione alla turbolenza, resta da comprendere il comportamento del moto all'interno dello strato limite, una volta che viene superato tale valore critico. Ovviamente non si osserverà turbolenza per tutta la durata del ciclo ma si avranno fasi del ciclo in cui il moto sarà laminare. Tale fenomeno può essere compreso attraverso l'analisi della Figura 11 (Jensen et al., 1989), che riporta la tensione tangenziale alla parete alle diverse fasi del ciclo f_w^* , opportunamente adimensionalizzata, per diversi valori del numero di Reynolds. Più precisamente, in ascisse è riportato il numero di Reynolds mentre in ordinate figura:

$$f_w^* = \frac{\tau_w^*}{0.5\rho U_{\sigma}^2} \frac{1}{\sin\left(\omega t + \frac{\pi}{4}\right)} \quad (4)$$

Da notare che l'aver diviso per $\sin(\omega t + \pi/4)$ implica un andamento della soluzione laminare descritta da una retta data dall'espressione :

$$f_w^* = \frac{2}{\sqrt{Re}} \quad (5)$$

Pertanto, tutto ciò che finisce per "collapsare" su tale retta rappresenta un moto laminare D.

all'osservazione della figura citata si ricava che per un dato valore di fase ωt , dopo che il numero di Reynolds eccede un primo valore critico, la variazione delle tensioni tangenziali al fondo subisce due cambiamenti: prima subisce una variazione di transizione e poi subisce una seconda variazione differente dalla prima. La prima variazione viene detta turbolenza transizionale e la seconda turbolenza completamente sviluppata.

Per esempio, per $Re=10^6$, la tensione tangenziale al fondo si comporterà: come in regime laminare per $0^\circ < \omega t < 20 \div 25^\circ$; come in regime di transizione per $20 \div 25^\circ < \omega t < 60^\circ$; come nel regime di moto turbolento pienamente sviluppato per $60^\circ < \omega t < 130^\circ$.

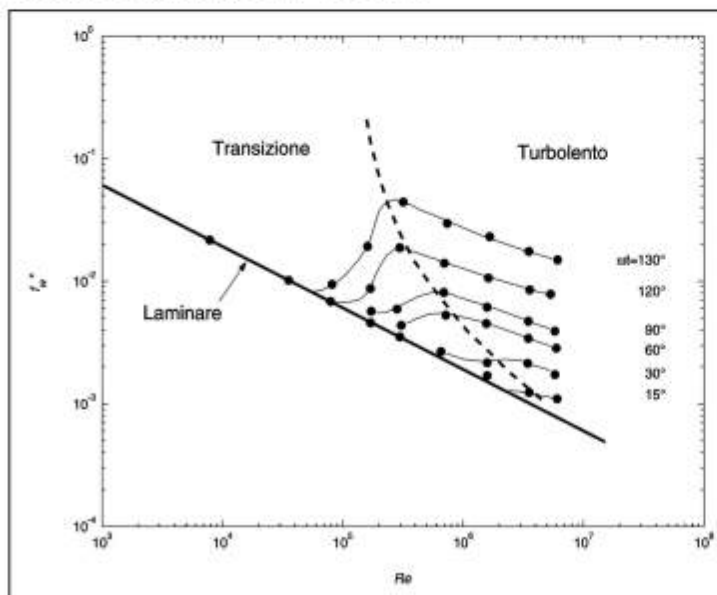


Figura 11 - Andamento delle tensioni tangenziali adimensionali alla parete alle diverse fasi del ciclo, in funzione del numero di Reynolds. Dati desunti da Jensen et al. (1989).

E' opportuno segnalare come tale risultato non sia ancora stato confermato numericamente, per esempio tramite DNS, poiché i numeri di Reynolds in gioco sono troppo alti.

Passando adesso a discutere lo strato limite turbolento completamente sviluppato, brevemente ci si soffermerà su due aspetti: il moto medio e le resistenze.

Per quanto riguarda il moto medio si può fare riferimento alla Figura 12, che mostra l'andamento della velocità media \bar{u}^* in un ciclo insieme alla legge logaritmica (linea tratteggiata) e alla distribuzione di velocità di van Driest (1956). L'asse verticale indica la distanza dal fondo in forma adimensionalizzata (ossia $y^* = yU_f/\nu$, in cui U_f è la velocità di attrito alle diverse fasi).

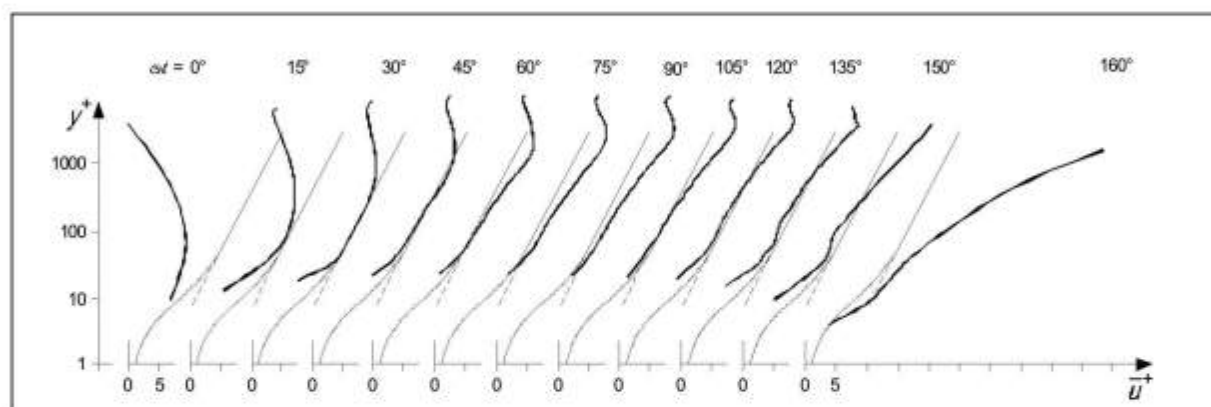


Figura 12 - Andamento qualitativo dei profili di velocità media alle diverse fasi del ciclo ($Re=6 \times 10^6$). Dati desunti da Jensen et al. (1989).

Si possono segnalare perlomeno tre cose degne di nota:

- lo strato logaritmico (ossia la porzione rettilinea del profilo di velocità) è individuabile a partire da $\omega t = 15^\circ$ e cresce mano a mano che il moto progredisce;
- detto strato logaritmico si mantiene fino a quasi $\omega t = 150^\circ$;
- i profili di velocità nelle prime fasi di accelerazione somigliano moltissimo a quelli rilevabili in strati limiti permanenti con gradienti di pressione favorevoli. Nella fase di decelerazione somigliano invece a quelli di moto permanente caratterizzati da un gradiente di pressione sfavorevole.

Per quanto concerne le resistenze offerte al moto, con riferimento alla Figura 13, nel pannello superiore è riportato il coefficiente di scabrezza f_w , espresso in termini di tensione tangenziale massima al fondo (adimensionale), in funzione del numero di Reynolds. Nel pannello inferiore è invece riportata la differenza in fase tra la tensione tangenziale massima e la massima velocità esterna allo strato limite. Le soluzioni teoriche rappresentate sono quella relativa al moto laminare, quella di Spalart e Baldwin (1987) ottenuta tramite simulazione numerica diretta (DNS) e quella di Fredsøe (1984) ricavata attraverso l'applicazione dell'equazione globale dell'equilibrio dinamico.

Con riferimento al pannello superiore si può notare che:

- la transizione alla turbolenza avviene per $Re = 1.5 \times 10^5$. E ciò conferma quanto affermato in precedenza;
- i dati relativi sia al coefficiente d'attrito che alla differenza in fase concordano molto bene con i risultati teorici relativi al moto laminare (la differenza in fase è pari a 45 gradi);
- la differenza in fase decresce con la transizione, fino a tendere a zero per valori di Reynolds molto elevati;
- individuare con esattezza il valore di Reynolds critico non è possibile.

Strato limite turbolento di parete scabra

Passando al caso di parete scabra, bisogna anzitutto evidenziarne le notevolissime implicazioni pratiche, anche dimostrate dai numerosi progetti di ricerca finanziati negli ultimi anni dalla UE (tra gli altri: COAST3D, 1997-2001, orientato all'acquisizione di dati di campo relativi all'interazione fra onde, correnti e fondali marini, nonché alla morfodinamica di piccola scala; SEDMOC, 1998-2001, finalizzato al miglioramento delle conoscenze attinenti al trasporto solido costiero; SANDPIT, 2002-2005, finalizzato all'avanzamento delle conoscenze della morfodinamica di cave sottomarine e alla loro influenza sui litorali e sui fondali circostanti; HYDRALAB III, 2006-2010, finalizzato alla messa a punto di protocolli sperimentali di laboratorio anche utili allo studio dell'interazione fra onde, correnti e fondali marini).

Data la complessità dell'argomento, le informazioni disponibili sull'interazione onde-fondali marini sono prevalentemente di tipo sperimentale. Al riguardo, il primo lavoro risale agli anni '40 ed è quello già citato di Bagnold (1946), che condusse uno studio sulle forme di fondo di piccola scala diventato ormai una pietra miliare. Successivamente, Sleath (1970) effettuò misure di velocità al fondo di un'onda di gravità in regime di moto laminare, sia su parete liscia che su parete scabra (parete coperta di sabbia), osservando in questo ultimo caso un aumento dello spessore dello strato limite rispetto al caso di parete liscia, verosimilmente dovuto all'emissione di vortici dai granuli di sabbia. Successivamente, Kamphuis (1975) condusse esperimenti su cinque diversi tipi di scabrezza (dalla sabbia ai ciottoli incollati su di un fondo piano) volti a determinare i coefficienti di attrito mediante uno *shear plate*. Jonsson e Carlsen (1976) condussero esperimenti ottenendo risultati di una certa rilevanza e per questo meritano qualche approfondimento di seguito riportato.

Keiller e Sleath (1976) condussero un numero limitato di esperimenti

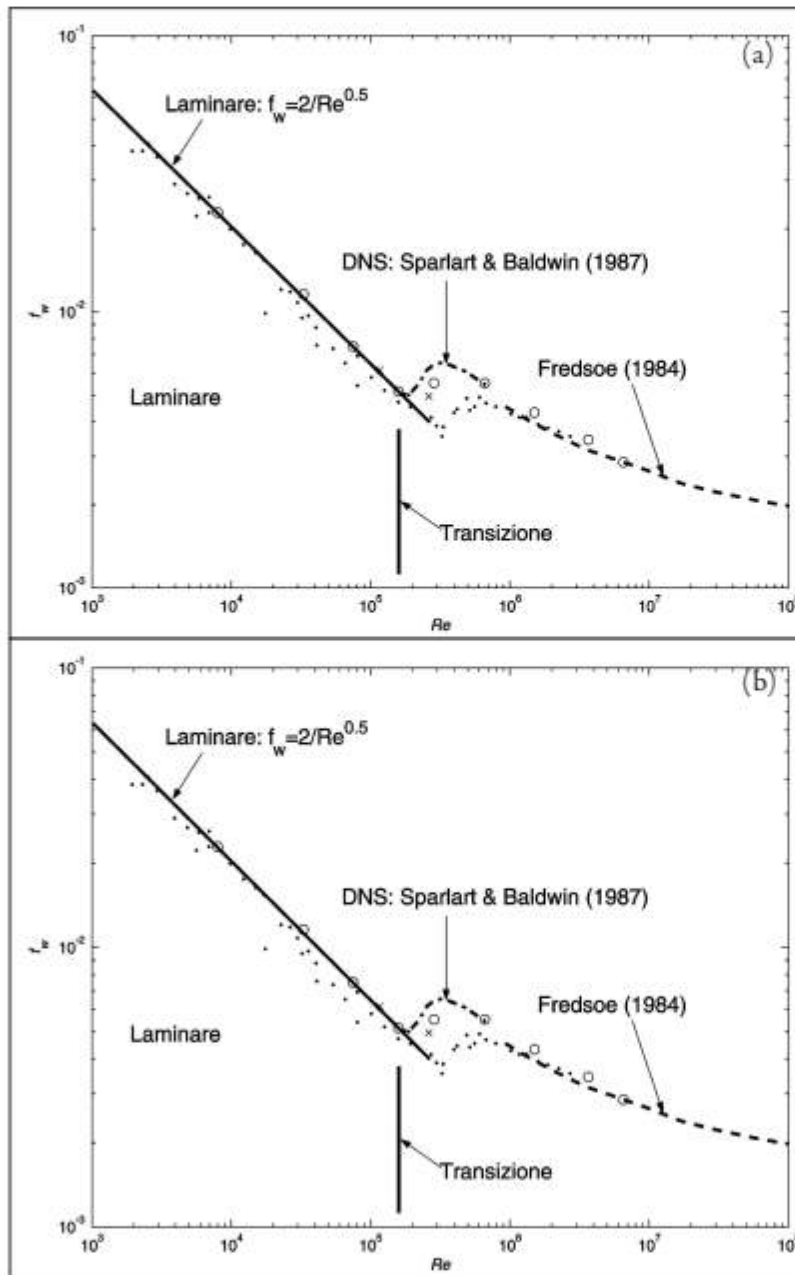


Figura 13 - Andamento del coefficiente di attrito in funzione del numero di Reynolds su parete liscia a); andamento dello sfasamento tra velocità e tensioni tangenziali alla parete b); (punti: Kamphuis, 1975; triangolo: Hino et al., 1983; croci: Sleath, 1987; cerchi: Jensen et al., 1989).

di misure di velocità su di un fondo piano (su cui erano incollati elementi sferici), che veniva fatto oscillare armonicamente in aria. Le misure furono effettuate con un filo caldo che non consentiva particolare accuratezza, soprattutto in prossimità del fondo. Tuttavia, per la prima volta, vennero osservati nei profili di velocità due massimi ogni mezzo ciclo, il primo in fase con il massimo della forzante, mentre il secondo in prossimità dell'inversione del moto. La generazione del massimo secondario è stata giustificata con l'emissione di getti di fluido associati al rilascio di vortici dagli elementi della scabrezza. Questa ipotesi, avvalorata dalle visualizzazioni effettuate nel caso di elementi di scabrezza cubici da Krstic e Fernando (2001), che hanno mostrato la formazione di un dipolo di vorticità che si allontana dal fondo sugli elementi di scabrezza nella fase di inversione del fluido, è stata confermata numericamente (tramite DNS) solo recentemente da Fornarelli e Vittori (2006).

Jensen et al. (1989) hanno effettuato esperimenti in un tunnel ad "U" di sezione rettangolare sia su fondo liscio (per elevati numeri di Reynolds, fino a $Re=6 \times 10^6$) che su fondo scabro (per diversi valori di $a/k_s=400 \div 3700$). Per la prima volta, tramite misure condotte con LDA ad una e a due dimensioni, il moto viene rilevato e discusso in grande dettaglio, con particolare riguardo alle caratteristiche della turbolenza.

Più recentemente l'attenzione si è focalizzata non tanto sul campo di moto, quanto piuttosto sulla generazione di forme di fondo di piccola scala e sulla loro influenza sulle resistenze rilevate dal moto ondoso. In particolare, chi scrive ha studiato la formazione e l'evoluzione di *ripple* soggetti ad onde regolari (Faraci e Foti, 2001) e ad onde irregolari (Faraci e Foti, 2002).

Infine, si segnala una interessante campagna sperimentale su sedimenti molto grossolani recentemente condotta da Hatipoglu et al. (2004), con la finalità di stabilire il coefficiente di resistenza f_w .

Ritorniamo ora sugli studi sperimentali di Jonsson e Carlsen (1976), condotti in un tubo ad "U" utilizzando un micromulinello. Nonostante i limiti posti dagli strumenti di misura adottati, invero oggi considerati obsoleti, gli autori hanno misurato in grande dettaglio i profili di velocità alle diverse fasi del ciclo su di un fondo molto scabro costituito da elementi triangolari (vedere Figura 14 in cui è riportata una rappresentazione del fondo, mentre nella Figura 15 sono rappresentati i profili di velocità alle diverse fasi del ciclo relativi al test n. 1, ossia quello per cui si aveva un numero di Reynolds pari a $Re=6 \times 10^6$ e una scabrezza relativa $a/k_s=124$).

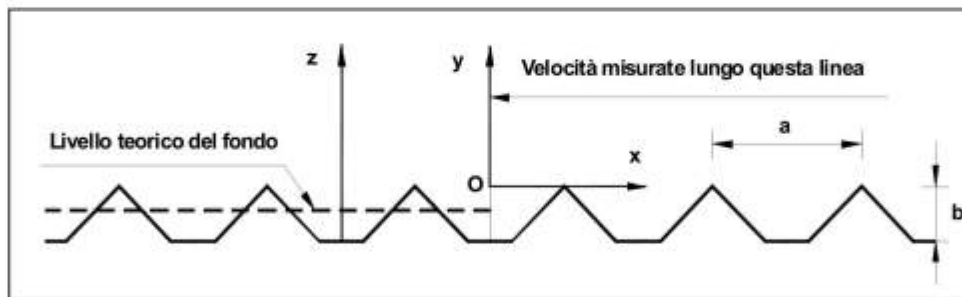


Figura 14 - Schema del fondo bidimensionale adottato da Jonsson e Carlsen (1976) per simulare una macroscabrezza.

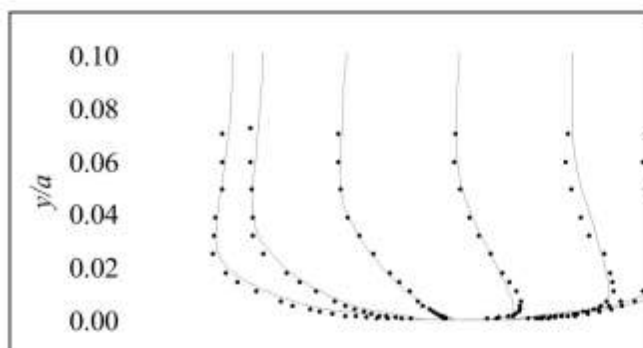


Figura 15 - Test n.1 di Jonsson e Carlsen (1976). Andamento dei profili di velocità durante il ciclo. ($Re=6 \times 10^6$; $k/a=8.1 \times 10^3$). Le linee continue sono state ottenute adottando il modello k- ϵ proposto da Foti e Scandura (2004).

Tali misure mostrarono che lo spessore dello strato limite risultava molto maggiore di quello relativo al caso di fondo piano e consentirono, tra l'altro, la valutazione delle velocità di attrito dalla quale si evince che lo sfasamento tra la tensione tangenziale massima alla parete e la velocità massima è di 25° .

Passando ad un'analisi del moto su parete scabra basata anche su risultati più recenti, brevemente ci si soffermerà su tre aspetti: (i) il moto medio; (ii) la turbolenza; (iii) le resistenze. Per quanto riguarda il moto medio, con riferimento alla Figura 16, viene riportato l'andamento della velocità media in mezzo ciclo sia su fondo scabro ($k_s^+ = 84$) sia su fondo liscio.

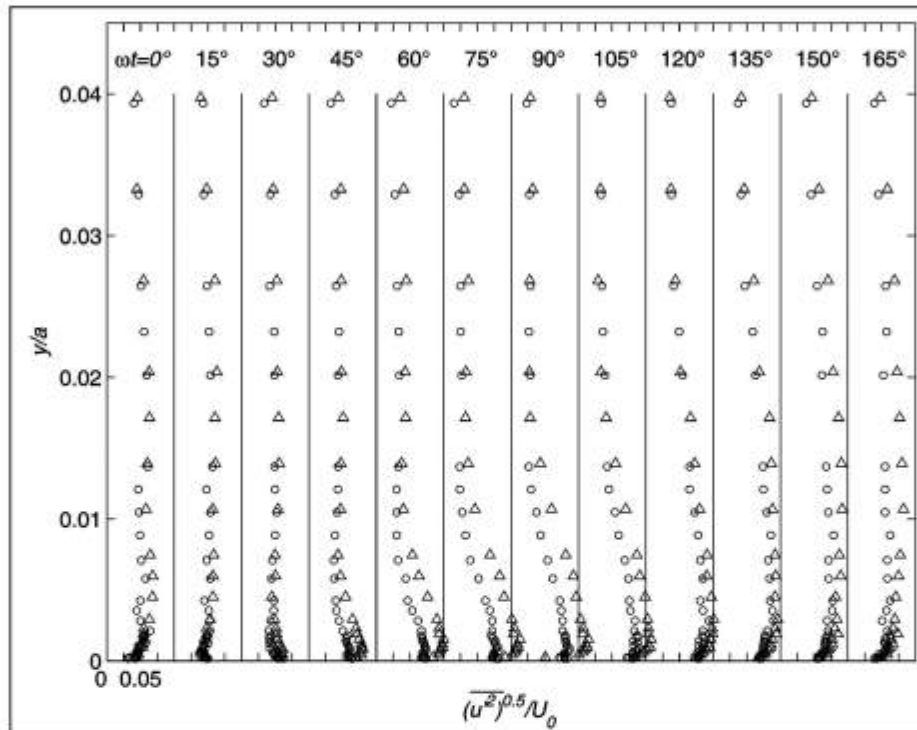


Figura 16 - Confronto tra profili di velocità alle diverse fasi del ciclo nel caso di fondo scabro (triangoli; $k_s^+ = 84$) e nel caso di fondo liscio (cerchi). Dati desunti da Jensen et al. (1989).

Si può notare che:

- la descrizione dell'evoluzione del moto durante il ciclo che è stata fatta nel caso di fondo liscio, continua ad essere qualitativamente valida anche nel caso di fondo scabro;
- l'introduzione di una parete scabra, tuttavia, produce una diminuzione della velocità media, sebbene tale effetto tenda a scomparire a distanza dalla parete (alla quota $y/a = 0.01$ i due profili di fatto coincidono);
- la riduzione della velocità è dovuta ad una sorta di effetto ritardante prodotto dalla scabrezza.

Per quanto riguarda invece la turbolenza, la Figura 17 mostra l'andamento della RMS di u' (ossia della componente di agitazione della velocità) in mezzo ciclo sia su fondo scabro (triangoli, $k_s^+ = 84$), sia su fondo liscio (cerchi).

L'andamento delle quantità turbolente conferma quanto affermato riguardo ai profili di velocità, sebbene in questo caso le differenze tra parete liscia e parete scabra tendano a scomparire ad una distanza dal fondo maggiore ($y/a = 0.03$). Infatti, contemporaneamente ad una diminuzione della velocità media, si osserva un aumento delle quantità turbolente dovuto al trasferimento di quantità di moto nella direzione verticale

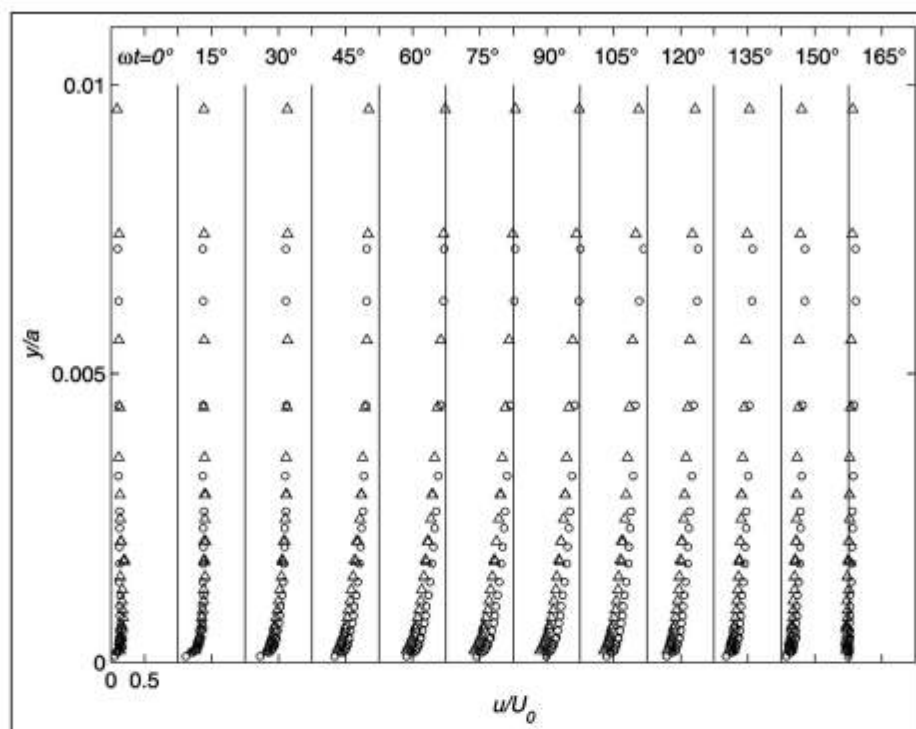


Figura 17 - Andamento alle diverse fasi del ciclo della RMS di u' sia su parete scabra (triangoli, $k_s^+ = 84$) che su parete liscia (cerchi). Dati desunti da Jensen et al. (1989).

dovuto alla presenza degli elementi della scabrezza. Si noti peraltro la presenza di turbolenza anche durante le prime fasi del ciclo, dovuta alla diffusione, ossia come residuo delle fasi precedenti.

Infine, per quanto concerne le resistenze, con riferimento alla Figura 18, che riporta il coefficiente d'attrito in funzione del solo parametro a/k_s , si può notare che gli strati limite turbolenti di parete scabra sono governati soltanto da detto parametro, il quale gioca un ruolo nei confronti dell'andamento del coefficiente d'attrito simile a quello del numero di Reynolds nel caso di parete liscia.

Particolarmente interessante nel citato grafico di Figura 18 la presenza di punti corrispondenti ad elevate scabrezze (rombi).

E' questo infatti il caso, riscontrabile nella pratica, di *armour blocks* per la protezione di scavi. In detti casi il rapporto a/k_s può essere addirittura inferiore ad 1, inoltre, dalla ben nota equazione di Morrison circa le azioni sui corpi immersi, si può notare che le forze che agiscono sui singoli massi (invero rilevanti, essendo dominate solo dall'inerzia) sono tali per cui f_w diventa dipendente da $(a/k_s)^{-1}$ mano a mano che a/k_s tende a zero (Sumer, comunicazione personale). Bagnold (1946) indicava invece un andamento costante per a/k_s tendente a zero, probabilmente dovuto al fatto che le sue misure erano rivolte alla determinazione delle dissipazioni, ossia a casi in cui le forze di inerzia esplicano un ruolo minore.

Interazione tra onde e correnti codirezionali

Lo studio sperimentale di laboratorio dell'interazione tra onde e correnti su parete liscia è stato condotto da numerosi autori. In particolare, Sarpkaya (1966) e Ramaprian e Tu (1983) hanno condotto esperimenti in condotti cilindrici circolari, mentre Thomas (1981), Kemp e Simons (1982), Thomas (1990) hanno utilizzato una canaletta.

Questo tipo di moto presenta numerose peculiarità rispetto al caso di sole onde, che possono essere messe in luce da un'analisi sintetica del lavoro di Lodhal et al. (1998), condotto in un tunnel di sezione circolare di raggio

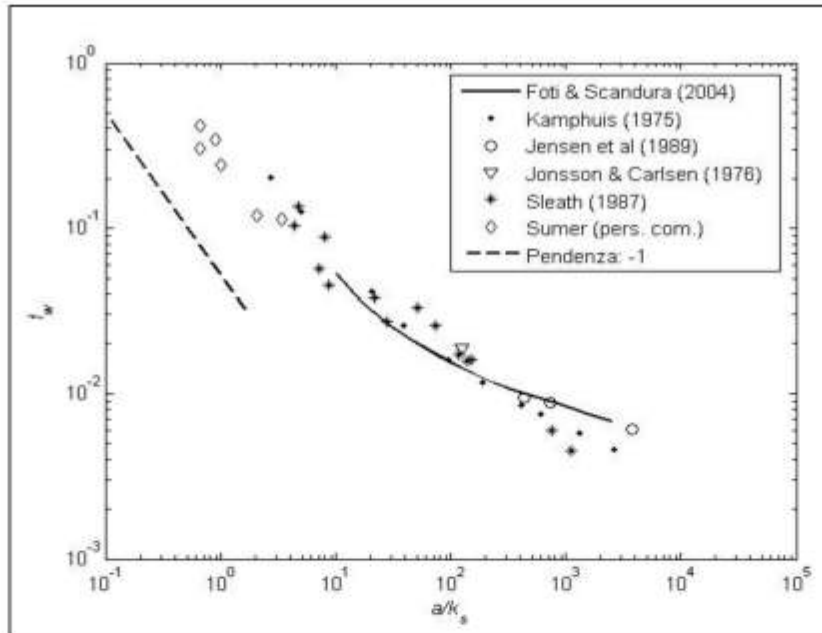


Figura 18 - Coefficiente d'attrito f_w su parete scabra in moto puramente turbolento in funzione dell'inverso della scabrezza relativa (a/k_s).

R , piuttosto che nei più comuni tunnel di sezioni rettangolari, per evitare effetti dovuti a moti secondari.

In particolare, detti autori hanno dimostrato come, sovrapponendo un'onda ad una corrente, con riguardo ancora una volta alle tensioni tangenziali medie alla parete, queste ultime possono:

- rimanere di valore costante;
- diminuire;
- aumentare.

La riduzione delle tensioni tangenziali dipende da un fenomeno detto di rilaminarizzazione, che può essere meglio compreso dall'analisi della Figura 19 che riporta alcuni risultati di Lodhal et al. (1998) espressi in funzione dei parametri adimensionali che governano il fenomeno, e precisamente:

- Re = numero di Reynolds del moto oscillante;
- Re_c = numero di Reynolds della corrente;
- R/δ = rapporto tra il raggio del condotto e lo spessore dello strato limite.

In particolare, si noti come nel caso di Figura 19a, ossia di sola corrente, si abbia un moto turbolento ottenuto in un condotto di raggio $R=9.5$ cm imponendo una velocità $V=3.5$ cm/s (Reynolds della corrente pari a $Re_c=6.650$). Sovrapponendo a tale moto quello oscillante caratterizzato da uno strato limite laminare caratterizzato da un numero di Reynolds dell'onda pari a $Re=1.0 \times 10^5$ si osserva una rilaminarizzazione, ossia una regolarizzazione del moto (vedere Fig. 19b). Solo sovrapponendo un'onda che genera uno strato limite turbolento (ossia imponendo un'onda con strato limite caratterizzato da un numero di Reynolds superiore a quello critico e precisamente pari a $Re=2.0 \times 10^5$) la turbolenza riappare (Fig. 19c).

La scomparsa della turbolenza in casi analoghi a quello descritto è stata studiata da Sarpkaya (1966) e Ramaprian e Tu (1983).

Da quanto detto risulta quindi cruciale la comprensione del fenomeno della transizione in presenza di onde e di correnti sovrapposte. La complessità del fenomeno può essere colta dall'esame della Figura 20, realizzata sulla base dei dati di Lodhal et al. (1998) e di un'analisi di stabilità (linea continua). Detta Figura riporta in ascisse il numero di Reynolds della corrente Re_c mentre in ordinate quello dell'onda Re ; da essa si evince come fissando un valore del numero di Reynolds della corrente, per esempio $Re_c=5000$, il moto combinato risulta turbolento

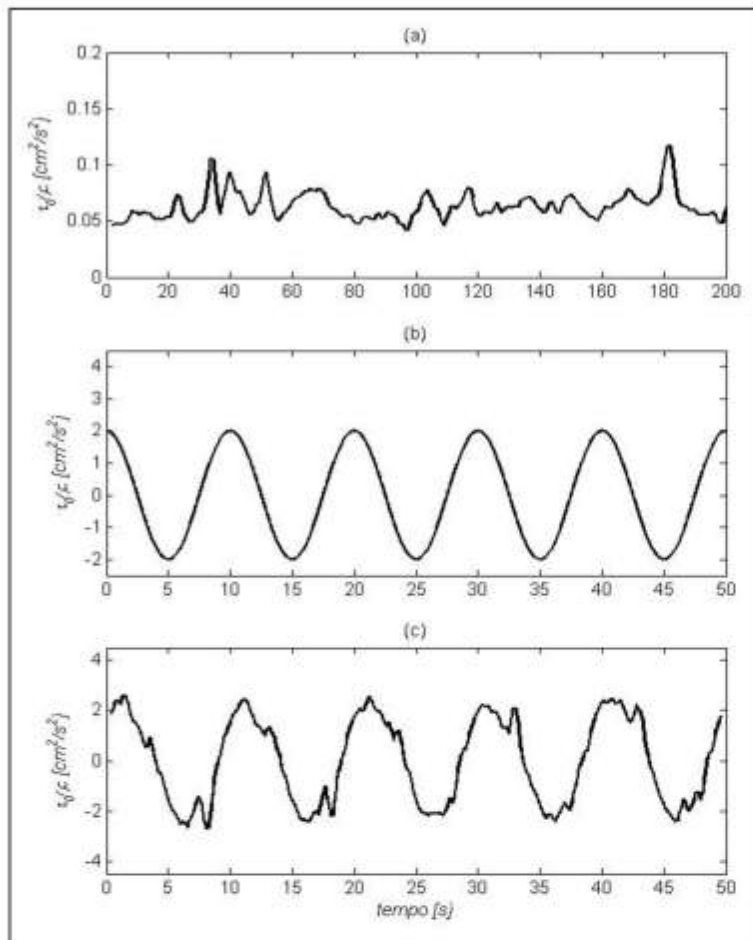


Figura 19 - Andamento delle tensioni tangenziali alla parete nel caso di: a) solo corrente ($Re=0$; $Re=6.6 \times 10^5$, $R=9.5$ cm, $V=3.5$ cm/s); b) correnti sovrapposte ad onde che produrrebbero uno strato limite laminare ($Re=1.0 \times 10^5$; $Re=6.6 \times 10^5$); c) correnti sovrapposte ad onde che produrrebbero uno strato limite turbolento ($Re=2.0 \times 10^5$; $Re=6.6 \times 10^5$). Dati desunti da Lodhal et al. (1998).

fin tantoché il numero di Reynolds dell'onda è di circa $Re=10^4$, quindi il moto combinato viene rilaminarizzato per valori compresi tra $10^4 < Re < 10^5$, per ridiventare turbolento per $Re > 10^5$.

Il motivo per cui ciò avviene può essere meglio inteso esaminando i diversi regimi di moto che si possono realizzare in termini del rapporto tra la velocità media della corrente V e la velocità massima di oscillazione U_o .

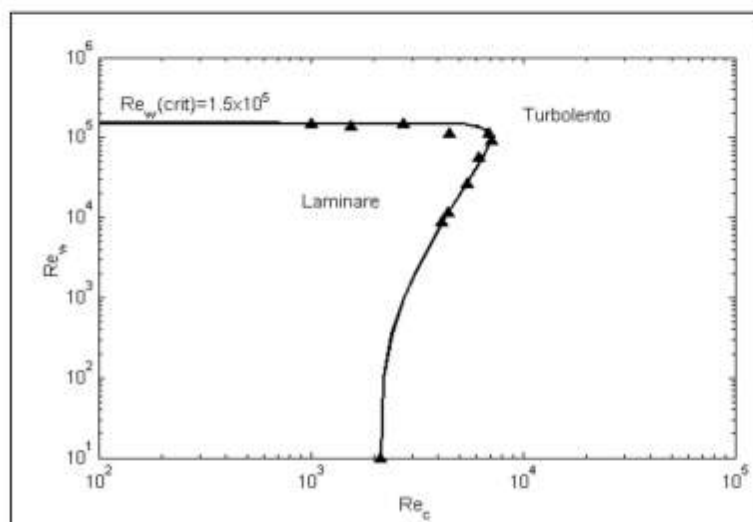


Figura 20 - Analisi della transizione alla turbolenza in presenza di un moto combinato di onde e correnti (codirezionali) per $R/\delta=53$.

In formule:

$$\frac{V}{U_o} = f(Re, Re_c, R/\delta) \quad (6)$$

In base a detto parametro, infatti, è possibile definire due diversi regimi di moto: il regime di correnti prevalenti ($V/U_o > 1$) e quello di onde prevalenti ($V/U_o < 1$). Allorché detto parametro risulta inferiore a circa 0.3, il moto combinato risulta sostanzialmente dominato dal moto ondoso. In altre parole, la componente ondosa prende il sopravvento per cui se essa è laminare, allora anche il moto combinato sarà laminare, se invece la componente ondosa è turbolenta, allora anche il moto combinato sarà turbolento. Ovviamente tutto ciò ha delle ripercussioni sullo stato tensionale alla parete. Poiché il campo di moto della sola componente ondosa può realizzarsi in condizione laminare, turbolenta o in regime di transizione, si ha che le tensioni tangenziali:

- aumentano quando il moto combinato si realizza nel regime di onde prevalenti e la componente ondosa è in moto turbolento;
- diminuiscono quando il moto combinato si realizza nel regime di onde prevalenti e la componente ondosa è in moto laminare;
- restano immutate quando il regime è di correnti prevalenti.

Tutto ciò è sinteticamente e schematicamente riportato nella Figura 21, nella quale la tensione tangenziale alla parete, adimensionalizzata con quella della sola corrente, è riportata in funzione del numero di Reynolds del moto ondoso Re .

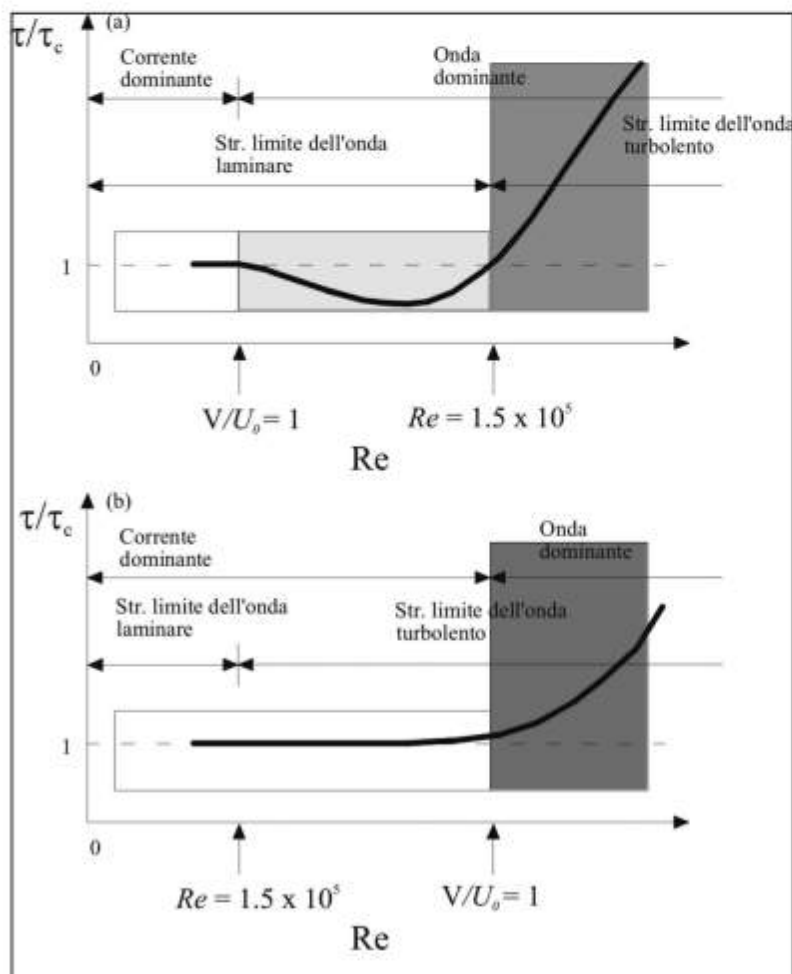


Figura 21 - Descrizione qualitativa delle tensioni tangenziali alla parete nel caso di onde e correnti sovrapposte in funzione del numero di Reynolds dell'onda. Da notare nel pannello a) la zona evidenziata in grigio chiaro, che mostra come la sovrapposizione possa produrre una diminuzione delle tensioni tangenziali alla parete allorché in regime di onda dominante lo strato limite dell'onda risulti laminare.

In particolare, nel pannello superiore si vede nella zona intermedia, indicata in grigio chiaro, come la sovrapposizione possa produrre una diminuzione delle tensioni tangenziali alla parete allorché in regime di onda dominante lo strato limite dell'onda risulti laminare.

E' opportuno segnalare che i risultati prima citati, legati a tre aspetti essenziali, ovvero:

- la rilaminarizzazione;
- la soppressione della turbolenza;
- la diminuzione delle tensioni tangenziali;

non sono ancora stati confermati numericamente.

Interazione tra onde e correnti ortogonali

Il caso di interazione tra onde e correnti ortogonali è stato oggetto di poche sperimentazioni anche a causa delle difficoltà operative. In tal senso, il primo a condurre sperimentazioni fu Visser (1986), che condusse esperienze su due diversi tipi di scabrezza. Successivamente, Ranasoma e Sleath (1994), condussero esperimenti volti a studiare la formazione di forme di fondo di piccola scala, studio poi approfondito da Andersen e Faraci (2003). Più recentemente, Musumeci et al. (2006) hanno investigato il campo di moto generato da onde e correnti ortogonali su due diversi tipi di scabrezza, rilevando interessanti quanto inaspettati risultati che, a parere di chi scrive, meritano di essere qui approfonditi.

Gli esperimenti citati sono stati condotti nell'apparato rappresentato in Figura 22, opportunamente progettato per la generazione di onde regolari e di correnti trasversali. Particolare cura e notevoli energie sono state spese

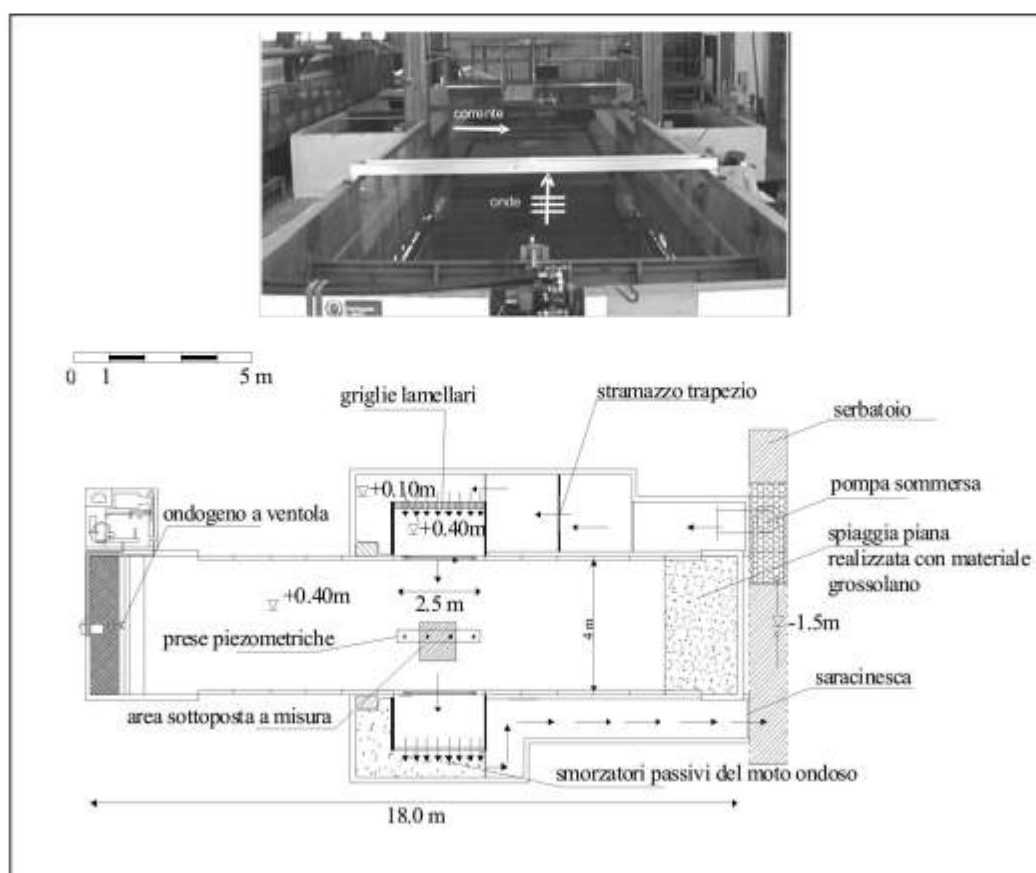




Figura 22 - Vasca per lo studio di fenomeni idrodinamici in presenza di onde e correnti ortogonali in dotazione al laboratorio di Idraulica dell'Università di Catania. Velocità massima della corrente di ricircolo: 25 cm/s; caratteristiche del moto ondoso realizzabili: $T=0.8+2$ s; $H_{max}=15$ cm.

per garantire la perfetta ortogonalità della corrente immessa in vasca rispetto alla propagazione del moto ondoso. Gli esperimenti hanno avuto per obiettivo quello di rilevare i profili di velocità nella direzione della corrente attraverso un ADV e, noti i profili di velocità, determinare gli effetti sul moto in termini di scabrezza apparente. Le notevoli dimensioni del volume di controllo dell'ADV, purtroppo, non hanno consentito di rilevare con adeguata precisione anche quanto avveniva nella direzione del moto ondoso, giacché lo strato limite delle onde era certamente troppo piccolo e precisamente dell'ordine di qualche millimetro, per poter essere rilevato con il suddetto strumento di misura delle velocità. In altre parole, gli esperimenti sono stati rivolti a determinare gli effetti del moto ondoso su di una corrente che si propaga ortogonalmente ad esso su di un fondo liscio oppure su di un fondo scabro e sono stati condotti per valori dei parametri macroscopici del sistema sintetizzati in Tabella 2.

Tabella 2 - Valori dei parametri macroscopici adottati nella sperimentazione. La profondità dell'acqua è stata mantenuta costante per tutti gli esperimenti e pari a 30 cm (dati desunti da Musumeci et al., 2006).

		
Corrente	Q[m ³ /s]=0.033	
Onde	H[m]=	0.085 0.105
	T[s]=	0.8 0.8
		1.0 1.0
		1.2 1.2
		1.4 1.4
		1.6 -
Onde più corrente	Q[m ³ /s]=0.033	
	H[m]=	0.085 0.105
	T[s]=	0.8 0.8
		1.0 1.0
		1.2 1.2
		1.4 1.4
	1.6 -	

E' opportuno ricordare che una stima della scabrezza apparente k_s può essere effettuata assumendo che il profilo di velocità in prossimità del fondo sia descritto dalla ben nota legge logaritmica:

$$\frac{V}{v^*} = \frac{1}{k} \ln \left(\frac{30y}{k_s} + B \right) \tag{7}$$

in cui V è la velocità media nella direzione della corrente, v^* è la velocità d'attrito, k è la costante di von Karman, y è la distanza verticale dal fondo, B è una funzione di $k_s^* = v^* k_s / \nu$. La logica della procedura è simile a quella proposta da Fredsøe et al. (1999) e può essere meglio compresa alla luce di quanto indicato in Figura 23.

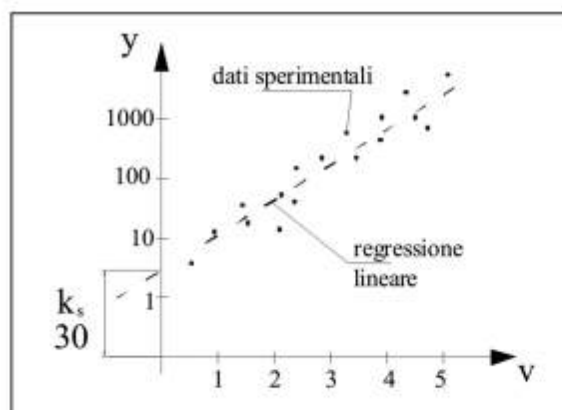


Figura 23 - Metodologia proposta da Fredsøe et al. (1999) per la stima della scabrezza al fondo come intercetta del profilo di velocità in un diagramma semilogaritmico.

Basta, infatti, rappresentare il profilo di velocità in un diagramma semilogaritmico e interpolare i dati attraverso una regressione lineare. L'intercetta così ricavata è pari a $k/30$.

Come si evince dalla Figura 24, i risultati mostrano che, sebbene i parametri idrodinamici nei due casi siano simili (profondità, portata, periodo e altezze d'onda), adottando due scabrezze significativamente diverse, scelte in maniera tale che con la scabrezza maggiore lo strato limite dell'onda sia turbolento, l'idrodinamica in presenza di onde e correnti ortogonali risulta profondamente diversa.

Perlomeno con riferimento al range dei parametri investigati, le velocità in direzione della corrente in prossimità del fondo sono più grandi nel caso di onde e correnti che rispetto al caso di sole correnti, ovvero più piccole, a secondo che il fondo sia poco o molto scabro, rispettivamente.

Conseguentemente, la scabrezza apparente può diminuire o aumentare fino ad essere più grande di un ordine di scabrezza rispetto al caso di sole correnti.

Nel caso di moto oscillante e corrente codirezionale, come già ricordato, il motivo per cui le tensioni medie alla parete possono rimanere invariate, diventare più piccole o più elevate rispetto al caso di sole correnti è stato spiegato da Lodhal et al. (1998). Tale risultato sembra spiegare anche quanto avvenga nel caso di onde e correnti ortogonali, ossia quanto descritto nella Figura 24 anzi citata. Sinteticamente si può quindi affermare che la scabrezza apparente e le tensioni tangenziali medie alla parete, nel caso di sovrapposizione di onde e correnti sia codirezionali che ortogonali, risultano dipendere dalla combinazione tra regime idrodinamico (*wave dominated*, ossia $v/U_s < 1$, oppure di *current dominated*, ossia $v/U_s > 1$) e regime dello strato limite generato dalle onde (laminare o turbolento).

Questioni ancora aperte

I risultati della ricerca sull'interazione onde-correnti-fondali marini, sebbene interessanti, non possono certo dirsi esaustivi. Infatti, anche nell'ipotesi di drastiche semplificazioni come quelle adottate nei paragrafi precedenti, vi sono numerosi aspetti che meriterebbero di essere indagati, soprattutto al fine di far emergere gli effetti:

1. della non uniformità (come rapide variazioni di scabrezza, ovvero variazioni dovute ad ambienti convergenti o divergenti, oppure variazioni nella composizione granulometrica del fondo, etc.);
2. di angoli d'attacco diversi tra onde e correnti;
3. di onde asimmetriche o irregolari;
4. del frangimento (ossia analisi degli effetti legati alla turbolenza generata esternamente allo strato limite);
5. delle popolazioni bentoniche;
6. dell'isteresi dei fondali;
7. dell'idrodinamica sul fondale (ossia formazione di forme di fondo di piccola, media e grande scala e analisi delle condizioni per la loro coesistenza. Si osservi al riguardo la Figura 25 che riassume sinteticamente le possibili strutture sedimentarie di piccola e media scala in presenza di onde e correnti).

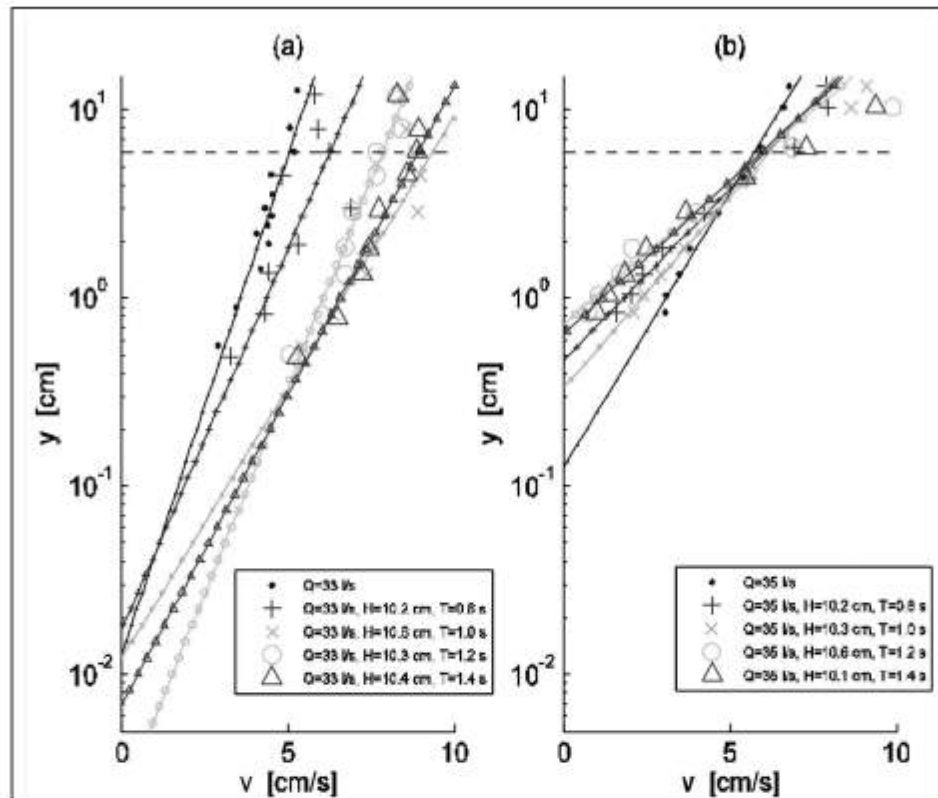


Figura 24 - Velocità in direzione della corrente. Da notare come la sovrapposizione di un'onda produce nel caso (a), ossia di fondo poco scabro, una diminuzione della scabrezza apparente, mentre nel caso (b), ossia di fondo molto scabro, un aumento di scabrezza apparente (la profondità dell'acqua è stata mantenuta costante per tutti gli esperimenti e pari a 30 cm).

La lista potrebbe continuare a lungo e dunque non mancano certo gli argomenti degni di attenzione.

Tuttavia, un problema spesso evocato come cruciale è quello di individuare il giusto approccio metodologico. Riguardo alla morfodinamica costiera, ad esempio, Battjes (2006) indica un duplice approccio: il primo è quello riduzionista, basato su un approccio "bottom-up", che nella fattispecie parte dallo studio della turbolenza e dalla quantificazione del trasporto solido per prevedere poi evoluzioni morfologiche su tempi più ampi (un esempio è dato da Guizen et al., 2003); il secondo è il metodo olistico, basato sull'auto-organizzazione (*self organization* nella letteratura anglosassone), il cui focus è invece rivolto alla formulazione di relazioni fenomenologiche di grande scala spaziale (un esempio è quello di Coco et al., 2003).

Questa divisione quasi manichea appare superata da quanto ritrovato da alcuni autori. Al riguardo ci si può riferire a Reniers et al. (2004) che, studiando la morfodinamica di una spiaggia a tasca sotto l'azione di gruppi d'onde, hanno cercato di rispondere al quesito: la risposta del fondo è libera o forzata? A tale riguardo hanno trovato che il moto delle onde subarmoniche non è essenziale per lo sviluppo di strutture periodiche, la vorticità dovuta al frangimento può invece produrre celle di ricircolazione che persistono molto più a lungo dei gruppi di onde che le hanno generate. Secondo questi risultati, uno stato di uniformità longshore, soggetto a gruppi di onde frangenti, sviluppa celle di ricircolazione la cui variabilità spaziale è imposta proprio dalla variazione spaziale dei gruppi d'onda incidenti. Pertanto il disturbo iniziale può dirsi forzato, ma la localizzazione del disturbo iniziale del fondo si verifica invece in maniera casuale. Tuttavia, dal momento in cui si manifesta il disturbo in poi, la presenza di una incisione, convogliando maggiore portata, genera un sistema di strutture che sembra governato da una auto-organizzazione. In altre parole ci sono aspetti della risposta che possono dirsi forzati ed altri che possono dirsi, sotto certe condizioni, liberi.

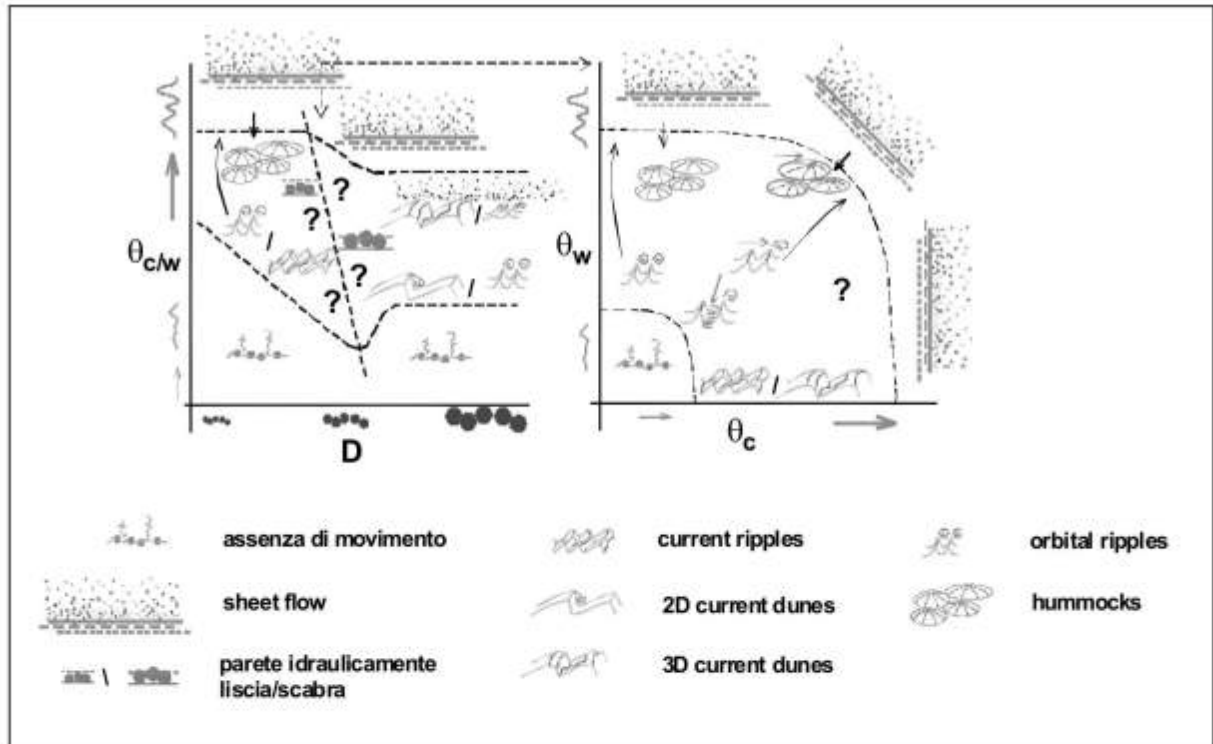


Figura 25 - Rappresentazione schematica dei campi di esistenza delle forme di fondo (adattato da Kleinhans, 2006, comunicazione personale).

Pertanto il problema della scelta del metodo riduzionistico piuttosto che di quello olistico sembra, a parere di chi scrive, come voler decidere se nell'idraulica sia migliore l'approccio differenziale o quello integrale o se in una officina sia più utile la chiave inglese delle pinze: dipende dal problema che si affronta.

Più interessante sembra invece a chi scrive la direzione a cui rivolgere lo sguardo della ricerca. Kamphuis (2006) in riferimento a tale questione e riguardo alle discipline inerenti all'ingegneria costiera fa una analisi del senso della ricerca negli ultimi decenni. Con riferimento alla Figura 26, definisce epoca della modernità i decenni dagli

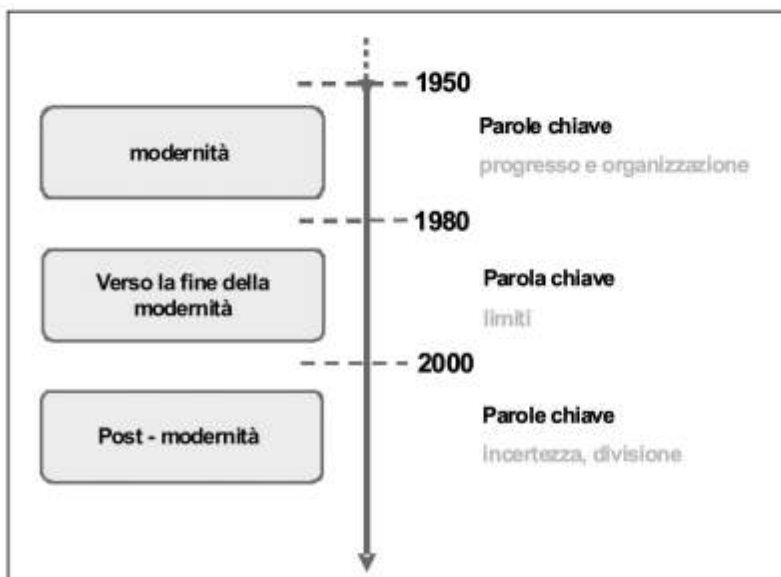


Figura 26 - Evoluzione della ricerca in ambito costiero: libero adattamento da Kamphuis (2006).

anni '50 agli anni '80, quando si credeva che i limiti alla ricerca risiedessero solo nella possibilità di adeguati investimenti. Si pensava infatti che con adeguati investimenti qualunque problema sarebbe stato risolto; una fiducia sostenuta anche dall'avvento e dalla diffusione dei computer. Successivamente si è visto che molti problemi ingegneristici, pur affrontati con le conoscenze più all'avanguardia, non venivano tuttavia risolti adeguatamente; basti pensare agli effetti devastanti di molte opere costiere sui litorali. In altre parole l'ingegneria costiera mostra numerosi limiti. Limiti che dal 2000 innescano non solo un senso di incertezza diffusa nelle reali capacità degli ingegneri costieri di poter governare il cambiamento secondo i nuovi paradigmi dello sviluppo sostenibile, ma che generano inoltre divisioni sempre più nette tra gli ingegneri costieri e gli scienziati dell'ingegneria costiera. Ovviamente cercare di mitigare questa tendenza non è facile. Tuttavia, il superamento di questo stato di cose può forse passare attraverso il tentativo di realizzare numerosi luoghi di dibattito, anche virtuali, nei quali coinvolgere non soltanto scienziati afferenti a discipline diverse, ma altresì soggetti portatori di interessi comuni o affini, sebbene estranei alla comunità scientifica in senso stretto. Solo mediante il confronto e quindi la critica è possibile infatti innescare un processo di fertilizzazione incrociata al fine di favorire la comprensione delle esigenze e dei limiti della ricerca di base e, al contempo, la sensibilizzazione dei ricercatori verso altre istanze.

Ringraziamenti

Desidero ringraziare:

-il comitato organizzatore del XXX Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche per l'invito a tenere una delle relazioni generali nell'ambito del citato Convegno, che, con alcune modifiche e integrazioni, costituisce la parte essenziale del presente articolo;

-il professor Mutlu Sumer della Denmark Technical University per avermi cortesemente fornito il materiale della sua presentazione generale tenuta in occasione del Euromech Colloquium n. 451, da cui ho attinto a piene mani;

-i professori: P. Blondeaux, G. Bonanno, G. Cozzo, D. Foster, L. Franco, J. Fredsøe, E. Larcas, M. Kleinhans, E. Pugliese Carratelli, G. Rossi, P. Scandura, G. Seminara, J. Trowbridge, G. Vittori, per le discussioni, il materiale fornito e i numerosi consigli prestati.

Un grazie particolare, infine, ai miei più giovani colleghi: E. Capodicasa, L. Cavallaro, C. Faraci, R. Foti, A. Marini e R. E. Musumeci.

Bibliografia

Akhavan R., Kamm R. D., Shapiro A. H. (1991) - *An investigation of transition to turbulence in bounded oscillatory Stokes flows*. J. Fluid Mech., 225: 395-422.

Andersen K. H., Faraci C. (2003) - *The wave plus current flow over vortex ripples at an arbitrary angle*. Coastal Eng., 47: 431-441.

Bagnold R. A. (1946) - *Motion of waves in shallow water. Interaction of waves and sand bottoms*. Proc. Royal Soc. London, A, 187: 1-22 (with an additional note by Sir Geoffrey Taylor, F.R.S.).

Battjes J. A. (2006) - *Developments in Coastal Engineering research*. Coastal Eng., 53: 121-132.

Becchi L., Rebaudengo Landò L., Scarsi G. (1974) - *Sullo strato limite turbolento delle onde di gravità progressive. Parte 1ª. Analisi teorica e verifica sperimentale di modelli matematici relativi allo strato limite turbolento delle onde di gravità progressive*. Atti XIV Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche. Napoli, 10-12 ottobre 1974.

Becchi L., Rebaudengo Landò L., Scarsi G. (1974) - *Sullo strato limite turbolento delle onde di gravità progressive. Parte 2ª. Indagine sperimentale sull'influenza della scabrezza sul regime di moto dello strato limite delle onde di gravità progressive*. Atti XIV Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche. Napoli, 10-12 Ottobre 1974.

Blondeaux P., Vittori G. (1999) - *Boundary layer and sediment dynamics under sea waves*. Advances in Coastal and Ocean Engineering, vol. 4: 133-190.

Coco G., Burnet T. K., Werner B. T., Elgar S. (2003) - *Test of self-organization in beach cusp formation*. J. Geo-

- phys. Res., vol. 108, Issue: C3, pp. 46.1-46.11.
- Conley D. C., Inman D. L. (1994) - *Ventilated oscillatory boundary layers*. *J. Fluid Mech.*, 273: 261-284.
- Cowell P. J., Thom B. G. (1994) - *Morphodynamics of coastal evolution*. In RWG Carter & C.D. Woodroffe (editors), *Coastal evolution, late quaternary shoreline morphodynamics*. Cambridge University Press, Cambridge. pp. 33-86.
- Dedow H.R.A. (1966) - *A pulsating water tunnel for research in reversing flow*. *La Houille Blanche*. Pp. 837-841.
- Driest E.R. van (1956) - *On turbulent flow near a wall*. *J. Aero. Sci.*, 23: 1007-1011.
- Faraci C., Foti E. (2001) - *Evolution of small scale regular patterns generated by waves propagating over a sandy bottom*. *Phys. of Fluids*, 13: 1624-1634.
- Faraci C., Foti E. (2002) - *Geometry, migration and evolution of small-scale bedforms generated by regular and irregular waves*. *Coastal Eng.*, 47: 35-52.
- Fornarelli F., Vittori G. (2006) - *Moto oscillante in prossimità di una parete scabra*. Atti del XXX Convegno di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Roma, 10-15 Settembre 2006.
- Foti E. (1994) - *Analisi teorico-sperimentale sui ripples costieri*. Tesi per il conseguimento del titolo di Dottore di Ricerca (Università di Firenze, Genova, Padova e Trento).
- Foti E., Blondeaux P. (1995) - *Sea ripple formation: the turbulent boundary layer case (a)*. *Coastal Eng.*, 25: 227-236.
- Foti E., Blondeaux P. (1995) - *Sea ripple formation: the heterogeneous sediment case (b)*. *Coastal Eng.*, 25: 237-253.
- Foti E., Scandura P. (2004) - *A low Reynolds number $k-\epsilon$ model validated for oscillatory flows over smooth and rough wall*. *Coastal Eng.*, 51: 173-184.
- Foti R. (2005) - *La bioluminescenza di dinoflagellati per la caratterizzazione di stati pensionali nei moti oscillanti*. Tesi di laurea A.A. 2004-2005 (relatore E. Foti), Facoltà di Ingegneria, Università degli Studi di Catania.
- Foti E., Faraci C., (2005) - *Prediction of bedforms and bed roughness in combined steady and oscillatory flows*. SANDPIT Project Book, Aqua Publ., AA1-Aa12.
- Fredsoe J. (1984) - *Turbulent boundary layer in wave-current motion*. *J. Hydraul. Engng. ASCE*, 110: 1103-1120.
- Fredsoe J., Andersen K. H., Sumer B. M. (1999) - *Wave plus current over a ripple-covered bed*. *Coastal Eng.*, 38: 177-221.
- Grant W. D., Madsen O. S. (1986) - *The continental-shelf bottom boundary layer*. *Ann. Rev. Fluid Mech.*, 18: 265-305.
- Guizén K., Dohmen-Janssen M., Vittori G. (2003) - *IDV bottom boundary layer modeling under combined wave and current; turbulent separation and phase lag effects*. *J. Geophys. Res.*, 108(C1): 16.1-16.15.
- Hatipoglu F., Sumer B. M., Fredsoe J. (2004) - *Wave boundary layers over a bed with large roughness*. 29th International Conference on Coastal Engineering, pp. 202-202.
- Hino M., Sawamoto M., Takasu (1976) - *Experiments on transition to turbulence in an oscillatory pipe*. *JFM*, 75: 193-207.
- Hino M., Kashiwayanagi M., Nakayama A., Hara T. (1983) - *Experiments on the turbulent statistics and the structure of a reciprocating oscillatory flow*. *JFM*, 131: 363-400.
- Jensen B. L., Sumer B. M.; Fredsoe J. (1989) - *Turbulent oscillatory boundary layer at high Reynolds numbers*. *J. Fluid Mech.*, 206: 265-297.
- Jonsson I. G., Carlsen, N. A. (1976) - *Experimental and theoretical investigations in an oscillatory turbulent boundary layer*. *J. Hydraulic Res.*, 14: 45-60.
- Kamphuis J. W. (1975) - *Friction factor under oscillatory waves*. *J. of the Waterways, Harbor and Coastal Eng.*, 101: 135-144.
- Kamphuis J.W. (2006) - *Coastal Engineering-quo vadis?* *Coastal Eng.*, 53: 133-140.
- Keiller D. C., Sleath J. F. A. (1976) - *Velocity measurements close to a rough plate oscillating in its own plane*. *J. Fluid Mech.*, 73: 673-691.
- Kemp P. H., Simons R. R. (1982) - *The interaction between waves and a turbulent current: waves propagating with the current*. *J. Fluid Mech.*, 116: 227-250.

- Kleinhans M. G. (2006) - Comunicazione personale.
- Krstic R. V., Fernando H. J. S. (2001) - *The nature of rough-wall oscillatory boundary layers*. J. Hydraulic Res., 39: 655-666.
- Lara J. L., Cowen E. A., Sou I. M. (2002) - *A depth-of-field limited particle image velocimetry technique applied to oscillatory boundary layer flow over a porous bed*. Exp. in Fluids, 33: 47-53.
- Larcen (2006) - Comunicazione personale.
- Latz M. I., Rohr J. (1999) - *Luminescens response of a red tide dinoflagellate to laminar and turbulent flow*. Limnol. Oceanogr., 44: 1423-1435.
- Li H. (1954) - *Stability of oscillatory laminar flow along a wall*. US Army Beach erosion Board, Tech Memo, n. 47.
- Lodhal C. R., Sumer B. M., Fredsoe J. (1998) - *Turbulent combined oscillatory flow and current in a pipe*. J. Fluid Mech., 373: 313-348.
- Murray P. B., Soulsby R. L., Davies A. G. (1993) - *Sediment pick-up in combined wave current flow: data report*. HR Wallingford Report SR 364.
- Musumeci, R. E., Cavallaro L., Foti E., Scandura P., Blondeaux P. (2006) - *Waves plus Currents Crossing at a Right Angle*. Experimental investigation. J. Geophysical Research. 111(C7), C07019, doi: 10.1029/2005JC002933.
- Ohmi M., Iguchi M., Kakehashi K., Masuda T. (1982) - *Transition to turbulence and velocity distribution in an oscillating pipe*. Bulletin of JSME, 25 (201), pp. 365-371.
- Petti M., Longo S. (2001) - *Turbulence experiments in the swash zone*. Coastal. Eng., 43: 1-24.
- Petti M., Longo S. (2005) - *Misure e controlli idraulici*. McGraw-Hill.
- Ramaprian B. R., Tu S. W. (1983) - *Fully developed periodic turbulent pipe flow. Part II. The detailed structure of the flow*. J. Fluid Mech., 137: 59-81.
- Ranasoma K. I. M., Sleath, J. F. A. (1994) - *Combined oscillatory and steady flow over ripples*. ASCE J. Waterw., Port, Coastal, and Ocean Eng, 120 (4): 331-346
- Reniers A. J. H. M., Roelvink J. A., Thornton E. B. (2004) - *Morphodynamic modelling of an embayed beach under wave group forcing*. Pp.109, C01030.
- Ribberink J. S., Al Salem A. (1994) - *Bedforms, sediment concentrations and sediment transport in simulated wave conditions*. 24 Int. Coastal Eng. Conf., pp. 2319-2331.
- Rohr J., Allen J., Losec J., Latz M. I. (1997) - *The use of bioluminescence as a flow diagnostic*. Physics Lett. A, 228: 408-416.
- Rousseau G. (2003) - *Etude de l'instabilité d'une interface fluide-granulaire: Application à la morphodynamique des rides de plage*. PhD Thesis, Université Paris 6.
- Sarpkaya T. (1966) - *Experimental determination of the critical Reynolds number for pulsating Poiseuille flow*. Trans. ASME D: J. Basic Engng, 88: 589-598.
- Scherer M. A., Melo F., Marder M. (1999) - *Sand ripples in an oscillating annular sand-water cell*. Phys. of Fluids, 11: 58-67.
- Sleath J. F. A. (1970) - *Velocity measurements close to the bed in a wave tank*. J. Fluid Mech., 42: part 1, 111-123.
- Sleath J. F. A. (1987) - *Turbulent oscillatory flow over rough beds*. J. Fluid Mech., 182: 369-409.
- Sleath J. F. A. (1990) - *Velocities and bed friction in combined flows*. 22nd Int. Conf. Coastal Eng., 1: 450-463.
- Spalart P. R., Baldwin B. R. (1987) - *Direct simulation of a turbulent oscillating boundary layer*. Turb. Shear Flows, 6: 417-440.
- Stegner A., Wesfreid J. E. (1999) - *Dynamical evolution of sand ripples under water*. Phys. Review E, 60: 3487-3490.
- Stokes M. D., Deane G. B., Latz M. I., Rohr J. (2004) - *Bioluminescence imaging of wave-induced turbulence*. J. Geophysical Research, 109, C01004.
- Sumer B. M., Arnskov M. M., Christiansen N., Jorgensen F. E. (1993) - *Two-component hot-film probe for measurements of wall shear stress*. Experiments in Fluids, 15: 380-384.
- Thomas G. P. (1981) - *Wave-current interactions: an experimental and numerical study*. Part1. Linear waves. J. Fluid Mech., 110: 457-475.
- Thomas G. P. (1990) - *Wave-current interactions: an experimental and numerical study*. Part2. Nonlinear waves. J. Fluid Mech., 216: 505-536.

- Visser P. J. (1986) - *Wave basin experiments on bottom friction due to current and waves*. Proc. XX Int. Conf. Coastal Engineering, Taipei. Pp. 807-821.
- Vittori G. (1990) - *Formazione ed evoluzione non lineare di ripples al fondo di onde di gravità*. Tesi per il conseguimento del titolo di Dottore di Ricerca (Università di Firenze, Genova, Padova e Trento).
- Vittori G., Verzicco R. (1998) - *Direct simulation of transition in an oscillatory boundary layer*. J. Fluid Mech., 371: 207-232.

Ricevuto il 22/10/2008, accettato 16/12/2008.

Arretramento della linea di riva nel Golfo di Castellammare di Stabia (Na) in risposta all'intercettazione dei sedimenti di deriva litoranea

Micla Pennetta

Dipartimento di Scienze della Terra - Università "Federico II di Napoli"
Largo S. Marcellino, 10 - 80138- Napoli
Email: pennetta@unina.it

Riassunto

Lo studio dell'evoluzione morfologica di un'area costiera include gli effetti delle modificazioni naturali ed antropiche. L'analisi della morfoevoluzione della fascia costiera del Golfo di Castellammare nel periodo 1865 - 2008, in cui l'attività antropica ha prevalso nettamente sui fenomeni naturali, conferma che l'osservazione di un'area costiera va approfondita a partire dalla sua prima e più importante modificazione antropica. Tutti gli interventi successivi determinano solo effetti relativi che devono essere comunque relazionati alla storia evolutiva dell'area nel suo complesso, anche al di fuori dell'unità fisiografica.

L'analisi in oggetto prende avvio da una carta storica ricca di particolari del 1865 in cui il litorale prospiciente il Golfo di Castellammare era sabbioso, ampio ed allo stato naturale. Il porto di Torre Annunziata, finito di costruire nel 1871 e che limita verso N l'unità fisiografica del Golfo Castellammare, ha determinato da questo periodo l'intercettazione dei sedimenti di deriva litoranea provenienti dalle aree settentrionali e con movimento da NW verso SE. L'accumulo dei sedimenti ha generato una nuova ampia spiaggia sabbiosa a NW del suddetto porto, all'esterno del Golfo, che si è accresciuta in adiacenza ad un promontorio di natura lavica; costituendo essa il punto di recapito dei sedimenti, risulta in continua progradazione (fino a circa 170 m). A tale significativo intervento ha fatto riscontro una drastica modificazione della morfologia della fascia costiera posta a S, consistente in una prima generalizzata erosione del tratto litoraneo, in tutta la fascia costiera dell'unità fisiografica del Golfo di Castellammare, più marcata nel tratto meridionale. Il ridotto apporto di sedimenti ha sottratto una forte aliquota al *budget* sedimentario dell'unità fisiografica, scarsamente ricostituibile a causa dei modestissimi apporti solidi del F. Sarno, Fiume di risorgiva, dei suoi tributari e di alcuni altri Rivi. A questo nuovo e sostanziale assetto morfologico *derivato* si sono aggiunti nel tempo altri interventi antropici che hanno contribuito a modificare localmente i caratteri morfologici della spiaggia emersa e sommersa, quali: opere di difesa litoranea trasversali, radenti, e parallele anche soffolte, muri di contenimento, moli guardiani alla foce del F. Sarno ed intensa urbanizzazione del sistema dunare. Recentissime nuove opere trasversali eseguite nel periodo 2003-2006 hanno invece contribuito a suddividere l'unità fisiografica in due sub-unità, modificando ulteriormente il transito sedimentario lungo riva e quindi la morfologia costiera nella sua parte emersa e sommersa.

Nella spiaggia sommersa, gli interventi antropici hanno contribuito a modificare la morfologia innescando locali processi di accumulo ma soprattutto di erosione dei sedimenti di fondo mobile per evacuazione attraverso canali incisi nel fondo; il porto di Castellammare ha peraltro sottratto al *budget* sedimentario dell'unità fisiografica i depositi di antichi apparati di rivi montani ivi confluenti.

Parole chiave: morfologia costiera, morfodinamica, morfoevoluzione, modificazioni costiere indotte.

Abstract

The current analysis of the morphological evolution of Gulf of Castellammare coastal area starts from 1865, when the sandy littoral was wide and in its natural state. The harbour of Torre Annunziata, constructed in 1871, has been causing since then the trapping of sediments carried by a NW-SE longshore drift, having induced the genesis of a new beach (approximately 170 m wide) NW of the harbour. Such a process induced widespread erosion of the littoral to SE, in the whole coastal physiographic unit of Gulf of Castellammare (delimited by two ports), though more markedly in the south. Such a reduced sediment input removed from the sedimentary budget a significant sediment share - hardly restorable due to the scarce solid contribution by Sarno river and its tributaries. We can note a slight rotation of the shoreline towards East and a general trend for regression, with typical overall accentuation of shoreline concavity, slightly marked in the southern portion, and significant widening of the beach to the end of the falcate.* In addition to this new and important derived morphologic feature, other recent human interventions have contributed to further modifications of morphologic characteristics of emerged and submerged beach. The intense use of the territory determined modifications on the fluvial course and on the river mouth, with direct and indirect effects on the shoreline and the hydrographical reticulum of River Sarno.

Keywords: coastal morphology, morphoevolution, induced coastal modifications.

Premessa

Il settore costiero del Golfo di Castellammare di Stabia rientra nell'unità fisiografica principale del Golfo di Napoli (Fig. 1); in tale unità si individua l'unità fisiografica minore del Golfo di Castellammare di Stabia, caratterizzata nel complesso da una sottile spiaggia prevalentemente sabbiosa, suddivisa verso il centro dalla foce del Fiume Sarno.

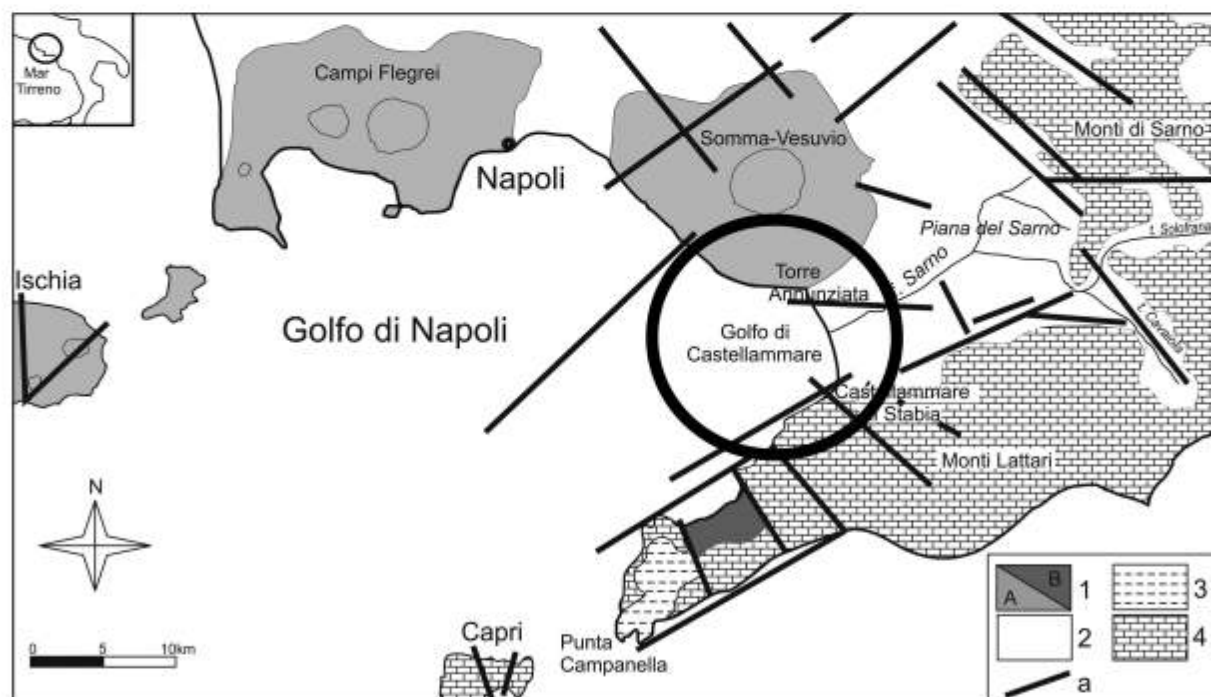


Figura 1 - Schema geologico-strutturale della porzione meridionale della Piana Campana e della penisola Sorrentina; il cerchio individua l'area in studio.

1 - prodotti lavici e piroclastici dei principali apparati vulcanici: (A) lave e piroclastiti tardo-pleistoceniche-oloceniche; (B) Ignimbrite Campana; 2 - depositi costieri, lagunari e fluviali quaternari; 3 - depositi flyschoidi miocenici; 4 - rocce carbonatiche mesozoiche; a - principali faglie distensive.

L'unità è delimitata ai margini dalle strutture portuali di Torre Annunziata a NW e di Castellammare di Stabia a SE (Fig. 2). I moli di soprafflutto dei due porti sono orientati all'incirca parallelamente alla costa, rispettivamente NW-SE e NE-SW; ampie spiagge sono evidenti a ridosso delle opere portuali. Similmente agli effetti dei processi morfodinamici rilevati in altre unità fisiografiche italiane caratterizzate da opere portuali ubicate ai limiti delle unità (Bartolini et al., 1977; Pranzini, 1985; Aminti e Pranzini, 1993), si osserva una diversa distribuzione degli effetti dell'energia del moto ondoso che ha procurato una debole rotazione della linea di riva verso Est, legata ad una complessiva erosione della spiaggia sabbiosa più marcata nella porzione meridionale della falcatura, e la progradazione nei tratti a ridosso dei moli di sottoflutto dei porti.



Figura 2 - Immagine satellitare (Settembre 2007) dell'unità fisiografica in studio e principali toponimi.

Viene pertanto analizzata sin dall'origine l'influenza di tali opere di realizzazione storica e di altri interventi antropici più recenti sulla morfodinamica dei sedimenti cui corrisponde la morfoevoluzione della fascia costiera; vengono quindi individuate le modificazioni indotte dalle attività antropiche sul sistema costiero, utilizzando metodologie introdotte per altre aree costiere (De Pippo et al., 2000, 2002).

Si è in definitiva confermato che le attività antropiche determinano direttamente od indirettamente trasformazioni più o meno profonde sull'ambiente costiero, procurando un impatto ambientale; gli interventi antropici ed i loro effetti vanno analizzati ancor prima della loro origine, anche all'esterno dell'unità fisiografica in interesse, al fine di definire la tendenza morfoevolutiva di un sistema costiero.

Inquadramento geologico e geomorfologico

Il tratto di costa nel Golfo di Castellammare di Stabia sottende la *piana* del Fiume Sarno (Fig. 1). L'evoluzione geomorfologica della *piana* ha condizionato la fisiografia della costa; su questi si sono sovrapposti gli effetti degli interventi antropici, alterativi del sistema. La *piana* del Fiume Sarno impostasi su di un'ampia depressione tettonica (Ippolito et al., 1973) con litologia carbonatica (Fig. 1) ha preso origine tra la fine del Pliocene e l'inizio del Pleistocene (Barra et al., 1989; Brancaccio et al., 1995).

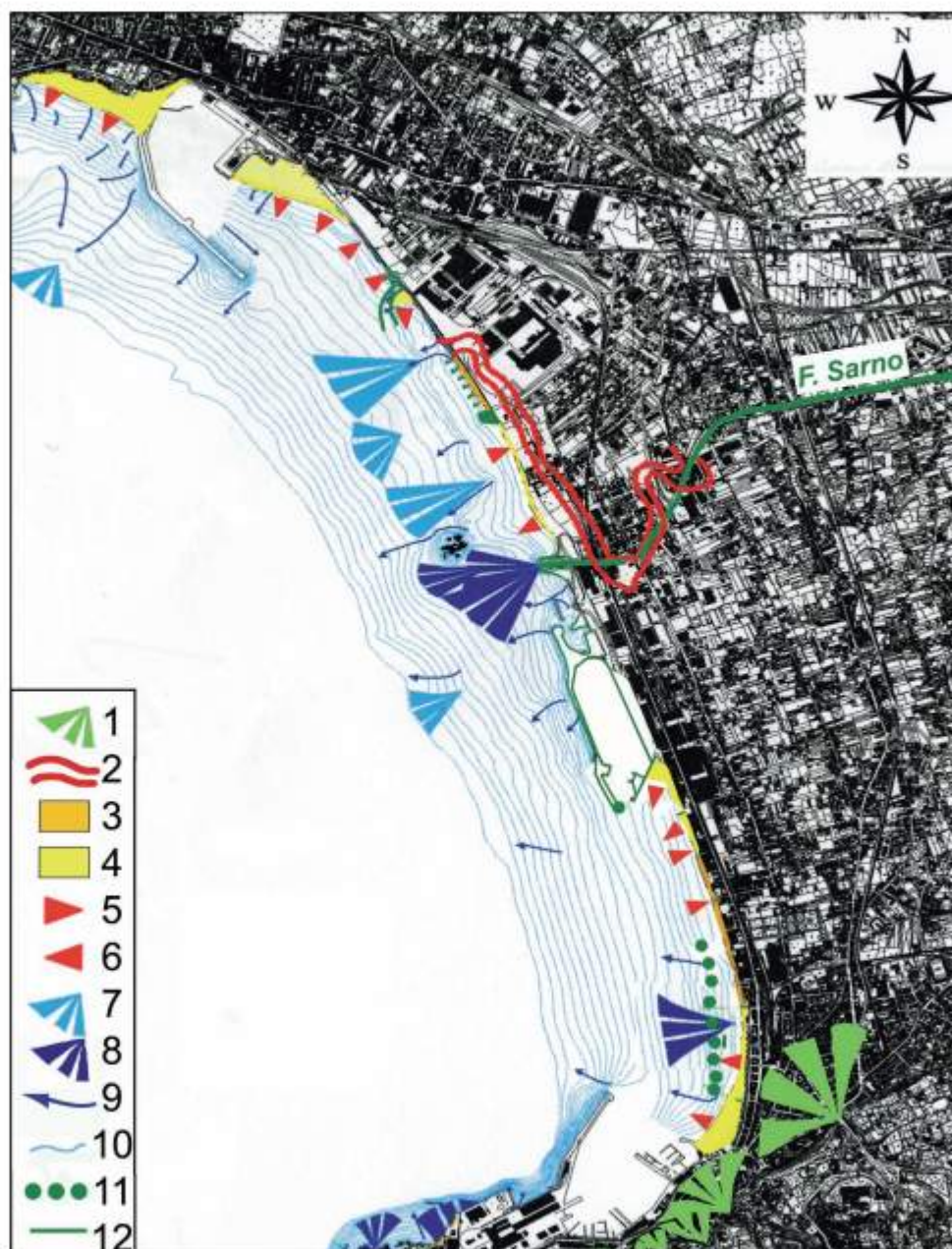


Figura 3 - Carta morfologica (linea di riva e batimetria rilevate rispettivamente nell'agosto 2008 e nell'inverno del 2004): 1 - conoidi dei Rivi incisi nei Monti Lattari; 2 - paleoalveo olocenico del F. Sarno; 3 - spiagge sabbioso-ghiaiose; 4 - spiagge sabbiose; 5 - spiaggia in arretramento; 6 - spiaggia in avanzamento; 7 - accumulo di antico complesso di foce del F. Sarno; 8 - accumuli attuali di complesso di foce; 9 - canali incisi nel fondo; 10 - batimetrie ad 1 m; 11 - barriere soffolte; 12 - opere di difesa trasversali e parallele, moli guardiani alla foce del F. Sarno ed opere portuali recenti.

La depressione è stata colmata da successioni di depositi alluvionali, detriti di versante e depositi piroclastici più o meno rielaborati dal ruscellamento diffuso delle acque superficiali, da fenomeni gravitativi e dai corsi d'acqua tributari. La *piana* si estende per circa 200 kmq tra le propaggini meridionali dell'edificio vulcanico del M. Somma-Vesuvio e quelle settentrionali dei M. Lattari della Penisola Sorrentina (Fig. 1); è limitata verso l'entroterra dai M. di Sarno e si affaccia sul Golfo di Napoli per il tratto che si estende dal porto di Torre Annunziata a quello di Castellammare di Stabia sviluppandosi per circa 13 km.

I versanti nell'intorno della *piana* del Sarno sono prevalentemente coperti da una coltre di depositi vulcanoclastici in posizione primaria e secondaria; alla loro base sono frequenti accumuli incoerenti, in genere costituiti da ghiaie carbonatiche eterometriche in matrice piroclastica, spesso con orizzonti pedogenizzati (AdB Sarno, 2003).

Lungo la costa si distinguono depositi di spiaggia attuali, recenti ed antichi; in alcune zone sono presenti rari lembi di antichi cordoni costieri e dunari (AdB Sarno, 2003), parzialmente obliterati, mentre sono completamente *assenti* dune attuali. Queste ultime sono state completamente spianate ed antropizzate con la costruzione di complessi industriali ed abitazioni.

Il Fiume Sarno è un fiume di risorgiva ed il suo apporto solido è sempre stato relativamente modesto, ad eccezione dei periodi di disponibilità dei sedimenti successivi alle eruzioni vulcaniche. Esso si origina dalle sorgenti Palazzo, Santa Marina e Cerola; altre due sorgenti, la San Mauro e la Santa Marina di Lavorate, sono praticamente esaurite a causa dell'eccessiva captazione (D'alterio e Della Gatta, 2004). Il fiume attraversa la piana con una direzione circa NE-SW ed ha una lunghezza di 24 km; riceve in sinistra orografica gli apporti del T. Solofrana e del T. Cavaiola. Allo stato attuale i corsi di acqua sono alimentati prevalentemente dagli scarichi civili ed industriali; la naturalità è significativa solo nell'alta valle del Fiume Sarno (D'alterio e Della Gatta, 2004). In pratica, l'azione antropica condiziona interamente il deflusso lungo i torrenti Cavaiola e Solofrana e quello nella bassa valle del Sarno.

Il fiume ed i suoi affluenti, scorrendo attraverso 36 centri urbani, sono in gran parte regimati o tombati e presentano un percorso subrettilineo (Fig. 3).

In realtà in passato il fiume era caratterizzato da un tracciato a meandri; lo studio morfostratigrafico e sedimentologico di alcune successioni sedimentarie ha consentito la ricostruzione della traccia di antichi meandri di età olocenica del Fiume Sarno (Fig. 3), ubicati nella porzione settentrionale della piana (AdB Sarno, 2003), a N dell'attuale foce.

Aspetti geomorfologici dell'area costiera

L'area costiera in studio è caratterizzata nella sua porzione emersa da una spiaggia che presenta una falcatura con orientamento NW-SE, interrotta nella sua fascia centrale dal F. Sarno (Figg. 2 e 3). La spiaggia è complessivamente sabbiosa, con localizzati e superficiali accumuli di ciottoli appiattiti a *piastrella* con disposizione embricata. I ciottoli, rielaborati dall'azione del mare, sono verosimilmente legati ad una fase di deiezione medio-olocenica del F. Sarno e dei corsi d'acqua minori (Gagnano-S. Marco e Calcarella), quando il livello del mare relativo si è sollevato durante la trasgressione versiliana di +2 m rispetto al livello attuale. Ad eccezione di due tratti in avanzamento posti alle estremità, in adiacenza ai moli di sottoflutto dei porti di Torre Annunziata (spiaggia ampia fino a 200 m circa) e di Castellammare di Stabia (spiaggia ampia fino a 130 m circa), attualmente la spiaggia è complessivamente in erosione (Fig. 3) raggiungendo un'ampiezza variabile dai 15 ai 30 m. La sabbia verso Nord è prevalentemente di origine vulcanica e di colore grigio scuro; gradualmente, a partire dal tratto intermedio, diviene di natura carbonatica assumendo verso S tonalità sempre più chiare del grigio; la sua natura è da ascrivere alla litologia dei complessi geologici prima descritti, presenti al margine dell'unità fisiografica.

La morfologia dell'area sommersa (Fig. 3), desunta dall'analisi della carta batimetrica ricavata dalle registrazioni ecografiche di dettaglio eseguite nell'area (AdB Sarno, 2004), risulta essere nel complesso regolare, e caratterizzata da deboli gradienti di pendenza, in media pari al 2% per l'intervallo tra la linea di riva e la batimetrica 20 m posta a circa 1.000 m dalla linea di riva; la sedimentazione è costituita prevalentemente da sabbia media presso la costa che passa verso il largo a sabbia fine. In posizione baricentrica si individua un accumulo sabbioso fine riferibile

al complesso di foce attuale del F. Sarno, che si estende anche oltre la batimetrica dei -20 m. Di fronte, a mare, è presente lo scoglio di Rovigliano, tra le batimetriche dei 5 m ed i 10 m; è di natura carbonatica, costituendo l'espressione morfologica in superficie dell'alto strutturale dei Monti di Sarno (La Torre et al, 1982). La struttura positiva, unitamente ad un probabile paleo-complesso vulcanico ubicato sotto l'attuale edificio del Somma-Vesuvio, avrebbe ostacolato la dispersione degli apporti clastici e vulcanici verso mare, contribuendo in misura maggiore al riempimento della depressione strutturale.

Sono evidenti altresì accumuli di antichi apparati di foce (Fig. 3) che si estendono sino ai 7 m di profondità, caratterizzati da sedimenti sabbioso fini passanti verso il largo a sabbioso finissimi, e lembi di accumuli di antichi apparati di foce dei rivi confluenti nella porzione meridionale del golfo, in parte obliterati sia dalle opere di difesa costiera soffolte che dal porto di Castellammare. Immediatamente più a Nord della foce del F. Sarno è presente infine un antico accumulo di complesso di foce in corrispondenza del tracciato olocenico del fiume (Fig. 3); in corrispondenza, e solo in questo tratto, la spiaggia emersa è costituita da depositi ghiaiosi con ciottoli arrotondati con diametro medio nell'intorno dei 10 cm, di origine prevalentemente vulcanici. L'individuazione di tali depositi relitti a mare ed a terra consente di confermare la presenza in tale tratto di un paleoalveo del Fiume Sarno verosimilmente olocenico.

A complicare tale assetto morfologico sono evidenti accumuli localizzati di sedimenti o canali incisi nel fondo (Fig. 3) in risposta alla realizzazione di opere di difesa costiera o di strutture portuali. In particolare, all'imboccatura dei porti di Torre Annunziata e Castellammare sono presenti aree con accumuli di sedimenti, mentre all'imboccatura del porto turistico Marina di Stabia è presente un profondo canale inciso nel fondo. Nella porzione meridionale del golfo, in corrispondenza di una lunga teoria di barriere soffolte posate nel 2000 circa, i fondali sono poco profondi, particolarmente nelle zone comprese tra le opere di difesa e la battigia. In quest'area si osserva inoltre una tendenza alla progradazione della spiaggia, resa evidente dall'andamento della batimetrica 1 m, soprattutto nel tratto meridionale; all'estremità delle scogliere sono presenti canali incisi nel fondo da correlare all'evacuazione verso l'esterno dell'acqua di mare tracimata oltre le scogliere verso terra. A ridosso delle scogliere verso mare, lungo tutto il tratto, è presente una serie di accumuli di sedimento, che elevano i fondali sino ai 2 m, e zone di acqua più profonda, che raggiungono la profondità di circa 4/5 m.

Influenza degli interventi antropici sulla morfoevoluzione del litorale

Interventi storici

Il confronto di carte topografiche storiche, che rappresentano l'area in studio, consente di rilevare la genesi oltre la morfoevoluzione di una nuova spiaggia a Nord del porto di Torre Annunziata, in pratica all'esterno dell'unità fisiografica oggetto di analisi.

In particolare, in una carta storica, topografica e batimetrica del 1865 in scala 1:25.000 (Fig. 4), utilizzata come base topografica, che riporta già la sede ferroviaria (utilizzata per tutte le carte successive quale riferimento), il porto di Torre Annunziata (oggi Torre Annunziata) ancora non era presente. In questa carta sono visibili un ampio litorale naturale, la Salera, la mezza Chiaia e la Chiaia, un ampio apparato di foce del F. Sarno ubicato dell'intorno di quello attuale, con una grossa barra di foce sabbiosa in destra, oltre un tracciato naturale del fiume con percorso a meandri. Nella parte bassa della carta sono evidenti il porto di Castellammare, la cui costruzione ha avuto inizio 1723, ed a tergo le propaggini settentrionali dei Monti Lattari della penisola Sorrentina con corsi d'acqua (Rivi) allo stato naturale che le incidono e che sfociano nel Golfo di Castellammare; allo stato attuale tali Rivi ed il Fiume Sarno sono regimati o tombati. Dati storici indicano che nel 1867 prende avvio la costruzione del porto di Torre Annunziata, terminata nel 1871; il nuovo porto viene radicato ad un modesto promontorio denominato La Storta costituito da depositi vulcanici litoidi di provenienza vesuviana, del tipo *debris flow*. Una carta storica IGM del 1876 mostra per la prima volta il porto di Torre Annunziata; in essa è evidente altresì una modestissima spiaggia a NW del porto, compresa tra la punta del promontorio La Storta ed il porto. Lo sviluppo graduale di tale spiaggia (Fig. 5) è già evidente nelle carte storiche successive, come ad esempio in quella del 1941, e sempre maggiore sino al 2000.

In definitiva, il porto di Torre Annunziata, la cui posa in opera fu completata definitivamente nel 1871, ha determinato una radicale modificazione dell'assetto morfologico naturale della fascia costiera ubicata a S, nel



Figura 4 - Carta storica di base del 1865: il porto di Torre dell'Annunziata (oggi Torre Annunziata) non era ancora cartografato.



Figura 5 - Morfoevoluzione della linea di riva dal 1865 al 2000: 1 - linea di riva del 1865 precedente la costruzione del porto di Torre Annunziata; 2 - linea di riva del 1872/76 dopo la costruzione del porto di Torre Annunziata; 3 - linea di riva del 1941; 4 - linea di riva del 2000; 5 - spiaggia in erosione; 6 - spiaggia in avanzamento.

Golfo di Castellammare di Stabia, consistente in un arretramento generalizzato della linea di riva più spinto nel tratto meridionale (Fig. 6).

Il porto, ubicato al margine settentrionale del golfo (Fig. 7), ha modificato fortemente la deriva litoranea relativa all'unità fisiografica adiacente a quella in studio, con direzione da NW verso SE; esso infatti intercetta i sedimenti trasportati dalle correnti lungo costa, consentendo la loro sedimentazione in una nuova ampia spiaggia (Fig. 6A), oggi ampia circa 180 m (Figg. 8 e 8A), nell'area di sopraffutto a N del suddetto porto. Tale spiaggia sabbiosa di neoformazione, con età pari a circa 170 anni, si è generata a ridosso di una costa alta costituita da depositi lavici; costituendo essa il punto di recapito finale dei sedimenti movimentati nell'unità fisiografica che limita verso N quella in oggetto, è in continua progradazione (con un tasso pari a circa 1 m/a).

La continua sottrazione di sedimenti intercettati dal porto di Torre Annunziata ha determinato una marcata erosione del litorale del Golfo di Castellammare ubicato a valle dello stesso (Figg. 6 A e 6 B).

In questa maniera si è determinato un primo importante e nuovo assetto morfologico di tale litorale definito da un litorale arcuato in erosione, limitato ai lati da ampie spiagge protette dai moli di sopraffutto dei porti di Torre

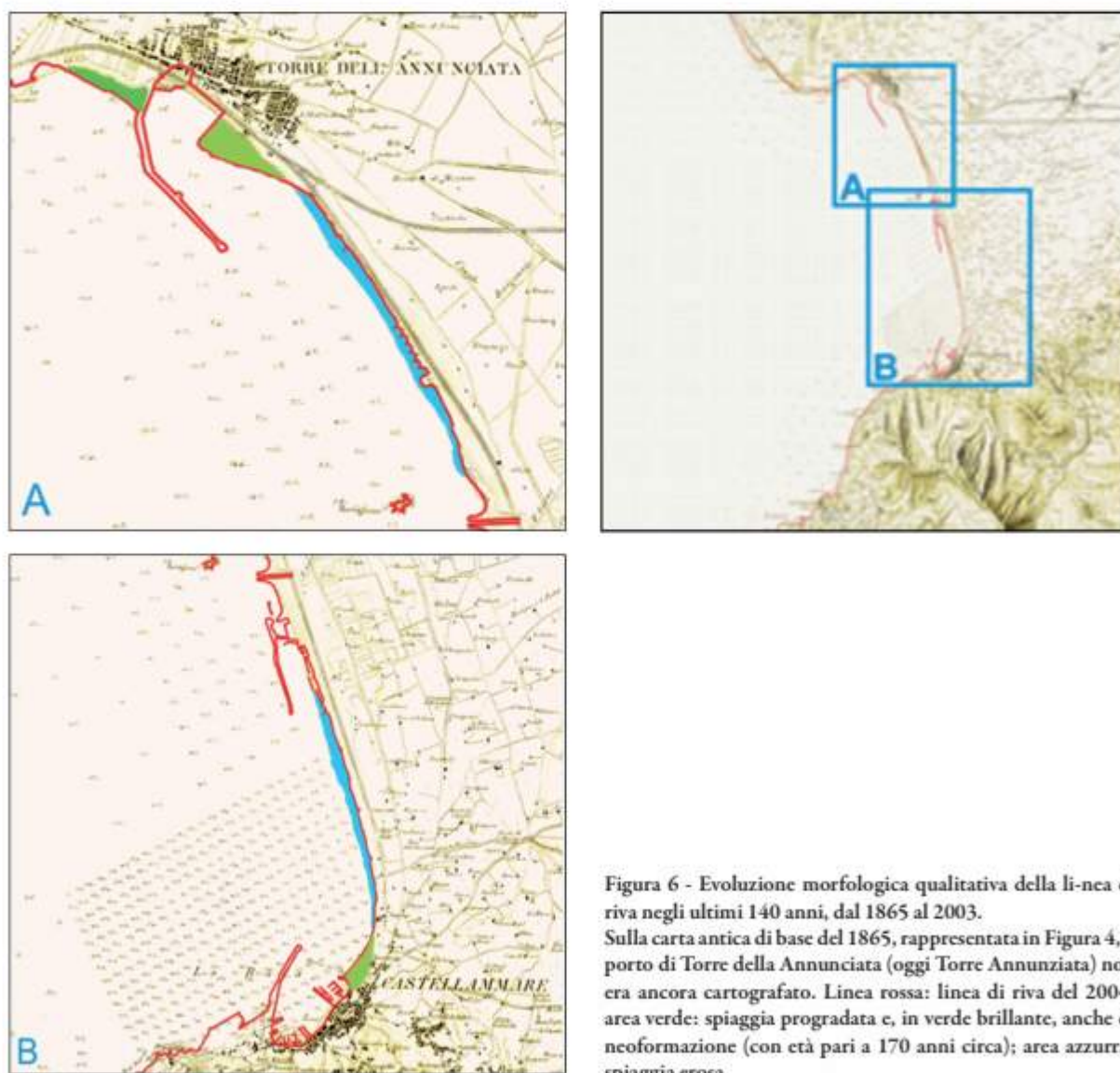


Figura 6 - Evoluzione morfologica qualitativa della linea di riva negli ultimi 140 anni, dal 1865 al 2003.

Sulla carta antica di base del 1865, rappresentata in Figura 4, il porto di Torre della Annunziata (oggi Torre Annunziata) non era ancora cartografato. Linea rossa: linea di riva del 2004; area verde: spiaggia progradata e, in verde brillante, anche di neoformazione (con età pari a 170 anni circa); area azzurra: spiaggia erosa.



Figura 7 - Progradazione delle spiagge, rilevata nell'agosto del 2008, per effetto degli interventi antropici (rilievo satellitare del 2007); le lettere maiuscole nella figura rimandano alle foto ravvicinate delle aree citate nel testo e presentate nella figura seguente: 1 - spiagge in avanzamento; 2 - opere a difesa del cantiere e della darsena Apremare, molo guardiano alla foce del F. Sarno e porto Turistico Marina di Stabia (a partire dal 2000 ca.); 3 - barriere soffolte.

Annunziata a N e Castellammare di Stabia a S. Le strutture portuali peraltro definiscono delimitandola una nuova unità fisiografica; i processi erosivi interessano prevalentemente la porzione meridionale della falcatura, a S della foce del F. Sarno (Figg. 5 e 6), mentre le spiagge ridossate dai moli di sopraflutto si sviluppano gradualmente, ed in misura maggiore in risposta all'estensione storica e recente degli stessi moli (cfr. *Interventi recenti*). L'erosione più marcata nella porzione meridionale dell'area in studio non viene mai più recuperata (Fig. 5); altri studi sull'evoluzione di tale linea di riva (A. P. N., 2003; Cammelli et al., 2004), prendendo avvio dal 1906, periodo successivo all'importante modificazione costiera in risposta alla costruzione del porto di Torre Annunziata, non hanno potuto cogliere gli effetti di tali processi che invece si sono verificati immediatamente dopo la costruzione del porto (cfr. linea di riva del 1872/76 in Fig. 5). Tali studi individuano invece solo gli arretramenti, in accordo con gli altri risultati riportati nel presente lavoro, verificatisi nel tratto centro-settentrionale del golfo nell'area ridossata dallo scoglio di Rovigliano. Il ridotto *input* sedimentario, determinato dall'intercettazione dei sedimenti in transito lungo la costa nell'unità fisiografica settentrionale, confinante con quella oggetto del presente studio, ad opera del nuovo porto, ha sottratto una forte aliquota di sedimenti dal budget sedimentario del Golfo di Castellammare, non più ricostituibile a causa dello scarso apporto solido del Fiume Sarno, fiume di risorgiva, dei suoi tributari e dei Rivi.

In definitiva, nel complesso si registra una debole rotazione della linea di riva verso Est (Figg. 5 e 6) da correlare alla generale tendenza all'arretramento con una tipica accentuazione generalizzata della concavità del litorale, più marcata nella porzione meridionale ed una forte progradazione delle spiagge, con morfologia triangolare, agli estremi della falcatura (Figg. 3, 5 e 6). Gli ampi arenili, oggi profondi circa 130 m, appoggiati ai moli di sottoflutto perpendicolari alla costa (Figg. 8, 8 B ÷ 8 G), si sono accumulati per effetto della diffrazione del moto ondoso causato dai moli foranei dei porti; queste spiagge verso l'interno sono interessate da presenza di erba oltre che di immondizie (spiaggia a Torre Annunziata). La forte ampiezza delle spiagge non consente il loro periodico lavaggio ad opera delle onde del mare; si accumula così polvere che determina la crescita di erba.



Figura 8 - Risposta del litorale alle opere antropiche.

A - Spiaggia di neoformazione (170 anni circa) e in progradazione a NW del porto di Torre Annunziata; si è accumulata in adiacenza ad una costa alta e rocciosa per effetto della deriva litoranea da NW verso SE che interessa l'unità fisiografica adiacente a quella del Golfo di Castellammare.

B - Spiaggia in progradazione, a SE del porto di Torre Annunziata, per effetto della diffrazione del moto ondoso causata dal molo di sopraflutto.

C - Recentissime opere a difesa del Cantiere Apremare (foto a sinistra) che hanno determinato la genesi di un'ampia spiaggia a SE (foto a destra), per diffrazione del moto ondoso, in un'area storicamente in erosione.

D - Moli guardiani e scogliere radenti alla foce del Fiume Sarno.

E - Il molo di sopraflutto del porto turistico Marina di Stabia di recente costruzione ha determinato per diffrazione del moto ondoso la genesi di una nuova ed ampia spiaggia, in adiacenza al molo di sottoflutto, in un tratto di litorale con tendenza storica all'arretramento (cfr. Fig. 7 F a sinistra). Cerchio verde: il processo di espansione dell'onda ha determinato altresì espansione della spiaggia nel lato *updrift* di un pennello in prossimità di tale spiaggia ed erosione nel lato *downdrift*.

F - Importanti processi erosivi in corrispondenza della struttura alberghiera abbandonata (Hotel Miramare) hanno determinato un arretramento della linea di riva, una riduzione dei profili di spiaggia e quindi l'esumazione dei pali di fondazione. Gli effetti di tali processi sono ancora evidenti nel 2004 (foto a sinistra) sebbene il tratto di spiaggia fosse difeso da scogliere soffolte realizzate nel 2000. Estate 2008 (foto a destra): le quote dei profili di spiaggia hanno recuperato e la spiaggia ora ampia circa 20 m è in progradazione.

G - Ampia spiaggia in progradazione a ridosso del molo di sottoflutto del porto di Castellammare di Stabia generata per diffrazione del moto ondoso causata dal molo di sopraflutto; l'ampiezza della spiaggia e l'immissione di terreno agrario ne ha determinato l'incrinamento.

Interventi recenti

La costruzione del porto di Torre Annunziata ha dunque influenzato drasticamente il bilancio sedimentario dell'area costiera del Golfo di Castellammare; nel tempo hanno fatto seguito altri interventi antropici che hanno ulteriormente condizionato, ma in maniera subordinata, il nuovo assetto morfologico derivato prima descritto. Infatti, tra il porto di Torre Annunziata e la foce del Fiume Sarno sono stati costruiti (intorno al 1950) sei pennelli trasversali in massi a forma di T; allo stato attuale risultano poco radicati alla spiaggia, per i processi erosivi ancora in atto (Fig. 3) ed in via di destrutturazione. I pennelli sono limitati, immediatamente verso Sud, da una grossa piattaforma in massi lavici a protezione dello scarico a mare del canale Conte di Sarno. Poco più a Nord, è evidente un pontile a giorno in calcestruzzo e ferro della ex Deriver, semidisfatto, già presente nella cartografia del 1909; nel suo intorno, per un'ampia fascia emersa e sommersa (Fig. 3), si riconoscono residui di pesanti manomissioni legate all'attività industriale, in forma di depositi da colmata costituiti da ciottoli e sabbia, da grossi blocchi di natura indifferenziata, lembi di piattaforme di calcestruzzo, residui di scogliere radenti in massi, ecc.. Tra il pontile ed i pennelli sono stati posati in opera nel 2005 circa opere trasversali a difesa del cantiere e della darsena Apremare (Figg. 2, 3) che hanno determinato, per effetto della diffrazione del moto ondoso causata dal molo di sopraflutto, l'accrescimento di una spiaggia profonda 50 m ed oltre (Figg. 8 e 8 C) in adiacenza al molo di sottoflutto in un tratto di spiaggia che prima di tali interventi era caratterizzata da una tendenza storica all'erosione.

A Nord del molo di sopraflutto, ai fini del completamento dell'opera, la spiaggia in erosione (Fig. 3) è stata protetta da una struttura parallela radente su pali che produrrà probabilmente nel tempo erosione della spiaggia sommersa lato mare e quindi scalzamento al piede della struttura oltre ad ulteriore erosione della spiaggia adiacente non protetta.

Più a S, In posizione quasi baricentrica è presente la foce del Fiume Sarno, fortemente irrigidita ai lati da due moli guardiani e da massicce scogliere radenti la spiaggia nei tratti limitrofi alla foce (Figg. 8 e 8 D). L'irrigidimento della foce ha determinato l'arretramento della spiaggia nei tratti limitrofi; in particolare a Nord della foce la linea di riva è arretrata di circa 30 m nel periodo 1968-89 a causa della costruzione del pennello in destra foce. A Sud della foce del Fiume Sarno è presente il nuovo porto turistico Marina di Stabia, in via di costruzione al momento del rilievo batimetrico eseguito nel 2004, ubicato in corrispondenza dell'area già interessata da sei scogliere parallele in massi costruite prima del 1956, probabilmente a causa di fenomeni erosivi generalizzati. Anche in questo caso, la diffrazione del moto ondoso causata dal molo di sopraflutto del porto turistico determina l'accumulo di sedimenti in una nuova ampia spiaggia, in adiacenza al molo di sottoflutto, che nell'agosto del 2008 ha raggiunto una profondità di circa 80 m (Figg. 8 e 8 E); determina altresì un accumulo di sedimenti, a conferma del processo di espansione dell'onda, nel lato *updrift* di un pennello in prossimità di tale spiaggia ed erosione nel lato *downdrift* (Fig. 8 E, cerchio verde).

Infine il molo foraneo del porto di Castellammare di Stabia allungato tra il 1936 ed il 1941 ha esercitato nel tempo un richiamo di sedimenti, per diffrazione del moto ondoso da esso causato; i depositi sabbiosi si sono addossati al molo di sottoflutto, ambedue estesi nel 1970, formando l'ampia spiaggia davanti alla Villa Comunale. Nel 1990 circa è stato esteso ulteriormente il molo di sopraflutto per oltre 100 m, che ha contribuito ad un'ulteriore progradazione di questa spiaggia, portandola nel suo tratto più profondo ad un'ampiezza di circa 130 m (Figg. 8 e 8 G), con un tasso pari a 1,5 m/anno (dal 1997 al 2003). In particolare, alla costruzione della spiaggia adiacente al molo di sottoflutto del porto di Castellammare di Stabia hanno contribuito come prima ed antica impostazione i depositi del complesso del rivo S. Pietro che ha la sua foce tra la banchina a NE del porto ed il molo di sottoflutto; nella spiaggia sommersa è visibile ancora il suo complesso di foce parzialmente smantellato per la costruzione dei moli e della barriera soffolta.

Tra questi due porti è stata posata, sui depositi dell'apparato di foce del Rivo Gagnano, intorno al 2000 una lunga barriera soffolta in massi suddivisa in n. 9 elementi ad una profondità compresa tra i 3 ed i 5 m circa (Fig. 3), al fine di contenere processi erosivi in corso che espongono a criticità il sistema viario della cittadina di Castellammare oltre a destrutturare le opere presenti ivi comprese quelle a difesa di uno scarico fognario.

Tabella 1- Composizione granulometrica di sedimenti di spiaggia emersa e sommersa del Golfo di Castellammare.

Campione	Prof	Ghiaia	Sabbia	Silt	Mz	Dev.standard	Curtosi	Asimmetria	Definizione
10	0,0	0,00	100	0,00	2,19	0,42	1,09	-0,07	sabbia fine
11	0,0	0,00	100	0,00	2,23	0,39	1,08	-0,04	sabbia fine
36	0,0	0,00	99,97	0,03	2,32	0,42	1,11	-0,08	sabbia fine
90	0,0	0,00	99,99	0,01	1,50	0,49	1,11	0,02	sabbia media
93	0,0	3,90	96,1	0,00	-0,35	0,33	1,05	-0,05	sabbia media- gross.
95	0,0	29,00	99,71	0,00	0,66	0,38	1,26	-0,01	sabbia grossolana
96	0,0	0,00	100	0,00	-0,02	0,33	1,05	0,08	sabbia media-gross.
97	0,0	0,70	99,28	0,02	0,53	0,71	1,43	0,24	sabbia grossolana
98	0,0	0,00	99,95	0,05	2,04	0,48	1,25	-0,04	sabbia fine
99	0,0	0,18	99,82	0,00	1,65	0,71	0,86	-0,15	sabbia media
100	0,0	10,99	88,54	0,47	1,23	1,69	0,72	-0,15	sabbia media
179	-5,0	0,00	93,46	6,54	2,67	0,25	-1,19	0,77	sabbia fine
180	-6,5	0,00	93,79	6,21	2,65	0,27	-1,23	-0,20	sabbia fine
181	-7,9	0,00	65,05	34,95	2,99	0,79	2,14	-0,30	sabbia fine
182	-9,5	0,00	94,95	5,05	2,60	0,44	6,68	-0,29	sabbia fine
183	-12,5	0,00	100,00	0,00	2,35	0,55	13,01	-0,08	sabbia fine
184	-15,0	0,00	93,60	6,40	2,45	0,7	0,87	0,09	sabbia fine
185	-4,0	0,00	99,81	0,19	1,38	0,42	1,25	-0,22	sabbia media
186	-7,0	0,00	99,07	0,93	1,57	0,42	22,02	0,41	sabbia media
187	-8,5	0,00	81,24	18,76	2,90	0,85	0,67	0,11	sabbia fine
188	-11,0	0,00	67,80	32,2	3,17	0,68	1,21	0,26	sabbia molto fine
189	-14,0	0,00	67,42	32,58	3,37	0,64	1,36	0,71	sabbia molto fine
190	0,0	0,11	99,87	0,02	1,45	0,65	0,89	0,00	sabbia media
191	0,0	0,51	99,44	0,04	0,45	0,74	0,77	0,45	sabbia grossolana
192	-1,0	0,00	99,95	0,05	1,35	0,35	1,52	1,94	sabbia media
193	-3,0	0,00	93,66	6,34	2,62	0,60	1,48	-0,21	sabbia fine
194	-5,1	0,00	90,01	9,99	2,66	0,88	1,29	0,35	sabbia fine
195	-10,0	0,00	70,26	29,74	3,03	0,96	0,85	0,00	sabbia molto fine
196	0,0	0,00	93,88	6,12	2,29	0,74	1,23	0,50	sabbia fine
197	-18,7	0,00	63,04	36,96	3,45	0,68	3,92	0,26	sabbia molto fine
198	-1,2	0,00	81,17	18,83	3,15	0,52	1,20	-0,39	sabbia molto fine
199	-4,0	0,00	79,58	20,42	2,96	0,80	0,82	-0,50	sabbia fine
200	-6,0	0,00	51,12	48,88	3,20	0,99	1,11	-0,49	sabbia molto fine
201	-9,5	0,00	77,89	22,11	3,02	0,93	1,40	0,40	sabbia molto fine
202	-12,0	0,00	86,03	13,97	2,56	0,95	1,55	0,06	sabbia fine
203	-13,9	0,00	77,65	22,35	3,06	0,88	0,76	-0,28	sabbia molto fine
204	-16,0	0,00	78,42	21,58	2,79	1,05	0,76	-0,21	sabbia fine
205	0,0	1,15	98,85	0,00	0,51	0,83	0,83	0,54	sabbia grossolana
206	-1,0	0,02	99,94	0,04	1,59	0,71	0,85	0,05	sabbia media
207	-5,1	0,00	88,91	11,09	2,92	0,43	20,66	1,12	sabbia fine
208	-10,2	0,00	92,03	7,97	2,72	0,52	-14,23	-0,74	sabbia fine
209	-17,2	0,00	94,51	5,49	2,81	0,37	-2,16	0,89	sabbia fine
210	0,0	0,16	99,82	0,02	1,44	0,66	0,95	0,03	sabbia media
211	-1,0	1,96	97,36	0,68	1,44	1,21	0,63	-0,49	sabbia media
212	-6,8	0,00	93,81	6,19	2,18	1,14	0,67	-0,44	sabbia fine
214	-19,0	0,00	91,02	8,98	2,80	0,75	2,55	0,46	sabbia fine
215	-10,0	0,00	99,13	0,87	2,07	0,14	-0,56	0,19	sabbia fine
216	-4,8	0,00	95,44	4,56	2,37	0,64	16,12	-0,35	sabbia fine
217	-11,0	0,00	88,20	11,80	2,92	0,51	3,70	0,03	sabbia fine
218	-16,4	0,00	80,87	19,13	2,98	0,39	1,07	-2,64	sabbia fine
219	-18,7	0,00	85,16	14,84	2,81	0,88	1,15	-0,31	sabbia fine

I rilievi morfologici eseguiti nel 2004 indicavano per il tratto difeso da tali opere una debole tendenza alla progradazione della spiaggia; le palificate di fondazione di una struttura alberghiera presente sulla spiaggia (ex Hotel Miramare) erano ancora parzialmente esumate (Fig. 8 F, foto a sinistra).

I rilievi del 2008 hanno consentito di verificare il permanere di una tendenza alla progradazione della spiaggia ora profonda circa 20 m, oltre ad un recupero sostanziale della quota dei profili di spiaggia (Fig. 8 F, foto a destra), sebbene tale barriera abbia isolato parte dei sedimenti dell'apparato di foce del Rivo Gragnano (Fig. 3) dalla morfodinamica litoranea.

Infine, i fabbricati, i muri, i manufatti e le recinzioni a tergo delle spiagge limitano fortemente la naturale espansione della spiaggia verso l'entroterra, conferendo peraltro alla spiaggia un anomalo profilo con elevati gradienti; a ridosso dei manufatti sono presenti cumuli di sabbia addossati agli stessi (Fig. 8 E, foto a destra). I processi di deflazione che spostano i sedimenti dal mare verso terra e che presiedono ad una naturale evoluzione dell'ambiente di spiaggia sabbiosa, in questo caso, sono ostacolati dai manufatti a tergo.

Morfodinamica dei sedimenti

Lo studio sedimentologico dell'unità fisiografica in oggetto si basa sull'analisi granulometrica di n. 40 campioni di sedimento di fondo marino e di n. 12 di sedimento di battigia. Le analisi, eseguite con setacciatura e pipettatura, hanno consentito di ricavare i parametri statistici di Folk e Word (1957); la loro composizione granulometrica (Shepard, 1954) è sintetizzata nella Tabella 1. L'ubicazione delle stazioni di prelievo è riportata in Figura 9 mentre la distribuzione areale del valore medio della distribuzione di frequenza dei sedimenti (Mz), fino alla profondità di 20 m, è riportata in Figura 10; tutte le carte sono costruite sulla carta batimetrica georeferenziata con coordinate geografiche secondo il Sistema *UTM WGS 84*. La morfodinamica dei sedimenti lungo la costa del Golfo di Castellammare è stata desunta dall'analisi dell'andamento degli assi di transito dei sedimenti (AdB Sarno, 2004) basato sullo studio delle formule modali di ciascun campione di sedimento e sulla loro frequenza di apparizione (Barousseau, 1973; Cortemiglia, 1978 a,b,c) che ha consentito di individuare le frazioni granulometriche coinvolte nella dinamica sedimentaria dell'unità fisiografica di interesse.

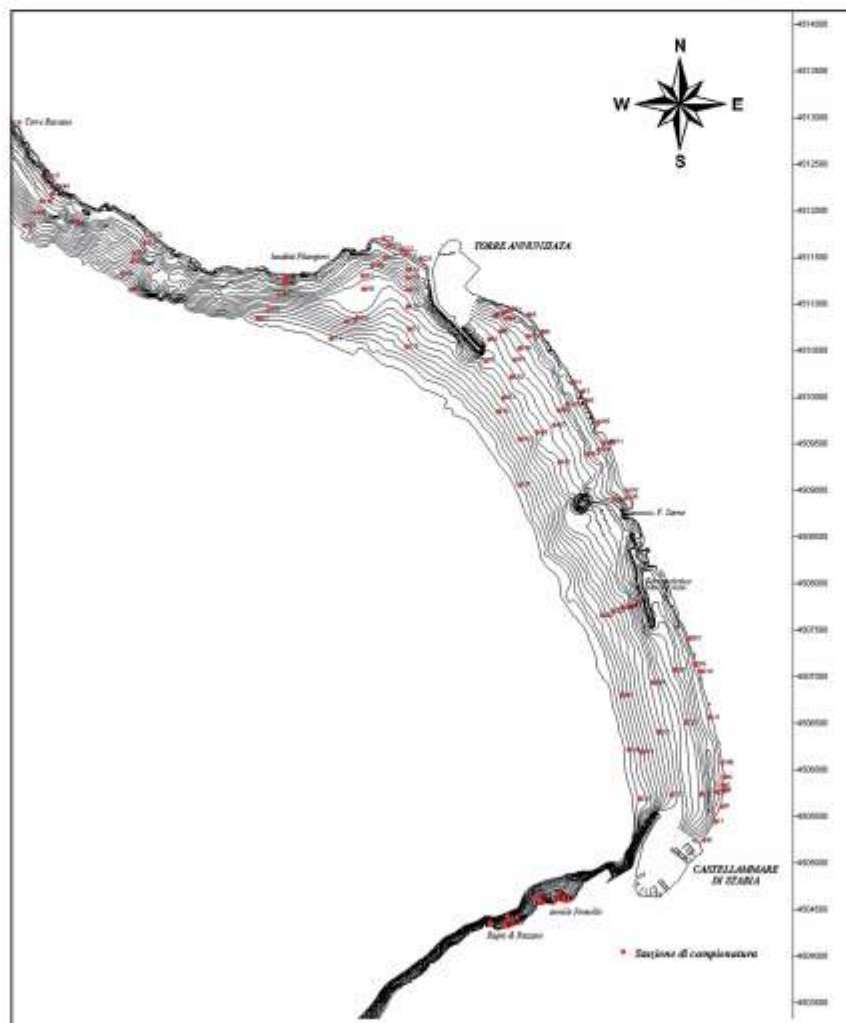


Figura 9 - Punti di campionamento dei sedimenti di fondo marino mobile e di battigia; batimetriche ciascuna 1 m.

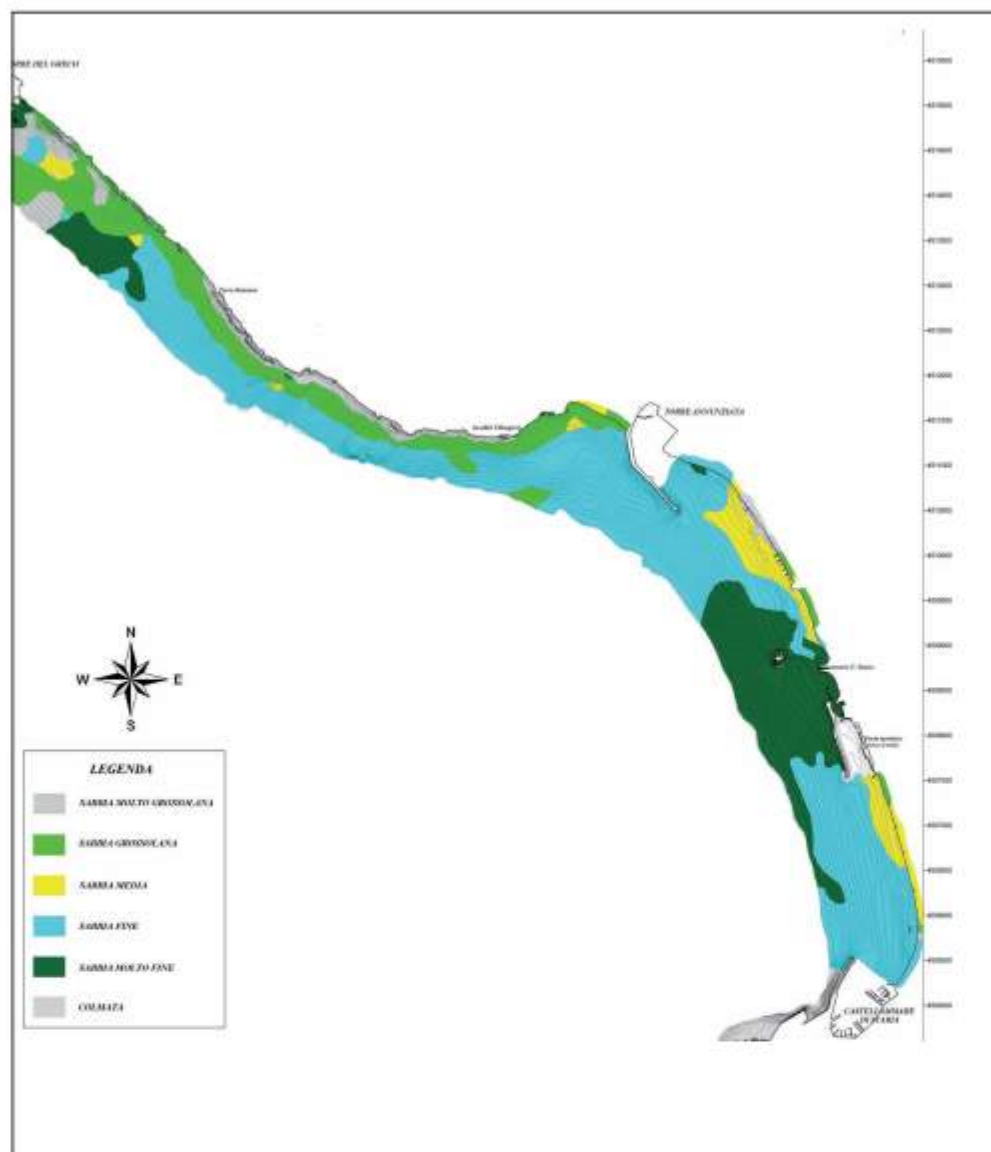


Figura 10 - Zonazione del valore medio della distribuzione di frequenza (Mz) dei sedimenti presenti fino alla batimetrica dei 20 m.

Lo studio è stato esteso anche ai sedimenti dell'unità fisiografica posta a N, atteso che evidenze morfologiche, quali la grossa spiaggia del Lido Azzurro (Figg. 2, 3 e 7A) a N del porto di Torre Annunziata, indicavano una forte influenza del molo foraneo di tale porto sulla dinamica sedimentaria. Pertanto, per la porzione di unità fisiografica posta a Nord di quella in oggetto, si è rilevato che le frazioni granulometriche che più efficacemente concorrono alla dinamica sedimentaria dell'area sono la sabbia grossolana (intervallo granulometrico 0.89-0.56 mm) con una percentuale del 25%, la sabbia media (intervallo granulometrico tra 0.43 e 0.25 mm) e la sabbia fine (intervallo 0.24-0.14) con una percentuale del 45%, mentre nell'unità fisiografica di interesse le frazioni granulometriche sono la sabbia molto grossolana (intervallo granulometrico tra 1.67-1.07 mm) con una percentuale del 10.29%, la sabbia grossolana (intervallo granulometrico tra 0.9 e 0.51 mm) con una percentuale del 23.53%, la sabbia media (intervallo granulometrico tra 0.43 e 0.25 mm) con una percentuale del 16.18% e la sabbia fine (intervallo granulometrico tra 0.24 e 0.13 mm) con una percentuale del 38.24%.

Di tali frazioni granulometriche sono state costruite le carte degli assi di transito sedimentario; il movimento

nelle aree prossime alla costa, entro la batimetrica dei 10 m, delle tre subpopolazioni risulta essere nel complesso da NW verso SE sia nell'unità fisiografica a Nord del Porto di Torre Annunziata che nell'unità fisiografica del Golfo di Castellammare (AdB Sarno, 2004).

L'analisi meteomarina è tratta dagli studi eseguiti dall'Amministrazione Provinciale di Napoli (2003), che tiene conto dell'esposizione del paraggio al moto ondoso (Fig. 11); si basa sui dati della stazione ondometrica R.O.N. di Ponza, in funzione dal luglio 1989. La risultante vettoriale dei flussi di energia al largo è orientata secondo la direzione $258,29^{\circ}\text{N}$, mentre le direzioni risultanti dei flussi di energia del moto ondoso in prossimità della costa nella zona centrale della sub-unità a N del Fiume Sarno è pari a $247,06^{\circ}\text{N}$, in prossimità della foce del fiume è pari a $254,44^{\circ}\text{N}$ ed infine in corrispondenza del Rivo Gragnano è pari a $262,90^{\circ}\text{N}$.

Verificato l'orientamento NW-SE della fascia costiera si ricava che l'incidenza del moto ondoso sul litorale è prevalentemente ortogonale.

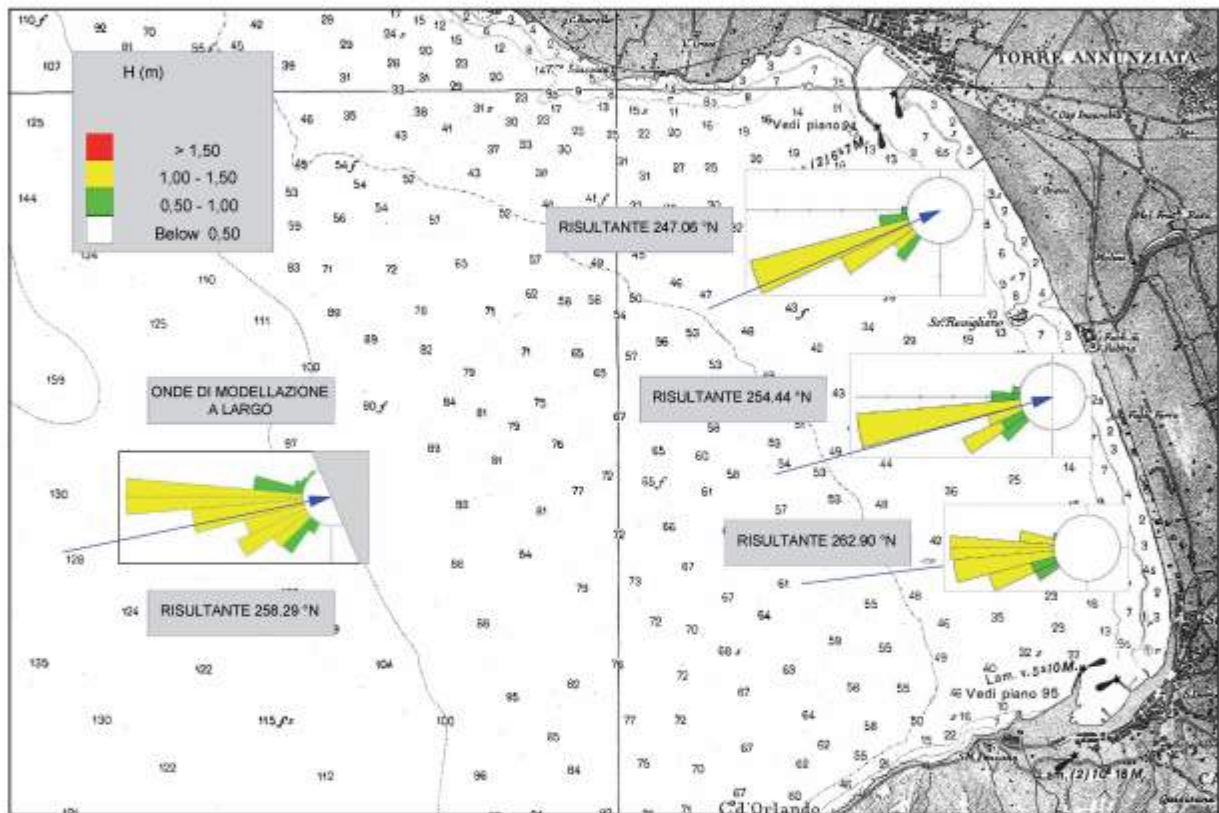


Figura 11- Analisi meteomarina (da A.P.N., 2003).

In particolare i risultati di tali simulazioni fanno ritenere agli Autori dello studio l'instaurarsi di una corrente litoranea con direzione verso N, per effetto delle onde provenienti dalla direzione 240°N , e verso S, per le onde provenienti dalle direzioni da 260°N a 280°N .

Cammelli et al. (2004), sulla base delle caratteristiche tessiture di campioni di sedimento di fondo raccolti sulla battigia solo nella porzione meridionale del Golfo e fino alla batimetrica dei 5 m, ipotizzano invece un flusso sedimentario nel complesso diretto da N verso S.

Tuttavia, l'analisi delle modificazioni costiere, descritte nel precedente paragrafo, in risposta agli interventi di opere di ingegneria costiera realizzate dal 2003 al 2006, ha consentito di verificare come questi ultimi siano stati in grado di modificare e condizionare il drift litoraneo; gli effetti morfologici studiati, che si traducono nella genesi di nuove spiagge a ridosso di tali opere per diffrazione del moto ondoso causata dai moli di sopraflutto,

consentono di definire una risultante della deriva litoranea con direzioni differenti nell'ambito delle sub-unità fisiografiche (Fig. 12). Viene individuata una direzione prevalente verso N in quella settentrionale e sia verso N che verso S in quella meridionale. Inoltre, in accordo con tutti gli Autori prima citati, si osserva che anche in corrispondenza dei due più importanti porti, di Torre Annunziata e di Castellammare di Stabia, la circolazione è completamente influenzata da processi di diffrazione intorno ai moli di sopraflutto. Per effetto di tali processi si sviluppano, per tutte le direzioni di incidenza del moto ondoso, correnti, dirette verso N nel settore settentrionale e verso S in quello meridionale, che determinano la continua sedimentazione (Fig. 12).



Figura 12 - Deriva litoranea (freccia gialla) ricostruita in base alle evidenze morfologiche rese manifeste dalla progradazione delle spiagge.

Conclusioni

Lo studio condotto ha consentito di definire che il naturale assetto morfologico del litorale del Golfo di Castellammare di Stabia è stato modificato in maniera sostanziale a seguito della costruzione del porto di Torre Annunziata, terminata nel 1871. Il porto, costruito al margine settentrionale del Golfo, ha modificato fortemente la morfodinamica sedimentaria dell'adiacente unità fisiografica che si attua con direzione NW-SE. Tale struttura portuale, infatti, intercetta questi sedimenti trasportati dalle correnti lungo costa, consentendo la loro sedimentazione in una nuova ampia spiaggia a N nell'area di sopraflutto (che accoglie il Lido Azzurro); tale spiaggia, costituendo il punto di recapito dei sedimenti, è in progradazione.

La continua sottrazione di sedimenti intercettati dal porto ha determinato una marcata erosione dell'intero litorale del Golfo di Castellammare ubicato a valle del suddetto porto, verso S. In questa maniera si è determinato un primo importante e nuovo assetto morfologico di tale fascia costiera definita da un litorale arcuato in erosione, limitato ai lati da ampie spiagge protette dai moli di sopraflutto dei porti di Torre Annunziata a Nord e Castellammare di Stabia a Sud. I processi erosivi interessano prevalentemente la porzione meridionale della falcatura mentre le spiagge ridossate dai moli di sopraflutto si sono sviluppate gradualmente in risposta all'estensione degli stessi moli.

Il ridotto *input* sedimentario ha in realtà sottratto una forte aliquota di sedimenti dal *budget* sedimentario non più ricostituibile a causa dello scarso apporto solido del Fiume Sarno, di risorgiva, dei suoi tributari e dei Rivi ivi confluenti.

Gli ampi arenili appoggiati ai moli di sottoflutto (perpendicolari alla costa) si sono accumulati per effetto della diffrazione del moto ondoso causata dai moli foranei dei porti, perpendicolari all'incidenza del moto ondoso sul litorale; la spiaggia di Torre Annunziata versa peraltro in uno stato di degrado ambientale per la presenza di immondizie. La forte ampiezza delle spiagge non consente il loro periodico lavaggio ad opera delle onde del mare; si accumula così polvere che determina la crescita di erba (Figg. 8, 8 B e G).

In definitiva, nel complesso si registra una debole rotazione della linea di riva verso Est da correlare alla generale tendenza all'arretramento con una tipica accentuazione generalizzata della concavità del litorale, debolmente più marcata nella porzione meridionale ed una forte progradazione delle spiagge, con morfologia triangolare, agli estremi della falcatura.

A questo nuovo assetto morfologico derivato si sono aggiunti successivamente altri interventi antropici che hanno contribuito a modificare in maniera subordinata i caratteri morfologici della spiaggia emersa e sommersa. In particolare, gli effetti morfologici, in risposta alla costruzione dal 2003 al 2006 di opere di ingegneria costiera, anch'esse ortogonali rispetto all'incidenza del moto ondoso sul litorale, e che si traducono nella genesi di nuove spiagge a ridosso di tali opere, indicano una modificazione del *drift* litoraneo; quest'ultimo si sviluppa con direzioni differenti nell'ambito delle sub-unità fisiografiche. Anche le opere di difesa litoranea sia parallele che radenti, e quindi riflettenti, i canali di drenaggio, i muri di contenimento hanno modificato la fisiografia costiera; l'intensa urbanizzazione del sistema dunare, con insediamenti di tipo industriale e con cortine di edifici che peraltro impediscono l'accesso alla spiaggia, ha anch'essa sottratto sedimenti al rifornimento della spiaggia. Nella spiaggia sommersa, gli interventi antropici hanno contribuito a modificare anche la morfologia innescando locali processi di accumulo ma soprattutto di erosione dei sedimenti di fondo mobile, attraverso i canali incisi nel fondo; il porto di Castellammare e le opere di difesa soffolte hanno sottratto al budget sedimentario una forte aliquota di depositi degli accumuli degli apparati di foce dei rivi ivi confluenti.

Infine, anche l'intenso uso del territorio, a causa della spinta urbanizzazione, delle attività agricole ed industriali, ha determinato modificazioni sul tracciato fluviale (deviazione del tracciato, regimazione forzata delle acque, irrigidimento artificiale delle sponde fluviali, tombatura degli alvei nelle aree urbane) e sul sistema di foce con ricadute dirette o indirette sia sul reticolo idrografico della bassa valle del F. Sarno che sull'andamento della prospiciente linea di riva.

In definitiva, l'analisi della morfoevoluzione della fascia costiera del Golfo di Castellammare, in un periodo in cui l'attività antropica ha prevalso nettamente sui fenomeni naturali, conferma che lo studio di un'area costiera, va approfondita a partire dalla sua prima e più importante modificazione antropica e va verificata anche al di fuori dell'unità fisiografica. Gli effetti di interventi antropici successivi assumono un rilievo minore e comunque devono essere relazionati alla storia evolutiva dell'area nel suo complesso. Tali studi sono utili, peraltro, per comprendere la tendenza morfoevolutiva di un litorale da finalizzare ad interventi di riqualificazione di una fascia costiera che nel caso in studio risulta fortemente impattata.

Ringraziamenti

Si ringrazia l'Autorità di Bacino del Fiume Sarno per aver concesso la pubblicazione dei dati e per il contributo alle spese di stampa.

Bibliografia

Amministrazione Provinciale di Napoli (2003) - *Studio della dinamica evolutiva del litorale alla foce del Rivo Gragnano al fine di individuare le aree a rischio di erosione e le linee guida di un razionale piano di interventi di protezione della costa*. Convenzione con l'Università degli Studi di Napoli "Federico II" - Dipartimento di Ingegneria Idraulica ed Ambientale. Resp. Scient. Prof. Giacomo Rasulo.

- Aminti P. e Pranzini E. (1993) - *L'erosione e la difesa dei litorali in Italia*. La difesa dei litorali in Italia, Edizione delle Autonomie- Roma, vol. 34: 9-24.
- Autorità di Bacino del Sarno (2003)- *Cartografia Geologica - 1:10.000*- Progetto CARG. Carta Geologica d'Italia, 1:50.000.
- Autorità di Bacino del Sarno (2004) - *Studio dei fattori di pericolosità per la valutazione del rischio costiero lungo il litorale compreso tra Punta Campanella e Napoli - S.Giovanni a Teduccio (emissario depuratore di Napoli est)*. - Piano Stralcio per L'Erosione Costiera- Ricerca con convenzione eseguita dall'Università degli Studi di Napoli "Federico II" - Dipartimento di Scienze della Terra - Resp. Scient. Prof. Miela Pennetta.
- Barra D., Bonaduce G., Brancaccio L., Cinque A., Ortolani F., Pagliuca S. e Russo F. (1989) - *Evoluzione geologica olocenica della Piana costiera del Fiume Sarno (Campania)*. Mem. Soc. Geol. It., 42: 255-267.
- Bartolini C., Corda L., D'alexandro L., La Monica G.B., Regini E. (1977) - *Studi di geomorfologia costiera: III - Il Tombolo di Feniglia*. Boll. Soc. Geol. It., 96: 117-157.
- Barusseau J.P. (1973) - *Evolution du Plateau continental rochelais (Golfe de Gascogne) au cours du Pleistocene terminal et de l'Holocene. Les processus actuels de la sedimentation*. These Univ. Bordeaux I, pp. 1-363.
- Brancaccio L., Cinque A., Romano P., Rosskopf C., Russo F., Santangelo N. e Santo A. (1995)- *L'evoluzione delle pianure costiere della Campania: geomorfologia e neotettonica*. Mem. Soc. Geogr. It., LIII: 313-336.
- Cammelli C., Iannotta P., Matucci V. e Pranzini E. (2004) - *Dinamica morfologica e sedimentaria del litorale di Castellammare di Stabia (Golfo di Napoli)*. Studi Costieri, 8: 59-88.
- Cortemiglia G.C. (1978a) - *Valutazione quantitativa della variazione di fondale fra la foce del Magra e il porto di Marina di Carrara ed individuazione dei principali assi di transito del trasporto litoraneo*. Mem. Soc. Geol. It. 19: 407-419.
- Cortemiglia G.C. (1978b) - *Le modificazioni dell'assetto strutturale del litorale di Lavagna quale fattore erosivo della spiaggia*. Mem. Soc. Geol. It., 19: 369-380.
- Cortemiglia G.C. (1978c) - *Applicazione di curve di isodensità carbonatica per classi granulometriche modali nello studio della dinamica litorale*. Mem. Soc. Geol. It. 19: 321-330.
- D'alterio D. e Della Gatta M. (2004) - *Deflusso minimo vitale nel Bacino del Fiume Sarno*. Quaderni AdB Sarno, 1/2004: 48-53.
- De Pippo T., Monti L., Pennetta M., Terlizzi F. e Vecchione C. (2000) - *Morfologia della spiaggia sommersa ed individuazione delle modificazioni indotte dagli interventi antropici nel litorale compreso tra Punta del Soccorso e Punta Caruso nel Comune di Forio (Isola d'Ischia, Napoli)*. Geologia Tecnica, 2: 13-20.
- De Pippo T., Donadio C., Pennetta M., Terlizzi F., Vecchione C., Vegliante M. (2002) - *Seabed morphology and pollution along the Bagnoli coast (Naples, Italy): a hypothesis of environmental restoration*. Marine Ecology. Blackwell Verlag, Berlin. 23, suppl. 1: 154-168.
- Folk R.L. e Ward W.C. (1957) - *Brazos river bar: a study in the significance of grain size parameters*. Journ. Sedim. Petrol., 27, 1: 3-26.
- Ippolito F., Ortolani F. e Russo M. (1973) - *Struttura marginale e tirrenica dell'Appennino Campano: reinterpretazione di dati di antiche ricerche di idrocarburi*. Mem. Soc. Geol. It., 12: 232-349.
- La Torre P., Nannini R. e Sbrana A. (1982)- *Geothermal exploration in Southern Italy: geophysical interpretation of the Vesuvian area*. 44 Meeting Eur. Ass. Explor. Geophys., Cannes, June 1982.
- Pranzini E. (1985) - *La dinamica dei sedimenti nel Golfo di Campo (Isola d'Elba)*. Boll. Soc. Geol. It., 105: 253-264.
- Shepard F.P. (1954) - *Nomenclature based on sand-silt-clay ratios*. Journal of Sedimentary Petrology, 3: 151-158.
- Visher G.S. (1969) - *Grain size distribution and depositional processes*. Journal of Sedimentology Petrology, n. 3: 1074-1106.

Ricevuto il 07/01/2009, accettato il 15/07/2009.

Una metodologia sperimentale per la definizione del rischio da inondazione costiera

Guido Benassai¹, Francesco Chirico¹, Stefano Corsini²

¹Dipartimento di Scienze Applicate, Università di Napoli Parthenope, Centro Direzionale Is. C4, Napoli

²ISPRA, Servizio Difesa delle Coste, Via Curtatone 3, Roma

Riassunto

Il presente lavoro riguarda l'elaborazione di una nuova metodologia per la definizione del rischio costiero, definito come il prodotto della vulnerabilità morfologica per la vulnerabilità socio-economica del tratto costiero in esame.

Il lavoro è stato svolto con approccio sperimentale introducendo un parametro denominato *indice di impatto*, definito sulla base di dati ondamci, batimci, sedimentologici. Tale indice di impatto, funzione della risalita del moto ondoso sulla spiaggia, dell'erosione a breve e lungo termine, dell'efficienza delle opere di difesa costiera, assume valori che consentono di identificare un'*altezza d'onda critica*, ovvero la minima altezza d'onda in grado di produrre un impatto significativo, dal cui periodo di ritorno viene derivata la predetta vulnerabilità morfologica del tratto costiero in esame.

La vulnerabilità socio-economica è definita, invece, come il prodotto del danno potenziale per il valore esposto, dove per danno potenziale si intende la percentuale del valore di un elemento o di un gruppo di elementi che andrà perduto nel caso si verificasse l'evento calamitoso; mentre per valore esposto si intende il valore che è possibile associare agli elementi da difendere, espresso in termini monetari, di vite umane, o in termini storico-culturali e ambientali.

La presente metodologia, rispetto alla vasta letteratura di settore, si caratterizza per un maggiore dettaglio in quanto è verificata la possibilità di un'applicazione puntuale, ovvero su scala comunale (nell'ipotesi di possedere dati adeguati al dettaglio richiesto). Per tale motivo il periodo di ritorno associato all'altezza d'onda critica non dipende solo dall'esposizione al largo ma anche dalle caratteristiche morfologiche della fascia costiera. Ciò comporta una stima del rischio maggiormente realistica, come viene dimostrato nelle applicazioni.

Parole chiave: indice di impatto, altezza d'onda critica, vulnerabilità morfologica, vulnerabilità socio-economica, rischio da inondazione costiera.

Abstract

The aim of the present study is to identify a new method for coastal risk evaluation, which can improve the management of coastal areas.

Risk can be given by the following equation: $R = V \times S$

where V is coastal vulnerability, $S = E \times D$ is socio-economic vulnerability while E is the exposed value and D is potential damage.

The experimental method for coastal risks due to inundation of the inshore land was carried out using a new parameter: impact index, based on wave climate, bathymetry and sediment data. In particular, impact index depends on run up height, seasonal and long term erosion index, and efficiency of coastal structures.

The critical wave height obtained (minimum hazardous wave height capable of jeopardizing the shoreline) was associated to the hazard level through its return period: higher return periods correspond to lower hazard levels.

Socio-economic vulnerability is the exposed value multiplied by potential damage; the latter represents the value of infrastructures that may be damaged by hazard, whereas the former is the percentage of the loss of an element or a group of elements that should occur in case of hazard.

Therefore, in this new method, hazard is evaluated not only by storm severity, but also by physical characteristics of the shoreline.

These results suggest that decision-makers could reduce vulnerability by choosing a type of coastal planning that does shift development away from high-risk areas.

Two applications of the method have been performed: the coastal communities of the Guardia Piemontese and Monasterace in the South of Italy.

Keywords: *impact index, critical wave height, coastal vulnerability, socio-economic vulnerability.*

Introduzione

La valutazione della vulnerabilità di un litorale costituisce tuttora un argomento oggetto di dibattito nel campo dell'ingegneria costiera, avendo definito tale vulnerabilità come " il grado di suscettibilità di un sistema alle forzanti esterne" (IPCC, 2001). A tal proposito si possono distinguere due approcci concettuali. Il primo identifica la vulnerabilità con l'esposizione alle forzanti, definendo la distribuzione delle condizioni di pericolo attraverso la probabilità di accadimento di un evento avverso, e con l'analisi delle caratteristiche e dell'impatto dell'evento considerato (UNDRR, 1977). Il secondo approccio ipotizza che la probabilità del verificarsi dell'evento sia un invariante ed esamina la sensitività (intesa come capacità di risposta del sistema all'impatto) che si compone dell'attitudine del sistema a resistere all'impatto (resistenza) e dell'attitudine del sistema a recuperare le condizioni preesistenti all'impatto (resilienza) (Hewitt, 1997). In tale approccio la sensitività (in un primo tempo limitata agli aspetti geomorfologici e biologici) è stata successivamente estesa agli aspetti socio-economici, includendo la risposta della comunità interessata in termini di capacità di percepire il rischio, affrontarne le conseguenze e recuperare le condizioni precedenti (Cutter, 1996).

Numerose applicazioni dei concetti precedentemente citati hanno quantificato i singoli parametri che influenzano la vulnerabilità di un tratto costiero attraverso un Indice di Vulnerabilità Costiera dato dalla somma (o dalla media, o media quadratica) degli indicatori parziali.

Il primo approccio ha condotto ad un Indice di Vulnerabilità Costiera – CVI (Gornitz et al., 1991, Thieler et al., 2000) che tiene conto della combinazione dei principali param fisici e geomorfologici che influenzano il processo di inondazione costiera (quali ad esempio altezza significativa, livello del mare, pendenza della spiaggia, erosione a lungo termine). Il secondo approccio ha considerato anche gli aspetti socio-economici del sistema mediante un Indice di Vulnerabilità Socio-Economica CoVI (Cutter, 2000). In seguito tale tipo d'approccio ha considerato le variabili socio-economiche della zona costiera attraverso un'analisi delle componenti principali (PCA) per produrre un indice socio-economico di vulnerabilità costiera CSoVI.

I param utilizzati per il calcolo dell'indice di vulnerabilità costiera CVI sono i seguenti:

- Quota della costa;
- Litologia;
- Geomorfologia;
- Variazione del livello terrestre (mm/anno);
- Variazione della linea di costa (m/anno);
- Escursione di marea (m);
- Altezza media annua (m).

A ciascuna di tali variabili è stato assegnato un punteggio dalla cui combinazione è ottenuto l'indice di vulnerabilità costiera CVI; si ottiene in tal modo un indice adimensionale, che classifica la vulnerabilità costiera nelle tradizionali categorie di bassa, media ed alta.

L'indice di vulnerabilità costiera tiene conto dell'impatto del moto ondoso sulla costa e quindi può essere definito sia per la costa alta che per la costa bassa. Al contrario, se si vuole definire un indice di vulnerabilità rispetto all'inondazione costiera, non ha senso considerare altra costa se non quella bassa.

Obiettivo del presente lavoro è quello di individuare una metodologia per la definizione del rischio da inondazione marina ottenuto dalla relazione matriciale:

$$R = V \times S$$

in cui V rappresenta la matrice di vulnerabilità morfologica ed S la matrice di vulnerabilità socio-economica data dal prodotto matriciale del valore esposto E per il danno potenziale D.

L'approccio seguito è quindi concettualmente analogo ai precedenti ma se ne differenzia per i seguenti motivi:

- si applica il metodo soltanto sulla fascia costiera con altitudine inferiore ai 10m;
- l'escursione di marea astronomica lungo le coste italiane dà luogo ad una marea microtidale, pertanto tale parametro non viene considerato;
- la massima altezza d'onda annuale viene sostituita da un'altezza d'onda critica con la metodologia descritta ai punti successivi.

Inoltre, nel calcolo dell'indice di vulnerabilità costiera, denominato in questo lavoro *Indice di impatto*, sono stati aggiunti i seguenti parametri:

- Indice di erosione a breve termine (oltre all'indice di erosione a lungo termine);
- Indice di efficienza delle opere di difesa, considerate parte integrante del sistema costiero;
- Indice di *run up* orizzontale, inteso come distanza associata alla risalita dell'onda.

Rispetto alla vasta letteratura di settore la presente metodologia per la definizione del rischio da inondazione costiera può essere applicata almeno su scala comunale, quindi su di una scala geografica di dettaglio. L'applicazione di tale metodologia è stata effettuata sui tratti costieri della Regione Calabria ricadenti nei Comuni di Guardia Piemontese e di Monasterace Marina.

La vulnerabilità morfologica

La vulnerabilità morfologica è qui definita sia sulla base della probabilità di accadimento dell'evento calamitoso (valutato con il periodo di ritorno della mareggiata) sia in funzione dell'interazione morfodinamica con il fondale e con la spiaggia, valutata attraverso la definizione di un indice di impatto I_i . Quest'ultimo è definito dalla seguente relazione (1):

$$I_i = I_{Rm} + I_R + I_D + E \quad (1)$$

con:

- I_{Rm} indice di distanza associata alla risalita del moto ondoso;
- I_R indice di arretramento della linea di riva;
- I_D indice di stabilità delle opere di difesa;
- E indice di erosione a lungo termine.

Per il calcolo dell'indice di impatto è necessario effettuare una caratterizzazione della fascia costiera (esposizione dei paraggi alle traversie principali e secondarie) nonché determinarne il clima ondoso attraverso il calcolo dei periodi di ritorno delle altezze d'onda di 3, 4, 5, 6 e 7 m mediante le usuali funzioni di distribuzione a lungo termine di probabilità secondo Gumbel o Weibull.

L'indice di distanza associata alla risalita del moto ondoso I_{Ru}

Tale indice valuta la distanza orizzontale x_{max} associata alla quota di *run up* R_{max} (che dipende dall'angolo di incidenza, dalla pendenza e permeabilità della spiaggia).

Il calcolo della massima distanza percorsa dal *run up* è stato condotto con metodi analitici e numerici.

Il calcolo analitico è stato effettuato seguendo lo schema di Massel-Pelinovsky (2001) che divide la fascia costiera in tre regioni (Fig. 1): la regione 1 (o regione di largo) in cui la profondità è maggiore di quella di frangimento e non si realizza il *set up*¹, la regione 2 dove si trova la profondità di frangimento e quindi il livello del mare si modifica, ed infine la regione 3 che è quella di maggior interesse per quanto riguarda il *run up* dato che è localizzata in prossimità della battigia.

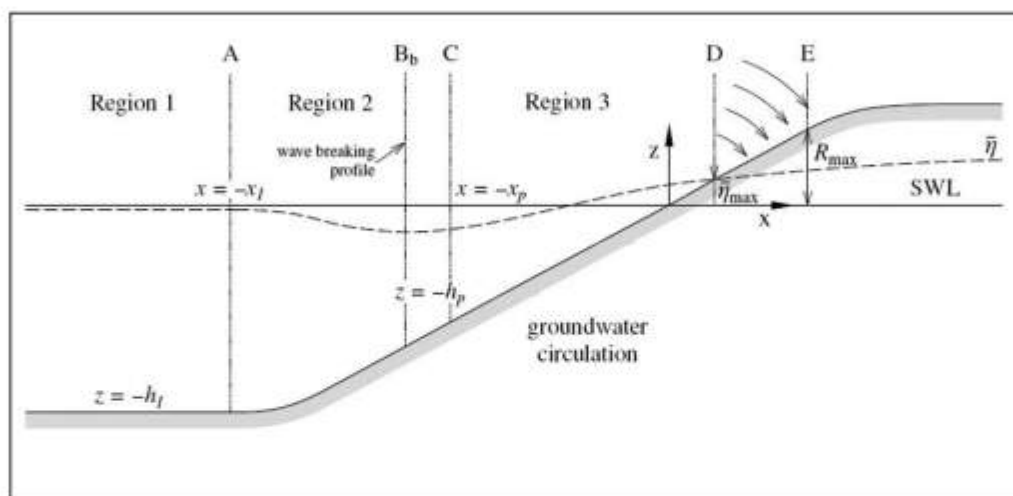


Figura 1 - Suddivisione della spiaggia secondo Massel e Pelinovsky (2001).

Le equazioni di Massel e Pelinovsky per determinare la distanza associata al *run up* (x_{max}) e la massima quota di *run up* (R_{max}) su una spiaggia sono le seguenti:

$$x_{max} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{\pi\omega}{g}} \beta^{-5/4} (g|x_p|)^{1/4} H_p \quad (2)$$

$$\frac{R_{max}}{H_p} = \frac{1}{2} \left(\frac{\pi\omega}{\beta} \sqrt{\frac{h_p}{g}} \right)^{1/2} \quad (3)$$

essendo:

- $\omega = 1/T$ = frequenza di swash;
- β = pendenza della spiaggia;
- x_p = distanza percorsa dal frangente;
- H_p = altezza significativa al frangimento;
- h_p = profondità di frangimento.

Il massimo livello di *run up* è definito come la distanza verticale tra l'elevazione massima dell'onda sulla spiaggia ed il livello medio mare misurato in assenza di *set up*.

Il calcolo numerico della quota e della distanza associata al *run up* è stato effettuato utilizzando il modulo 1DH

¹Ad es. entrando nelle eq. (2) e (3) con i seguenti valori dei parametri: $\omega = 0,0088$; $\beta = 19\%$; $x_p = 148$ m; $H_p = 4$ m si ottiene $x_{max} = 17$ m; $R_{max} = 2,20$.

del codice BW del MIKE21. I risultati ottenuti sono stati validati dal confronto con quelli analitici di Massel e Pelinovsky.

L'indice I_{Ru} assumerà un valore funzione della percentuale di spiaggia inondata come riportato nella Tabella 1.

Tabella 1 - Intervalli di valutazione del punteggio dell'indice di run up in relazione alla percentuale di spiaggia interessata dalla risalita dell'onda.

	Run up orizzontale (%)				
	$x_{max} < 20$	$20 \leq x_{max} < 40$	$40 \leq x_{max} < 60$	$60 \leq x_{max} < 80$	$x_{max} \geq 80$
Indice di risalita I_{Ru}	0	1	2	3	4

L'indice di erosione a breve termine I_R

Tale indice misura l'erosione a breve termine della linea di riva dovuto ad un attacco ondoso. L'arretramento della linea di riva è stato calcolato seguendo il metodo di convoluzione di Kriebel e Dean (Benassai G.,2006) il quale prevede la risposta del Profilo di equilibrio durante le mareggiate. La soluzione generale può essere espressa da:

$$R(t) = \frac{R_{\infty}}{T_s} \int_0^t f(\tau) e^{-\frac{t-\tau}{T_s}} d\tau \quad (4)$$

con

$$R_{\infty} = S \frac{W_b - \frac{d_b}{m_0}}{B + d_b - \frac{S}{2}} \quad (5)$$

dove:

S = sovrizzo del livello del mare;

B = altezza della berma;

m_0 = pendenza del fondale;

d_b = profondità di frangimento;

W_b = ampiezza della zona di frangimento.

La soluzione di Kriebel e Dean è data da:

$$\frac{R(t)}{R_{\infty}} = \frac{1}{2} \left\{ 1 - \frac{\beta^2}{1+\beta^2} \exp\left(-\frac{2\alpha t}{\beta}\right) - \frac{1}{1+\beta^2} [\cos(2\alpha t) + \beta \sin(2\alpha t)] \right\} \quad (6)$$

in cui β è il rapporto tra la scala temporale dell'erosione e la durata della mareggiata, fornita da $\beta = 2\pi T_s / T_D$, in cui T_s è dato dalla (7) e T_D è la durata della mareggiata. Il valore massimo di R_{max} / R_{∞} è il massimo raggiunto dall'equazione (6) per assegnati valori di β e T_D , con :

$$T_s = 320 \frac{H_b^{3/2}}{g^{1/2} A^3} \left(1 + \frac{d_b}{B} + \frac{m_0 W_b}{d_b} \right)^{-1} \quad (7)$$

essendo A il parametro di equilibrio².

²Ad es. entrando nelle eqq. (4) e (5) con i seguenti valori dei parametri:

S=1,30 m; B=1,50m; $m_0=0,039$; $d_b=6,50$ m; $W_b=276$ m; $H_b=4,06$ m (a partire da $H_s=7,0$ m) si ottiene $R_{\infty}=19,3$ m; $R_{max} / R_{\infty}=0,76$; $R_{max}=14,6$ m.

L'indice I_R assumerà un punteggio compreso tra 1 e 3 sulla base del valore dell'arretramento della linea riva in relazione alla percentuale di spiaggia emersa (Tab. 2).

Tabella 2 - Intervalli di valutazione dell'indice di erosione a breve termine.

	Arretramento linea riva (%)		
	$R_{max} < 15$	$15 \leq R_{max} < 30$	$R_{max} \geq 30$
Indice di erosione I_R	1	2	3

L'indice di erosione a lungo termine E

L'indice di erosione a lungo termine E stima la velocità di erosione della spiaggia. Assunto un valore di soglia di velocità di erosione 2 m/anno l'indice E assumerà i valori descritti nella seguente tabella:

Tabella 3 - Indice di erosione a lungo termine.

	Velocità di erosione (m/y)	
	< 2	≥ 2
Indice di erosione E	0	1

L'indice di efficienza delle opere di difesa costiera I_D

Mediante tale indice si valuta la capacità delle opere di difesa costiera di proteggere le strutture e le opere presenti nel retrospiaggia.

La stabilità di un'opera può essere dedotta da numerose formule che tengono conto della tipologia e del peso dei massi della mantellata e del tipo di onda incidente, qui si riportano le formule di Van der Meer (1992) per la stabilità di opere a scogliera in massi naturali:

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{50}} = 6.2 \cdot p^{0.18} \cdot \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \cdot \xi_m^{0.5} \quad \text{per frangimento di tipo plunging} \quad (8)$$

$$\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{50}} = 1.0 \cdot p^{0.13} \cdot \left(\frac{S_d}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \cdot \xi_m^p \cdot \sqrt{\cot \alpha} \quad \text{per frangimento di tipo surging} \quad (9)$$

L'indice viene valutato sulla base della stabilità delle opere di difesa in relazione all'altezza d'onda incidente (Tab. 4):

Tabella 4 - Indice di efficienza delle opere di difesa costiera.

	Danno alle opere di difesa		Nessun'opera presente
	No	Si	
Indice di danno I_D	0	1	1

Si nota che tale indice assume punteggio 1 anche nel caso in cui il tratto di costa non sia protetto da alcuna opera.

L'altezza d'onda di criticità

L'indice di impatto può assumere valori che vanno da 1 ad 9, ciò permette di individuare un'altezza d'onda di criticità H_C definita come la minima altezza d'onda significativa capace di mettere in crisi il litorale, per la quale l'indice di impatto non è trascurabile. Si stabilisce non trascurabile l'indice di impatto $I_i \geq 5$.

La determinazione della vulnerabilità morfologica

Una volta individuata l'altezza d'onda di criticità è possibile attribuire un livello di vulnerabilità morfologica al tratto costiero in esame in relazione al periodo di ritorno correlato all'altezza d'onda di criticità (Tab. 5), dove:

Tabella 5 - Calcolo della vulnerabilità morfologica in funzione del periodo di ritorno dell'altezza d'onda critica individuata.

	Periodo di ritorno T_R (anni)			
	≤ 2	≤ 10	≤ 25	≤ 50
H_C	V_4	V_3	V_2	V_1

- V_4 : vulnerabilità molto elevata;
- V_3 : vulnerabilità elevata;
- V_2 : vulnerabilità moderata;
- V_1 : vulnerabilità bassa.

La vulnerabilità socio-economica

La *vulnerabilità socio-economica* (S) è definita come l'entità prevista di perdita di vite umane e/o beni, a seguito di un particolare evento (ITC, 2004). Essa dipende dalla predisposizione degli elementi presenti sul territorio a subire un danno (D), quindi dall'uso del suolo, e dal loro valore economico, sociale, ambientale, ovvero dal *valore esposto* (E) degli elementi presenti.

Il danno potenziale

L'analisi del danno potenziale viene effettuata attraverso la valutazione di un indice di danno costiero (IDC), il quale misura il potenziale impatto dell'erosione delle coste e gli effetti dell'antropizzazione dell'area costiera che si intende esaminare. Tale indice di danno costiero IDC è dato dalla relazione:

in cui:

$$IDC = P_{RICE} + U_{RICE} + E_{RICE} + U_{10km} \quad (10)$$

- P_{RICE} rappresenta la popolazione residente all'interno dell'area identificata come RICE (Radium of Influence Coastal Erosion) che sarà definito tra breve;
- U_{RICE} rappresenta la percentuale di area urbanizzata e/o industrializzata in RICE;
- E_{RICE} rappresenta la percentuale di area ad alto valore ecologico in RICE;
- U_{10km} rappresenta la percentuale di incremento di area urbanizzata nella fascia costiera di RICE.

Tale analisi è stata condotta seguendo alcune indicazioni dei progetti EUrosion (2004) e FLOODsite (2005, 2007); l'area costiera identificata come RICE è il luogo geomco dei punti che obbediscono ad una o entrambe le seguenti condizioni:

- distanza non superiore ai 500m dalla costa;
- altezza sul livello del mare non superiore ai 10 m.

Per lo studio della vulnerabilità socio-economica si possono prendere a riferimento le carte di uso del suolo CORINE Land Cover del 1990 e del 2000.

L'indicatore popolazione residente in RICE (P_{RICE}), rappresenta la popolazione comunale residente nell'area del RICE stimata in base alla seguente relazione:

$$P_{RICE} = D_U \cdot A_{URICE} + D_A \cdot A_{ARICE} + D_N \cdot A_{NRICE} \quad (11)$$

in cui:

- A_{URICE} = area urbanizzata (codice 1) comunale contenuta nel RICE;
- A_{ARICE} = area agricola (codice 2) comunale contenuta nel RICE;
- A_{NRICE} = area naturale (codice 3) comunale contenuta nel RICE;
- D_U = densità abitanti in aree urbanizzate = $0.7485 \cdot \text{Pop} / A_U$;
- D_A = densità abitanti in aree agricole = $0.217 \cdot \text{Pop} / A_A$;
- D_N = densità abitanti in aree naturali = $0.035 \cdot \text{Pop} / A_N$;
- A_U = area urbanizzata comunale;
- A_A = area agricola comunale;
- A_N = area naturale comunale;
- Pop = popolazione comunale.

In conformità alle indicazioni del progetto EUrosion sono stati assegnati i seguenti punteggi in funzione della P_{RICE} calcolata per ogni comune costiero:

Tabella 6 - Indicatore popolazione residente nel tratto costiero identificato come RICE.

Indicatore	1punti	2 punto	3 punti
Popolazione in RICE	<5000	5000÷20000	>20000

L'indicatore percentuale di area urbanizzata e/o industrializzata presente in RICE U_{RICE} , rispetto al totale della superficie comunale interna al RICE stesso, presenta i seguenti valori:

Tabella 7- Indicatore percentuale di area urbanizzata o industrializzata presente nel RICE.

Indicatore	0 punti	1punti	2 punto	3 punti
% area urbanizzata o industrializzata in RICE	<10%	10÷20%	20÷40%	>40%

L'indicatore area ad alto potenziale ecologico presente in RICE E_{RICE} , rappresenta la percentuale di area comunale ad alto potenziale ecologico presente nell'area di RICE rispetto al totale della superficie comunale interna al RICE stesso. Esso assumerà i seguenti punteggi:

Tabella 8 - Indicatore percentuale di area ad alto valore ecologico presente nel RICE.

Indicatore	0 punti	1 punto	2 punti	3 punti
% area ad alto potenziale ecologico in RICE	<5%	5÷20%	20÷30%	>30%

L'indicatore U_{10km} rappresenta l'incremento percentuale di area comunale urbanizzata e/o industrializzata all'interno della fascia costiera di 10 km nel periodo 1990-2000; i punteggi di tale indicatore sono riportati nella seguente tabella:

Tabella 9 - Indicatore percentuale di incremento dell'area urbanizzata nella fascia costiera di 10 km nel decennio 1990-2000.

Indicatore	0 punti	1 punto	2 punti	3 punti
% incremento area urbanizzata o industrializzata nella fascia costiera di 10km	<5%	5÷10%	10÷15%	>15%

A questo punto è possibile stabilire che l'indice di danno costiero assumerà valori compresi tra 1 e 12 in base ai quali è possibile attribuire dei livelli di danno potenziale come descritto nella seguente tabella:

Tabella 10 - Calcolo del danno potenziale.

Danno Potenziale	Indice di Danno Costiero IDC			
	≤3	4÷6	7÷9	≥10
	D ₁	D ₂	D ₃	D ₄

con:

- D₄ - Danno molto elevato;
- D₃ - Danno elevato;
- D₂ - Danno moderato;
- D₁ - Danno basso.

Il valore esposto

Per valore esposto si intende il valore che è possibile associare agli elementi "da difendere" sul territorio. Pertanto alla determinazione di detto fattore parteciperanno non solo le vite umane ed i beni immobili, ma anche le risorse ambientali e culturali.

In linea generale potremmo definire i seguenti criteri per la determinazione del *valore esposto*:

- a) quando gli elementi presenti sul territorio sono beni monetizzabili, il loro valore esposto è rappresentato dal valore monetario; quando gli elementi presenti sul territorio sono vite umane, il loro valore esposto è rappresentato dal valore numerico;
- b) quando gli elementi presenti sul territorio sono risorse e beni ambientali e culturali, ecc., unici e di così grande rilevanza da costituire un patrimonio irrinunciabile per la collettività, il loro valore esposto è rappresentato dal bene stesso.

Risulta particolarmente utile distinguere quattro livelli di valore esposto:

- E₄ = valore esposto altissimo;
- E₃ = valore esposto alto;
- E₂ = valore esposto medio;
- E₁ = valore esposto basso o nullo.

Il valore esposto altissimo comprende: i centri urbani, le zone di completamento e di espansione, i nuclei di edificazione diffusa non presenti nel PRG, le spiagge i laghi e le aree di riserva integrale e generale delle aree protette.

Il valore esposto alto comprende: le aree attraversate da linee di comunicazione e da servizi di rilevante interesse, edificato produttivo di tipo industriale, le aree archeologiche, i SIC e le aree di riserva controllata delle aree protette.

In queste aree si possono avere problemi per l'incolumità delle persone e per la funzionalità del sistema economico.

Il valore esposto medio comprende: le aree extraurbane, poco abitate, sede di edificazione sparsa, di infrastrutture secondarie, destinante sostanzialmente ad attività agricole o a verde pubblico, edificato produttivo.

Il valore esposto basso comprende: aree libere da insediamenti a prevalente destinazione agricola, incolte o protette.

Determinazione della vulnerabilità socio-economica

La vulnerabilità socio-economica (S) è determinata dal prodotto matriciale del danno potenziale (D) per il valore esposto (E):

$$S = D \times E \quad (12)$$

Si distinguono quindi quattro differenti livelli di vulnerabilità determinati dall'incrocio dei valori calcolati per il danno potenziale e per il valore esposto come mostrato nella seguente tabella:

Tabella 11 - Calcolo della vulnerabilità socio-economica come prodotto tra valore esposto e danno potenziale.

	D ₄	D ₃	D ₂	D ₁
E ₄	S ₄	S ₃	S ₂	S ₁
E ₃	S ₃	S ₂	S ₁	
E ₂	S ₂	S ₁		
E ₁	S ₁			

S₄ = vulnerabilità molto elevata - in queste aree un evento di particolare severità può provocare la perdita di vite umane, di ingenti beni economici e di valori ambientali e culturali inestimabili.

S₃ = vulnerabilità elevata - in queste aree si possono avere problemi per l'incolumità delle persone e per la funzionalità del sistema economico.

S₂ = vulnerabilità moderata - in tali aree sono improbabili problemi per l'incolumità delle persone e sono limitati gli effetti sul tessuto socio economico.

S₁ = vulnerabilità bassa - in tali aree non esistono problemi per l'incolumità delle persone e sono limitati gli effetti sul tessuto socio economico.

Il rischio costiero

La definizione del rischio utilizzata è quella precisata nella Guida della Comunità Europea (ISO/EC, 2004) in base alla quale il rischio è il risultato del prodotto di tre fattori:

- pericolosità o probabilità di accadimento dell'evento calamitoso;
- valore degli elementi di rischio (intesi come persone, beni localizzati, patrimonio ambientale);
- vulnerabilità degli elementi a rischio (che dipende dalla loro capacità di sopportare le sollecitazioni esercitate dall'evento).

Il rischio (R) è definito come l'entità del danno atteso in una data area ed in un certo intervallo di tempo in seguito al verificarsi di un particolare evento ed è dato dalla relazione matriciale:

$$R = V \times S \quad (13)$$

in cui V rappresenta la matrice di *vulnerabilità morfologica* ed S rappresenta la matrice di *vulnerabilità socio-economica*.

Le diverse condizioni di rischio sono dunque ottenute mediante l'incrocio dei valori trovati per la vulnerabilità costiera, correlata alla pericolosità dell'evento, con la vulnerabilità socio-economica, considerando l'impatto dell'evento sul tessuto sociale ed economico del tratto costiero (Tab. 12):

Tabella 12 - Determinazione del rischio.

RISCHIO	Vulnerabilità socio-economica				
		S ₄	S ₃	S ₂	S ₁
Vulnerabilità Morfologica	V ₄	R ₄	R ₃	R ₂	R ₁
	V ₃	R ₃	R ₂	R ₁	
	V ₂	R ₂	R ₁		
	V ₁	R ₁			

Si definiscono quattro livelli di rischio:

- R₁ rischio moderato, area di attenzione: per il quale i danni sociali, economici ed al patrimonio ambientale sono marginali.
- R₂ rischio medio, area di alta attenzione: per il quale sono possibili danni minori agli edifici, alle infrastrutture ed al patrimonio ambientale che non pregiudicano l'incolumità delle persone, l'agibilità degli edifici e la funzionalità delle attività socio economiche.
- R₃ rischio elevato, area di rischio: per il quale sono possibili problemi per l'incolumità delle persone, danni funzionali agli edifici ed alle infrastrutture con conseguente inagibilità degli stessi, l'interruzione della funzionalità delle attività socio-economiche e danni rilevanti al patrimonio ambientale.
- R₄ rischio molto elevato, area di alto rischio: per il quale sono possibili la perdita di vite umane e lesioni gravi alle persone, danni gravi agli edifici, alle infrastrutture ed al patrimonio ambientale, la distruzione di attività socio-economiche.

Applicazione 1: Guardia Piemontese

Il Comune di Guardia Piemontese è situato in provincia di Cosenza, Regione Calabria, sul versante tirrenico. Il tratto costiero su cui è stata applicata la metodologia elaborata in questo studio è compreso tra Punta Intavolata a Nord ed il confine del centro abitato di Marina di Guardia Piemontese a Sud. Il litorale si sviluppa in direzione Nord Ovest - Sud Est per una lunghezza complessiva di circa 3.5 Km, interessando i Comuni di Acquappesa e Guardia Piemontese.

Analisi meteo-marina

Il paraggio del litorale di Guardia Piemontese presenta un settore di traversia principale compreso tra le direzioni di 230° N e 290° N.

I dati utilizzati per l'analisi meteo-marina sono quelli della boa di Cetraro della rete Ondamca Nazionale durante il periodo di esercizio 1999-2003. Per una rappresentazione sintetica in Figura 2 è stata riportata la frequenza di apparizione delle altezze significative. Si nota che le onde più alte provengono dal settore 230°-280° N.

Sulla base di tali dati ondamci stati calcolati i periodi di ritorno delle altezze d'onda significative per le mareggiate che interessano il litorale in esame, considerando altezze che si presentano con una frequenza non trascurabile nei mari italiani (Tab. 13).

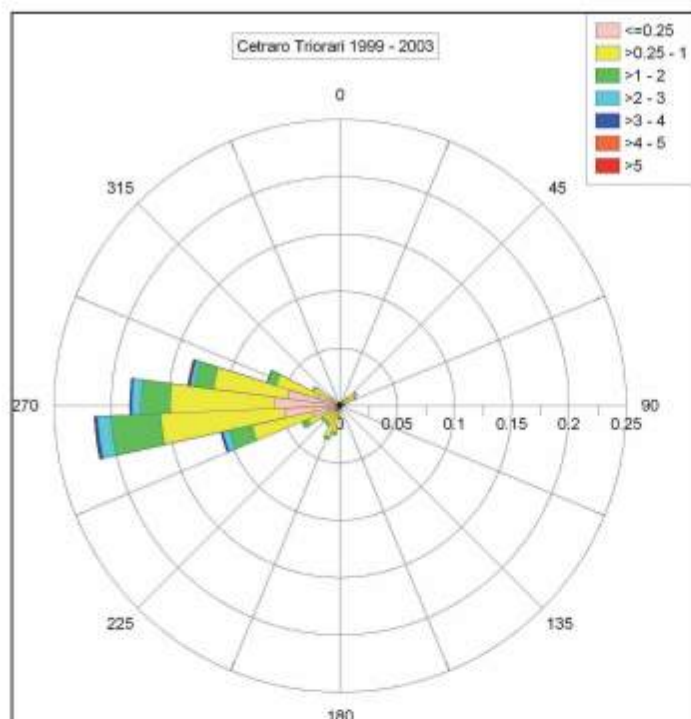


Figura 2 - Moto ondoso al largo di Guardia Piemontese.

Tabella 13 - Periodo di ritorno delle altezze significative al largo del paraggio di Guardia Piemontese.

	Periodo di Ritorno T_R
Hs=3 m	< 2 anni
Hs=4 m	< 2 anni
Hs=5 m	2 anni
Hs=6 m	< 5 anni
Hs=7 m	10 anni

Caratteristiche del litorale

Il litorale di Guardia Piemontese è caratterizzato da una larghezza di spiaggia crescente da Nord a Sud. In Figura 3 è riportato il tratto di litorale con i tre profili caratteristici, di cui si allega documentazione fotografica nelle Figure 4, 5 e 6. Tutti i profili sono caratterizzati da sabbia grossolana con granuloma decrescente verso il largo. Il Profilo 1 presenta una larghezza di spiaggia di circa 21 m, è limitato verso terra dalla falesia su cui insiste il rilevato ferroviario; alla base di tale falesia sono visibili dei massi artificiali (in parte affondati nella sabbia) posti a protezione della ferrovia.

Il Profilo 2, posto a Nord della Fiumara dei Bagni, è caratteristico di un tratto di spiaggia delimitato a Nord dal promontorio del Palmentello ed a Sud da una scogliera distaccata che si è saldata al litorale retrostante; la spiaggia presenta una larghezza media di circa 40 m.

Il Profilo 3, rappresentativo della zona di Guardia Piemontese Lido, è compreso tra due scogliere in massi naturali ormai raggiunte dalla spiaggia.

In Tabella 14 sono riportati i principali parametri geomorfologici dei tre profili.

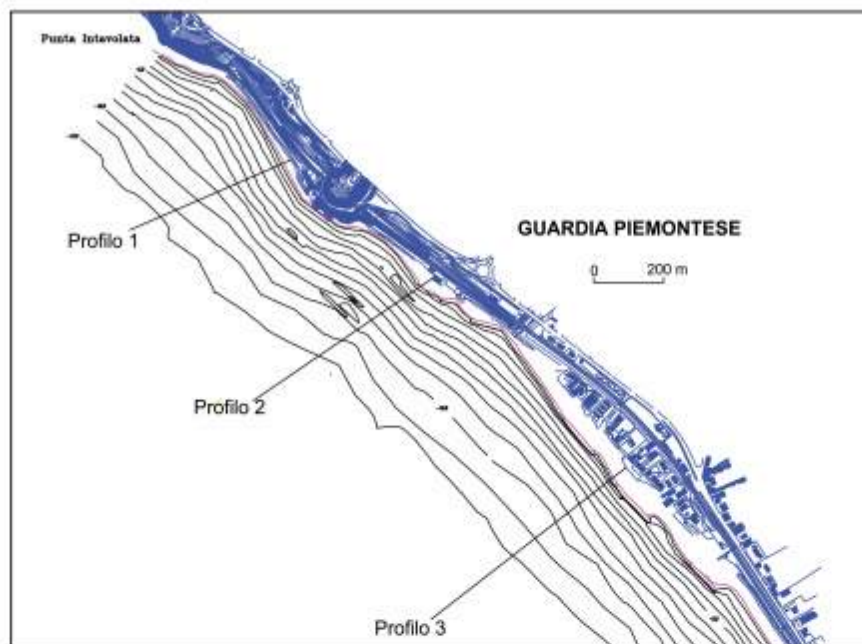


Figura 3 - Suddivisione del tratto costiero di Guardia Piemontese.



Figura 4 - Guardia Piemontese, spiaggia in corrispondenza del Profilo 1; Figura 5 - Veduta verso Nord del tratto di spiaggia identificato con il Profilo 2; Figura 6 - La spiaggia del Profilo 3.

La vulnerabilità morfologica

Seguendo l'Equazione (1) per ciascuno dei tre profili sono stati calcolati i valori degli indicatori che concorrono a determinare l'indice di impatto. Nelle Tabelle 15 e 16 sono riportati rispettivamente, per ciascun Profilo, i risultati del calcolo dell'indice di impatto ed il valore della vulnerabilità morfologica.

Tabella 14 - Caratteristiche morfologiche della spiaggia di Guardia Piemontese.

	Larghezza spiaggia	Pendenza spiaggia	D ₅₀ (mm)
Profilo 1	21 m	14.0 %	0.50
Profilo 2	45 m	8.3 %	0.45
Profilo 3	43 m	9.9 %	0.47

A proposito dei valori dell'indice di distanza associata alla risalita del moto ondoso I_{Ru} , il valore ottenuto con riferimento al Profilo 2 è massimo (per altezze d'onda significative di 6 m) a causa della ridotta pendenza della spiaggia; i valori relativi ai Profili 1 e 3 sono equivalenti in quanto la minore pendenza viene compensata dalla maggiore larghezza. Per quanto riguarda i valori dell'indice di arretramento I_R riportati in Tabella 15 si osservano, a parità di altezza d'onda di riferimento, valori decrescenti passando dal primo al terzo Profilo, sostanzialmente a causa della maggior larghezza della spiaggia nei Profili 2 e 3.

Per quanto riguarda i valori dell'indice di efficienza delle opere di difesa I_D , è stato assegnato il valore 1 (assenza o inefficienza di opere) al Profilo 1, ed il valore 0 (efficienza) ai Profili 2 e 3.

Infine, all'indice di erosione a lungo termine E è stato assegnato valore 0 in tutti i profili dal momento che la velocità di erosione in ogni caso è risultata inferiore a 2 m/anno. Quest'ultimo risultato è dovuto alla realizzazione delle opere di difesa che hanno stabilizzato il litorale.

La somma degli indici citati (Tab. 15) va a costituire l'indice di impatto, a partire dal quale si ricava l'altezza d'onda di criticità (definita come l'altezza d'onda per cui l'indice di impatto assume valori $I_i \geq 5$).

Tabella 15 - Calcolo dell'indice di impatto per ciascuno dei tre profili (con Pr si indica il Profilo).

	I_{Ru}			I_R			I_D			E			I_i		
	Pr1	Pr2	Pr3	Pr1	Pr2	Pr3	Pr1	Pr2	Pr3	Pr1	Pr2	Pr3	Pr1	Pr2	Pr3
Hs=3m	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0	0	3	2	2
Hs =4m	2	2	2	2	1	1	1	0	0	0	0	0	5	3	3
Hs=5m	3	3	2	3	2	1	1	0	0	0	0	0	7	5	3
Hs=6m	3	4	3	3	2	2	1	0	0	0	0	0	7	6	5
Hs=7m	3	4	3	3	3	2	1	0	0	0	0	0	7	7	5

Dall'esame dei valori dell'indice di impatto si nota che tale altezza d'onda critica assume valori crescenti passando dal Profilo 1 al Profilo 3, parallelamente la vulnerabilità morfologica decresce. In particolare (Tab. 16) per il Profilo 1, l'altezza d'onda di criticità è pari a 4 m con il periodo di ritorno di 2 anni, pertanto la vulnerabilità morfologica è molto elevata; lo stesso vale per il Profilo 2 la cui altezza d'onda critica è pari a 5 m con il periodo di ritorno di 2 anni. Per il Profilo 3, invece, l'altezza d'onda di criticità è pari a 6 m, con periodo di ritorno inferiore ai 5 anni, pertanto la vulnerabilità morfologica è inferiore a quella in corrispondenza dei Profili 1 e 2.

Tabella 16 - Livello di vulnerabilità morfologica per ciascun Profilo.

	Hc (metri)	T _R (anni)	Vulnerabilità
Profilo 1	4	< 2	V ₄
Profilo 2	5	2	V ₄
Profilo 3	6	< 5	V ₃

La vulnerabilità socio-economica

La vulnerabilità socio-economica è data dal prodotto del danno potenziale per il valore esposto. La stima del danno potenziale è stata effettuata attraverso il calcolo dell'indice di danno costiero, definito dall'equazione (10). I risultati ottenuti sono riassunti nella Tabella 17, mentre in Figura 7 è possibile osservare la distribuzione dell'uso del suolo, definita dalle immagini satellitari Corinne Land Cover volo ITC 2000. A proposito dei valori assegnati all'indicatore P_{RICE} , questi ultimi non differiscono tra i tre profili in quanto il valore della popolazione si riferisce all'intero Comune; diversamente accade per U_{RICE} i cui valori dipendono dalla percentuale di area urbanizzata desunta dalle carte di uso del suolo. Infine, per quanto riguarda E_{RICE} ed U_{10km} , essi sono stati assunti entrambi pari a zero in assenza di aree di elevato valore ecologico e di incremento di urbanizzazione nel periodo 1990-2000. Di conseguenza i valori dell'indice di danno costiero si incrementano dal Profilo 1 al Profilo 3 seguendo l'incremento di U_{RICE} .

Tabella 17 - Stima del danno potenziale per il litorale di Guardia Piemontese.

	P_{RICE}	U_{RICE}	E_{RICE}	U_{10km}	I_{DC}	Danno potenziale
Profilo 1	1	1	0	0	2	D_1
Profilo 2	1	2	0	0	3	D_1
Profilo 3	1	3	0	0	4	D_2



Figura 7 - Uso del suolo del litorale di Guardia Piemontese, fonte CLC2000.

Analogamente sono stati assegnati i livelli di valore esposto ai beni presenti su ciascuno dei tre profili analizzati, considerando nei Profili 1 e 2 la presenza di infrastrutture (strada, ferrovia) sul retrospiaggia, cui corrisponde un valore esposto E_3 (elevato), ed a tergo del Profilo 3 la presenza del centro abitato cui corrisponde un valore esposto E_4 (molto elevato).

Incrociando i risultati ottenuti per il danno potenziale e per il valore esposto, sono stati calcolati i livelli di vulnerabilità socio-economica riportati nella Tabella 18.

Tabella 18 - La vulnerabilità socio-economica.

	Danno potenziale	Valore Esposto	Vulnerabilità socio-economica
Profilo 1	D_1	E_3	S_0
Profilo 2	D_1	E_3	S_0
Profilo 3	D_2	E_4	S_2

A partire dai risultati precedenti sul danno costiero e sul valore esposto, risulta congruente un livello trascurabile di vulnerabilità socio-economica per i Profili 1 e 2, mentre per il Profilo 3 si ottiene una vulnerabilità moderata.

Il rischio costiero

Il rischio da inondazione costiera è infine ottenuto incrociando i valori ottenuti per la vulnerabilità morfologica con quelli ottenuti per la vulnerabilità socio-economica, come illustrato in Tabella 19:

Tabella 19 - Determinazione del rischio da inondazione costiera per il litorale di Guardia Piemontese.

	Vulnerabilità morfologica	Vulnerabilità socio-economica	Rischio
Profilo1	V_4	S_0	R_0
Profilo2	V_4	S_0	R_0
Profilo3	V_3	S_2	R_1

Dall'applicazione al litorale di Guardia Piemontese della metodologia descritta, si ottengono i seguenti risultati sui livelli di rischio da inondazione costiera. Il tratto di costa che va da Punta Intavolata alla foce della Fiumara dei Bagni, ricadente nei Comuni di Acquappesa e Guardia Piemontese, identificato con i Profili 1 e 2, presenta un rischio trascurabile: si tratta infatti di un'area scarsamente abitata, caratterizzata nel retrospiaggia da infrastrutture (strada, ferrovia) ad una quota sufficientemente elevata. Il tratto di costa che va dalla Fiumara dei Bagni al termine dell'abitato di Guardia Piemontese, identificato con il Profilo 3 presenta un rischio moderato: si tratta infatti di un'area di attenzione per la quale i danni sociali, economici ed al patrimonio ambientale sono marginali ma non trascurabili.

Applicazione 2: Monasterace Marina

L'area campione di Monasterace è compresa tra Punta Stilo (alla foce della Fiumara Assi) a Nord e la foce della Fiumara Stilaro a Sud. Il litorale, che si sviluppa in direzione Nord-Sud per una lunghezza complessiva di circa 3,6 km, è costituito da una spiaggia che si presenta ampia in prossimità delle foci delle fiumare e stretta nella sua parte centrale a ridosso del lungomare, con un tratto di circa 600 m occupato in tutta la sua larghezza da una scogliera radente in massi naturali.

Analisi ondametrica

Il paraggio del litorale di Monasterace Marina risulta limitato a Nord-Est dalla direzione che si appoggia a Capo Rizzuto (40° N), ed a Sud-Ovest dalla direzione che si appoggia a capo Spartivento (220° N).

I dati utilizzati per l'analisi ondametrica sono quelli della boa di Roccella Jonica, della rete Ondamca Calabrese, durante il periodo di esercizio 2003-2006. In Figura 8 sono sinteticamente riportate le frequenze di apparizione delle altezze significative. Si nota che le onde più alte provengono dal settore $50^\circ - 200^\circ$ N.

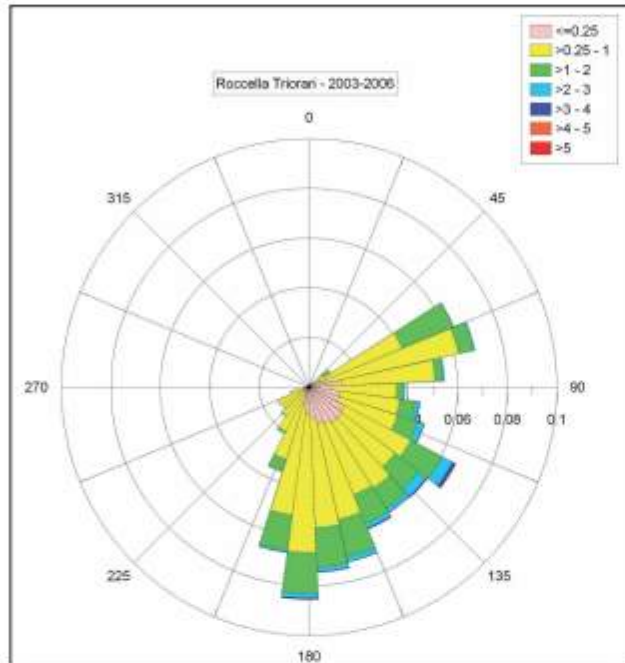


Figura 8 - Moto ondoso al largo di Monasterace Marina.

Sulla base di tali dati sono stati calcolati i periodi di ritorno delle altezze d'onda significative per le mareggiate che interessano il litorale in esame, considerando altezze che si presentano con una frequenza non trascurabile nei mari italiani (Tab. 20).

Tabella 20 - Periodo di ritorno delle altezze significative al largo del paraggio di Monasterace Marina.

	Periodo di Ritorno T_R
Hs=3 m	< 2 anni
Hs=4 m	2 anni
Hs=5 m	5 anni
Hs=6 m	10 anni
Hs=7 m	20 anni

Caratteristiche del litorale

Anche per il litorale di Monasterace Marina sono stati considerati tre profili (Fig. 9) di cui si allega documentazione fotografica nelle Figure 10, 11 e 12. Le caratteristiche geomorfologiche, sintetizzate in tabella 21, evidenziano un Profilo di spiaggia con elevata pendenza e sabbia grossolana.

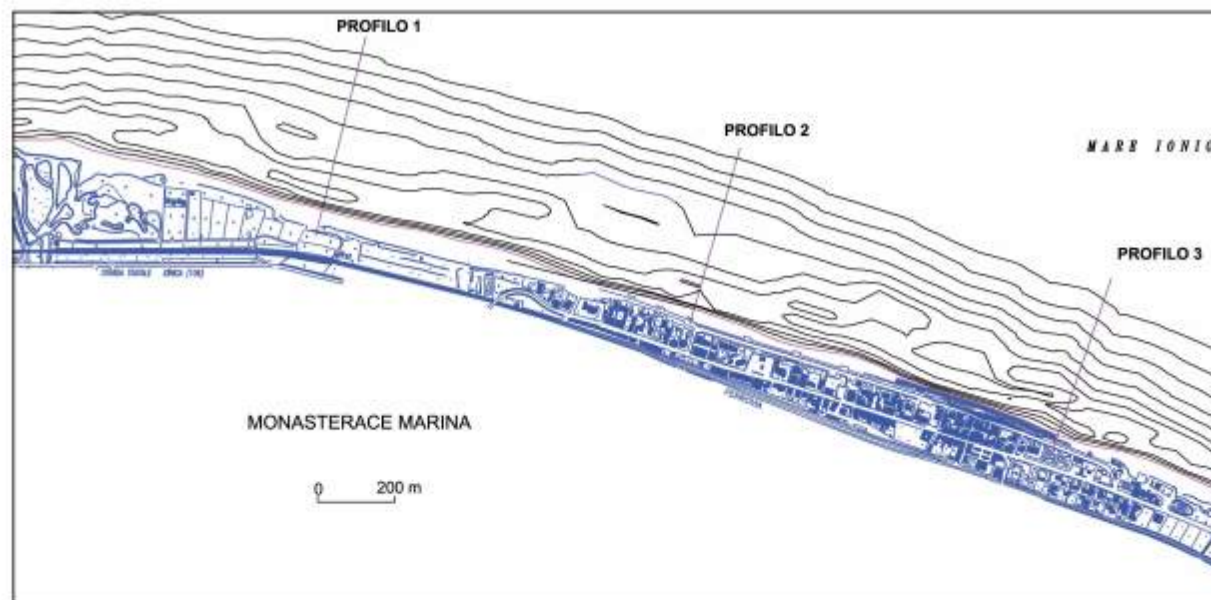


Figura 9 - Profili caratteristici per il litorale di Monasterace Marina.



Figura 10 - Litorale di Monasterace in prossimità del Profilo 1 (spiaggia di notevole larghezza).



Figura 11 - Veduta verso Nord del tratto di spiaggia in corrispondenza del Profilo 2 (inizio lungomare).



Figura 12 - Veduta verso Nord del Profilo 3 (fine lungomare, spiaggia ristretta).

Tabella 21 - Caratteristiche morfologiche della spiaggia di Monasterace Marina.

	Larghezza spiaggia	Pendenza spiaggia	D ₅₀ (mm)
Profilo 1	57 m	15%	0.70
Profilo 2	27,5 m	19%	0.64
Profilo 3	10 m	23%	0.65

Il Profilo 1, alla foce della fiumara Assi, presenta una larghezza di spiaggia di circa 57 m ed una pendenza media del 15%; in questo tratto la spiaggia si mantiene ampia ed in buone condizioni, con una struttura dunale che appare in grado di proteggere adeguatamente il territorio retrostante. Nel Profilo 2 la spiaggia presenta un'ampiezza mediamente inferiore a 30m ed è soggetta ad una significativa erosione; si caratterizza per la presenza del lungomare a tergo dell'arenile il cui muro di sostegno risulta in più punti scalzato al piede dal processo erosivo. Il Profilo 3, delimitato a Sud dalla foce della Fiumara Stilaro, è caratterizzato da un'opera radente in pietrame realizzata per contrastare l'erosione. In questo tratto l'ampiezza media della spiaggia è intorno ai 10 m.

La vulnerabilità morfologica

Seguendo l'equazione (1) per ciascuno dei tre profili sono stati calcolati i valori degli indicatori che concorrono a determinare l'indice di impatto. Nelle Tabelle 22 e 23 sono riportati rispettivamente, per ciascun Profilo, i risultati del calcolo dell'indice di impatto ed il valore della vulnerabilità morfologica.

A proposito dei valori dell'indice di distanza associata alla risalita del moto ondoso I_{Ru} (Tab. 22) si osservano, a parità di altezza d'onda di riferimento, valori crescenti passando dal primo al terzo profilo, sostanzialmente a causa della minore larghezza della spiaggia nel Profilo 3. Allo stesso modo, per i valori dell'indice di erosione a breve termine I_R , si osservano valori crescenti passando dal Profilo 1 al Profilo 3 in accordo con la diminuzione dell'ampiezza della spiaggia. Per quanto riguarda i valori dell'indice di efficienza delle opere di difesa I_D , è stato assegnato il valore 1 (assenza o inefficienza di opere) in ogni Profilo, infine i valori dell'indice di erosione a lungo termine E sono stati assunti pari a 0 dal momento che la velocità di erosione in ogni caso è risultata inferiore a 2 m/anno.

Tabella 22 - Calcolo dell'indice di impatto per ciascuno dei tre profili (con Pr si indica il profilo).

	I_{Ru}			I_R			I_D			E			I_i		
	Pr1	Pr2	Pr3	Pr1	Pr2	Pr3	Pr1	Pr2	Pr3	Pr1	Pr2	Pr3	Pr1	Pr2	Pr3
Hs=3m	0	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	2	3	3
Hs =4m	1	1	2	1	1	2	1	1	1	0	0	0	3	3	5
Hs=5m	1	1	4	1	1	3	1	1	1	0	0	0	3	3	8
Hs=6m	1	2	4	1	2	3	1	1	1	0	0	0	3	5	8
Hs=7m	2	2	4	1	2	3	1	1	1	0	0	0	4	5	8

Tabella 23 - Livello di vulnerabilità morfologica per ciascun profilo.

	H _C (metri)	T _R (anni)	Vulnerabilità
Profilo 1	7	20	V ₂
Profilo 2	6	10	V ₃
Profilo 3	4	2	V ₄

Dall'esame dei valori dell'indice di impatto si nota che l'altezza d'onda critica assume valori decrescenti passando dal Profilo 1 al Profilo 3, parallelamente la vulnerabilità morfologica cresce. In particolare (Tab. 23) per il Profilo 1, l'altezza d'onda di criticità è pari a 7 m con il periodo di ritorno di 20 anni, pertanto la vulnerabilità morfologica del tratto di costa è moderata; per il Profilo 2 l'altezza d'onda critica è pari a 6 m con il periodo di ritorno di 10 anni, la vulnerabilità morfologica del tratto di costa è conseguentemente elevata. Infine per il Profilo 3 si ricava che l'altezza d'onda di criticità è pari a 4 m con il periodo di ritorno di 2 anni, pertanto la vulnerabilità morfologica è molto elevata.

La vulnerabilità socio-economica

Analogamente a quanto fatto per Guardia Piemontese, si è proceduto al calcolo dell'indice di danno costiero definito dall'equazione (10) per ciascuno dei tre profili in cui è stato suddiviso il litorale di Monasterace. In Tabella 24 sono riassunti i risultati ottenuti, mentre dalla Figura 13 è possibile osservare l'uso del suolo.

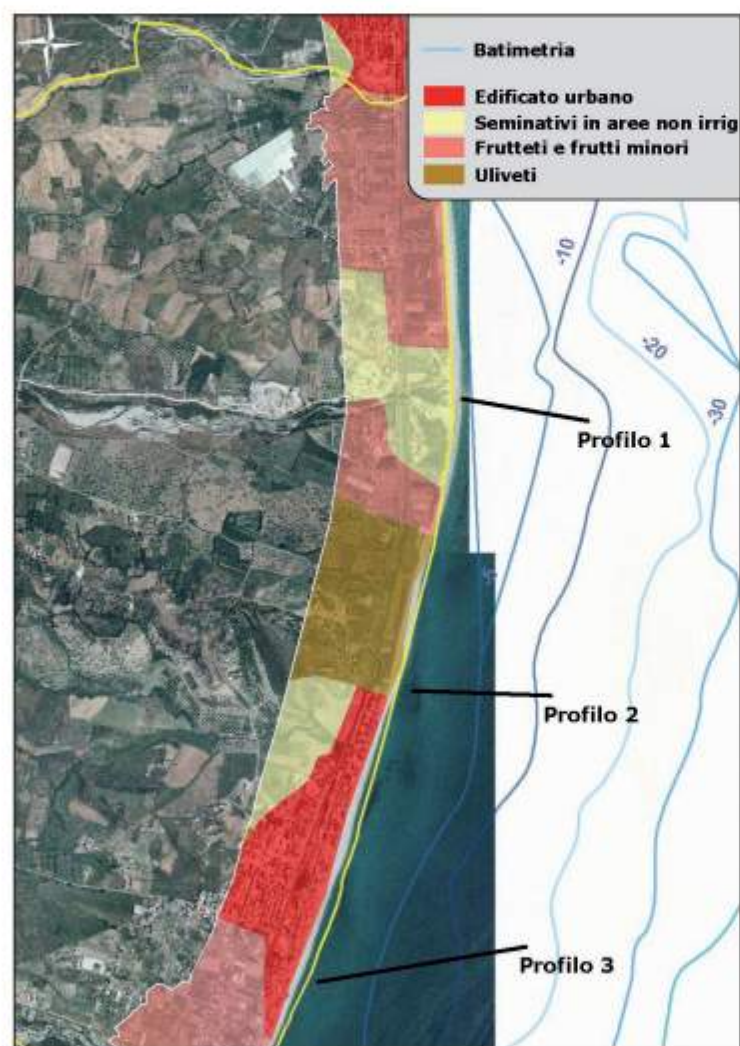


Figura 13 - Distribuzione dell'uso del suolo per il litorale di Monasterace, fonte CLC2000.

Il valore di P_{RICE} è equivalente in ogni Profilo in quanto riferito all'intero Comune. Per quanto riguarda l'indicatore U_{RICE} , presenta valori più elevati nel Profilo 3 in corrispondenza di una maggiore urbanizzazione del tratto costiero; nei Profili 2 e 3 il processo di urbanizzazione costiera non si è interrotto negli ultimi decenni, come testimoniato dal valore elevato dall'indicatore U_{10km} . Infine, non essendovi aree di elevato pregio ambientale, il valore di E_{RICE} è ovunque pari a zero.

Tabella 24 - Stima del danno potenziale per il litorale di Monasterace.

	P _{RICE}	U _{RICE}	E _{RICE}	U _{060m}	I _{DC}	Danno potenziale
Profilo 1	1	2	0	2	5	D ₁
Profilo 2	1	2	0	3	6	D ₂
Profilo 3	1	3	0	3	7	D ₃

Per quanto riguarda i livelli di valore esposto che sono stati assegnati ai beni presenti su ciascuno dei tre profili, si è considerato per il Profilo 1 la presenza di aree destinate per lo più ad uso agricolo (pertanto scarsamente abitate) cui corrisponde un valore esposto E₂ (moderato); per i Profili 2 e 3 la presenza nel retrospiaggia del centro abitato, cui corrisponde un valore esposto E₄ (molto elevato).

Incrociando i risultati ottenuti per il danno potenziale e per il valore esposto sono stati calcolati i livelli di vulnerabilità socio-economica riportati in Tabella 25.

Tabella 25 - La vulnerabilità socio-economica.

	Danno potenziale	Valore Esposto	Vulnerabilità socio-economica
Profilo 1	D ₁	E ₂	S ₁
Profilo 2	D ₂	E ₄	S ₂
Profilo 3	D ₃	E ₄	S ₃

A partire dai risultati ottenuti sul danno costiero e sul valore esposto, consegue un livello di vulnerabilità socio-economica crescente passando dal Profilo 1 al Profilo 3: si passa da limitati effetti sul tessuto socio-economico (Profilo 1), a probabili problemi per l'incolumità delle persone e per la funzionalità del sistema economico (Profilo 3), qualora fosse verificato un evento di particolare intensità.

Il rischio costiero

Il rischio da inondazione costiera è infine ottenuto incrociando i valori ottenuti per la vulnerabilità morfologica con quelli ottenuti per la vulnerabilità socio-economica, come illustrato nella Tabella 26.

Tabella 26 - Calcolo dei livelli di rischio da inondazione costiera per il litorale di Monasterace Marina.

	Vulnerabilità morfologica	Vulnerabilità socio-economica	Rischio
Profilo1	V ₁	S ₁	R ₀
Profilo2	V ₃	S ₂	R ₁
Profilo3	V ₄	S ₃	R ₃

Dall'applicazione al litorale di Monasterace della metodologia descritta, si ottengono i seguenti risultati sui livelli di rischio da inondazione costiera: il tratto di costa posto a Nord del centro abitato di Monasterace, che va da Punta Stilo fino a circa 1500m dalla fiamara Assi, identificato dal Profilo 1, presenta un rischio trascurabile; il tratto centrale del litorale di Monasterace identificato dal Profilo 2 e caratterizzato dalla presenza del lungomare presenta un rischio basso; infine il tratto di costa identificato dal Profilo 3, che interessa la zona più a Sud del litorale, presenta un rischio elevato (R₃).

Conclusioni

La presente metodologia per lo studio del rischio da inondazione costiera, che si caratterizza per applicazioni su scala territoriale di dettaglio, può rappresentare un utile strumento di riferimento per le Amministrazioni Pubbliche nella pianificazione e nella gestione integrata della fascia costiera. L'applicazione della metodologia ai comuni costieri di Guardia Piemontese e di Monasterace Marina ha evidenziato dei risultati apprezzabili alla

scala comunale, dimostrando la sua efficacia nel calcolare il rischio in maniera realistica. Infatti, nel caso di Guardia Piemontese il tratto costiero a maggior rischio non comprende la fascia in cui la spiaggia è più sottile, ma al contrario quello in cui essa presenta maggiore larghezza (in corrispondenza del centro abitato), nel caso di Monasterace Marina, invece, i risultati dell'analisi di rischio seguono l'andamento della minore larghezza della spiaggia.

Bibliografia

- APAT (Agenzia per la Protezione dell'Ambiente e Servizi Tecnici, Presidenza del Consiglio dei Ministri) (2004) - *Atlante delle onde nei mari Italiani*. APAT, Roma.
- APAT (2005) - *Progetto Atlante Costiero*. APAT, Roma.
- Australian Government Greenhouse Office, 2006. *International assessments of the vulnerability of the coastal zone to climate change*. pp 1-30.
- Benassai E. (2006) - *Le dighe marittime*. Istituto Italiano per gli Studi Filosofici, pp. 355.
- Benassai G., De Maio, Sansone E. (1994) - *Previsione delle onde estreme e persistenza delle mareggiate nel Golfo di Napoli*. Annali dell'Università di Napoli Parthenope, pp. 47-60.
- Benassai G. (2006) - *Introduction to Coastal Dynamics and Shoreline Protection*. Wit Press, pp. 332.
- Cutter S. L. (1996) - *Vulnerability to environmental hazards*. *Progress in Human Geography* 20(4): 529-539.
- Cutter S. L., Mitchell J.T., Scott M.S. (2000) - *Revealing the vulnerability of people and places: a case study of Georgetown County, South Carolina*. *Ann Assoc Am Geogr.*, 90: 713-737.
- De Waal J. P. e Van der Meer J. W. (1992) - *Wave runup and overtopping on coastal structures*. Proceedings of the 23rd International Coastal Engineering Conference, American Society of Civil Engineers, 2: 1758-1771.
- EUrosion project (2004): <http://www.euroseion.org>
- FLOODsite project (2005): *Integrated Flood Risk Analysis and Management Methodologies, Language of Risk*. Report: T32-04-01
- FLOODsite project (2007) - *Evaluating flood damages: guidance and recommendations on principles and method*.
- Gornitz V.M., White T.W. e Cushman R.M. (1991) - *Vulnerability of the US to future sea level rise, Coastal Zone '91, Proceedings of the 7th Symposium on Coastal and Ocean Management*, American Society of Civil Engineers, pp. 1345-1359.
- Hewitt K. (1997) - *Region of risk: a geographical introduction to disasters*. Longman, Harlow.
- Hughes S. A. (2004). "Estimation of wave run up on smooth, impermeable slopes using the wave momentum flux parameter," *Coastal Engineering*. Elsevier, 51(11): 1085-1104.
- IPCC (Intergovernmental Panel on Climate Change) (2001) - *Summary for policymakers: climate change 2001: impacts, adaptation, and vulnerability. A report of Working Group II of the Intergovernmental Panel on Climate Changes*; available at www.ipcc.ch
- ISO/IEC Guide 73 (2002) - *Risk Management - Guidelines for use in standards*.
- ITC 2004 International Institute for Geo-Information Science and Earth Observation: <http://www.itc.nl>
- Massel, Pelinovsky (2001) - *Run up of dispersive and breaking waves on beaches*. *Oceanologia*, 43(1), 2001: 61-97.
- Mathiesen M., Goda Y., Mansard E., Martin M.J., Peltier E., Thompson E., Van Veddler G. (1994) - *Recommended practice for extreme wave analysis*, *Journal of Hydraulic Research*, vol. 32 n. 6.
- Messner E., Meyer V. (2005) - *Flood Risk Management-Hazards, Vulnerability and Mitigation Measures*. Nato Sciences Series, Springer Publisher.
- Thieler E. R. (2000) - *National Assessment of Coastal Vulnerability to Future Sea-level Rise*. USGS 076-00.
- UNDRO (United Nations Disaster Relief Organization) (1977) - *Disaster prevention and mitigation: a compendium of current knowledge-land use aspects*, Vol 5. UNDRO, New York.
- Van der Meer J. W. e Stam C. M. (1992) - *Wave runup on smooth and rough slopes of coastal structures*. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, American Society of Civil Engineers, 118(5): 534-550.

Ricevuto il 04/09/2009, accettato il 03/11/2009.

Morfologia del Saliente Is Morus - Pula (Ca) e idrodinamica attorno allo scoglio antistante

Andrea Atzeni ¹, Claudia Pedone ², Andrea Sulis ³

¹Università di Cagliari, Dipartimento di Ingegneria del Territorio, Sezione di Idraulica. Email: aatzeni@unica.it

²Università di Cagliari, Dipartimento di Ingegneria del Territorio, Sezione di Idraulica. Email: pedone.c@gmail.com

³Università di Cagliari, Dipartimento di Ingegneria del Territorio, Sezione di Idraulica. Email: asulis@unica.it

Sommario

Le strutture sommerse raccolgono oggi ampio consenso dovuto principalmente alla loro capacità di poter assicurare, in prospettiva, una efficace protezione dei litorali senza un impatto paesaggistico negativo. Sebbene un'ampia letteratura sia disponibile, la risposta della spiaggia alla presenza di queste strutture sommerse non è completamente chiara. In particolare queste strutture potrebbero produrre condizioni di erosione o di accrescimento della spiaggia. Questo articolo presenta i risultati della applicazione di modelli numerici alla spiaggia di Is Morus (Sardegna) dove un ostacolo naturale sommerso ha creato un accumulo di sedimento nella forma di un saliente. I risultati appaiono in accordo con i modelli empirici forniti dalla letteratura per la previsione delle proprietà geometriche e della forma del saliente.

Parole chiave: salienti, frangiflutti sommersi, onde morfologicamente equivalenti, flusso di energia del moto ondoso.

Abstract

Submerged structures are becoming increasingly popular due to their capacity of providing necessary beach protection without negative aesthetic impacts. Although large literature is available, the shoreline response to submerged structures is not well understood at the present. Results show that these structures may induce shoreline erosion as well as shoreline accretion. This paper aims to present the results of numerical modeling tests applied to the Is Morus beach (Sardinia) where a natural submerged reef has created a widening of the beach in the form of salient. Results are in accordance with empirical relationships provided by literature for predicting salient shape and geometrical properties.

Keywords: salients, submerged breakwaters, equivalent morphologic waves, wave energy flux.

Introduzione

Le opere di difesa rigide come i pennelli e soprattutto i frangiflutti distaccati dalla riva realizzate a protezione dei litorali sono state costruite quasi sempre con il coronamento emergente rispetto al livello medio del mare. La ragione di questa scelta progettuale risiede nel fatto che le opere emergenti ostacolando l'energia del moto ondoso, che viaggia prevalentemente attorno al livello medio del mare, creano una zona protetta ove l'onda penetra quasi esclusivamente per diffrazione attorno alle testate. Queste opere possono essere realizzate riducendo la larghezza al coronamento al minimo necessario alla stabilità, la qual cosa soddisfa adeguatamente l'aspetto economico. Secondo la classificazione di Kobayashi et al. (1985) esse sono efficaci o almeno moderatamente efficaci anche

per contrastare i disastri prodotti dagli eventi estremi, ma inadatte e non accettabili dal punto di vista paesaggistico e poco adeguate per il rinnovo delle acque nella zona protetta, almeno nel caso di incidenza normale del moto ondoso. Per contro le opere di difesa sommerse appaiono ben accette dal punto di vista paesistico e sono efficaci per il rinnovo delle acque, ma nel contempo possono risultare poco o del tutto inefficaci agli effetti della protezione dei litorali (Dean et al., 1997). Tuttavia, a conferma della possibilità che gli ostacoli sommersi siano in grado di proteggere i litorali, esistono numerosissimi esempi di scogli naturali sommersi a ridosso dei quali sono presenti salienti e tomboli ben stabilizzati (Black and Andrews, 2001). A fronte di questi risultati derivanti da constatazioni su forme di protezione naturali gli esempi di opere realizzate dall'uomo hanno mostrato molto spesso una scarsa efficacia protettiva (Ranasinghe e Turner, 2006). Anche i risultati degli studi su modello fisico a fondo fisso e mobile riportati dalla letteratura hanno mostrato quasi sempre l'inefficacia dell'azione protettiva delle opere di difesa sommerse (Ranasinghe e Turner, 2006).

Una rassegna di casi studio dei frangiflutti distaccati trascinabili (Mancinelli et al., 2005) considera otto interventi sui litorali di cinque regioni italiane. Da questi casi non possono però trarsi sicure informazioni sull'efficacia protettiva di queste opere in quanto trattasi quasi sempre di realizzazioni effettuate a protezione di ripascimenti, la qual cosa rende difficile valutare l'evoluzione e distinguere gli effetti sul sedimento in situ da quello di riporto. Gli interventi sono comunque del tipo lineare a cresta relativamente stretta (massimi dell'ordine di 10-12 m), talvolta segmentati e sommergezza variabile da zero a 1 m. Sono compresi anche due casi di frangiflutti emergenti, ma trascinabili in quanto ritenuti comunque a cresta bassa. In questi casi studio è stata rilevata quasi sempre la presenza di intense correnti longitudinali prodotte dal moto ondoso che favoriscono il ricambio idrico della zona ridossata, ma anche la tendenza ad allontanare i sedimenti da tale zona.

Studi su modello fisico della circolazione della corrente prodotta dal moto ondoso attorno ad un frangiflutto isolato e sommerso mostrano la corrente trascinare sull'opera verso riva e ritornare a largo nelle zone di estremità (Dean et al., 1997). Risultati analoghi si ottengono da studi su modello numerico (Nobuoka et al. 1996) nel caso di un ostacolo sommerso di forma quadrata, investito da un moto ondoso normale alla riva.

Lo studio su un'opera di difesa distaccata emergente e isolata (Zyserman e Johnson, 2002), condotto mediante il modello numerico MIKE 21 implementato dal Danish Hydraulic Institute (DHI), indica che attorno al frangiflutto la circolazione delle correnti prodotte dal moto ondoso agente con un angolo di incidenza diverso da 90° si intensifica verso riva nella zona ridossata di monte e verso valle nella zona prossima all'opera. Gli autori, utilizzando il modello di trasporto dei sedimenti non coesivi Q3D del pacchetto MIKE 21 (una versione più avanzata del precedente modello 2DH) calcolano l'accumulo dei sedimenti nell'area ridossata dal frangiflutto. Il saliente, o il tombolo, che si forma a ridosso del frangiflutto è la diretta conseguenza del campo di velocità delle correnti; il volume accumulato è funzione della posizione relativa del frangiflutto rispetto alla linea dei frangenti. Anche nel caso di frangiflutti distaccati e discontinui le correnti prodotte dal moto ondoso attorno ai varchi sono diverse passando dai frangiflutti emergenti a quelli sommersi, come risulta da prove su modello fisico (Loveless e MacLeod, 1999).

Per quanto riguarda la capacità di accumulo di sedimenti nell'area protetta da un frangiflutto emergente distaccato dalla riva un esame condotto da Hsu e Silvester (1990) su 46 risultati di ricerche riguardanti in gran parte prove su modello fisico, ma anche su prototipi e modelli numerici fornisce una legge sull'avanzamento del saliente. Tale legge stabilisce la relazione tra la distanza del frangiflutto dalla linea di riva originaria e la lunghezza del frangiflutto.

La geometria dei salienti e dei tomboli prodotti da ostacoli naturali emergenti e sommersi è stata studiata su 149 spiagge sabbiose della Nuova Zelanda e dell'Australia (Black e Andrews, 2001). Da questo studio emerge la validità dei risultati di Hsu e Silvester di cui sopra, con la differenza che nel caso dei salienti e tomboli prodotti da ostacoli naturali emergenti e sommersi l'accumulo dei sedimenti nelle zone protette dagli ostacoli naturali è più consistente di quello che si verifica a ridosso di frangiflutti distaccati. Black e Andrews giustificano questo risultato ricorrendo alla considerazione che nello studio di Hsu e Silvester i risultati derivano in prevalenza da studi su modello fisico (ove sono presenti effetti di scala), da studi su prototipi in cui probabilmente il tempo di azione

del moto ondoso non ha portato ancora alla piena condizione di equilibrio del saliente, e da modelli numerici. Un'altra interpretazione di queste differenze tra le risposte delle spiagge protette da ostacoli artificiali emergenti dello studio di Hsu e Silvester e delle spiagge protette da ostacoli naturali sommersi è fornita da Ranasinghe e Turner (2006) secondo i quali gli ostacoli naturali o artificiali sommersi ed estesi a mo' di piattaforme di abrasione, in certe circostanze, dipendenti dalla estensione di queste e dalla loro posizione rispetto alla riva, sono in grado di favorire un accumulo maggiore di sedimenti rispetto ai frangiflutti emergenti.

Ranasinghe et al. (2006) hanno studiato la circolazione delle correnti prodotte dal moto ondoso in prossimità di un frangiflutti sommerso con coronamento piano orizzontale a forma di triangolo isoscele, con il vertice dei lati uguali rivolto verso il largo. Lo studio, eseguito su modello fisico a fondo fisso e su modello numerico, ha riguardato diverse posizioni del frangiflutti rispetto alla linea di riva, due valori di sommergenza (-0.5 e -1.0 m) e due diversi attacchi ondosi, uno perpendicolare alla riva e uno obliquo, con onde regolari e irregolari (spettro JONSWAP). In tutti i casi la corrente tracima sull'ostacolo, ma se questo è troppo vicino alla riva a valle di esso la corrente diverge dalla zona protetta verso i lati. Viceversa quando l'ostacolo si allontana dalla riva entrambi gli attacchi ondosi producono a valle del frangiflutti due vortici che favoriscono lungo riva la convergenza della corrente verso la zona ridossata. Il modello numerico adottato era quello commerciale MIKE 21 mediante il quale oltre allo studio di trasformazione delle onde e delle correnti da esse prodotte, con il modulo Sediment Transport (ST) 2DH è stato studiato anche il trasporto solido e l'evoluzione dell'accumulo o dell'erosione a ridosso dell'ostacolo. I risultati di questa parte dello studio sono in linea con quanto risulta dalla distribuzione delle correnti nei diversi casi esplorati. In particolare è emerso che nell'accumulo, rappresentato dall'avanzamento del saliente rispetto alla linea di riva originaria, è importante la posizione della linea dei frangenti, la distanza del vertice lato mare dell'ostacolo dalla linea di riva e la sua larghezza.

Il massimo avanzamento del saliente si ha intorno ad una distanza doppia del vertice dell'ostacolo rispetto a quella dei frangenti dalla linea di riva. Inoltre, l'avanzamento del saliente è maggiore nel caso delle onde incidenti normali e nel caso di sommergenza dell'ostacolo inferiore. Questo risultato è in linea con quello ottenuto da Zyserman e Johnson (2002) per il caso del frangiflutti emergente lineare di cui si è detto in precedenza.



Figura 1 - Vista panoramica del saliente di Is Morus (Pula, CA) dove sono evidenti due piccoli promontori e lo scoglio sommerso.

Da quanto esposto appare evidente che anche i frangiflutti sommersi sono in grado di favorire l'accumulo di sedimenti nella zona sotto il loro riparo, in maniera almeno altrettanto efficace di quelli emergenti. Si tratta solo di concepirli non semplicemente abbassando la quota del coronamento sotto il livello del mare dei frangiflutti

emergenti di tipo tradizionale, ma di attribuire loro una forma planimetrica bidimensionale capace di comportarsi come una piattaforma di abrasione ossia un basso fondale capace di attenuare l'azione erosiva delle onde. Queste forme sono state concepite grazie all'osservazione dei numerosi esempi esistenti in natura di cui Black e Andrews (2001) hanno fornito diversi casi, come si è visto.

Con lo scopo di aggiungere un contributo, il presente studio è dedicato all'esame di un saliente prodotto da un ostacolo naturale sommerso costituito da uno scoglio relativamente esteso in planimetria, la cui quota massima è intorno a -0.20 m rispetto al livello medio del mare. Il saliente si trova nella costa meridionale della Sardegna in località Is Morus (Pula, CA). La morfologia della linea di riva è stata confrontata con le forme analitiche ottenute da Black e Andrews (2001) su un totale di 27 profili planimetrici di salienti di varie dimensioni osservati nelle coste della Nuova Zelanda e dell'Australia, interessati da differenti condizioni di mare vivo e di mare morto e costituiti da corpi sedimentari, alcuni dei quali caratterizzati da sabbie quarzose di granulometria medio-fine, altri da sabbie fini pesanti, comunemente conosciute come sabbie nere (*black sands*). L'ampiezza del saliente è stata verificata attraverso il confronto con la funzione che stabilisce il suo legame con le dimensioni e la posizione dell'ostacolo rispetto alla linea dei frangenti.

Dal punto di vista idrodinamico, partendo dal clima ondoso al largo sono state determinate le onde morfologicamente equivalenti che interessano la zona del saliente. Di queste onde è stata eseguita la trasformazione verso riva e determinati i campi di velocità delle correnti attorno allo scoglio.

Morfologia del saliente della spiaggia di Is Morus

La Figura 1 mostra una vista panoramica del saliente di Is Morus, appartenente a una costa frastagliata con brevi promontori rocciosi tra i quali si inseriscono piccole spiagge (*pocket-beach*) non particolarmente ricche di sedimenti sabbiosi. Forse a causa della ridotta ampiezza della spiaggia emersa, limitata dalla presenza di una scarpata rocciosa, nella spiaggia emersa (retro-riva, *back shore*) di Is Morus, mancando qualunque segno di berma di tempesta, è presente solo la berma ordinaria. Nella Figura 2 è riportato il fuso granulometrico dei sedimenti campionati superficialmente nei punti della spiaggia indicati con la numerazione progressiva da uno a cinque in Figura 3.

Come mostra la figura il campione n. 3 appartiene alla spiaggia adiacente. Il corpo sedimentario è costituito da una sabbia ben assortita di granulometria medio-fine e il campione n. 3 risulta interno al fuso.

Nella Figura 3 sono riportate la planimetria della linea di riva del saliente e le isobate, rilevate recentemente, che mettono in evidenza l'ostacolo dovuto allo scoglio sommerso e la presenza di un piccolo promontorio roccioso a sud. Nella stessa figura sono riportate le grandezze geometriche che caratterizzano un saliente fornendone nel seguito una definizione per quanto possibile rigorosa.

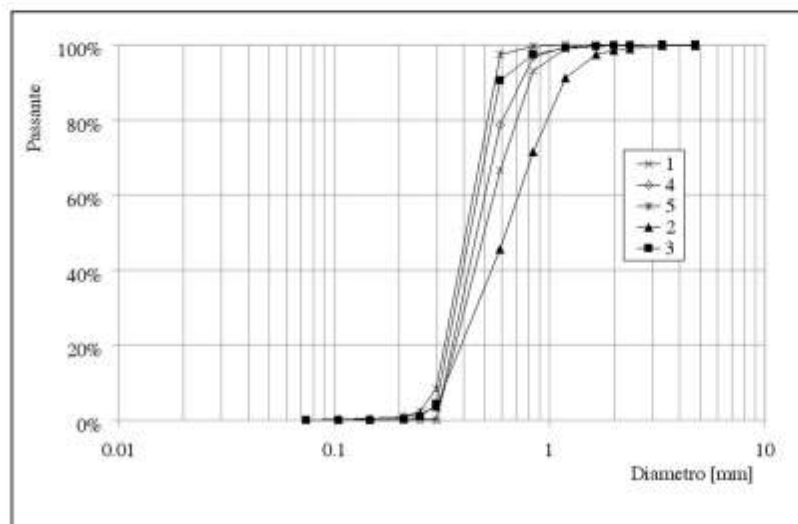


Figura 2 - Fuso granulometrico dei sedimenti della spiaggia di Is Morus ottenuto da cinque punti di campionamento (Fig. 3).

In particolare:

Linea di riferimento: la linea di riferimento è la linea tangente alla linea di riva indisturbata nei suoi due punti più arretrati nei due lati del saliente;

Lunghezza dell'ostacolo (B): la lunghezza dell'ostacolo è la sua massima dimensione dell'ostacolo parallelamente alla linea di riferimento;

Ampiezza del saliente (Y_{off}): l'ampiezza del saliente è la distanza tra la linea di riferimento e l'apice del saliente misurata nella direzione ortogonale alla linea di riferimento;

Distanza dell'ostacolo (S): la distanza dell'ostacolo è misurata rispetto alla linea di riferimento nella direzione ortogonale alla linea stessa.

La Figura 3 riporta anche la direzione risultante dei vettori flusso di energia del moto ondoso il cui orientamento si scosta di 13° dalla normale alla linea di riferimento. Anche a nord del saliente è presente un promontorio roccioso appena accennato (Fig. 3).

Secondo la classificazione di Black e Andrews (2001) si tratta di un *pocket beach salient*: per questi autori la linea di riva dei salienti è riconducibile a una forma analitica del tipo:

$$y' = a + \frac{b}{\left\{ 1 + \exp \left[-\frac{(x' - d \ln(2^{1/d} - 1) - c)}{d} \right] \right\}^d} \quad (1)$$

ove le coordinate di ciascun punto sono rese adimensionali rispetto all'ampiezza, del saliente (Y_{off}) e a, b, c e d sono delle costanti con $a = -0.052$. L'equazione (1) deriva da una minuziosa analisi di 49 linee di riva estratte da fotografie aeree senza alcun riferimento alla morfologia dei fondali e dell'ostacolo. Variando i parametri b, c e d dell'equazione (1) si riproducono tutte le 49 linee di riva con un coefficiente di correlazione superiore a 0.99.

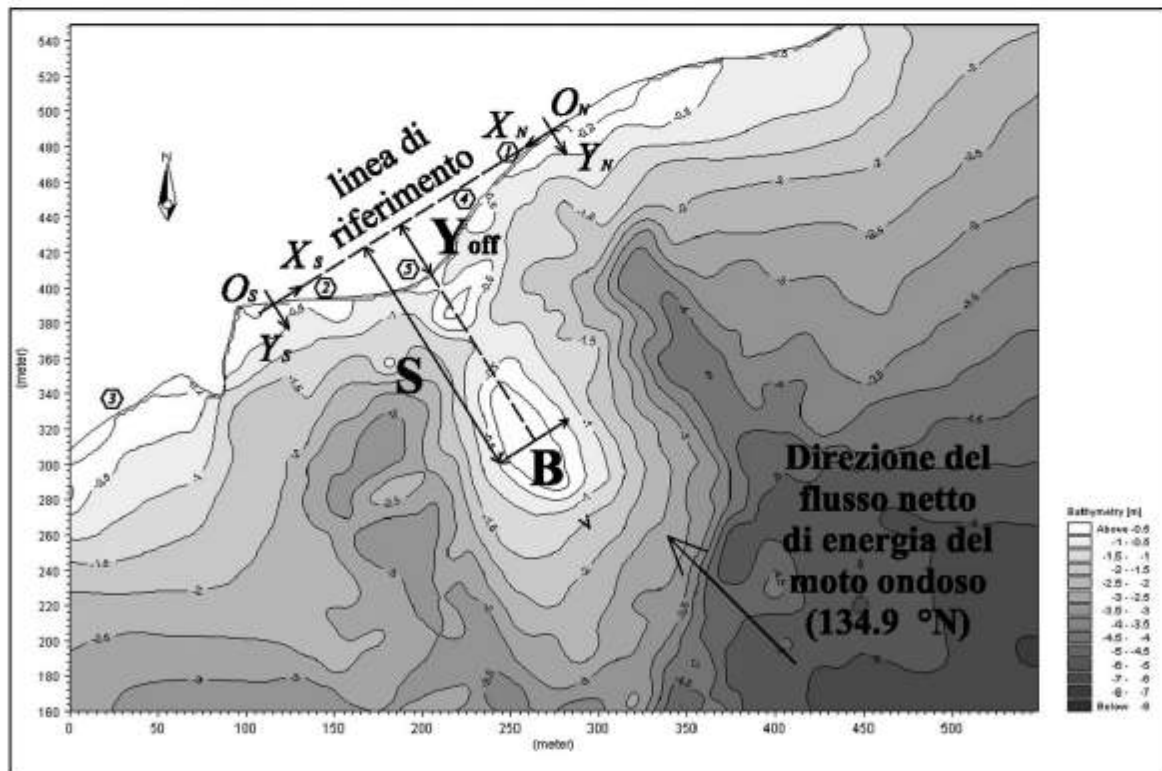


Figura 3 - Planimetria della linea di riva del saliente e delle isobate rilevate nel corso del presente studio: i numeri cerchiati indicano le posizioni dei campionamenti di sedimenti, i due sistemi di riferimento con origine O_s e O_N riguardano rispettivamente la riva meridionale e settentrionale del saliente (rilievo batimetrico in data 26.09.2008, rilievo della linea di riva in data 20.01.2009).

In particolare, le tre curve in Figura 4 indicate con "max", "medio" e "min" sono riferite alla risposta massima, media e minima tra tutte le 49 linee di riva oggetto di studio da parte di Black and Andrews.

Per la sua forma adimensionale, l'equazione (1) ha il solo scopo di individuare la forma tipo dei salienti e non di fornire le reali dimensioni geometriche degli stessi esaminate nel seguito di questo articolo. Nella Figura 4 sono riportati anche i profili delle linee di riva meridionale e settentrionale del saliente di Is Morus. Mentre il profilo settentrionale è abbastanza in linea con una (quella massima) delle curve, ricavata con la (1), quello meridionale se ne discosta notevolmente, forse a causa del disturbo offerto dal promontorio meridionale che produce un ostacolo particolare alla modellazione del sedimento.

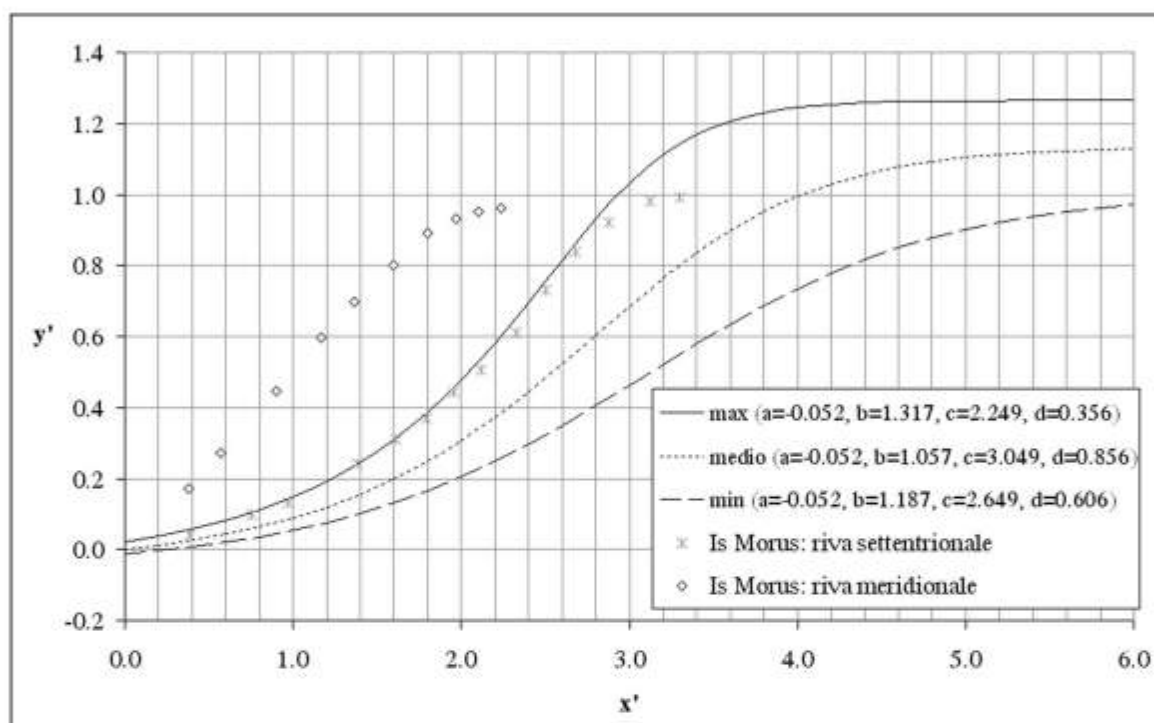


Figura 4 - Confronto tra le linee di riva ottenute da Black e Andrews (2001) e quelle dei due rami del saliente di Is Morus.

In base alle dimensioni caratteristiche riportate nella Figura 3 l'ampiezza del saliente di Is Morus ricade nel punto indicato nella Figura 5 in cui sono riportati i grafici dell'oggetto dei salienti risultanti dagli studi di Hsu e Silvester (1990) e di Black e Andrews (2001).

Come mostra la figura il saliente di Is Morus è intermedio rispetto alle forme prodotte dagli ostacoli emergenti studiate da Hsu e Silvester e a quelle degli ostacoli naturali di Black e Andrews, ma più vicina a queste ultime, addirittura appartenente alla curva $(S-Y_{off})/B=0.40(B/S)^{-1.52}$ che questi ultimi autori hanno riscontrato per le morfologie dei salienti prodotti da isole. In realtà nel caso di Is Morus la morfologia del saliente non è prodotta da un'isola ma da uno scoglio sommerso, anche se quasi affiorante. Sembra comunque si possa dire che i frangiflutti e gli ostacoli sommersi possano essere in grado di produrre accumuli di sedimenti anche superiori a quelli forniti dagli ostacoli emergenti, come ritenuto da Ranasinghe e Turner (2006).

Clima ondoso e calcolo delle onde morfologicamente equivalenti

Il clima ondoso utilizzato nel presente studio è tratto dalla serie storica esaoraria (dal 1992 al 2002) dei dati di moto ondoso ricostruito dal CNR di Venezia (ISMAR) nel punto di coordinate geografiche 9.5° E, 39.0° N, al largo di Capo Carbonara. Nella Figura 6 è riportato uno stralcio della carta della Sardegna contenente la rosa

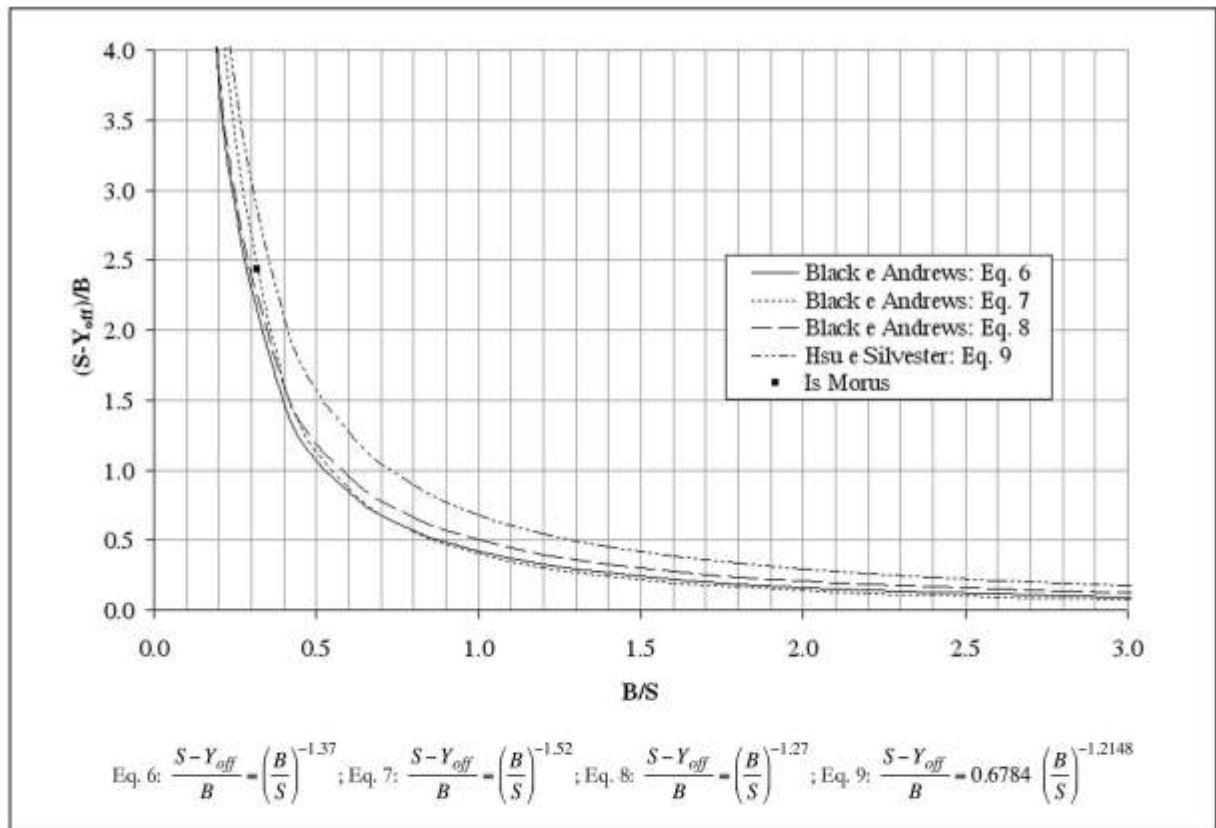


Figura 5 - Aggetto dei salienti risultanti dagli studi di Hsu e Silvester (1990) e di Black e Andrews (2001) a confronto con l'aggetto del saliente di Is Morus (per il significato dei simboli vedi Figura 3).

delle frequenze del moto ondoso, ubicata nel punto di ricostruzione e la posizione del saliente di Is Morus. Per Onde Morfologicamente Equivalenti (OME) si intende un numero limitato di onde che agendo sul litorale per un calcolato numero di ore all'anno producono un trasporto solido uguale alla popolazione di onde del clima ondoso.

Il calcolo delle OME può farsi utilizzando il parametro di flusso longitudinale di energia del moto ondoso di cui esistono diverse forme approssimate, suggerite dallo Shore Protection Manual (SPM, 1984), in funzione dei dati di moto ondoso disponibili. Nel presente studio, disponendosi delle statistiche bivariante delle altezze d'onda significative al largo H_{0s} , e dei periodi medi T_m per settori di direzione di 10° , il flusso è stato calcolato mediante la formula:

$$P_{lbs} = \frac{\pi \times K_s^3}{8\sqrt{gk}} \sqrt{\frac{g}{k}} \rho g \frac{H_{0s}^3}{T_s} \sqrt{|\cos \alpha_0|} \sin 2\alpha_0 \quad (2)$$

ove K_s è il coefficiente di shoaling, k è il rapporto tra l'altezza d'onda al frangente e la corrispondente profondità, T_s è il periodo significativo (si è posto $T_s = T_m$) e α_0 l'angolo della direzione dell'onda al largo rispetto alla normale alla spiaggia. Nel presente studio K_s e k sono stati assunti costanti ($K_s = 1.07$; $k = 0.78$) secondo quanto riportato rispettivamente nello Shore Protection Manual (SPM, 1984) e in Munk (1949).

A rappresentare gli effetti morfologici del clima ondoso sono state scelte quattro onde appartenenti alle direzioni di $95^\circ N$ (per le onde del settore $50-100^\circ N$), $135^\circ N$ (per le onde del settore $100-140^\circ N$), $145^\circ N$ (per

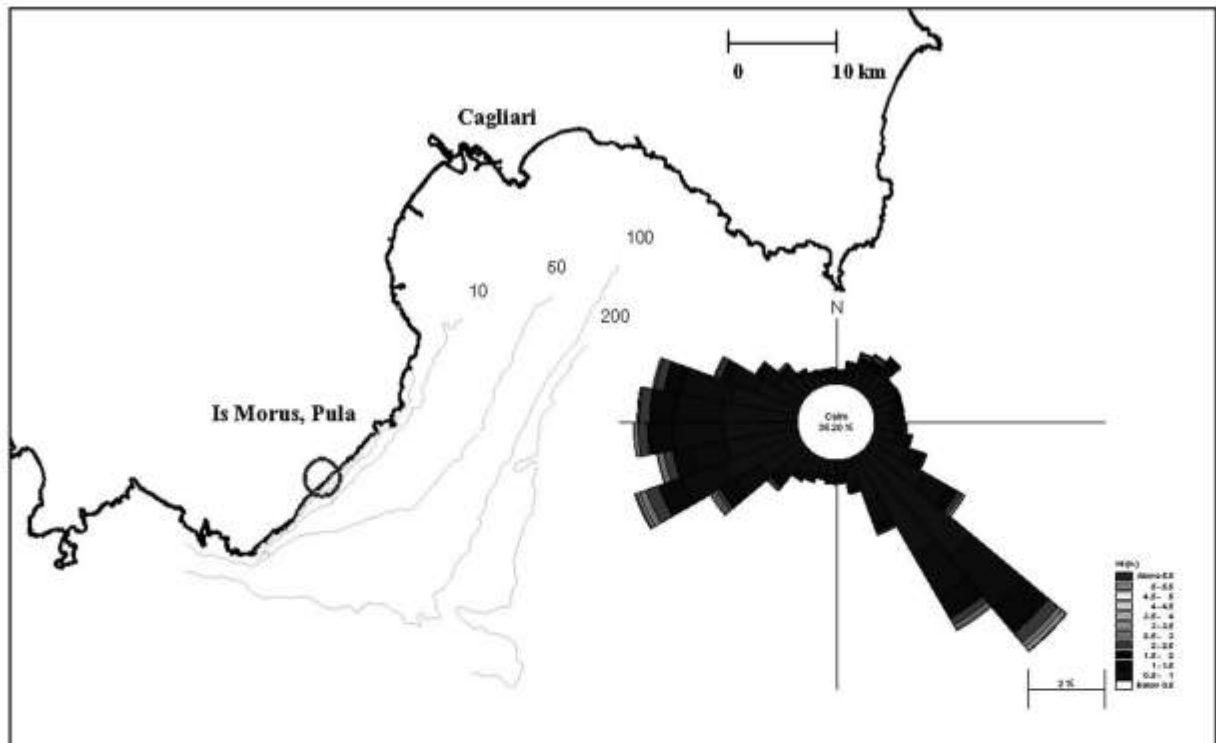


Figura 6 - Stralcio della Sardegna meridionale contenente la rosa delle frequenze del moto ondoso ubicata nel punto di ricostruzione e la posizione del saliente di Is Morus.

le onde del settore $140\text{-}150^\circ\text{N}$) e 225°N (per le onde del settore $150\text{-}230^\circ\text{N}$). Le altezze d'onda equivalenti H_{ec} sono ottenute calcolando la media pesata delle altezze d'onda del settore con peso i flussi di energia:

$$H_{ec} = \frac{\sum \left\{ H_{0sj}^4 \sqrt{\cos(DirN - DirH)} \text{sen}[2(DirN - DirH)] f_j / T_{sj} \right\}}{\sum \left\{ H_{0sj}^3 \sqrt{\cos(DirN - DirH)} \text{sen}[2(DirN - DirH)] f_j / T_{sj} \right\}} \quad (3)$$

essendo f_j la frequenza delle osservazioni e $DirN - DirH = \alpha_0$ l'angolo della direzione dell'onda rispetto alla normale alla spiaggia. Come altezza d'onda morfologicamente equivalente H_{ec} del settore è stata scelta quella con la massima frequenza e che più si avvicina ad H_{ec} . La frequenza dell'onda morfologicamente equivalente si ottiene dalla relazione:

$$f_e = \frac{\sum \left\{ H_{0sj}^3 \sqrt{\cos(DirN - DirH)} \text{sen}[2(DirN - DirH)] f_j / T_{sj} \right\}}{H_{ec}^3 \sqrt{\cos(DirN - DirH)} \text{sen}[2(DirN - DirH)] / T_e} \quad (4)$$

I risultati del calcolo delle OME sono riportati nella Tabella 1.

In considerazione della modesta persistenza dell'onda morfologicamente equivalente da 95°N (frequenza pari a circa 1.9 giorni per anno), il calcolo della trasformazione di quest'onda pur essendo stato eseguito, per brevità, non viene presentato nel seguito.

Tabella 1 - Onde morfologicamente equivalenti, loro frequenze e persistenze.

H_s (m)	DirH ($^{\circ}$ N)	T_c (s)	Frequenza		Persistenza		
			f_c	N° oss./ 100.000	Ore	Giorni	Giorni/ anno
2.25	95	7.21	0.0107	529.49	463.83	19.33	1.93
2.25	135	7.16	0.0858	4257.36	3729.45	155.39	15.54
1.25	145	6.14	0.135	6702.25	5871.17	244.63	24.46
1.75	225	6.69	0.1277	6341.09	5554.79	231.45	23.14

Trasformazione delle onde morfologicamente equivalenti

Il calcolo della trasformazione delle OME nella propagazione verso riva è stato eseguito con l'impiego dei moduli numerici di calcolo implementati dal Danish Hydraulic Institute (DHI) nel software MIKE 21: il modulo denominato Near Shore Waves (NSW) (DHI, 2008a) e quello denominato Parabolic Mild-Slope (PMS) (DHI, 2008b). L'NSW è un modello spettrale che descrive la propagazione, la crescita e il decadimento del moto ondoso nell'area di trasformazione risolvendo le equazioni di conservazione dell'azione delle onde (Holtuijensen et al., 1989). Il modello, che è stato applicato per la trasformazione da largo fino all'area di trasformazione ($d_{min} = 10$ m), calcola la rifrazione, lo shoaling, la variazione di altezza d'onda dovuta al vento e la perdita di energia dovuta alla resistenza del fondo e al frangimento parziale. L'area sottoposta a modellazione occupa l'estensione di 20000 x 18000 m con la maglia di 20 x 60 m. La batimetria nella zona più lontana dalla riva è stata ricavata dalla cartografia nautica IIMM, mentre nella zona vicina alla spiaggia e attorno allo scoglio si è provveduto ad eseguire un apposito rilievo batimetrico. Anche della linea di riva è stato eseguito un apposito rilievo planimetrico.

Nella Tabella 2 sono riportati i risultati delle trasformazioni subite dalle onde nel passare dalle acque profonde fino al punto di acque di trasformazione le cui altezze e direzioni sono stati assunti come dati di ingresso per l'applicazione del modello PMS.

Il modello numerico PMS è basato sull'approssimazione parabolica della "mild-slope equation" (Kirby, 1986) e contempla gli effetti di rifrazione, shoaling, diffrazione, frangimento, dispersione direzionale, dispersione in

Tabella 2 - Trasformazioni delle onde morfologicamente equivalenti ottenute con il modulo NSW.

T_c (s)	A largo		Sottocosta ($d=10m$)	
	H_s (m)	DirH ($^{\circ}$ N)	H_s (m)	DirH ($^{\circ}$ N)
7.16	2.25	135	2.04	136
6.14	1.25	145	1.58	143
6.69	1.75	225	0.90	185

avanti (*forward scattering*) e resistenza opposta all'onda incidente da parte del fondo. Quest'ultimo modello è stato applicato in tutta l'area di acque basse a partire dall'area di trasformazione in cui come dati d'ingresso sono stati utilizzati i valori di altezza d'onda forniti dall'NSW. Il modello PMS ha interessato diverse aree di calcolo per le quattro onde con una estensione pari a 900 x 1300 m (onda 135 $^{\circ}$ N), 900 x 1060 m (onda 145 $^{\circ}$ N) e 1400 x 1040 m (onda 225 $^{\circ}$ N). Per tutte le aree di calcolo sono state scelte maglie quadrate di dimensione 4 x 4 m.

La resistenza al moto offerta dal fondo è stata messa in conto nell'applicazione di entrambi i modelli assumendo la scabrezza geometrica $k_N = 2$ mm di Nikuradse.

Nelle Figure 7, 8 e 9 sono riportati i risultati dei calcoli del PMS. Le tre figure mostrano una convergenza del moto ondoso verso lo scoglio sommerso, una divergenza nella zona a nord del saliente con una evidente attenuazione dell'altezza e una più modesta divergenza a sud, ma con una maggiore altezza.

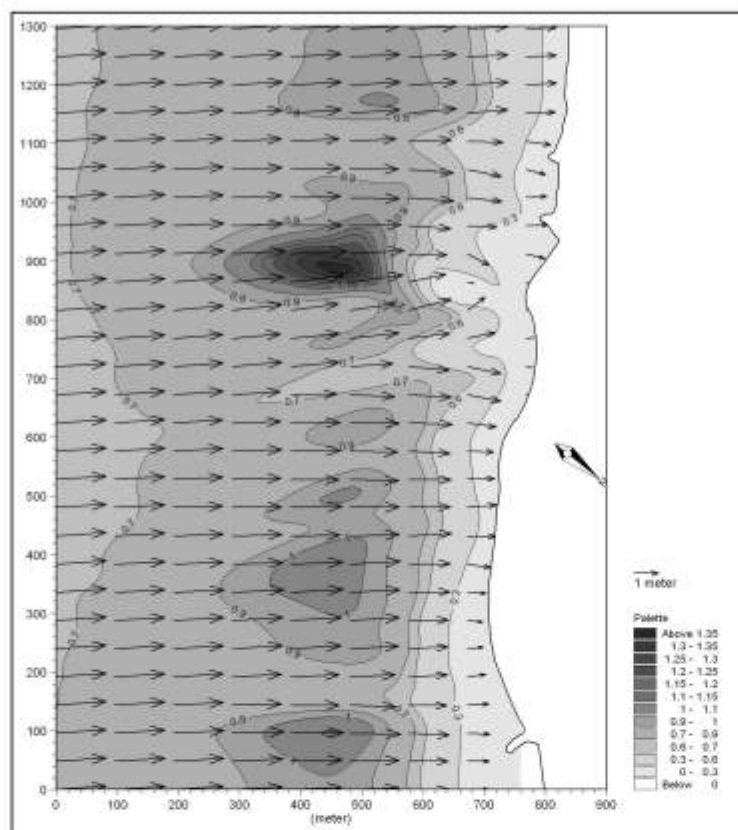


Figura 7 - Campo delle altezze d'onda e dei *radiation stress* ottenuti con l'applicazione del modello numerico PMS. Direzione dell'attacco ondoso al largo 135°N.

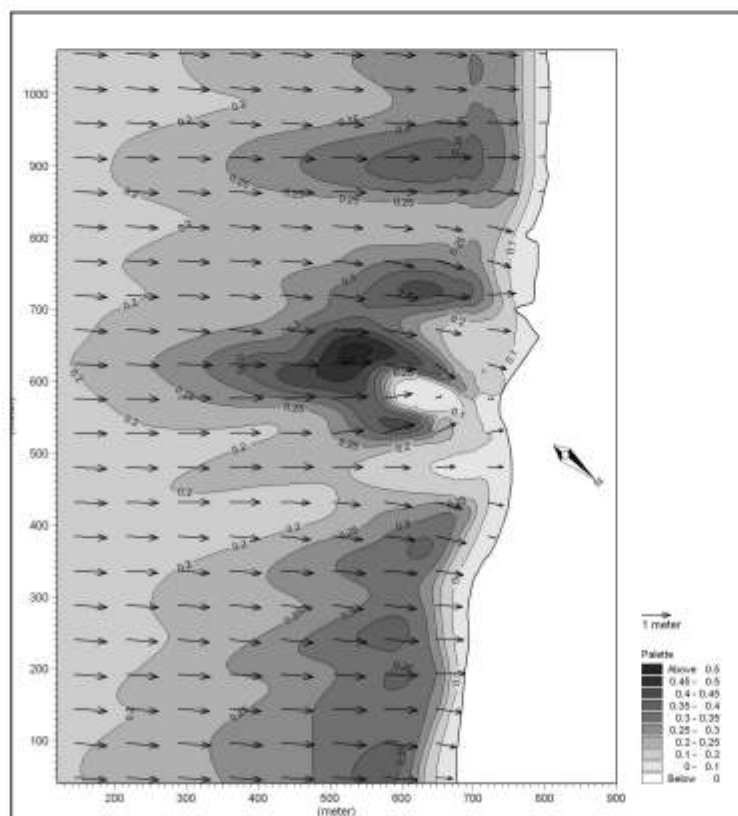


Figura 8 - Campo delle altezze d'onda e dei *radiation stress* ottenuti con l'applicazione del modello numerico PMS. Direzione dell'attacco ondoso al largo 145°N.

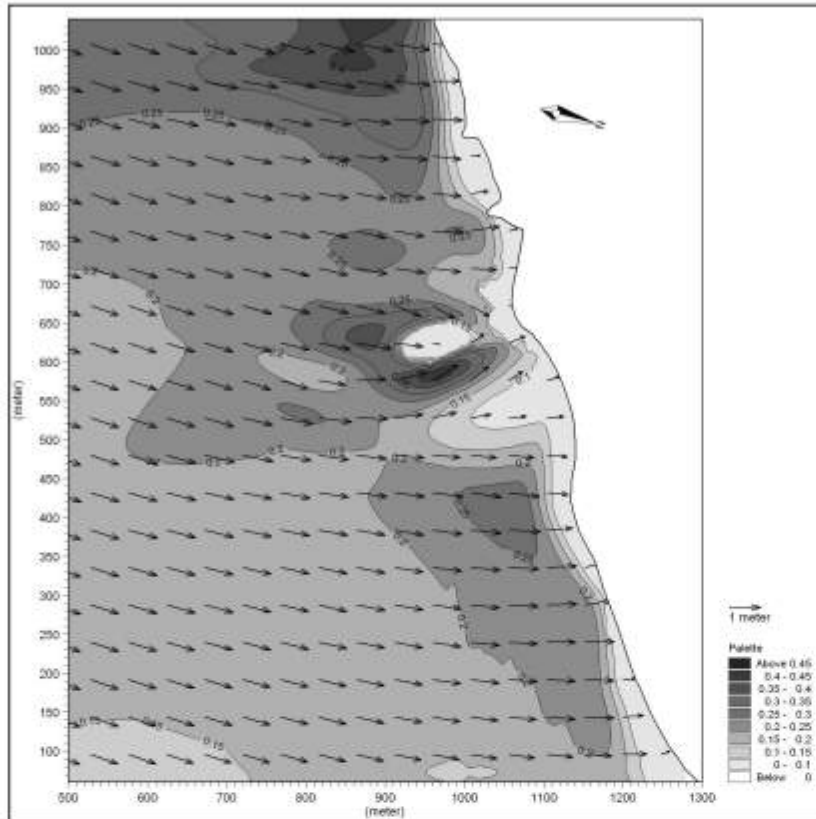


Figura 9 - Campo delle altezze d'onda e dei *radiation stress* ottenuti con l'applicazione del modello numerico PMS. Direzione dell'attacco ondoso al largo 225 °N.

Questa dissimmetria idrodinamica può almeno in parte contribuire a spiegare la differente morfologia delle due linee di riva settentrionale e meridionale del saliente. La posizione dei frangenti più esterni è stata assunta avendo a riferimento i massimi dei *radiation stress* il cui campo di distribuzione è riportato nelle tre figure.

Circolazione delle correnti prodotte dal moto ondoso

Il calcolo delle correnti prodotte dal moto ondoso è stato eseguito applicando il modulo Hydrodynamic HD del MIKE 21 (DHI, 2008c) che calcola il campo delle velocità integrate nel tirante idrico applicando le equazioni di continuità e della quantità di moto (Abbott et al., 1973; Abbott, 1979). Le forzanti messe in conto sono i gradienti del campo di radiation stress. Non sono state considerate le forzanti del vento e mareali. La modellazione ha interessato aree identiche a quelle del calcolo del PMS, ma con maglie quadrate di dimensioni doppie.

Nelle Figure 10, 11 e 12 sono riportati i risultati dei calcoli dei campi di velocità delle correnti prodotte dalle tre OME. Il campo di velocità prodotto dal moto ondoso da 135 °N è diretto verso sud (Fig. 10), con una deviazione attorno allo scoglio che protegge il saliente. Come è stato osservato anche dagli studi citati in premessa, è presente una corrente che tracimando sullo scoglio si dirige verso il saliente.

Lungo riva, la circolazione generale della corrente prodotta dal moto ondoso da 145 °N che è quasi perpendicolare alla linea di riferimento (Fig. 3), è ancora diretta da nord a sud, ma in questo caso l'intensità della corrente è sensibilmente inferiore (Fig. 11). Si notano due vortici antiorari a nord e a sud del saliente a cui sono associate le correnti che circolano attorno allo scoglio. Anche in questo caso è presente una corrente che tracima sullo scoglio. La Figura 12 mostra il campo di velocità della corrente prodotta dal moto ondoso da 225 °N che sotto costa è diretta verso nord. Anche in questo caso la corrente circola attorno allo scoglio dal quale risulta deviata.

Rispetto ai risultati dei modelli numerici di Ranasinghe et al. (2006) si nota una sostanziale differenza dei campi di velocità delle correnti. Infatti le correnti ottenute da questi autori risultano sempre dirette contro l'ostacolo, senza mai circolarvi attorno.

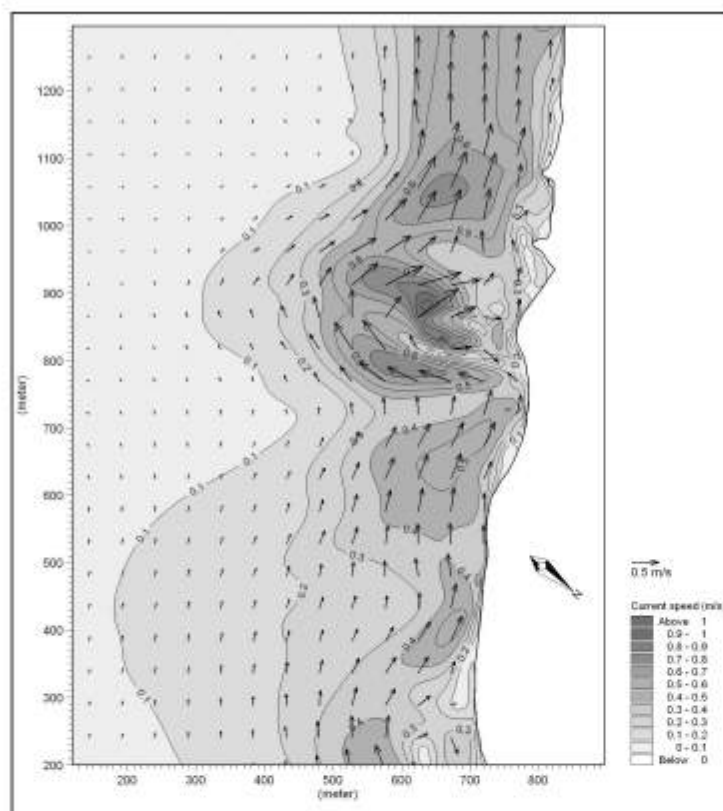


Figura 10 - Campo di velocità delle correnti indotte dal moto ondoso da 135 °N ottenuto con l'applicazione del modello numerico HD.

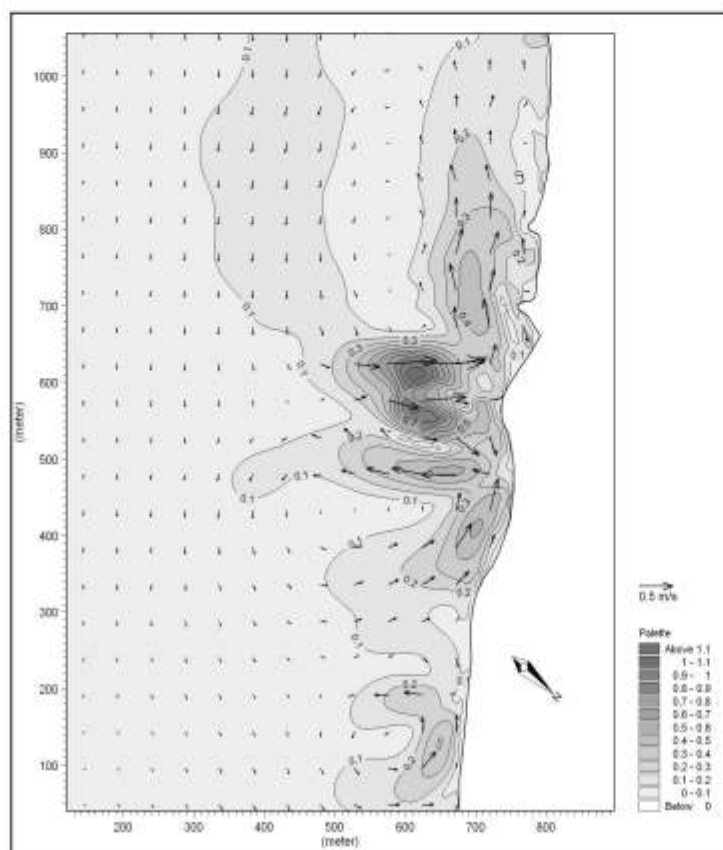


Figura 11 - Campo di velocità delle correnti indotte dal moto ondoso da 145 °N ottenuto con l'applicazione del modello numerico HD.

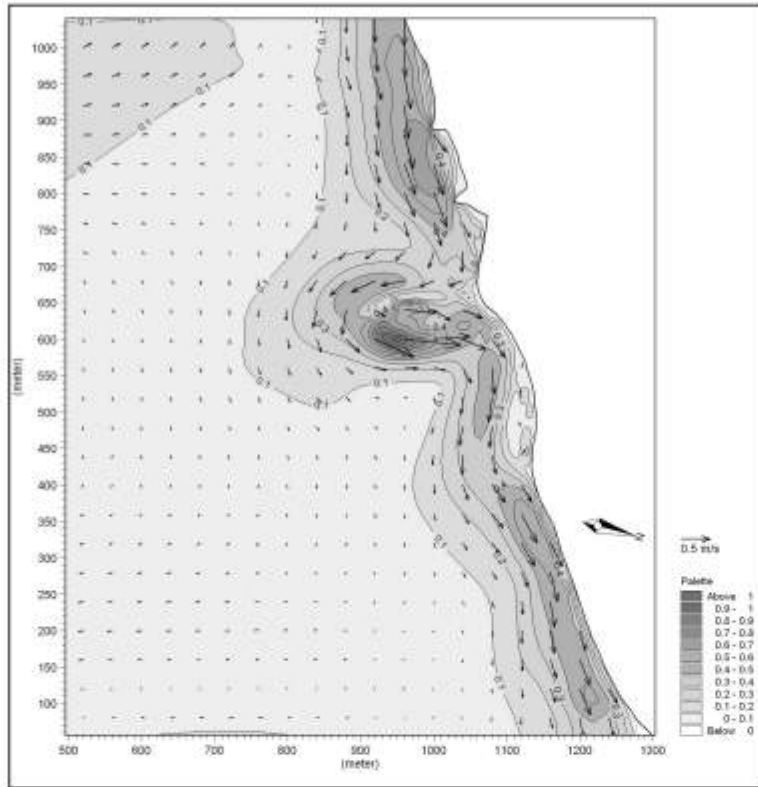


Figura 12 - Campo di velocità delle correnti indotte dal moto ondoso da 225 °N ottenuto con l'applicazione del modello numerico HD.

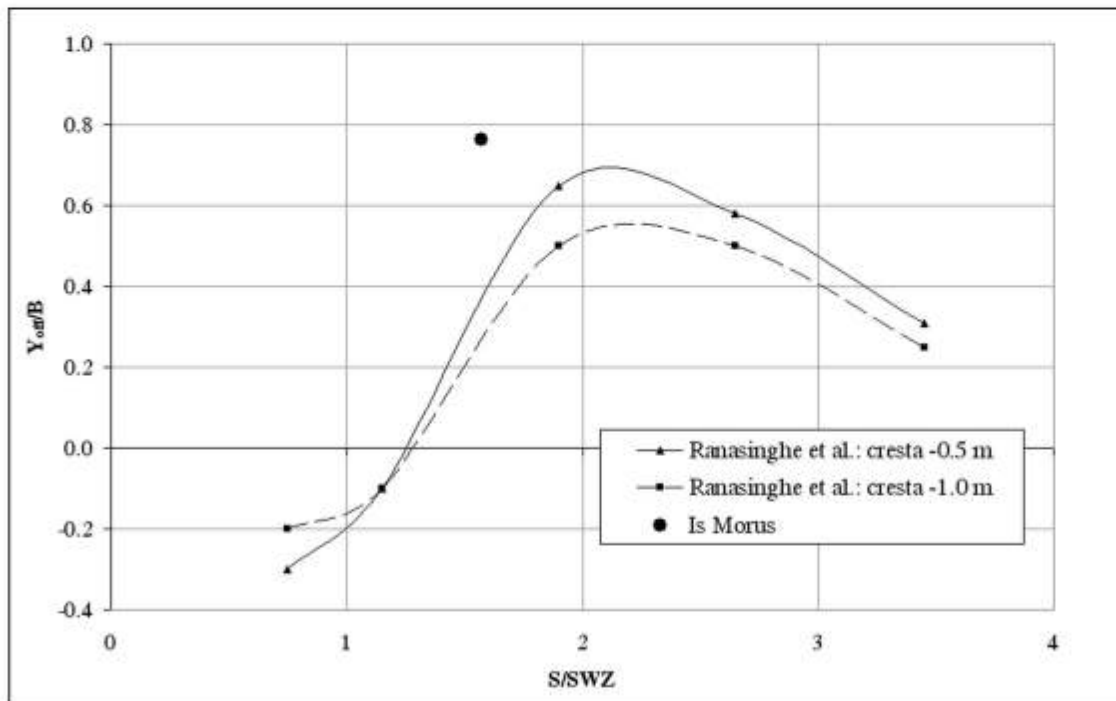


Figura 13 - Aggetto del saliente di Is Morus (riferito alla linea dei frangenti esterni prodotti dal moto ondoso da 145°N, con buona approssimazione perpendicolare alla riva) raffrontato con i risultati dello studio di Ranasinghe et al. (2006) (riferito al moto ondoso perpendicolare alla riva).

Il diverso comportamento può essere dovuto alla diversa forma dei due ostacoli: l'ostacolo artificiale di forma triangolare di Ranasinghe et al. contro lo scoglio naturale di forma approssimativamente tronco-conica, ma molto irregolare, del presente studio. Un'altra ragione può essere la forma rettilinea della linea di riva con un fondale piano acclive contro la batimetria naturale complessa del presente studio, la cui spiaggia è stata in precedenza definita come un *pocket beach salient*.

Accumulo di sedimenti a ridosso dello scoglio

Ranasinghe et al. (2006) hanno fornito i risultati della capacità di accumulo di sedimenti a ridosso del frangiflutti sommerso di loro progettazione (Fig. 13) mediante due diagrammi che riportano in ascisse la distanza del vertice lato mare del frangiflutti dalla linea di riferimento rapportata alla distanza della linea dei frangenti più esterni e in ordinate il rapporto tra l'ampiezza del saliente Y_{off} e la larghezza B del frangiflutti.

Sulla base di questi risultati, nella Figura 13 è riportata la posizione dell'oggetto del saliente di Is Morus riferito alla linea dei frangenti prodotti dal moto ondoso da $145^\circ N$ (praticamente normale alla linea di riferimento), i cui risultati sono paragonabili con quelli di Ranasinghe et al.

Come mostra la figura l'oggetto è superiore a quanto ottenuto da Ranasinghe et al. forse a causa della diversa forma dell'ostacolo di Is Morus, ma anche a causa della sua minore sommergenza rispetto al frangiflutti studiato dai suddetti autori.

Conclusioni

Il saliente di Is Morus appare abbastanza in linea con la morfologia dei salienti risultanti dalla letteratura; si tratta di un *pocket beach salient* che però si discosta, per la dissimmetria dei promontori che lo contengono, dalla forma simmetrica definita da Black e Andrews (2001). Dissimmetria riscontrata anche con il moto ondoso sotto costa delle onde morfologicamente equivalenti (OME).

I campi di velocità delle correnti sotto costa prodotte dal moto ondoso delle OME si presentano sempre con una direzione longitudinale. In corrispondenza dello scoglio sommerso, i campi di velocità subiscono una deviazione, allontanandosi dalla riva a monte di esso e ritornando verso riva a valle. Si nota sempre una corrente che tracima sullo scoglio, come nei casi studiati da Ranasinghe et al. (2006) per i frangiflutti sommersi di forma planimetrica triangolare. Però a differenza di quanto riportato da questi autori, in cui le correnti di moto ondoso non aggirano l'ostacolo, ma lo superano restando dirette contro la riva, nel presente studio le correnti circondano sempre l'ostacolo. La causa di questa differenza è da attribuirsi alle diverse forme del frangiflutti artificiale rispetto allo scoglio naturale.

Un altro aspetto interessante riguarda la prominenza del saliente di Is Morus la cui lunghezza che misura la capacità dell'ostacolo di accumulare sedimenti, è risultata superiore a quella ottenuta da Ranasinghe et al. (2006). Questa maggiore efficacia protettiva dell'ostacolo naturale oggetto del presente studio è dovuta verosimilmente alla diversa forma ed alla minore sommergenza rispetto al frangiflutti, ma anche all'effetto combinato dell'ostacolo e della pocket beach, da cui deriva il diverso comportamento rispetto al frangiflutti di Ranasinghe et al. (2006) inserito a protezione di una spiaggia rettilinea.

Ringraziamenti

Gli Autori ringraziano l'Autorità Portuale di Cagliari per aver messo a disposizione i dati del clima ondoso, senza i quali questo articolo non sarebbe stato possibile.

Bibliografia

- Abbott M.B. (1979) - *Computational Hydraulics-Element of the theory of free surface flows*. Pitman, London.
- Abbott M.B., Damsgaard A. e Rodenhuis G. S. (1973) - *System 21 Jupiter. A design system for two-dimensional nearly-horizontal flows*. Journal Hydraulic Research, 1.
- Black K. e Andrews C. (2001) - *Sandy shoreline response to offshore obstacles: Part I. Salient and tombolo geometry*

- and shape*. Journal of Coastal Research, Special Issue 29 Natural and Artificial Reefs for Surfing and Coastal Protection: 82-93.
- Danish Hydraulic Institute (2008a) - *MIKE 21 Nearshore Spectral Wind-Wave Module*. Release 2008. User Guide and Scientific Documentation.
- Danish Hydraulic Institute (2008b) - *MIKE 21 Parabolic Mild-Slope Wave Module*. Release 2008. User Guide and Scientific Documentation.
- Danish Hydraulic Institute (2008c) - *MIKE 21 Hydrodynamic Module*. Release 2008. User Guide and Scientific Documentation.
- Dean R.G., Chen R. e Browder A.E. (1997) - *Full scale monitoring study of a submerged breakwater*. Coastal Engineering, 29: 291-315.
- Holtuijensen L.H., Booij N. e Herbers T.H.C. (1989) - *A prediction model for stationary, short created waves in shallow water with ambient currents*. Coastal Engineering, 13: 23-54.
- Hsu J.R.C. e Silvester R. (1990) - *Accretion behind single offshore breakwater*. Journal of Waterway, Ports, Coastal and Ocean Engineering, 116: 362-381.
- Kirby J.T. (1986) - *Rational approximations in the parabolic equation method for water waves*. Coastal Engineering, 10: 355-378.
- Kobayashi H., Tanaka T. e Shoyama S. (1985) - *Beach nourishment in Yokohama Marine Park*. PIANC 26th International Navigation Congress.
- Loveless J. e MacLeod B. (1999) - *The influence of set-up currents on sediment movement behind detached breakwater*. Proceeding Coastal Sediments '99, ASCE, Long Island, USA, 2026-2041.
- Mancinelli A., Aminti P.L., Archetti R., Arzeni A., Canu V., Cappiotti L., Lorenzoni C. e Zanuttingh B. (2005) - *Opere di difesa realizzate con strutture sommerse ed a cresta bassa ad Alghero (SS), Perd'e Sali (CA), Marina di Massa (MS), Marina di Pisa (PI), Porto di Recanati (MC), Marina di Montemarciano (AN), Lido di Dante (RA) e Pellestrina (VE)*. Studi Costieri, 9: 7-50.
- Munk, W.H. (1949) - *The solitary wave theory and its application to surf problems*. Annals of the New York academy of sciences, Vol. 51: 376-462.
- Nobuoka H., Irie L., Kato H. e Mimura N. (1996) - *Regulation of nearshore circulation by submerged breakwater for shore protection*. Proceedings of 25th International Conference on Coastal Engineering, ASCE, Orlando, USA, 2391-2403.
- Ranasinghe R. e Turner J.L. (2006) - *Shoreline response to submerged structures: A Review*. Coastal Engineering, 53: 65-79.
- Ranasinghe R., Turner J.L. e Symonds G. (2006) - *Shoreline response to multi-functional surfing reefs: A numerical and physical modelling study*. Coastal Engineering, 53: 589-611.
- Shore Protection Manual (1984) - *US Army Coastal Engineering Research Center, Dept. of the Army, Corps of Engineers*. 4th ed., Vol.1 and Vol.2, Washington, DC.
- Zyserman J.A. e Johnson K.H. (2002) - *Modelling morphological processes in the vicinity of shore-parallel breakwaters*. Coastal Engineering, 45: 261-284.

Ricevuto il 01/04/2009, accettato il 22/09/2009.

Modellazione numerica del moto ondoso su barriere frangiflutti sommerse porose

Fabio Dentale¹, Eugenio Pugliese Carratelli^{1,2}, Sebastiano Pane³

¹ Dipartimento di Ingegneria Civile - Università degli Studi di Salerno

² C.U.G.Ri. - Consorzio inter-Universitario per la Previsione e Prevenzione Grandi Rischi

³ Ingegnere Senior

Riassunto

Nel presente lavoro sono riportati alcuni dei risultati ottenuti da modellazioni numeriche bidimensionali, realizzate allo scopo di studiare il complesso fenomeno di interazione che si instaura tra il moto ondoso regolare ed una struttura porosa a cresta bassa.

Le simulazioni sono state realizzate sulla base di un approccio innovativo: il moto di filtrazione all'interno degli interstizi, normalmente presenti nelle opere frangiflutti a gettata, non è valutato mediante l'utilizzo del modello "mezzo poroso" impiegato ad esempio da Hsu et al. (2002) e Lara et al. (2006), ma integrando le equazioni di Navier-Stokes mediate alla Reynolds (RANS) all'interno dei vuoti. Pertanto la struttura è stata modellata così come avviene nella realtà costruttiva mediante la sovrapposizione di singoli elementi tridimensionali e la griglia di calcolo numerico è stata infittita al punto tale da avere dei nodi computazionali all'interno dei meati.

Infine, per avere una validazione preliminare della metodologia proposta, il coefficiente di trasmissione K_t , calcolato con le simulazioni numeriche, è stato confrontato con alcune teorie empiriche e dati sperimentali, dando particolare rilevanza all'influenza che può avere su tale fenomeno la geometria dell'opera.

Parole chiave: difesa costiera, CFD, coefficiente di trasmissione, strutture a cresta bassa, porosità.

Abstract

In this article, we present some of the results obtained in two-dimensional numerical modeling applied with the scope of investigating the complex interaction phenomena that occur between regular waves and a porous submerged structure.

Simulations were conducted using an innovative approach: filtration motion of the fluid within the interstices, which normally exist in a breakwater, is estimated by integrating Navier-Stokes equations with a RNG turbulence model, and not using classical equations for filtration (porous media). Therefore, the structure was modeled, as it happens in the full size construction, by overlapping three-dimensional elements. Computational grid for the numerical solution was thickened in such a way to have computational nodes along the flow paths among the breakwater blocks. Preliminary validation of the approach proposed was carried out by comparing the numerical transmission coefficient with empirical formulas and experimental data.

Keywords: coastal defence, CFD, transmission coefficient, low-crested structures, porosity.

Introduzione

Per studiare al meglio le interazioni che si instaurano tra il moto ondoso e le strutture marittime è indispensabile il ricorso all'uso di modelli sperimentali; negli ultimi anni però lo sviluppo delle tecniche numeriche ha reso sempre più frequente l'impiego delle modellistica matematica, spesso integrata con quella fisica in vista anche della necessità di calibrare i risultati con i dati di laboratorio.

Nonostante le semplificazioni, visti i fenomeni analizzati, i primi metodi che hanno fornito indicazioni interessanti sono sicuramente quelli che prevedevano l'impiego delle cosiddette equazioni Non Linear Shallow Water (NLSW) (Giarrusso et al., 2003) e delle equazioni di Bussinesq (Madsen et al., 1997; Carevic et al., 2009).

Tuttavia, è con l'integrazione numerica delle Navier-Stokes e sue derivate (RANS - VARANS) che si sono ottenuti i migliori risultati. Esempi, senza pretesa di completezza, si possono considerare i lavori di Karim et al. (2009), Greben et al. (2008), Hsu et al. (2008), Lara et al. (2008), Lin et al. (2007), Lara et al. (2006), Garcia et al. (2004), Ting et al. (2004), Hur et al. (2003), Huang et al. (2003), Hsu et al. (2002), Requejo et al. (2002), Tirindelli et al. (2000), Lin et al. (1998), van Gent (1995).

Alcuni aspetti, però, restano ancora difficili da studiare mediante l'approccio numerico, in particolare per le strutture a gettata, composte cioè da massi o blocchi di calcestruzzo, dove il moto all'interno dei meati è fortemente non stazionario ed, a volte, anche bifasico per la presenza di aria.

In questi casi le possibili soluzioni al problema sono generalmente trattate secondo due differenti approcci.

Il primo, di semplice impiego, è basato sull'ipotesi che la geometria porosa, pur influenzando il fenomeno, non abbia un rilievo predominante sulle caratteristiche di movimento del fluido e, quindi, l'elemento solido è considerato all'interno del dominio di calcolo come un unico blocco impermeabile trascurando gli effetti della porosità. Le equazioni, qualunque sia la loro forma, vengono discretizzate alle differenze finite su una maglia che presenta dei nodi di calcolo nulli in corrispondenza dell'opera. È evidente che più fitta è la griglia di calcolo, maggiori sono i punti di frontiera posizionati sulle superfici di contatto liquido-solido, maggiore è l'accuratezza del calcolo soprattutto per ciò che concerne le interazioni.

La seconda metodologia ("mezzo poroso"), ormai abbastanza diffusa, ritenendo invece non trascurabile l'influenza della porosità sulle caratteristiche idrodinamiche del fluido, prevede che in corrispondenza della gettata le equazioni siano modificate per tener conto del moto di filtrazione (Darcy o Forchheimer a seconda che si consideri la perdita di carico lineare o quadratica). In pratica, si introduce un termine aggiuntivo che riproduce le interazioni del fluido con i meati interni, mediante coefficienti omogenei per tutta l'estensione del dominio filtrante. Un esempio applicativo, in ambito marittimo, è sintetizzato in Hsu et al. (2002), successivamente implementato nel codice numerico COBRAS ed infine perfezionato da Lara et al. (2006).

Nonostante tale metodologia abbia fornito validissimi risultati è opinione degli Autori che in molte situazioni caratterizzate da massi di dimensioni tali che il numero di Reynolds raggiunga valori alti il metodo non sia completamente adeguato. Inoltre, da una parte la necessità di calibrazione dei parametri numerici legati alla risoluzione del moto all'interno del mezzo poroso, dall'altra il considerare volumi di controllo più grandi della scala dei percorsi random della gettata, porta necessariamente a trascurarne gli aspetti convettivi e la struttura della turbolenza.

Infatti, come affermato da Hsu et al. (2002): *"In studying water wave and porous-structure interactions, it is still not practical to resolve the intrinsic flow field inside pores, whose geometry is usually random. It is more manageable if the flow equations are averaged over a volume that is larger than the characteristic pore size and is much smaller than the scale of the spatial variation of the physical variables in the flow domain"*.

Partendo da questa considerazione e visti i progressi della tecnologia è possibile definire un approccio più dettagliato e quindi innovativo rispetto ai precedenti: la struttura solida con cui interagisce la corrente fluida è ricostruita all'interno del dominio di calcolo numerico mediante la sovrapposizione di singoli elementi, disposti in modo tale da formare un dominio di calcolo costituito dagli spazi vuoti delimitati dai blocchi. In questo modo è possibile valutare direttamente i fenomeni fluidodinamici all'interno dell'opera, tenendo conto degli effetti idrodinamici completi, comprensivi dei termini convettivi, ed eventualmente della turbolenza.

Pertanto, al fine di validare l'applicabilità della procedura e comprendere l'effetto della porosità sul fenomeno di interazione tra moto ondoso e struttura, per quanto riguarda la sagoma della barriera soffolta sono state considerate tre geometrie differenti (solida, completamente porosa, solida-porosa) stimando i moti turbolenti mediante il modello ReNormalization-Group (RNG) che si basa sull'approccio Reynolds Averaged Navier-Stokes (RANS).

Infine con i risultati ottenuti è stata condotta una validazione preliminare utilizzando alcuni parametri fondamentali, come ad esempio il coefficiente di trasmissione K_r , per il quale sono disponibili formule empiriche (Van der Meer e Daemen, 1994; D'Angramond et al., 1996; Seabrook e Hall, 1998) e dati sperimentali (Cappietti et al., 2006).

Modello di calcolo ed attacchi ondosi

Per le simulazioni è stato impiegato il codice numerico (FLOW-3D) che utilizza tecniche computazionali di calcolo delle grandezze fluidodinamiche e della superficie libera basate sulle equazioni RANS, insieme a diverse tecniche per la determinazione degli sforzi turbolenti, tra i quali k- ϵ , RNG o LES. Per quanto riguarda la rappresentazione dell'andamento della superficie libera nel tempo, questa viene determinata mediante il metodo VOF (Volume Of Fluid) (Hirt e Nichols, 1981). Invece, per quanto riguarda la schematizzazione delle geometrie complesse, come quelle descritte nel presente articolo, il programma si avvale della tecnica di rappresentazione FAVORTM, Fractional Area/Volume Of Fluid.

Le capacità del software nel riprodurre i problemi di idrodinamica costiera, sono equivalenti a quelle attualmente disponibili (modello COBRAS ed altri), come evidenziato in Dentale et al. (2008).

Per definire la geometria della barriera da introdurre nel dominio di calcolo è stato necessario scegliere a priori la profondità a cui essa è posta. Considerando la onerosità computazionale che avrebbe comportato una quota di imbasamento elevata, si è ritenuto opportuno non andare oltre i 4 m, che risulta essere una scelta frequente in molte realtà progettuali. La sommergenza (R_c) è stata fissata ad un valore prossimo a -0.58 m mentre per quanto riguarda la lunghezza della berma e l'inclinazione dei lati obliqui si sono scelte delle dimensioni che permettono un'opportuna interazione con il moto ondoso incidente. È opportuno precisare che, per semplificazione, le pendenze dal lato mare e dal lato terra sono state scelte uguali. Sulla base delle dimensioni individuate secondo i criteri esposti in precedenza ed al fine di valutare l'effetto della porosità sono stati messi a confronto diversi schemi geometrici: barriera impermeabile, rappresenta mediante un unico blocco solido (in seguito denominata *bar_solid*); barriera permeabile, completamente porosa con una sagoma realizzata sovrapponendo elementi sferici (in seguito denominata *bar_perm*); ed infine, per avvicinarsi maggiormente alle realtà progettuale, è stata considerata anche una barriera parzialmente porosa che presenta una mantellata composta da due strati di sfere ed un nucleo interno di forma trapezoidale impermeabile (in seguito denominata *bar_core*) (Fig. 1).

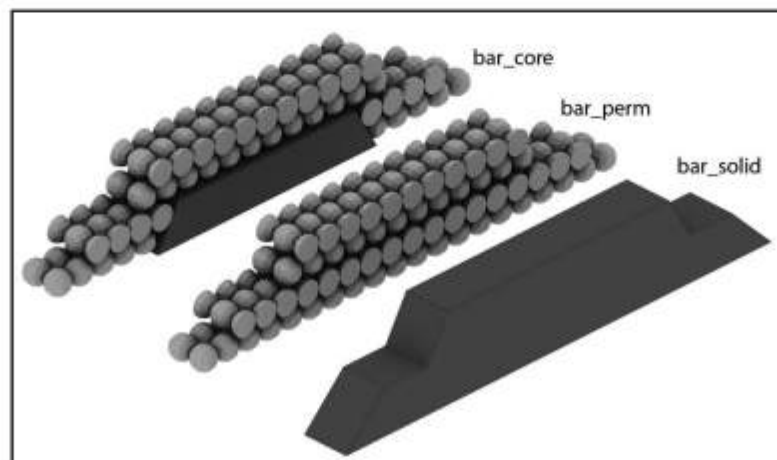


Figura 1 - Rappresentazione 3D delle tipologie di barriere utilizzate.

In questi ultimi due casi la dimensione delle sfere ($D_{50}=0.95$ m) sono state determinate sulla base del criterio di stabilità proposto da Van der Meer (1990).

Definite le geometrie tridimensionali, si è scelto in questa fase, di realizzare delle simulazioni bidimensionali, pertanto è stato necessario sviluppare una rappresentazione 2D dei modelli geometrici.

Per quanto riguarda la barriera impermeabile chiaramente questo problema non si pone dato che presenta sezioni trasversali omogenee. Il problema risulta essere evidente per la barriera composta da sfere e per la barriera con nucleo interno e mantellata; le barriere sono state quindi sezionate trasversalmente con un piano (Fig. 2), ottenendo così un'impronta che fornisce un modello geometrico bidimensionale in cui l'opera è idealizzata mediante la sovrapposizione di cilindri e l'acqua si muove in canali con dimensioni medie rispetto a quelli ricostruiti nel modello tridimensionale. Il dominio di calcolo è analizzato con una *mesh* non uniforme (Fig. 3a), più fitta in corrispondenza della barriera dove è prevista un'idrodinamica più complessa.

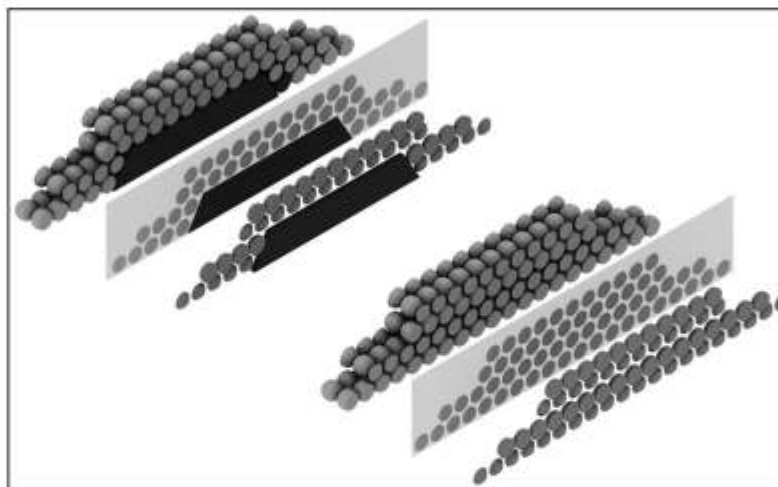


Figura 2 - Barriere permeabili sezionate per il passaggio alla rappresentazione 2D.

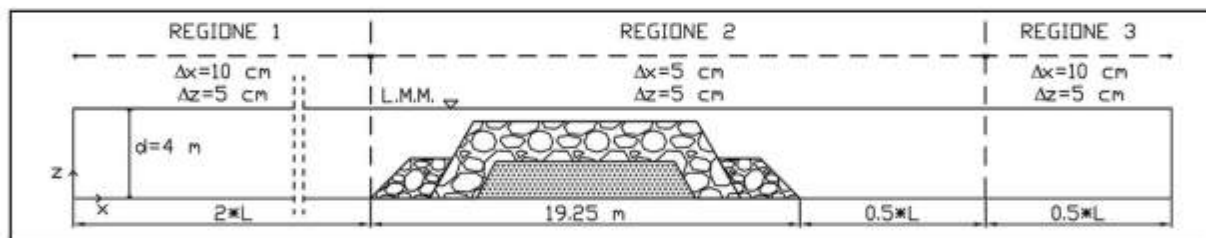


Figura 3a - Geometria del canale in presenza di barriera.

La dimensione delle celle più piccole è tale da ottenere un numero adeguato di nodi di calcolo all'interno dei meati delle strutture porose in modo da poter valutare direttamente i processi di filtrazione (Fig. 3b).

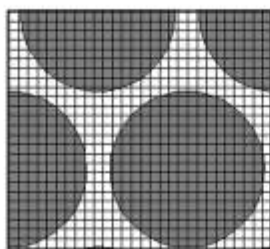


Figura 3b - Griglia di calcolo interna ai meati.

Le caratteristiche geometriche del dominio di calcolo, variabili in funzione dell'onda utilizzata, possono essere sintetizzate come segue (Tab. 1).

Tabella 1 - Grandezze del modello di calcolo 2D in presenza di ostacoli.

Profondità iniziale (d)			
4.00 m			
REGIONE 1			
Lunghezza x	Altezza z	Dx	Dz
2*L	6.25 m	10 cm	5 cm
REGIONE 2			
Lunghezza x	Altezza z	Dx	Dz
19.25m(barriera)+0.5*L	6.25 m	5 cm	5 cm
REGIONE 3			
Lunghezza x	altezza z	Dx	Dz
0.5*L	6.25 m	10 cm	5 cm

Al fine di una corretta valutazione del comportamento idrodinamico del moto ondoso su una barriera mediante il coefficiente di trasmissione è opportuno valutare l'onda incidente in assenza di barriere (Cappietti et al., 2006), pertanto, sono state effettuate analoghe modellazioni senza opere. In questo caso le caratteristiche geometriche del modello, anch'esse dipendenti dall'onda utilizzata, sono così sintetizzate:

Tabella 2 - Grandezze del modello di calcolo 2D in assenza di ostacoli.

$T_c (s)$	<i>A largo</i>		<i>Sottocosta (d=10m)</i>	
	$H_c (m)$	$DirH (^{\circ}N)$	$H_c (m)$	$DirH (^{\circ}N)$
7.16	2.25	135	2.04	136
6.14	1.25	145	1.58	143
6.69	1.75	225	0.90	185

Per quanto concerne le caratteristiche del moto ondoso regolare (H,T), queste sono state individuate sulla base dell'ipotesi che il fenomeno del frangimento dovesse verificarsi solo durante il passaggio sulla barriera, valutando la rottura mediante il criterio semplificato ($H/d=0.78$):

Tabella 3 - Caratteristiche delle onde simulate.

<i>Caso</i>	H [m]	T [s]	L [m]
a	1.00	3.43	16.65
b	2.00	4.85	26.91
c	3.00	5.94	34.37

Coefficiente K_t - Risultati

Il passaggio di un'onda su una barriera determina una dissipazione energetica che si traduce in una riduzione del moto ondoso trasmesso, la cui entità dipende sia dalle caratteristiche dell'onda incidente sia dal tipo di struttura con cui interagisce l'onda stessa.

Inizialmente, nonostante il moto ondoso incidente sia regolare, per valutare il fenomeno di interazione è stato utilizzato come parametro di analisi l'altezza d'onda H_{m0} , determinata in diverse posizioni del dominio numerico. I punti di calcolo utilizzati sono stati scelti con intervallo spaziale pari ad 1/8 della lunghezza d'onda sia

per la zona antistante le opere sia per quella a valle, mentre per quanto riguarda la zona occupata dalla barriera si sono considerati soltanto cinque punti. L'andamento delle H_{m0} per le simulazioni a, b e c è riportato nei grafici delle Figure 4÷6.

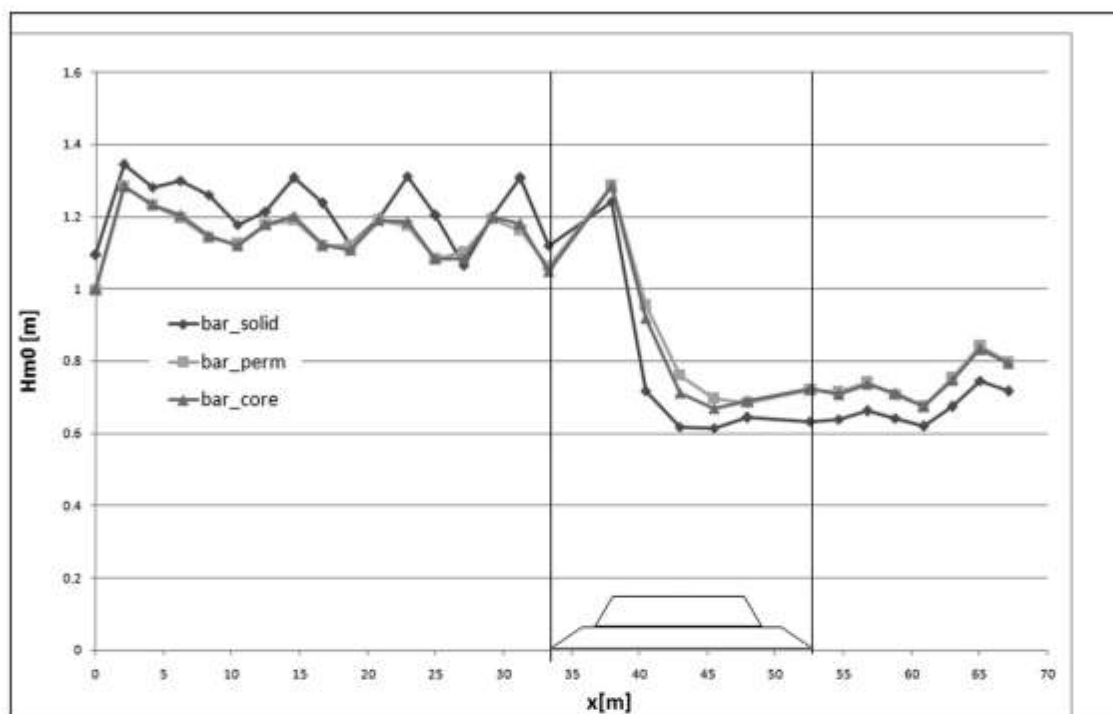


Figura 4 - Andamento l'altezza d'onda significativa H_{m0} nel caso a.

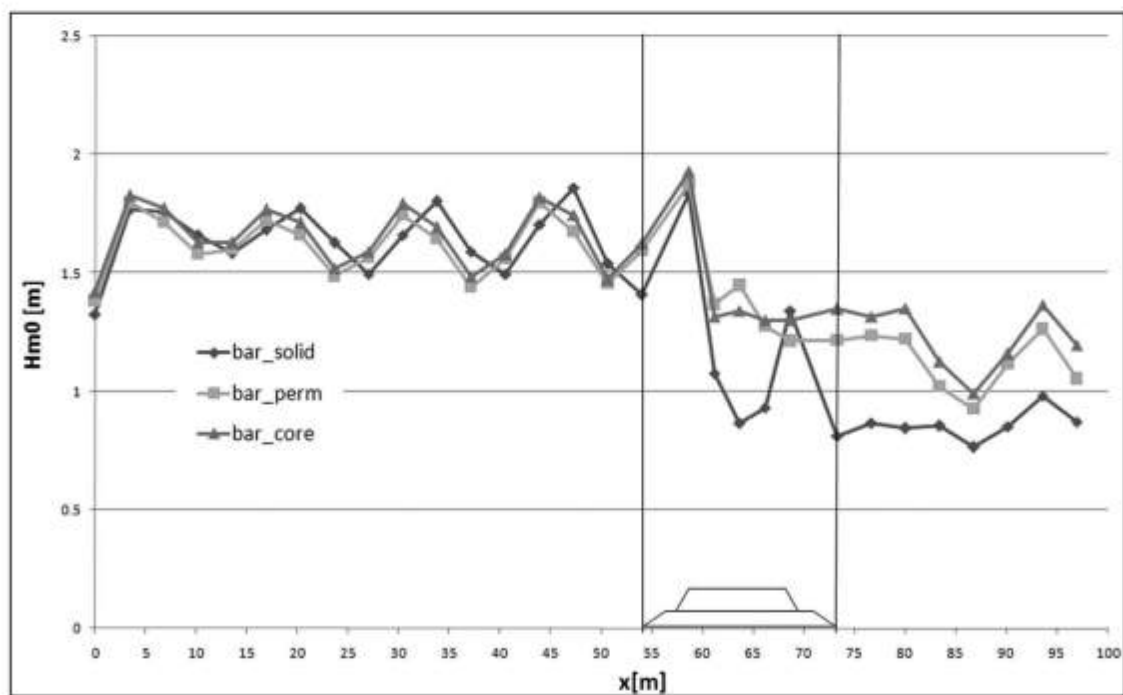
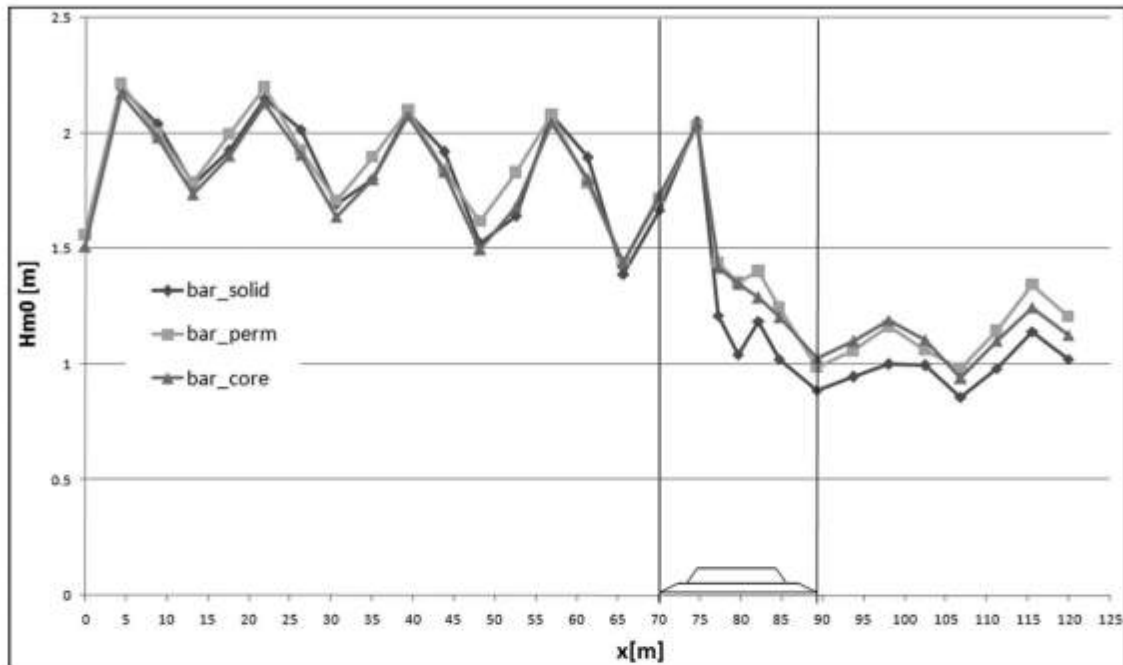


Figura 5 - Andamento l'altezza d'onda significativa H_{m0} nel caso b.

Figura 6 - Andamento l'altezza d'onda significativa H_{m0} nel caso c.

Dalle Figure 4÷6 si evince che la struttura impermeabile tende ad interagire maggiormente con il moto ondoso incidente determinandone una riduzione superiore rispetto all'opera permeabile o parzialmente permeabile. Le oscillazioni, antistanti la barriera, possono essere dovute alla riflessione indotta dalla presenza dell'opera e quindi ad un effetto fisico riprodotto dal calcolo.

Successivamente, sempre al fine di comprendere al meglio il comportamento di quanto numericamente simulato, si è passati alla valutazione del coefficiente K_t definito come il rapporto tra l'altezza d'onda H_{m0t} trasmessa nella zona protetta dalla struttura e l'altezza d'onda incidente H_{m0i} , quest'ultima valutata attraverso l'analisi del moto in assenza di ostacoli (Cappietti et al., 2006) in corrispondenza della probe posizionata ad una distanza pari $2L$ dall'origine del modello numerico (Tab. 4).

Tabella 4 - Caratteristiche del moto ondoso incidente.

Onda incidente caso	H_{m0i} [m]	T_{si} [s]
a	1.397	3.42
b	1.840	4.78
c	1.937	5.60

Per quanto riguarda, invece, la posizione geometrica a cui valutare l'onda trasmessa H_{m0t} questa è stata calcolata nella zona protetta a diverse distanze dal piede della struttura. È importante considerare che, nell'immediata vicinanza dell'opera, l'onda in uscita presenta uno stato turbolento che non permette uno studio significativo del fenomeno stesso. Per questo motivo si è deciso di fissare il primo punto di analisi del parametro K_t ad una distanza dalla struttura pari ad $1/2$ della lunghezza dell'onda in oggetto, mentre i successivi punti sono stati individuati con un passo uguale $1/8$ della lunghezza d'onda. Anche con questa tipologia di analisi risulta che utilizzando un'opera completamente impermeabile si determinano maggiori interazioni con il moto ondoso al

punto tale che si potrebbe pensare ad una maggiore capacità dissipativa da parte di tali strutture. Conferma di ciò è riscontrabile dalla successiva elaborazione effettuata, sintesi dei risultati ottenuti, in cui si è valutato un K_t medio tra quelli riscontrati nelle diverse posizioni.

Nella Figura 7 è evidente una maggiore trasmissione di moto ondoso da parte delle strutture che presentano una certa porosità.

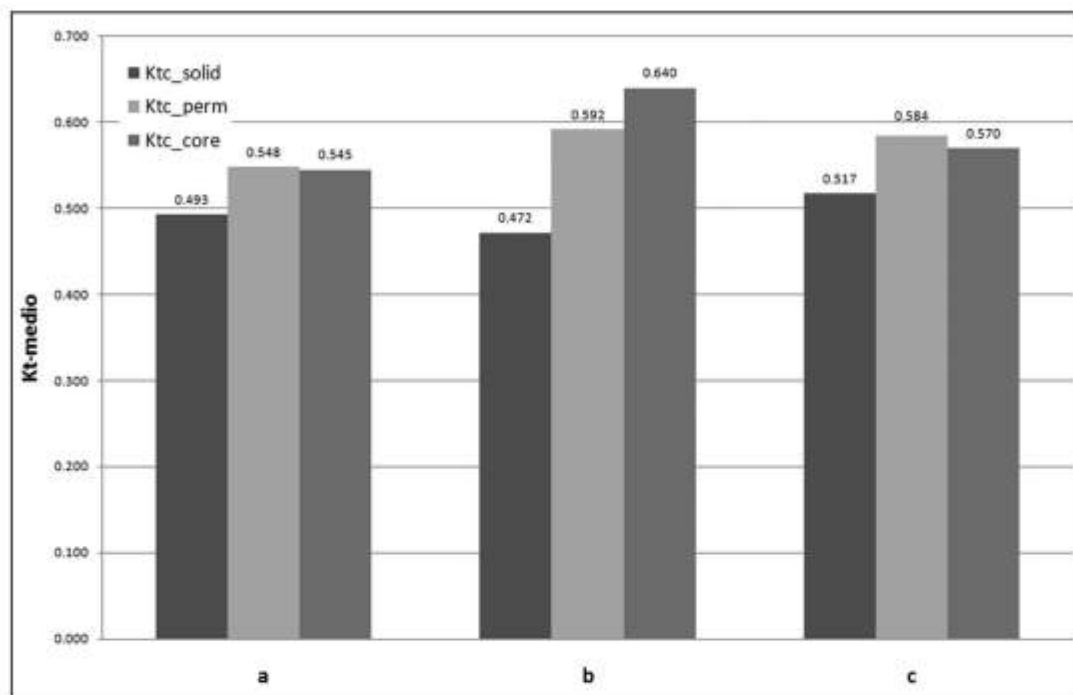


Figura 7 - Confronto dei valori di K_t medi a tergo della struttura per le diverse caratteristiche d'onda e per le diverse tipologie di strutture.

Se questo risultato corrispondesse alla realtà, una progettazione che non tenesse conto dell'effetto di permeabilità della struttura andrebbe incontro ad una sottostima dell'onda trasmessa, a svantaggio di sicurezza. Tali risultati trovano conferma in alcune pubblicazioni in cui è stato studiato l'effetto che comporta la porosità di strutture sia emerse che sommerse sui coefficiente di riflessione K_r , trasmissione K_t e dissipazione energetica K_d .

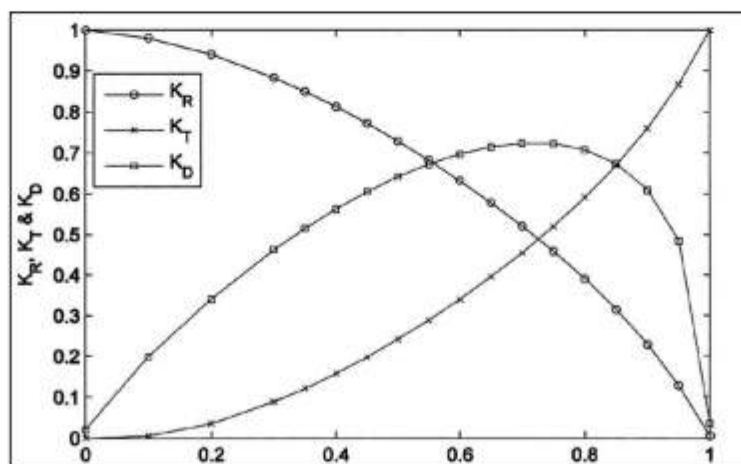


Figura 8 - Effetti della porosità sul coefficiente di riflessione, trasmissione e dissipazione di energia per $a/h = 2,0$ e $d_{50}/h = 0,02$ (Fonte: Lin et al., 2007).

Un esempio sono gli studi numerici su barriere emerse compiuti da Lin et al., nel 2007 (Fig. 8).

In tale grafico il valore di porosità $n=0$ si riferisce a strutture impermeabili mentre $n=1$ a strutture completamente trasparenti, inoltre i rapporti tra la larghezza di berma (a) e il diametro dei massi (d_{50}) con la profondità a cui è posta la barriera (h) sono stati rispettivamente fissati a $a/h=2.0$ e $d_{50}/h=0.02$. Dalla Figura 8 è evidente che con l'aumentare di n il coefficiente di riflessione diminuisce mentre il coefficiente di trasmissione aumenta. Risultati simili sono stati ottenuti sperimentalmente per un frangiflutti poroso con sommergenza della cresta pari a zero da Dattatri et al. (1978), in cui risulta evidente che la trasmissione del moto ondoso aumenta con la porosità.

Per ciò che concerne barriere sommerse, Ting et al. (2004), studiando sperimentalmente gli effetti della porosità sulla trasformazione del moto ondoso che si propaga su tali opere, sono giunti alle stesse conclusioni. È interessante notare che una barriera con porosità molto piccole o molto grandi dissipa meno energia rispetto a frangiflutti con porosità medie. La dissipazione di energia da parte di frangiflutti con porosità molto piccole è piccola, perché la maggior parte dell'energia del moto ondoso si riflette indietro. D'altro canto, frangiflutti con grande porosità trasmettono quasi completamente il moto ondoso. Una spiegazione potrebbe consistere nel fatto che sotto un certo diametro, l'aumento del diametro provoca sia un aumento dei vuoti e quindi della trasmissione, sia un aumento delle rugosità e quindi della dissipazione, mentre sopra una certa soglia, un aumento di diametro comporta un forte aumento dell'energia trasmessa e contemporaneamente una riduzione dell'energia dissipata e di quella riflessa. Andamenti simili dei tre coefficienti prima citati in funzione del rapporto B/D_{50} (B larghezza di berma e D_{50} diametro caratteristico di massi artificiali) sono stati trovati anche da Numata (1976).

Una conferma dell'effettiva capacità di riprodurre il fenomeno investigato in tutti i suoi aspetti è riportato nelle Figure 9 + 11.

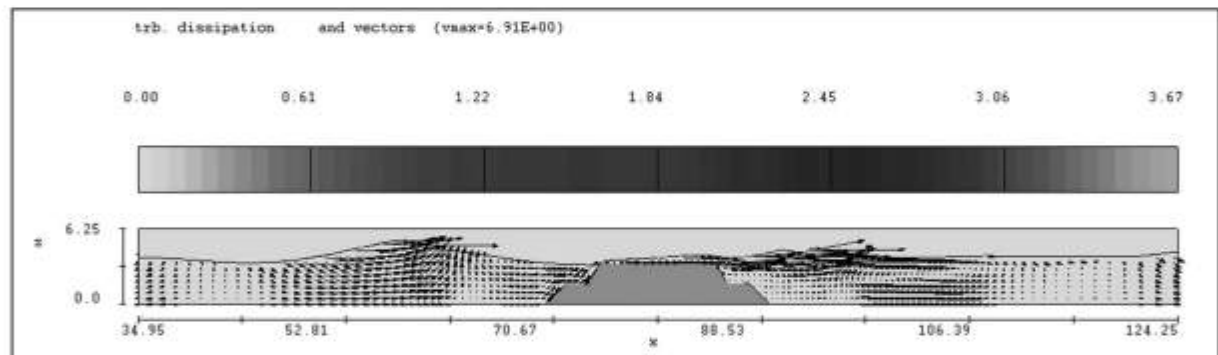


Figura 9 - Campo di velocità e dissipazione di energia cinetica turbolenta determinata dalla bar_solid nell'istante 32.4 s.

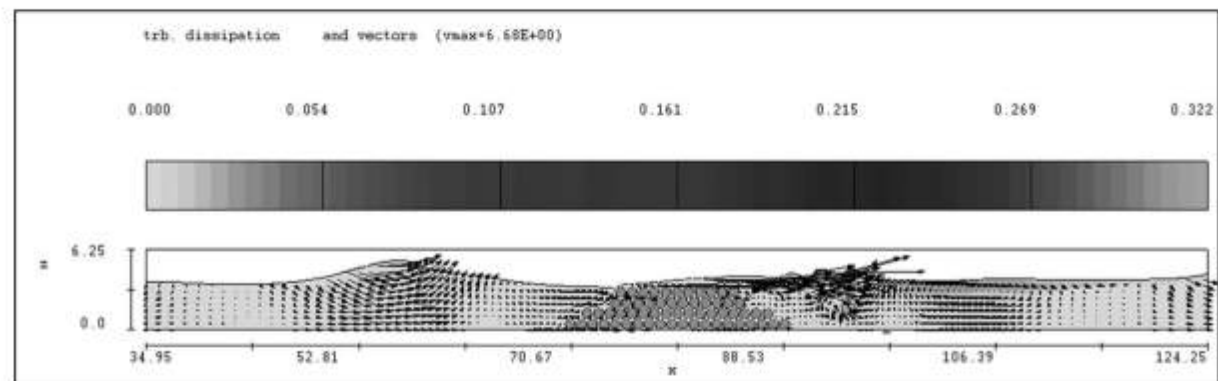


Figura 10 - Campo di velocità e dissipazione di energia cinetica turbolenta determinata dalla bar_perm nell'istante 32.4 s.

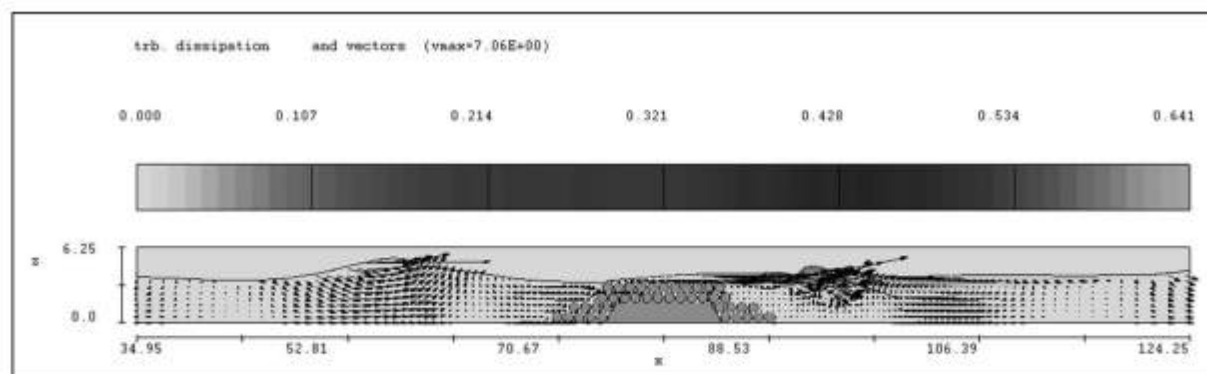


Figura 11 - Campo di velocità e dissipazione di energia cinetica turbolenta determinata dalla bar_core nell'istante 32.4 s.

È evidente, per l'istante temporale considerato ($t=32.4$ s), la presenza di un'onda incidente e di una seconda onda in uscita attenuata in seguito alla propagazione sulla barriera.

Si sottolinea la differenza riscontrabile nei campi di velocità e nelle strutture vorticosi che si generano nella zona protetta a causa delle diverse barriere utilizzate.

Inoltre da tali immagini, in cui viene riportata la dissipazione di energia cinetica turbolenta è nuovamente confermata la maggiore capacità dissipativa della struttura impermeabile.

Per quanto concerne la simulazione numerica dei moti interni alle barriere porose e della capacità di riproduzione dei diversi aspetti connessi con il fenomeno di filtrazione, nella Figura 12 sono riportati l'evoluzione del campo di velocità all'interno e nei pressi della barriera permeabile e l'energia cinetica turbolenta calcolata con il modello RNG.

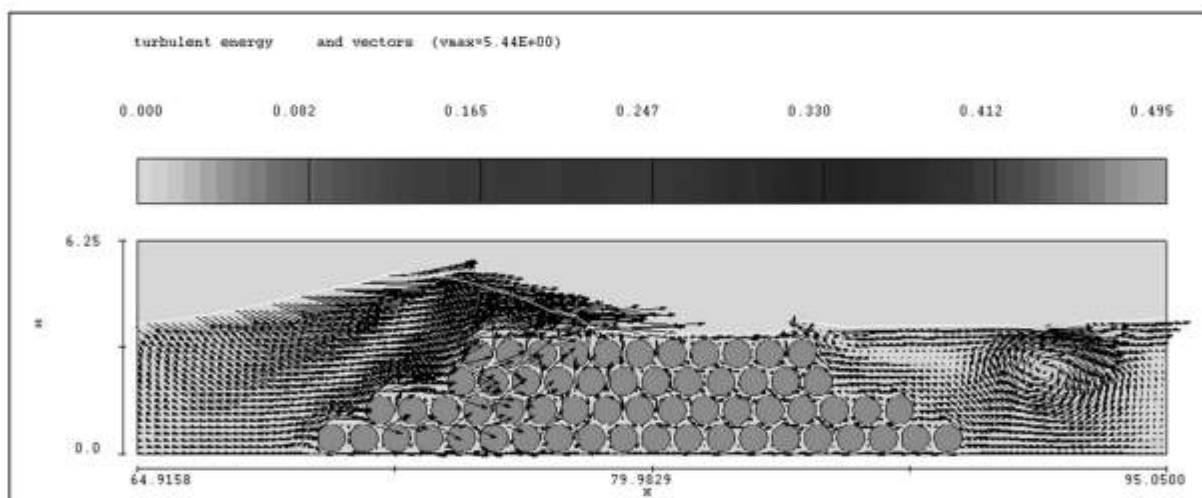


Figura 12 - Campo di velocità ed energia cinetica turbolenta all'interno e nei pressi della bar_perm nell'istante 29.4 s.

Si nota come la griglia di discretizzazione numerica utilizzata permetta di stimare in maniera adeguata la variazione delle grandezze idrodinamiche sia nei meati che lungo il contorno solido dei singoli elementi della mantellata. Inoltre, si riscontra che nella zona protetta (destra della barriera) si generano delle strutture vorticosi ed un innalzamento medio del livello del mare che determina un flusso di ritorno sia all'interno della barriera che al di sopra della cresta.

Confronto con le formule empiriche

Le proprietà previsionali di una procedura così complessa che prevede l'integrazione numerica delle equazioni RANS non può essere verificata solo attraverso il confronto con i parametri forniti dalle semplici e collaudate formule empiriche. Però, visto l'obiettivo del lavoro, che è quello di migliorare la comprensione degli aspetti idrodinamici interni agli strati porosi costituenti l'opera, è opportuno realizzare una verifica dell'attendibilità della metodologia paragonando i risultati ottenuti con quelli di alcune delle principali formule empiriche disponibili in letteratura ed alcuni recenti dati sperimentali.

Utilizzando le caratteristiche di onde incidenti trovate precedentemente ed introducendo nelle formule di Van der Meer-Daemen (1994), D'Angremond et al.(1996), Seabrook e Hall (1998) i parametri caratteristici della barriera permeabile, sono stati trovati i seguenti valori del coefficiente di trasmissione K_t :

Tabella 5 - Coefficienti K_t calcolati con formule empiriche.

	a	b	c
$K_t(\text{VM_D})$	0.277	0.371	0.415
$K_t(\text{D'Ang_c=0.64, permeabile})$	0.423	0.431	0.445
$K_t(\text{D'Ang_c=0.8, impermeabile})$	0.487	0.507	0.526
$K_t(\text{S_H})$	0.333	0.330	0.333

I risultati fin qui ottenuti sulla minore trasmissione del moto ondoso da parte di strutture impermeabili sembrano andare in contrasto con la teoria di D'Angremond et al.(1996) la quale all'interno della formula attribuisce un valore di $c=0.8$ per le strutture impermeabili ed un valore di $c=0.64$ per le strutture permeabili, conferendo a quest'ultime una maggiore capacità dissipativa.

Per quanto riguarda, invece, il confronto con i dati ottenuti dalle simulazioni numeriche si è scelto di utilizzare come parametro di comparazione l'errore quadratico medio (RMSE) così definito (1):

$$\text{RMSE} = \sqrt{\frac{\sum_{N=1}^N (K_{tp} - K_{tc})^2}{N}} \quad (1)$$

K_{tp} = valori previsti dalle formule empiriche

K_{tc} = valori calcolati attraverso i risultati delle simulazioni

e la differenza percentuale r tra i due risultati (2):

$$r = \frac{K_{tc} - K_{tp}}{K_{tp}} \cdot 100\% \quad (2)$$

I risultati riassunti nelle Tabelle 6 + 9 mostrano che la formula di D'Angremond et al.(1996) presenta il migliore accordo con i risultati numerici, pur mantenendo un'incongruenza di fondo basata sul coefficiente c che prevede una maggiore attenuazione del moto ondoso da parte delle barriere permeabili (Van der Meer et al., 2005). Con le formule di Seabrook et Hall (1998) e Van der Meer-Daemen (1994), invece, si ottengono valori di K_t più bassi rispetto a quelli ricavati con le simulazioni.

È ipotizzabile che tale incongruenza, per quanto riguarda VdM-D, sia dovuta al fatto che la formula si basa su dati sperimentali che riguardano prevalentemente strutture a cresta stretta, quindi, poco affidabili nel calcolo della trasmissione per opere a cresta larga, come nel caso fin qui analizzato, ciò è evidenziato anche dagli studi numerici compiuti da Chiranjeevi Rambabu et al. (2005).

Tabella 6 - Calcolo del RMSE, per i valori di K_t medi.

	<i>bar_solid</i>	<i>bar_perm</i>	<i>bar_core</i>
	RMSE	RMSE	RMSE
VM_D	0.149	0.224	0.237
D'Ang_c=0.64 permeabile	0.063	0.143	0.158
D'Ang_c=0.8 impermeabile	0.021	0.069	0.088
S_H	0.163	0.243	0.256

Tabella 7 - Differenza percentuale del K_t medio nel caso di *bar_solid*.

<i>bar_solid</i>	a	b	c
VM_D	77.80%	27.10%	24.55%
D'Ang_c=0.64 perm	16.68%	9.64%	16.27%
D'Ang_c=0.8 imp	1.31%	-6.83%	-1.69%
S_H	48.12%	42.95%	55.21%

Tabella 8 - Differenza percentuale del K_t medio nel caso di *bar_perm*.

<i>bar_perm</i>	a	b	c
VM_D	97.63%	59.41%	40.69%
D'Ang_c=0.64 perm	29.70%	37.51%	31.34%
D'Ang_c=0.8 imp	12.61%	16.86%	11.06%
S_H	64.65%	79.29%	75.32%

Tabella 9 - Differenza percentuale del K_t medio nel caso di *bar_core*.

<i>bar_core</i>	a	b	c
VM_D	96.55%	72.34%	37.32%
D'Ang_c=0.64 perm	28.99%	48.66%	28.19%
D'Ang_c=0.8 imp	12.00%	26.33%	8.39%
S_H	63.74%	93.83%	71.12%

Confronto con dati sperimentali

Il confronto con i dati sperimentali è stato effettuato utilizzando alcuni risultati pubblicati da Cappiotti et al. (2006). L'indagine di laboratorio, strutturata al fine di valutare l'influenza della larghezza della berma sulla trasmissione del moto ondoso a tergo di strutture lievemente sommerse ed emerse per verificare se l'applicazione delle formule esistenti (Van der Meer et al., 2005; D'Angremond et al., 1996; Van der Meer e Daemen, 1994; Seabrook e Hall, 1998; Calabrese et al., 2002; Van der Meer, 1990) sia ancora possibile in caso di strutture a cresta larga, ha riscontrato che:

- 1) per le strutture sommerse a berma stretta con $B/H_i \leq 5$ le formule portano a valori poco differenti tra loro ma a volte molto differenti dai dati misurati per esempio per $H_i = 9.81$ cm;
- 2) in generale la formula di D'Angremond et al. (1996), è quella che segue più accuratamente i dati di laboratorio.

La scelta del dato da utilizzare per il confronto è stata effettuata utilizzando alcuni parametri adimensionali, come riportato nella Tabella 10:

Tabella 10 - Confronto parametri dimensionali.

	Modello Sperimentale	Modello Numerico
B/D_{50}	$3.45 \div 72.41$	10.53
R_c/H_{m0i}	$0.31 \div 0.45$	$0.30 \div 0.42$
H_{m0i}/D_{50}	$2.31 \div 3.38$	$1.47 \div 2.04$
R_c/d	0.166	0.145

I risultati ottenuti sono stati inseriti sui grafici proposti da Cappiotti et al.(2006) in cui si confrontano i dati sperimentali del coefficiente di trasmissione con quelli empirici (Fig. 13 + 15).

Dalla comparazione si evince che la procedura numerica implementata definisce dei K_t congrui con le esperienze di laboratorio e come per quest'ultimi i valori risultano maggiori rispetto a quelli determinabili mediante le formule empiriche di letteratura (Fig. 13 + 15), in accordo anche con lo studio di Calabrese et al.(2005).

Ulteriori studi e sviluppi

Studi analoghi a quelli fin qui descritti in dettaglio sono stati compiuti realizzando strutture emerse costituite da Accropodi, allo scopo di analizzare i fenomeni di riflessione, run-up ed overtopping. In tali simulazioni tridimensionali sono state utilizzate due diverse configurazioni in relazione alla disposizione degli elementi della mantellata: regolare e random (Fig.16). Le simulazioni sono state realizzate integrando sulla griglia di calcolo le equazioni di Navier-Stokes (3D) accoppiate al modello di turbolenza RNG.

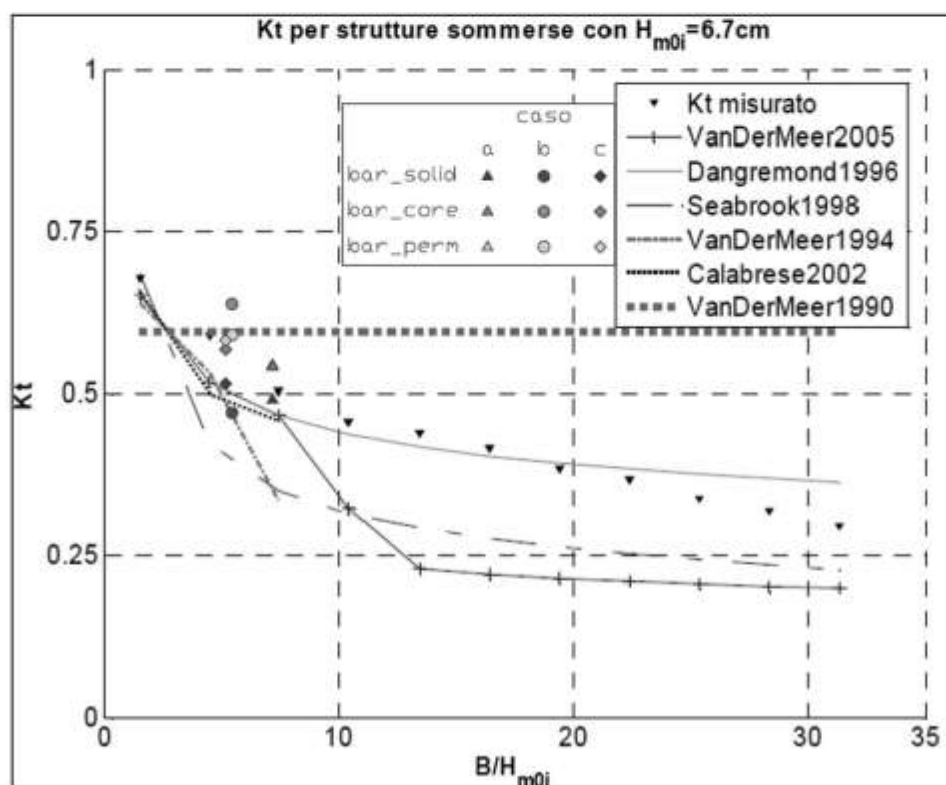


Figura 13 - K_t medi, risultati degli esperimenti di Cappiotti et al. (2006) e formule empiriche.

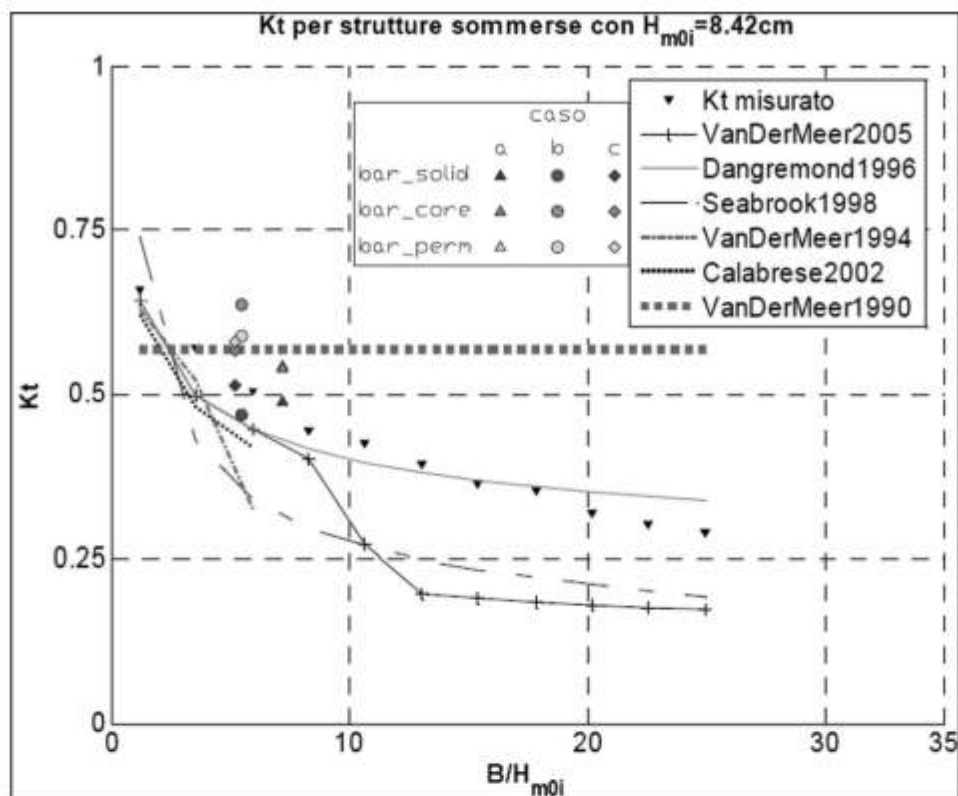


Figura 14 - Kt medi, risultati degli esperimenti di Cappietti et al. (2006) e formule empiriche.

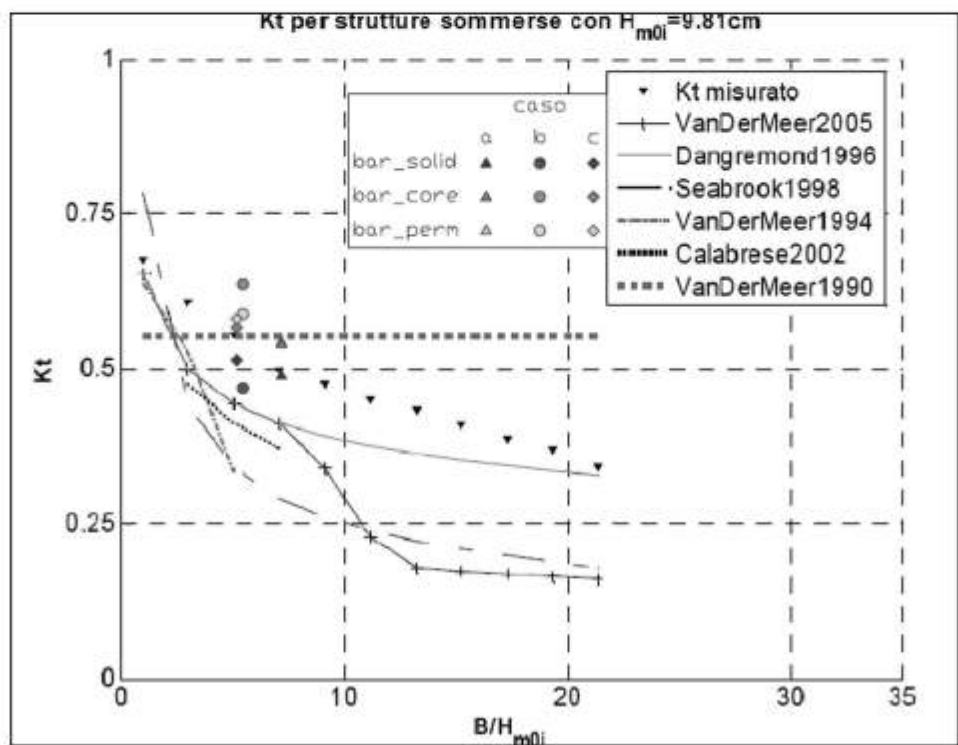


Figura 15 - Kt medi, risultati degli esperimenti di Cappietti et al. (2006) e formule empiriche.

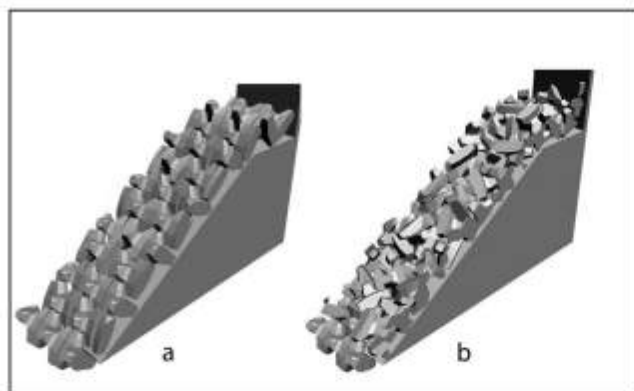


Figura 16 - a) barriera emersa accropodo regolare; b) barriera emersa accropodo random.

Nella ricostruzione tridimensionale della superficie libera (Fig. 17) è possibile osservare con dettaglio gli effetti di risalita del moto ondoso sull'opera. In queste prime applicazioni, l'interesse è stato rivolto soltanto a ciò che accade all'interno della mantellata, definendo delle barriere semplificate.

Però, non esistono limitazioni circa la possibilità di costruire l'opera in tutte le sue parti caratteristiche (filtro, protezione al piede).

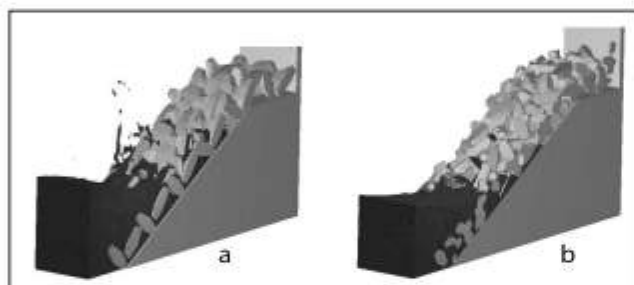


Figura 17 - a) interazione moto ondoso e barriera emersa accropodo regolare; b) interazione moto ondoso e barriera emersa accropodo random.

Inoltre, attraverso il modello GMO (General Moving Objects) implementato nel software di calcolo numerico, sarà possibile analizzare il movimento dei singoli massi sottoposti all'azione del moto ondoso, valutandone così la stabilità come accade per le sperimentazioni fisiche.

Conclusioni

Nel presente articolo sono stati presentati alcuni risultati di uno studio numerico che utilizza un approccio innovativo per quanto riguarda la modellazione del moto di filtrazione all'interno di un'opera a gettata. Generalmente, dal punto di vista numerico, volendo considerare i vuoti che costituiscono la struttura si fa riferimento al coefficiente di porosità non sempre idoneo a rappresentare i fenomeni reali specialmente quando il flusso del fluido si sviluppa ad alti Reynolds.

Nel caso specifico, invece, la struttura è stata modellata così come avviene nella realtà costruttiva, quindi, mediante la sovrapposizione di singoli elementi tridimensionali (sfere) e la griglia di calcolo numerico è stata infittita al punto tale da avere dei nodi computazionali all'interno dei meati in modo da valutare direttamente i moti di filtrazione che si instaurano nell'opera.

I risultati ottenuti, validati utilizzando sia le principali formulazioni empiriche sul coefficiente di trasmissione che alcuni dati sperimentali hanno mostrato una buona accuratezza nella riproduzione dei fenomeni investigati. In particolare per quanto concerne il K_t si sono riscontrati valori maggiori man mano che si è passati da una barriera impermeabile ad una struttura con solo nucleo interno impermeabile ed infine ad una struttura totalmente porosa. Tale risultato è congruente con le formule empiriche che considerano la permeabilità dell'opera anche se parzialmente smentito da alcuni autori (Lara et al., 2006).

Lo scopo principale del presente lavoro è stato quello di sviluppare una metodologia di analisi per individuare con maggior dettaglio gli aspetti fluidodinamici all'interno degli interstizi delle opere a gettata.

Bibliografia

- Cappietti L., Moro E. e Aminti P. (2006) - *Studio sperimentale dell'influenza della larghezza di berma sulla trasmissione di moto ondoso sottoflutto a scogliere sommerse*. XXX° Congresso di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, IDRA 2006.
- Carevic D., Prsic M. e Ocvirk E. (2009) - *Modelling of wave interaction with submerged breakwaters using MIKE 21-BW*. International Symposium on Water Management and Hydraulic Engineering. Ohrid/Macedonia -5 September 2009.
- Calabrese M., Vicinanza D., Buccino M. (2002) - *Large scale experiments on the behaviour of low crested and submerged breakwaters in presence of broken waves*. Proc. of 28th Int. Conf. On Coastal Engineering: 1900-1921.
- Calabrese M., Buccino M., Zanuttingh B., Cappietti L., Vicinanza D. (2005) - *Riflessione e trasmissione ondosa a tergo di scogliere a cresta bassa*. Studi Costieri n. 9, 2002: 75-95.
- Chiranjeevi Rambabu A., Mani J.S. (2005) - *Numerical prediction of performance of submerged breakwaters*. Ocean Engineering, 32, 1235 -1246.
- D'Angremond K., Van der Meer J.W., De Jong R.J. (1996) - *Wave transmission at low-crested structures*. 25° International Conference on Coastal Engineering, 1996.
- Dattatri J., Raman H., e Shankar N. J. (1978) - *Performance characteristics of submerged breakwaters*. Proc., 16th Int. Conf. on Coastal Engineering, ASCE, New York: 2153 -2171.
- Dentale F., Monaco M., Pugliese Carratelli E. (2008) *A numerical assessment of scale effects on wave breaking modeling*, 3rd SCACR International Short Course and Workshop on Applied Coastal Research, Lecce, pp.177-188.
- Flow Science Inc. (2009) - *FLOW-3D Theory Manual*, Santa Fe, New Mexico, USA.
- Garcia N., Lara J.L., Losada I.J. (2004) - *2-D numerical analysis of near-field flow at low-crested breakwaters*. Coastal Engineering 51 (10): 991-1020.
- Giarrusso C. C., Dentale F., Pugliese Carratelli E. (2003). - *On the Stability of Protected Beaches*. Coastal Engineering VI: Computer Modelling and Experimental Measurements of Seas and Coastal Regions WIT press, Southampton. ISBN: 1-85312-977-1 2003.
- Greben J.M., Cooper A.K., Gledhill I., de Villiers R. (2008) - *Numerical modelling of structures of dolosse and their interaction with waves*.
- Hirt C.W., Nichols B.D. (1981) - *Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries*. J. Comp. Physics 39: 201 - 225.
- Hsu T.J., Sakakiyama T., Liu P.L.F. (2002) - *A numerical model for wave motions and turbulence flows in front of a composite breakwater*. Coastal Engineering, 46: 25 - 50.
- Hsu T.W., Chang J.Y., Lan Y.J., Lai J.W., Ou S.H. (2008) - *A parabolic equation for wave propagation over porous structures*. Coastal Engineering, 55: 1148 -1158.
- Huang C.J., Chang H.H., Hwung H.H. (2003) - *Structural permeability effects on the interaction of a solitary wave and a submerged breakwater*. Coastal Engineering, 49: 1-24.
- Hur D.S., Mizutani N. (2003) - *Numerical estimation of the wave forces acting on a three-dimensional body on submerged breakwater*. Coastal Engineering, 47: 329 -345.
- Karim M.F., Tanimoto K., Hieu P.D. (2009) - *Modelling and simulation of wave transformation in porous structures using VOF based two-phase flow model*. Applied Mathematical Modelling, 33: 343-360.
- Lara J.L., Garcia N., Losada I.J. (2006) - *RANS modelling applied to random wave interaction with submerged permeable structures*. Coastal Engineering, 53: 395 - 417.
- Lara J.L., Losada I.J., Guanche R. (2008) - *Wave interaction with low-mound breakwaters using a RANS model*. Ocean Engineering, 35: 1388 - 1400.

- Lin P., Karunarathna S.A.S.A. (2007) - *Numerical study of solitary wave interaction with porous breakwaters*. Journal of waterway, port, coastal and ocean engineering Sep/Oct 2007: 352-363.
- Lin P., Liu P.L.-F. (1998) - *A numerical study of breaking waves in the surf zone*. Journal of Fluid Mechanics, 359: 239-264.
- Madsen P.A., Sørensen O.R., Schäffer H.A. (1997) - *Surf zone dynamics simulated by a boussinesq type model. part i. model description and crossshore motion of regular waves*. Coastal Engineering, 32: 255-287.
- Numata A. (1979) - *Laboratory formulation for transmission and reflection at permeable breakwaters of artificial blocks*. Coastal Engineering in Japan, vol. 19: 47-58.
- Requejo S., Vidal C., Losada I.J. (2002) - *Modelling of wave loads and hydraulic performance of vertical permeable structures*. Coastal Engineering, 46: 249 - 276.
- Seabrook S.R., Hall K.R. (1998) - *Wave transmission at submerged rubble mound breakwater*. Proc. of 26th. Int. Conf. On Coastal Engineering, 2000-2013, 1998.
- Ting C.L., Lin M.C., Cheng C.Y. (2004) - *Porosity effects on non-breaking surface waves over permeable submerged breakwaters*. Coastal Engineering, 50: 213 - 224.
- Tirindelli M., Lamberti A., Paphitis D., Vidal C., Hawkins S., Morchella P., Sanchez-Arcilla A. (2000) - *Wave action on rubble mound breakwaters: the problem of scale effect*. DELOS EVK3-CT-2000-00041
- Van der Meer J. W., Deamen I.F.R. (1994) - *Stability and wave transmission at low-crested rubble-mound structures*. Journal of Waterway Port Coastal and Ocean Engineering, 120: 1994.
- Van der Meer J.W., Briganti R., Zanuttigh B. e Wang B. (2005) - *Wave transmission and reflection at low-crested structures: Design formulae, oblique wave attack and spectral change*. Special Issue of Journal of Coastal Engineering, Elsevier, 52 (2005): 915 - 929.
- Van der Meer J.W. e Pilarczyk K.W. (1990) - *Stability of low-crested and reef breakwaters*. Proc. 22th. ICCE, Delft.
- Van Gent M.R.A. (1995) - *Porous flow through rubble-mound material*. Journal of Waterway Port Coastal and Ocean Engineering, May/June 1995: 176 -181.

Ricevuto il 15/09/2009, accettato il 23/10/2009.

Il problema del porto di Pescara: ipotesi di soluzione

Francesco Lalli, Stefano Corsini, Franco Guiducci, Iolanda Lisi

ISPRA, Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale
Via Curtatone, 3 - 00185 Roma. Email: francesco.lalli@isprambiente.it

Riassunto

In questo lavoro vengono presentati e discussi i risultati sperimentali acquisiti nell'ambito di un'indagine finalizzata alla caratterizzazione idrodinamica del deflusso delle acque del fiume Pescara in prossimità della foce. A tale scopo è stato realizzato un modello fisico in scala distorta (1:1000 sul piano orizzontale, 1:100 lungo la direzione verticale). I risultati sperimentali hanno consentito di evidenziare le caratteristiche salienti della dispersione del pennacchio fluviale in presenza delle opere portuali. Tali prove sono state svolte, per la prima volta nell'ambito degli studi sull'interazione tra deflusso fluviale e opere marittime nel sito in esame, tenendo conto degli effetti di galleggiamento delle acque fluviali sulle acque marine. Gli esperimenti hanno fornito indicazioni qualitative, ma determinanti per la definizione preliminare di soluzioni in grado di mitigare o risolvere il problema ambientale del litorale di Pescara. Sono state, infatti, ipotizzate e provate più soluzioni e sono state quindi individuate, come risultato delle indagini sperimentali, quelle più efficienti.

Parole chiave: modelli fisici, pennacchio fluviale, stratificazione, qualità delle acque costiere.

Abstract

This paper describes an experimental work aimed at studying the hydrodynamic field that results from the interactions of Pescara river plume (Adriatic sea, Italy) and adjacent coastal waters, considering the influence of Pescara harbour structures. The river outlet has been recently modified and now faces a large breakwater. Unfortunately, the harbour configuration gives rise to several environmental effects, due to dispersion of fine sediments and polluted fresh water along the nearshore. The aim of the present study is to test possible improvements regarding water quality along the coast, by means of suitable modifications of the layout. The experimental model has been set up taking into account stratification effects. Several harbour configurations have been tested; results have been discussed and features of the different solutions pointed out and specified.

Keywords: physical models, river plume, stratification, coastal water quality.

Introduzione

Il progetto del porto di Pescara risale alla fine degli anni '80. Come è noto, la progettazione di opere marittime costituisce sintesi di studi integrati riguardanti le problematiche classiche dell'idrodinamica marina (formazione ondosa, correnti litoranee e interazione con immissioni fluviali, trasporto di nutrienti, inquinanti e sedimenti, manovrabilità delle navi). Gli ultimi decenni sono stati caratterizzati da notevoli sviluppi scientifici sia nel campo dei metodi di simulazione teorico-numeriche che in quello delle tecniche sperimentali in laboratorio, senza dimenticare i recenti sviluppi nel campo del telerilevamento, che attraverso l'analisi multispettrale e l'osservazione all'infrarosso consentono misure quantitative in situ impensabili nel recente passato. Per quanto concerne gli aspetti teorico-numeriche, si possono menzionare i recenti lavori di Balas e Ozhan (2000), Casulli (1990, 1999), Fadlun et al. (2000), Le e Moin (1991), Li e Wang (2000), Liska e Wendroff (1999), Lloyd e Stansby (1997a,b), Marrocu e Ambrosi (1999), Uittenbogaard e Van Vossen (2004). Dal punto di vista delle tecniche sperimentali, i lavori di Adrian (1991), Cenedese e Romano (1990), Chetverikov (2002), Erhardt Ferron (2000), Miozzi (2003) possono essere citati.

Molte problematiche rimangono comunque aperte, ad esempio gli effetti di scala nelle prove di laboratorio e la non completa affidabilità dei modelli per la viscosità turbolenta nelle soluzioni numeriche, con particolare riferimento, in ambo i casi, agli effetti del frangimento. In particolare, per quanto riguarda l'utilizzo dei metodi teorico-numeriche, è utile ricordare che oggi, grazie allo straordinario sviluppo dei mezzi di calcolo che si è verificato negli ultimi anni, i modelli di simulazione per calcoli fluidodinamici hanno trovato ampia diffusione, in virtù della loro economicità rispetto ai metodi sperimentali. In effetti, oggi la quasi totalità degli studi di impatto ambientale sono supportati da simulazioni teorico-numeriche.

Il porto di Pescara è un importante riferimento dell'Adriatico, località di consolidate tradizioni marinare e di utilizzo turistico del litorale. Negli ultimi anni alcune fasi dello sviluppo del porto sono state caratterizzate da una serie di problemi, sollevati con energia e convinzione da parte del Comune e di associazioni di cittadini.

I risultati presentati in questo lavoro sono stati ottenuti dall'APAT nell'ambito di una convenzione con il Comune nella fase iniziale (Berti et al., 2000) e successivamente (Lalli et al., 2001b, 2002b, 2004, 2005) su incarico da parte del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. L'attività dell'Agenzia ha portato (Lalli et al., 2005) alla formulazione di proposte di intervento che sono state fatte proprie dal Comune e dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. È opportuno sottolineare che le proposte progettuali APAT sono state elaborate in un contesto di "pari dignità" tra aspetti funzionali e ambientali, superando quindi il concetto di studi di impatto ambientale come corollario "a posteriori" alla progettazione, ma come parte integrante della stessa.

In estrema sintesi, la storia del porto di Pescara (Fig. 1) si può così delineare:

- 1) il porto-canale sul fiume Pescara è l'opera più antica e risale alla prima metà del '900; la configurazione delle opere marittime (moli guardiani) è rimasta invariata fino alla metà degli anni '80, quando è stato realizzato il porto turistico e sono state ristrutturare le stesse opere;
- 2) il nuovo assetto strutturale dei moli guardiani, a causa della drastica riduzione della scabrezza, ha reso molto pericoloso l'accesso al porto; immediatamente dopo è stata quindi avviata la progettazione del nuovo porto, con diga foranea e molo di levante;
- 3) nel '95 viene ultimata la diga foranea;
- 4) nel 2000 il Comune interrompe i lavori di realizzazione del molo di levante, in seguito alla preoccupazione generata dagli effetti ambientali conseguenti alla realizzazione della diga;
- 5) nel 2002 vengono ripresi i lavori e nel 2005 viene inaugurato il molo di levante;
- 6) attualmente, sono in fase di svolgimento gli studi propedeutici per la modifica del Piano Regolatore Portuale, finalizzati alla realizzazione della proposta formulata dall'APAT (Lalli et al., 2005), elaborata con l'obiettivo di eliminare il degrado ambientale della costa settentrionale e rendere più sicura e razionale la funzionalità portuale.

Nel presente lavoro, dopo una sintetica descrizione del sito, vengono illustrate le modalità di svolgimento delle attività di laboratorio che hanno consentito di valutare le possibili proposte di intervento e le motivazioni

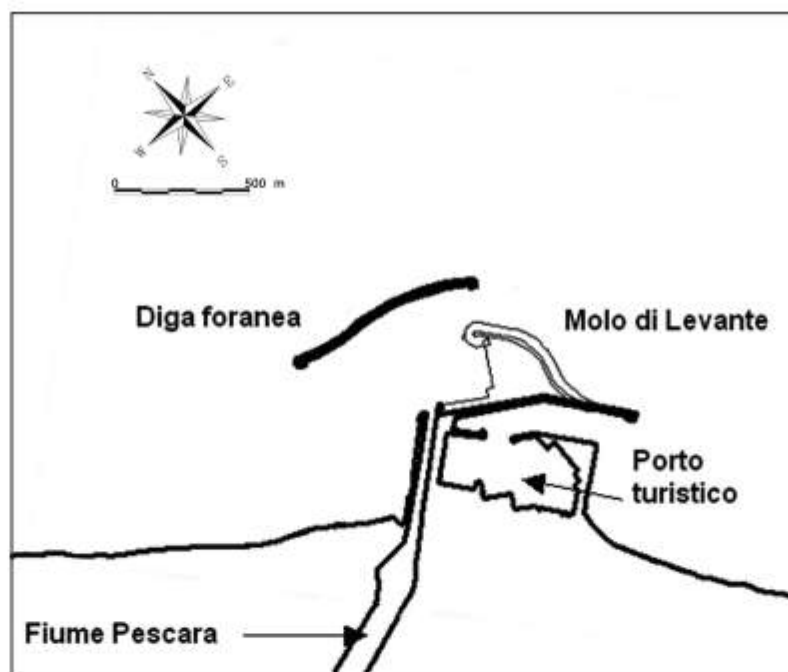


Figura 1 - Schema del porto di Pescara.

che hanno condotto alla scelta definitiva. Le prove sperimentali sono state effettuate in condizioni barocline, tenendo conto degli effetti della stratificazione sui fenomeni di espansione e galleggiamento delle acque fluviali.

Caratterizzazione del sito

Il porto di Pescara e la foce dell'omonimo fiume sono situati all'interno dell'unità fisiografica di Pescara (Barbano et al., 2008), delimitata a nord dal fiume Tronto e a sud dal promontorio di Ortona. Il fiume Pescara è caratterizzato da un bacino idrografico prevalentemente montuoso, pari a circa 3200 km², che nelle ultime decine di chilometri scorre attraverso sedimenti terrigeni su un'area densamente urbanizzata, portando in mare una quantità di sedimenti pari a circa 10⁶ tonn/anno (Desiderio et al., 2001; Russo, 2003). La zona costiera intorno alla foce, soggetta negli ultimi anni ad una forte pressione antropica, rappresenta un'area complessa e dinamica, densamente popolata e di grande interesse economico. Dai primi decenni del '900 la porzione terminale del fiume viene comunemente utilizzata come porto canale per i pescherecci dalla comunità locale. Alla fine degli anni '80, a sud della foce, è stato realizzato il porto turistico di Pescara, con imboccatura rivolta a sud-est. Inoltre, i lavori di restauro delle opere del porto canale, anch'essi effettuati negli anni '80, hanno generato problemi di sicurezza nel porto (Berti et al., 2000). Infatti, i moli guardiani, in origine realizzati su un sistema di pali affiancati, assicuravano una accettabile attenuazione del moto ondoso. I nuovi moli a parete verticale, realizzati a metà degli anni '80, si sono invece rivelati inefficaci ai fini della dissipazione dell'energia delle onde. Inoltre, la riduzione della scabrezza ha generato un aumento della velocità media del flusso fluviale, e i nuovi moli hanno quindi amplificato gli effetti di interazione onda-corrente, con conseguente aumento della ripidità delle onde penetrate all'interno del porto-canale.

Dal punto di vista evolutivo (Berti et al., 2000), a partire dal periodo di costruzione del porto-canale, si è verificata una generale tendenza alla progradazione della linea di riva. Successivamente, dall'ultimo dopoguerra in poi, si è manifestata un'azione erosiva del litorale, culminata nella prima metà degli anni '70 con l'attacco delle strutture balneari e del lungomare a nord del fiume, registrando tassi medi di arretramento annuo compresi fra 2 e 3 m. La tendenza erosiva è scaturita in parte dalle importanti modifiche introdotte nel bacino idrografico del fiume, quali la captazione delle acque in più punti del corso e l'estrazione di materiali inerti in alveo.

Per arrestare, o quantomeno ridurre l'arretramento, verso la fine degli anni '70 viene costruita una prima serie di barriere parallele a protezione dei litorali di Pescara e di Francavilla, rispettivamente a nord e a sud della foce. In pochi anni, sino al 1994, nelle aree retrostanti le barriere si osserva una rapida inversione di tendenza, con avanzamento della linea di riva di 5-6 m/anno. Per contro, nei settori sprovvisti di difesa l'avanzamento del mare appare accentuato rispetto agli anni precedenti. Con la realizzazione del porto turistico di Pescara si è verificato un progressivo avanzamento della spiaggia adiacente alle strutture portuali a sud del porto ed il contemporaneo arretramento del tratto contiguo protetto dalle barriere. Infatti, poiché il trasporto solido medio nell'ambito dell'unità fisiografica di Pescara è diretto prevalentemente verso sud-est, l'azione schermante delle strutture portuali sulle onde provenienti dal settore di traversia principale di nord-ovest (Regione Abruzzo, 2003a) determina una interruzione del flusso dei sedimenti e conseguente impoverimento del litorale a sud delle opere; in aggiunta, il porto turistico impedisce la distribuzione del sedimento di origine fluviale a sud della foce. D'altra parte, infine, le onde provenienti dal settore di levante danno luogo ad accumulo a ridosso delle opere.

Le ulteriori modifiche apportate alle strutture portuali nel corso degli anni, in particolare la costruzione della già menzionata diga foranea, realizzata a metà degli anni '90 a protezione dell'imboccatura del porto canale, hanno determinato variazioni della batimetria nell'ambito dell'area portuale e lungo la costa a nord, con significativo ampliamento del tratto di spiaggia immediatamente adiacente al porto canale. Ciò evidenzia come gli apporti liquidi e solidi del fiume Pescara influenzino sia l'equilibrio sedimentologico che la qualità dell'ambiente marino costiero dei litorali interessati dall'estensione del pennacchio fluviale (Lalli et al., 2001a, 2001b, 2002a, 2002b, 2004). Campagne di misura effettuate in prossimità della foce (Regione Abruzzo 2003b), inoltre, hanno rilevato che le acque di provenienza dal fiume Pescara sono caratterizzate da un notevole carico inquinante che ha portato a classificare le acque in prossimità della foce come "molto inquinate o comunque molto alterate". Raggiunto il mare, il carico inquinante viene disperso secondo le modalità dei flussi baroclini, nell'ambiente stratificato generato dal galleggiamento delle acque dolci (più fredde e meno dense) sulle acque salate (più calde e più dense), tipico degli ambienti di transizione.

Il problema della qualità delle acque marino-costiere in prossimità della foce del fiume Pescara, che si protrae ormai da anni, è quindi di fondamentale importanza per la pianificazione di interventi connessi ai problemi di gestione della fascia costiera. Lungo il tratto di costa interessato dall'efflusso del fiume Pescara, esteso circa 3 km, i cambiamenti più evidenti si sono manifestati sulle caratteristiche chimico-fisiche delle acque (Berti et al., 2000; Lalli et al., 2001b; 2002b; 2004) con ripercussioni negative soprattutto sulla balneabilità dei litorali di Pescara e Francavilla, caratterizzati dalla presenza di numerosi insediamenti antropici e strutture ad uso turistico. Le alterazioni più significative della qualità dell'ambiente marino costiero si sono manifestate lungo il litorale di Pescara, a nord del porto. In particolare, è stata evidenziata una correlazione tra la concentrazione di coliformi totali e fecali lungo la costa e l'estensione del pennacchio fluviale (Lalli et al., 2001a,b; Regione Abruzzo, 2003b). Prima della costruzione della diga foranea il trasporto solido del fiume Pescara veniva disperso verso il mare aperto e ridistribuito naturalmente lungo la costa ad opera delle mareggiate. Ad oggi, invece, la presenza della diga ostacola la libera dispersione verso il mare aperto delle acque dolci fluviali e divide il pennacchio fluviale in due rami distinti (De Girolamo, 2003), il primo diretto verso sud-est e il secondo diretto verso nord-ovest. A causa della forma della diga foranea, obliqua rispetto alla linea di riva (Fig. 1), e della presenza del porto turistico, il ramo di sud-est si dirige verso il largo, mentre il ramo di nord-ovest viene deviato verso la costa, con conseguente accumulo del materiale limoso sui fondali e degrado della qualità delle acque costiere.

Grado di mescolamento degli ambienti di transizione

Nelle zone costiere in prossimità di foci fluviali il campo di flusso è governato da variazioni di densità che danno origine alla circolazione baroclinica, caratterizzata da correnti di compensazione che possono avere il carattere di "contro correnti" rispetto a quelle superficiali e che sono governate, nel loro innescarsi e nel loro evolversi, dalla morfologia e dalle strutture termiche e saline più importanti, quali le stratificazioni stagionali. La circolazione baroclinica differisce dalla circolazione barotropica che si presenta in flussi a densità costante, o, più in generale,

quando il gradiente di densità risulta parallelo al gradiente di pressione nel fluido. Studi precedenti (Fischer et al., 1979; Provini et al., 1998) hanno mostrato che è possibile classificare gli ambienti di transizione in base al grado di mescolamento verticale delle acque e della distribuzione longitudinale della salinità: tali ambienti possono essere indicati come stratificati, parzialmente stratificati e non stratificati.

I diversi gradi di stratificazione possono presentarsi in uno stesso ambiente in tempi diversi, in funzione delle caratteristiche morfologiche ed idrologiche che sono soggette a variazioni, nel tempo e nello spazio, in modo regolare, a causa delle oscillazioni di marea, e in modo irregolare, a causa dei cambiamenti delle portate fluviali e delle condizioni meteo-marine. L'interazione idrodinamica fra acque fluviali e acque marine si manifesta principalmente tramite due fenomeni (Uncles e Stephens, 1996; Kourafalou, 2001; Cugier et al., 2002) denominati come effetto jet (quantità di moto della vena fluida che si espande nel recipiente finale) ed effetto buoyancy (galleggiamento dovuto alla differenza di densità tra acque dolci e acque salate). In tale contesto, i processi di diffusione e dispersione delle acque fluviali e dei sedimenti da esse mobilitati sono governati principalmente da: inerzia del flusso d'acqua effluente e diffusione turbolenta, attrito tra effluente e fondo in prossimità della bocca di foce, galleggiamento dovuto alla differenza di densità. Anche nel caso in cui l'acqua dolce sia caratterizzata da un forte trasporto solido in sospensione, l'acqua di provenienza fluviale scorre in superficie, per effetto della stratificazione di masse d'acqua a diversa salinità e temperatura, formando pennacchi torbidi che perdono la loro individualità verso il largo molto gradualmente. La progressiva mescolanza di acqua dolce e salata consente la flocculazione delle particelle colloidali. In prossimità della bocca di foce si osserva una stratificazione di densità, con un cuneo di acqua dolce in superficie che si assottiglia verso il mare e un sottostante cuneo salino che termina verso terra. Gli spessori e le posizioni reciproche tra i due cunei variano a seconda del rapporto tra portata fluviale e regime idrodinamico del sistema marino costiero (onde, maree e correnti). Quando la stratificazione è rilevante, il flusso dell'effluente risulta essere isolato dagli effetti indotti dall'attrito con il fondo. In tal modo l'effetto del galleggiamento è prevalente rispetto al mescolamento verticale e l'effluente tende a scorrere su di un'ampia area, con uno spessore che si riduce gradualmente allontanandosi dalla bocca di foce. La densità all'interfaccia tra il pennacchio fluviale ed il cuneo salino mostra generalmente un andamento irregolare dovuto alle onde interne (Ibanez et al., 1999). Sia l'estensione che il comportamento dell'effluente dipendono principalmente dal numero di Froude legato alla gravità ridotta, come di seguito meglio specificato.

Metodologia di studio

Alla luce di quanto esposto si è ritenuto opportuno riprodurre mediante un modello sperimentale la foce del Pescara per studiare la diffusione del pennacchio fluviale in mare, in assenza di forzanti meteo-marine; allo stato attuale non sono disponibili dati correntometrici misurati in situ, mentre la presenza della diga foranea giustifica l'assunzione di assenza di moto ondoso. Del resto, dal punto di vista ambientale le condizioni più gravose sono quelle di assenza di onde, nelle quali la diluizione delle acque dolci lungo la costa è molto più lenta. La simulazione sperimentale della diffusione del getto fluviale è stata effettuata tenendo conto della stratificazione, dovuta al galleggiamento delle acque fluviali sulle acque marine. La stratificazione tra i due fluidi è principalmente dovuta alla differenza di salinità delle acque, piuttosto che al loro gradiente di temperatura, poiché, nell'ambito delle oscillazioni termiche più frequenti negli ambienti di estuario, la salinità modifica la densità dell'acqua in misura maggiore rispetto alle variazioni di temperatura.

L'apparato sperimentale utilizzato consiste in un modello in scala distorta del porto di Pescara (1:1000 sul piano orizzontale e 1:100 lungo la direzione verticale), realizzato presso il laboratorio di fluidodinamica dell'ISPRa. La geometria sul piano orizzontale è stata rispettata nel dettaglio, mentre per quanto concerne la batimetria è stata assunta per semplicità una profondità costante pari a 4 m (4 cm in scala di laboratorio). Questa semplificazione si giustifica tenendo conto che nel presente studio l'attenzione viene focalizzata sugli effetti di galleggiamento dovuti alla stratificazione salina. Infatti, si può ipotizzare che il fluido più denso, posto nello strato inferiore e quindi a stretto contatto con il fondo, sia animato da una dinamica più blanda rispetto al fluido sovrastante,

che si comporta come un getto galleggiante, risentendo quindi poco della batimetria; ciò rientra nella finalità dell'indagine descritta in questo lavoro, atto allo studio del comportamento idrodinamico dello strato superiore, influenzato dalla batimetria solo indirettamente, tramite l'interazione con il fluido dello strato sottostante.

Per realizzare le prove della diffusione del getto tenendo conto della differenza di densità è stata inserita una soglia in corrispondenza della foce allo scopo di sollevare il getto stesso ad una quota di 2 cm dal fondo ed evitare il mescolamento all'interno del canale di accesso, proteggendo così lo strato di acqua salata nella vasca e consentendo un più agevole controllo delle condizioni di prova.

Oltre al numero di Reynolds ($Re=Uh/\nu$), con U velocità media nel getto, h profondità dello strato di acqua dolce e ν viscosità cinematica del fluido) e al numero di Froude ($Fr=U/\sqrt{gh}$) riveste un ruolo importante il numero di Froude definito mediante la gravità ridotta, ($Fr'=U/\sqrt{g'h}$), nella quale $g'=g(\rho_0-\rho_1)/\rho_0$, con ρ_0 densità dell'acqua salata e ρ_1 densità dell'acqua dolce. Il parametro Fr' così definito governa il comportamento dell'interfaccia tra gli strati a diversa densità, come precedentemente descritto.

Gli esperimenti sono stati svolti con una portata del getto di 0,08 l/s, con velocità media di 10 cm/s. I corrispondenti valori dei parametri adimensionali sono pari a: $Fr' = 1,61$, $Re = 2000$. Il numero di Reynolds è piuttosto basso, rispetto a quello del caso reale (pari a circa 2×10^6), e questo è un tipico inconveniente di un laboratorio di modeste dimensioni.

Per evitare indesiderate condizioni di flusso laminare, sono stati inseriti dei chiodi nel canale di accesso, e il rilascio di vortici a valle di ognuno di essi dà luogo ad una turbolenza pressoché uniforme nella sezione di uscita del getto. In queste prove si è comunque ritenuto opportuno privilegiare la similitudine idraulica legata al parametro Fr' ; nel caso reale, ipotizzando $h=2m$, $U=1m/sec$, $g'=g(\rho_0-\rho_1)/\rho_0 \approx 0,1924$ si ottiene quindi $Fr'=1,61$; questi valori sono stati determinati sulla base di misure preliminari svolte in situ a cura dell'ARTA Abruzzo.

L'importanza degli aspetti di stratificazione è messa in evidenza dal confronto tra le Figure 2a e 2b, che mostrano il comportamento di una foce in costa rettilinea priva di opere, rispettivamente in assenza e in presenza di effetti di galleggiamento. Nel primo caso la diffusione delle acque fluviali avviene attraverso la formazione di vortici lungo la superficie di contatto tra getto e fluido ambiente (*shear flow*).

Nel secondo caso, invece, la presenza di stratificazione sembra dar luogo alla sparizione delle strutture vorticosi nel piano orizzontale, e il flusso è caratterizzato da una espansione molto più ampia rispetto al caso precedente.

Per realizzare il flusso baroclino, l'impianto idraulico è alimentato da due serbatoi che possono essere

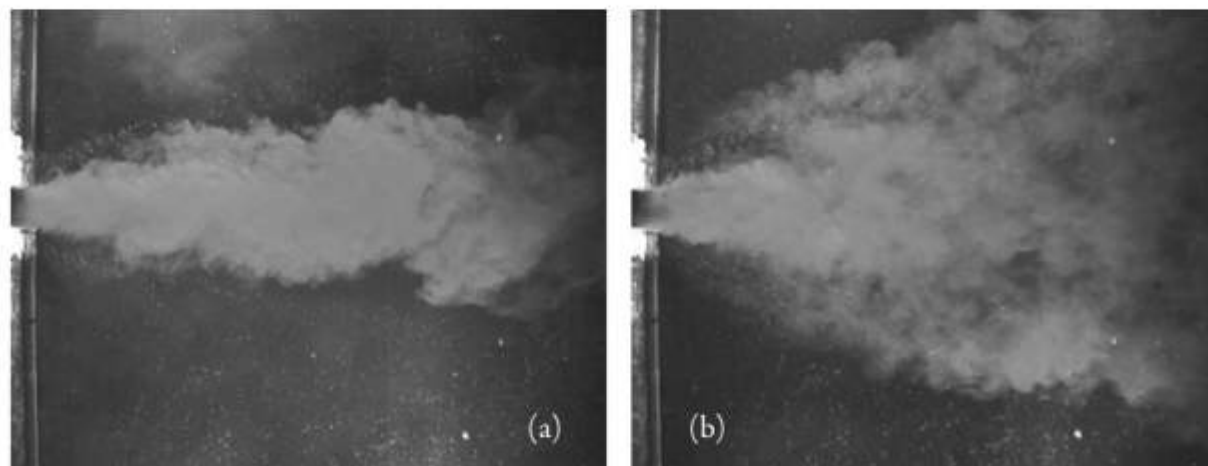


Figura 2 - Visualizzazione di un getto in assenza (a) e in presenza (b) di stratificazione (laboratorio ISPRA, costa rettilinea e batimetria costante, $Q=0,08$ l/sec, $g(\rho_0-\rho_1)/\rho_0 = 0,1924$).

utilizzati indipendentemente. Ciò consente di effettuare le prove sperimentali riproducendo il fenomeno di mescolamento delle acque fluviali e marine operando in due fasi distinte: nella prima vengono raggiunte condizioni di flusso stazionario nella vasca per una determinata portata del getto, utilizzando il serbatoio riempito con acqua salata; nella seconda fase, previa chiusura del serbatoio di acqua salata e apertura del serbatoio riempito con acqua dolce, si ottiene il flusso baroclinico legato al mescolamento delle acque caratterizzate da diverse densità.

L'impianto è dotato di un sistema di illuminazione ad incandescenza della superficie libera della vasca e di un sistema di ripresa di immagini del campo di moto. L'apparato di ripresa (Fig. 3) consiste in una videocamera digitale commerciale con standard DV-PAL con risoluzione 720 x 576 pixel e frequenza di acquisizione 25 Hz, che ha consentito di acquisire immagini del campo di moto con sufficiente

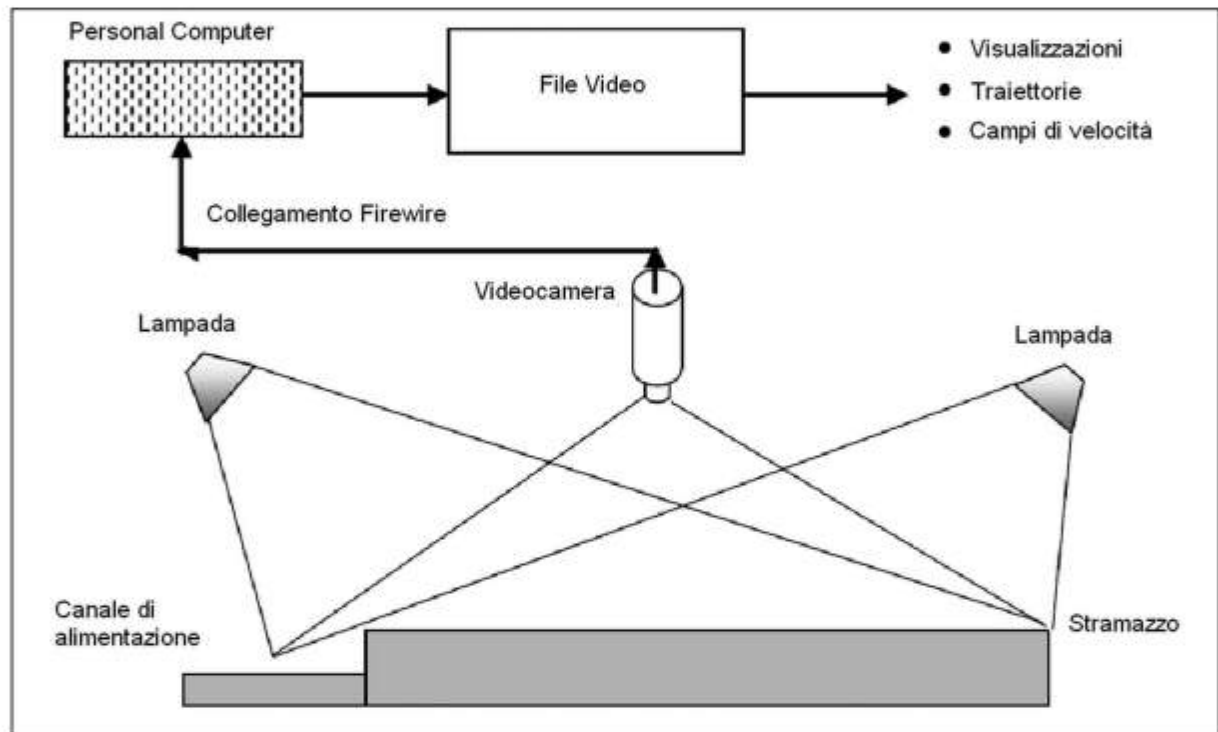


Figura 3 - Schema del sistema di acquisizione.

risoluzione temporale nel campo di valori delle velocità medie utilizzate negli esperimenti.

Le riprese effettuate dall'alto non hanno fornito indicazioni sulla dinamica in atto negli strati profondi la cui analisi, peraltro, esula dalle finalità di questo lavoro. Per visualizzare il flusso è stato immesso nel circuito idraulico un colorante (fluoresceina sodica o tempera bianca).

Nella Figura 4 viene visualizzato il flusso in corrispondenza della foce del fiume Pescara e mostrato come il getto del fiume si allarga ad imbuto immediatamente a valle della foce, impatta sull'opera foranea e si divide in 2 rami: il ramo principale defluisce attraverso l'imboccatura meridionale del porto (verso destra nelle immagini), mentre il ramo secondario, caratterizzato da portate più modeste (di acque dolci e di quanto ad esse associato), rimane aderente alla diga e si dirige verso la costa settentrionale, allargandosi e perdendo progressivamente energia cinetica, con conseguente degrado ambientale del litorale a nord del Porto (Berti et al., 2000; Lalli et al., 2005).

Il confronto con l'immagine ottenuta nell'ambito di un volo di ricognizione effettuato dal Comando dei

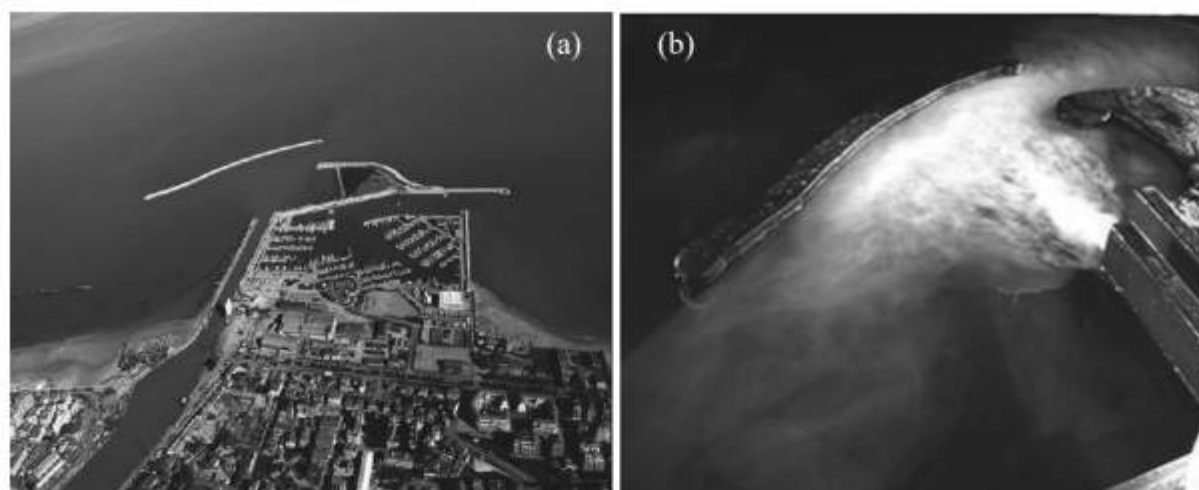


Figura 4 - a) Foto aerea del deflusso fluviale nel porto di Pescara (Comando dei Carabinieri per la Tutela dell'Ambiente, novembre 2004); b) visualizzazione effettuata su modello in scala 1:1000 presso il laboratorio ISPRA ($Q=0,08$ l/sec, $g(\rho_0-\rho_1)/\rho_0 \approx 0,1924$).

Carabinieri per la Tutela dell'Ambiente (Fig. 4a), evidenzia l'efficacia della riproduzione in laboratorio del fenomeno reale (Fig. 4b) tenendo conto della presenza della stratificazione salina. E' opportuno evidenziare che la simulazione in laboratorio del flusso in condizioni barotropiche conduce ad una sottostima della propagazione delle acque fluviali lungo il litorale settentrionale.

Risultati delle prove

Sono state provate in laboratorio 9 possibili ipotesi di modifica della configurazione del porto (Lalli et al., 2005); nel presente lavoro vengono descritte solo quelle più significative. Nella prima ipotesi (Fig. 5) si è cercato anzitutto di ostacolare la dispersione superficiale delle acque dolci di provenienza fluviale verso le vicine spiagge, senza intaccare la struttura della diga, mediante l'installazione di una panna galleggiante lunga circa 400 m che collega l'estremità del molo settentrionale del porto canale con la diga foranea, a circa 150 m dalla testata nord. Il funzionamento della barriera è ipotizzato soltanto nel periodo estivo, in cui forti mareggiate sono molto poco probabili, rendendo quindi secondarie le esigenze di accesso al porto dal lato nord (è opportuno ricordare che la Direzione Marittima di Pescara prescrive, nella attuale configurazione portuale, il mantenimento dell'ingresso dal lato nord, in quanto le mareggiate di Bora rendono problematico l'ingresso dal lato sud, che avviene, in corrispondenza di tali eventi, con il mare al traverso). La quota di sommersa proposta è pari a 2 m, tenendo conto che le misure di stratificazione effettuate in campo dall'ARTA Abruzzo hanno fornito livelli non superiori a 1,5 m per lo strato superficiale di acque dolci. Sono state condotte prove sperimentali con due quote di sommersa: una barriera che copre una profondità pari al 125% dello spessore della vena di acqua dolce nel canale di alimentazione blocca completamente il deflusso verso settentrione, mentre se lo spessore della barriera è pari al 100% dello strato superficiale il deflusso al di sotto di essa è molto modesto, pressoché trascurabile. Questa realizzazione, di basso costo, sicura efficacia e rapida esecuzione, consente di mitigare gli effetti ambientali della diga foranea, riguardanti le alterazioni della qualità delle acque marine lungo la costa settentrionale, conseguenti ai fenomeni di dispersione e diffusione delle acque del fiume Pescara (Berti et al., 2000; Lalli et al., 2005; Regione Abruzzo, 2003b) e di proseguire quindi le indagini diagnostiche finalizzate alla progettazione di opere di maggiore impegno.

La seconda ipotesi prevede la realizzazione di un'apertura nella diga foranea, per una lunghezza di 50 m, in corrispondenza del primo flesso partendo da nord (Fig. 6).

L'apertura è limitata alla profondità di 2 m per contenere la trasmissione dell'onda, mentre un deflettore, lungo 100 m, ha lo scopo di favorire l'uscita delle acque di provenienza fluviale oltre la diga foranea.

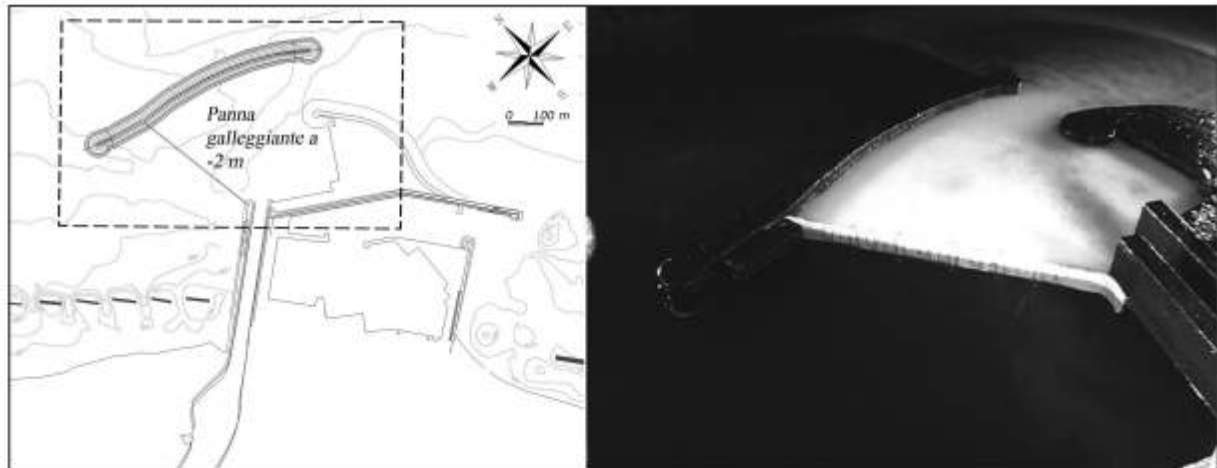


Figura 5 - Introduzione di una barriera galleggiante per impedire il deflusso delle acque fluviali lungo la costa a nord del porto di Pescara; immersione della struttura nella prova: 2,5 cm (2,5 m al vero).

L'apertura, inoltre, consente il ricambio delle acque nello specchio portuale.

La visualizzazione del flusso evidenziata in Figura 6 mostra però che, quantunque l'apertura consenta il parziale deflusso delle acque fluviali verso il mare aperto, gli effetti complessivi non possono essere considerati soddisfacenti, in quanto una componente significativa del deflusso è rivolta verso il litorale settentrionale.

Un'ulteriore soluzione consiste nell'inserimento del deflettore, appena descritto, in corrispondenza del primo flesso che la diga foranea forma partendo da nord (Fig. 7), e di un pennello posto circa 200 m a nord della testata settentrionale della diga, che si protende verso il mare per circa 530 m fino alla batimetrica -5,5 m. In questo caso però la presenza del deflettore, orientata verso il molo settentrionale del fiume Pescara, ha la funzione di deviare il deflusso delle acque fluviali direttamente verso la costa, in modo che possano essere successivamente intercettate e deviate verso il largo dal pennello radicato a riva, a nord della diga foranea. Tale pennello, previsto al di fuori della zona d'ombra della diga foranea, ha la funzione di separare fisicamente la costa settentrionale dall'area portuale e intercettare il trasporto solido proveniente da nord.

La struttura, inoltre, permette l'ingresso del moto ondoso nell'area compresa tra il porto canale e la zona

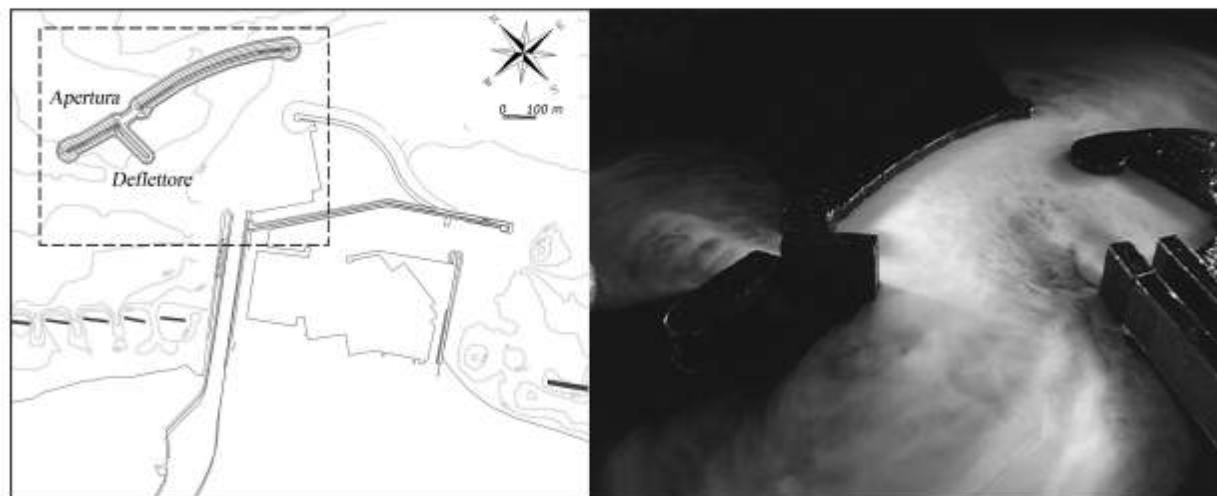


Figura 6 - Apertura nella diga foranea con deviatore di flusso per facilitare il deflusso delle acque fluviali verso il largo.

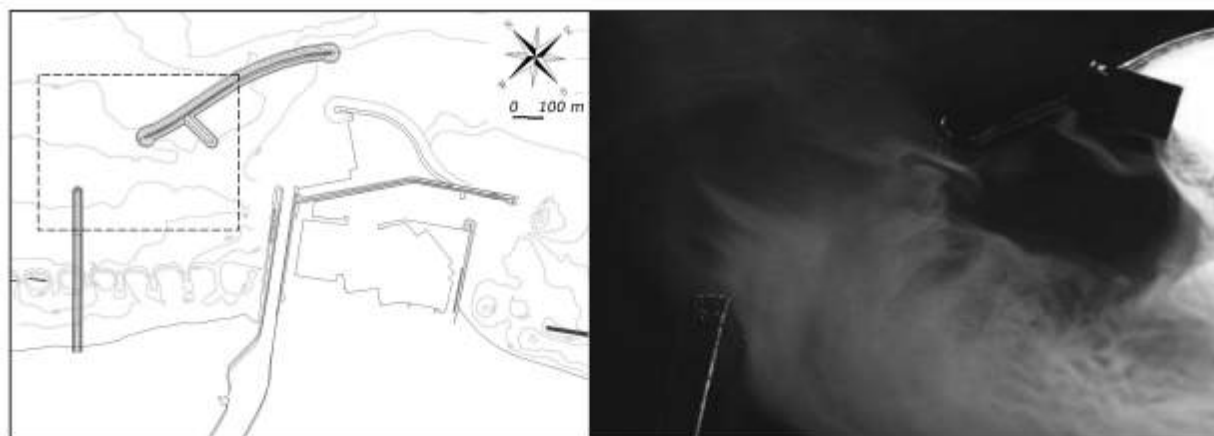


Figura 7 - Deviatore di flusso e pennello intestato a riva per impedire il deflusso delle acque fluviali lungo la costa a nord del porto di Pescara.

balneabile a nord del porto, evitando il ristagno delle acque fluviali e la deposizione del sedimento da esse trasportate, senza alterare il naturale mescolamento tra acque dolci e salate e la necessaria ossigenazione delle acque.

Questa prova, confrontata con tutte le altre, evidenzia come la separazione fisica del tratto di litorale utilizzato per la balneazione dall'area portuale risulti essere l'unico modo per ottenere la completa e definitiva soluzione del problema della qualità delle acque nella fascia costiera a nord del porto.

L'efficacia di questa soluzione potrebbe essere migliorata introducendo l'apertura nella diga foranea descritta in Figura 6.

Le ulteriori soluzioni proposte (Lalli et al., 2005) prevedono modifiche sostanziali della diga foranea; si tratta di opere molto onerose, rispetto a quelle previste nelle precedenti soluzioni, e richiedono quindi notevole cautela nell'analisi dei risultati e relativi costi/benefici.

In questo lavoro viene descritta l'ipotesi che contempla la rimozione della parte centrale della diga foranea e la realizzazione di due moli convergenti protesi verso il largo a protezione del nuovo ingresso così ottenuto (Fig. 8).

Tuttavia, nonostante l'ampiezza notevole dell'apertura, questa soluzione comporta una riduzione davvero minima del deflusso delle acque fluviali verso nord.

Infatti, le visualizzazioni sperimentali mostrano che il getto fluviale impatta sul molo convergente settentrionale e genera una circolazione che induce un ritorno delle acque dolci verso la costa. Probabilmente una diversa forma e orientamento dei moli convergenti potrebbe migliorare il drenaggio del deflusso fluviale verso il largo, fatta salva la necessità di proteggere la nuova imboccatura dalle mareggiate tenendo conto di tutte le forzanti idrodinamiche e meteo-marine in gioco.

Conclusioni

In questo lavoro sono descritti i risultati delle indagini sperimentali, svolte presso il laboratorio di fluidodinamica dell'Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale, finalizzate allo studio della dispersione del deflusso fluviale nel porto di Pescara. Gli esperimenti sono stati compiuti per diverse configurazioni delle opere portuali. I risultati hanno fornito indicazioni qualitative, ma determinanti per la definizione di soluzioni in grado di mitigare o risolvere il problema ambientale del litorale a nord del porto di Pescara.

Le esperienze condotte hanno ben evidenziato che la presenza del forzante baroclinico, legato agli effetti di galleggiamento delle acque fluviali su quelle marine più dense, rende molto difficile il controllo del flusso. Infatti, le soluzioni che prevedono aperture nella diga foranea, quantunque consentano il libero deflusso delle acque fluviali verso il largo, non possono impedire l'espansione dello strato di acqua dolce in tutte le direzioni,

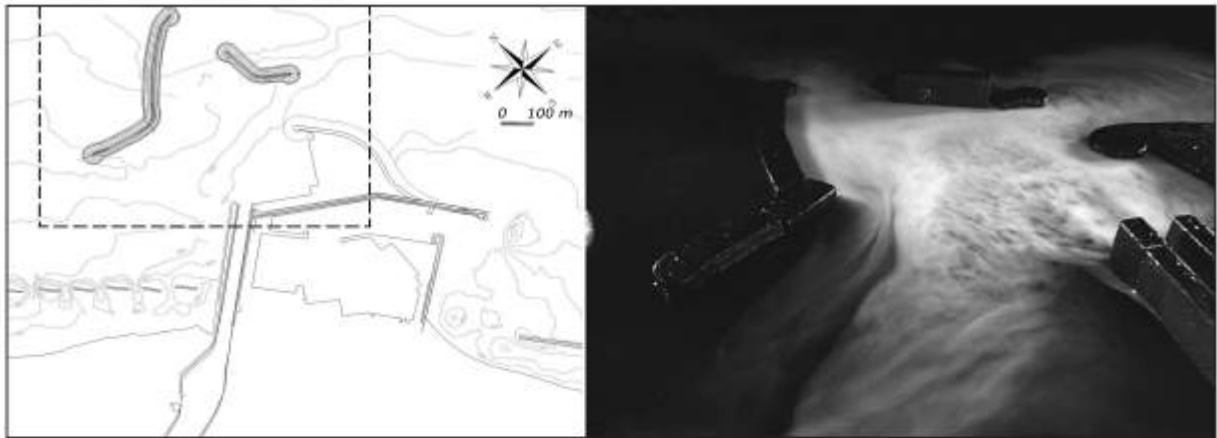


Figura 8 - Realizzazione di un'ampia apertura nella diga foranea, protetta con moli convergenti.

a meno che l'ampiezza dell'apertura non sia tale da consentire una fuoriuscita estremamente rapida delle acque fluviali dall'area portuale.

Nella configurazione attuale il deflusso del fiume Pescara è fortemente condizionato dalle opere presenti immediatamente a ridosso della foce. Le prove sperimentali hanno evidenziato che, tra gli interventi proposti, quelli che mantengono l'apertura del porto sul lato nord sono in grado di limitare il deflusso di acque fluviali (e di quanto ad esse associato) lungo la costa settentrionale, ma non di eliminarlo completamente. Ad esempio, le soluzioni analizzate che prevedono la realizzazione di aperture, anche ampie, nella diga foranea, non garantiscono una soluzione soddisfacente del problema della qualità delle acque. Inoltre, la realizzazione di aperture nella diga foranea richiede opere permeabili finalizzate a contrastare la penetrazione del moto ondoso nel porto; l'efficienza (dal punto di vista del drenaggio delle acque fluviali) di aperture così "attrezzate" richiede, quindi, ulteriori verifiche.

Alla luce di quanto osservato, solo la chiusura del varco a nord, tra la diga foranea e la foce, è in grado di eliminare in maniera completa e definitiva il fenomeno della propagazione delle acque dolci lungo il litorale. A tal proposito, la barriera galleggiante tra il molo nord del porto canale e la diga foranea ha mostrato la sua efficienza, ma è evidente che tale tipo di intervento non può che essere limitato alla stagione estiva.

Come possibile soluzione definitiva è stata proposta la configurazione descritta in Figura 9, con la quale si propone di risolvere le problematiche ambientali deviando il fiume Pescara al di fuori dell'area portuale. A tale scopo è prevista la realizzazione di un pennello di contenimento a nord dell'opera di collegamento tra la diga foranea e la riva, l'apertura della connessione tra i due pennelli e il fiume Pescara, il riempimento dell'attuale porto canale e la possibile realizzazione di una darsena per la pesca a nord del nuovo pennello. I benefici indotti da questa soluzione sono molteplici. In primo luogo il deflusso del fiume Pescara avviene in condizioni analoghe a quelle che si avevano in assenza della diga foranea eliminando quindi i problemi di qualità delle acque lungo il litorale settentrionale legati all'interazione tra il deflusso delle acque dolci e l'opera foranea. La portualità di Pescara viene razionalizzata e suddivisa in bacini separati, con miglioramento dell'utilizzo delle aree a terra e degli specchi acquei. Il porto commerciale può disporre di una banchina lato terra più lunga e di maggiori spazi ricavati dalla colmata dell'attuale porto canale. Inoltre, la pesca può trovare una stabile collocazione in un'area esclusivamente destinata alle sue attività con possibilità di sviluppo e miglioramento. Infine, il problema dell'insabbiamento dei bacini portuali potrà essere ricondotto alla sola interazione tra il trasporto solido litoraneo e le strutture portuali, eliminando tutte le problematiche relative alla sedimentazione dei materiali del fiume all'interno delle darsene. Tale problematica, comunque, dovrà essere approfondita nel prosieguo dell'*iter* progettuale.

Nella ipotesi di mantenere un'unica imboccatura per il porto di Pescara aperta verso sud, questa deve essere

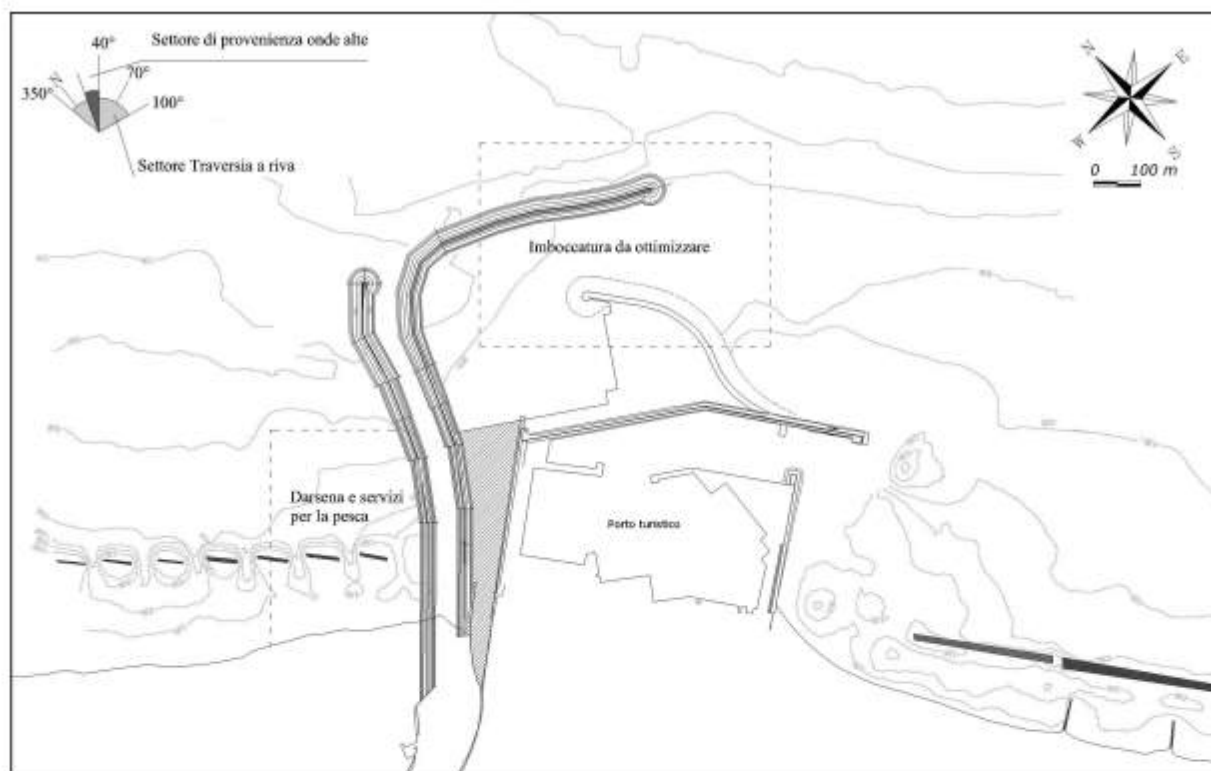


Figura 9 - Soluzione definitiva proposta: realizzazione di argini e modifica della diga foranea per consentire il libero deflusso delle acque fluviali verso il mare aperto.

ottimizzata in modo da aumentare la sicurezza dell'ingresso con modifiche della configurazione planimetrica. Si potrebbe avanzare l'ipotesi di prolungare verso est la diga foranea, a partire dalla testata meridionale e/o modificare la sagoma del tratto del molo di levante in corrispondenza della imboccatura in modo da evitare che le onde da esso riflesse vadano ad interessare la zona di accesso.

E' opportuno osservare che la separazione tra l'area portuale e la costa settentrionale dedicata alla balneazione è suggerita anche dalla dinamica litoranea locale, caratterizzata da un trasporto solido lungo costa diretto prevalentemente da nord a sud. L'intercettazione di tale componente impedisce che il materiale proveniente da nord, di ottima qualità, venga contaminato dai limi di provenienza fluviale e rimanga disponibile per l'arenile, piuttosto che contribuire all'interrimento del porto (generato principalmente dal trasporto solido del fiume). Gli esperimenti, pur avendo consentito una prima selezione delle possibili ipotesi di intervento, non possono essere considerati esaustivi per valutazioni comparative esaurienti e definitive in merito alle ipotesi formulate. Infatti, negli esperimenti realizzati viene simulata l'interazione tra deflusso fluviale e opere marittime tenendo conto degli effetti della stratificazione salina (ciò costituisce l'aspetto innovativo del presente lavoro), ma trascurando la presenza di forzanti meteo-marine.

Questa approssimazione risulta solo in parte giustificata dalla elevata energia cinetica della corrente del fiume in prossimità della foce, anche perché ciò risulta vero nello studio del campo idrodinamico all'interno dell'avamposto, mentre l'efficienza del deflusso attraverso un'eventuale apertura della diga, allorché gran parte dell'energia cinetica della foce risulta ormai dissipata, dipende molto dalle condizioni esterne.

Ai fini di un esame completo delle ipotesi proposte si ritengono pertanto necessari ulteriori studi.

In particolare, si ritiene opportuno svolgere le seguenti indagini:

- 1) campagne di osservazione e misura *in situ*:
 - correntometria fluviale e marittima;

- stratificazione termica e salina alla foce e nell'area portuale;
- dati batimetrici; contenuto e distribuzione dei sedimenti in sospensione;
- qualità delle acque in prossimità della foce; portate del fiume, dati di vento e livelli marini;

2) simulazioni con modelli teorico-numeric 3D, finalizzati alla verifica e all'ottimizzazione delle soluzioni individuate.

Ringraziamenti

Questo lavoro è dedicato alla memoria del Sottosegretario del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti On.le Nino Sospiri, che gli autori ringraziano per la fiducia riposta, l'apprezzamento per i risultati raggiunti e l'incoraggiamento profuso nella promozione delle attività dell'APAT, avviata nel 2000 su iniziativa del Prof Giovanni Damiani. Le attività in campo sono state svolte in collaborazione con la Regione Abruzzo, l'Agenzia Regionale per la Tutela dell'Ambiente Abruzzo, che ha messo a disposizione imbarcazioni e strumentazione, la Direzione Marittima di Pescara e il Comando dei Carabinieri per la Tutela dell'Ambiente. Gli autori ringraziano infine Claudio Cerri, Massimo Falchi, Lorenzo Morra, Cristiano, Ravaoli, Enzo Verrastro per la collaborazione offerta durante lo svolgimento del lavoro.

Bibliografia

- Adrian R. J. (1991) - *Particle-imaging techniques for experimental fluid mechanics*. Annual Reviews of Fluid Mechanics, 23: 261-304.
- Balas L. e Ozhan E. (2000) - *An Implicit three-Dimensional Numerical Model to Simulate Transport Processes in Coastal Water Bodies*. Journal of Computational Physics, 34: 307-339.
- Barbano A., Corsini S., Lisi I., Bruschi A., Del Gizzo M., Archina M. e Paone M. (2008) - *Caratteristiche della Costa Italiana: le Unità Fisiografiche e le Profondità di Chiusura*. Atti della I Conferenza Nazionale Coste: Prevenire, Programmare, Pianificare, Maratea, 9: 359-368.
- Berti D., Lalli F., Mozzi M., Miscione F., Porfidia B., Vittori E., De Girolamo P. (2000) - *Effetti delle opere antropiche recenti sull'equilibrio naturale dell'area circostante il porto-canale di Pescara*. Agenzia Nazionale per la Protezione dell'Ambiente, ANPA, Roma, pp. 8.
- Casulli V. (1990) - *Semi-implicit Finite Difference Methods for the Two-Dimensional Shallow Water Equations*. Journal of Computational Physics, 86: 56-74.
- Casulli V. (1999) - *A Semi-Implicit Finite Difference Method for Non-Hydrostatic Free-Surface Flows*. International Journal for Numerical Methods in Fluids, 30: 425-440.
- Cenedese A. e Romano G. P. (1990) - *PIV: a new technique in flow velocity measurements*. Excerpta, 5: 57-97.
- Chetverikov D. (2002) - *Particle image velocimetry by feature tracking*. Computer Analysis of Images and Patterns, LNCS, Springer Verlag, 2124: 325-332.
- Cugier P. e Le Hir P. (2002) - *Development of a 3D Hydrodynamic Model for Coastal Ecosystem Modelling. Application to the Plume of the Seine River (France)*. Estuarine, Coastal and Shelf Science, 55: 673-695.
- De Girolamo P. (2003) - *Studio dell'idrodinamica della foce del fiume Pescara con modello numerico per lo svolgimento dei lavori di completamento variante P.R.P. - 2° fase*. Rapporto Tecnico Conclusivo, Roma.
- Desiderio G., Nanni T. e Rusi S. (2001) - *La pianura alluvionale del fiume Pescara (Abruzzo): idrogeologia e vulnerabilità dell'acquifero*. Mem. Società Geologica Italiana, 56: pp. 197-211.
- Erhardt F.A. (2000) - *Theory and applications of digital image processing*. University of applied Sciences Offenburg: pp. 1-48.
- Fadlun E.A., Verzicco R., Orlandi P., Mohd-Yusof J. (2000) - *Combined Immersed-Boundary Finite-Difference Methods for Three-Dimensional Complex Flow Simulation*. Journal of Computational Physics,

161: 35-60.

- Fischer H.B., List J.E., Koh R.C.Y., Imberger J. e Brooks N.H. (1979) - *Mixing in Inland and Coastal Waters*. Academic Press, Inc., pp. 511.
- Ibanez C., Saldana J e Prat N. (1999) - *A Model to Determine the Advective Circulation in a Three Layer, Salt Wedge Estuary: Application to the Ebre River Estuary*. *Estuarine, Coastal and Shelf Science*, 48: 271-279.
- Kourafalou V.H. (2001) - *River plume development in semi-enclosed Mediterranean regions: North Adriatic Sea and North western Aegean Sea*. *Journal of Marine Systems*, 30: 181-205.
- Lalli F., Berti D., Miozzi M., Miscione F., Porfidia B., Serva L., Vittori E. e Romano G.P. (2001a) - *Analysis of Breakwater-Induced Environmental Effects at Pescara (Adriatic Sea, Italy) Channel-Harbor*. Proc. 11th International Offshore and Polar Engineering Conference, Stavanger, Norway, 2: 404-408.
- Lalli F., Berti D., Miozzi M., Miscione F., Porfidia B., Vittori E. e De Girolamo P. (2001b) - *Porto di Pescara: analisi degli effetti indotti sul litorale dal nuovo molo di levante*. In "Porto di Pescara, Comitato per un nuovo porto in sintonia con la città e l'ambiente", a cura dell'Agenzia Nazionale per la Protezione dell'Ambiente, ANPA, Roma: <http://www.portodipescara.com>.
- Lalli F., Miozzi M. e Romano G. P. (2002a) - *Some remarks on river mouth flow*. Proc. 12th International Offshore and Polar Engineering Conference, Kitakyushu, Japan, 3: 659-664.
- Lalli F., Miozzi M. e De Girolamo P. (2002b) - *Aspetti idrodinamici e ambientali del porto-canale di Pescara: simulazioni numeriche e indagini sperimentali*. Agenzia per la Protezione dell'Ambiente e Servizi Tecnici dello Stato, APAT, Roma.
- Lalli F., Falchi M., De Antoniis L. e Romano G.P. (2004) - *Analisi delle interazioni tra deflusso fluviale e opere marittime nel porto di Pescara: indagini sperimentali, simulazioni numeriche, osservazioni in campo*. Agenzia per la Protezione dell'Ambiente e Servizi Tecnici dello Stato, APAT, Roma.
- Lalli F., Corsini S., Guiducci F., Cerri C., Falchi M., Lisi I., Morra L. e Verrastro E. (2005) - *Dispersione del deflusso fluviale nell'area portuale di Pescara: proposte preliminari di intervento*. Agenzia per la Protezione dell'Ambiente e Servizi Tecnici dello Stato, APAT, Roma, pp. 72.
- Le H. e Moin P. (1991) - *An improvement of Fractional Step Methods for the Incompressible Navier-Stokes Equations*. *Journal of Computational Physics*, 92: 369-379.
- Li C.W. e Wang J.H. (2000) - *Large Eddy Simulation of Free Surface Shallow Water Flow*. *International Journal for Numerical Methods in Fluid.*, 34: 31-46.
- Liska R. e Wendroff B. (1999) - *Two Dimensional Shallow Water Equation by Composite Scheme*. *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 30: 461-479.
- Lloyd P.M. e Stansby P.K. (1997a) - *Shallow-water flow around model conical islands of small side slope. Part I: Surface piercing*. *Journal of Hydraulic Engineering*, 123: 1057-1067.
- Lloyd P.M. e Stansby P.K. (1997b) - *Shallow-water flow around model conical islands of small side slope. Part II: Submerged*. *Journal of Hydraulic Engineering*, 123: pp. 1068-1077.
- Marrocu M. e Ambrosi D. (1999) - *Mesh Adaptation Strategies for Shallow Water Flow*. *International Journal for Numerical Methods in Fluids*, 31: 497-512.
- Miozzi M. (2003) - *Advanced particle tracking velocimetry using feature tracking*. Dipartimento Idraulica, Trasporti e Strade, Università La Sapienza, Roma. pp. 12
- Provini A., Galassi S. e Marchetti R. (1998) - *Ecologia Applicata*. UTET, pp. 1190
- Russo M. (2003) - *Il fiume Pescara: caratteristiche idrologiche del bacino*. In "Porto di Pescara, Comitato per un nuovo porto in sintonia con la città e l'ambiente", a cura del Servizio Idrografico e Mareografico di Pescara, <http://www.portodipescara.com>.
- Regione Abruzzo, Servizio Opere Marittime e Qualità delle Acque Marine. (2003a) - *Progetto Esecutivo per i lavori di riqualificazione ambientale e di difesa delle aree della fascia costiera litoranea di Martinisicuro, Pescara Sud-Francavilla a Mare, Fossacesia, Casalbordino, Vasto, Montesilvano e Pineto-Silvi*.

- In "Progetto Esecutivo, Relazioni Tecniche Specialistiche: B3 Studio Morfologico", a cura della Regione Abruzzo, l'Aquila, pp. 62.
- Regione Abruzzo (2003b) - *Rapporto sullo stato dell'ambiente 2001*. In "Rassegna documenti regionali 1/2003", a cura della Struttura Speciale di Supporto Stampa della Giunta Regionale d'Abruzzo, Edigrafital S.p.A., Teramo, 1, pp. 319.
- Uittenbogaard, R.E., Van Vossen, B. (2004) - *Subgrid-scale model for quasi-2D turbulence in shallow water*. Shallow Flows, Jirka & Uijttewaal eds, Taylor & Francis Group, London, pp. 575-582.
- Uncles R. J. e Stephens J. A. (1996) - *Salt Intrusion in the Tweed Estuary*. Estuarine, Coastal and Shelf Science, 43: 271-293.

Ricevuto il 03/06/2009, accettato il 09/09/2009.

Stabilizzazione di arenili in erosione tramite sistemi di drenaggio della battigia: casi studio in Italia

Elisa Fontana ¹, Paolo Ciavola ¹, Diego Vicinanza ²

¹Dipartimento di Scienze della Terra, Università degli Studi di Ferrara, Ferrara, Italy,
Email: fntlse@unife.it, cvp@unife.it

²Dipartimento di Ingegneria Civile, CIRIAM, Seconda Università di Napoli, Aversa, Italy
Email: diegovic@unina.it

Sommario

La presente memoria descrive il comportamento di alcune spiagge italiane (Alassio, Ostia, Procida, Bibione, Metaponto, Lido Adriano) sottoposte ad interventi di drenaggio mediante BDS (Beach Drainage System).

L'analisi è stata svolta studiando l'evoluzione della linea di riva e le variazioni volumetriche della spiaggia mediante dati che, ove possibile, sono stati ricavati dallo studio e dall'elaborazione, dei rilievi topografici e batimetrici messi a disposizione dagli installatori del sistema, ad eccezione di un sito sperimentale (Lido Adriano, Ravenna) dove è disponibile un record di 4 anni di monitoraggio morfologico intrapreso dagli Autori.

In generale l'effetto positivo del dreno sul bilancio di spiaggia non sembra ben delineabile. Su tutti i siti, tranne che su Alassio e Lido Adriano, il monitoraggio è stato svolto per un periodo non sufficientemente lungo tale da consentire una corretta valutazione dell'efficacia del dreno sulle variazioni morfodinamiche della spiaggia. I siti di Alassio e Lido Adriano identificano un ruolo stabilizzante da parte del sistema, su una fascia di battigia molto ristretta. Nel caso di Lido Adriano, le dinamiche naturali (apporto di sedimenti, mareggiate) sembrano comunque controllare il bilancio di spiaggia al di là della presenza del dreno.

Si conclude che l'utilizzo di questo tipo di protezione dei litorali rimane limitato a causa di inefficienti linee guida nella progettazione e di scarsa evidenza scientifica sulla sua efficacia.

Parole chiave: drenaggio della spiaggia, Beach Management System, piezometrica, protezione dei litorali, Lido Adriano, variazioni volumetriche.

Abstract

The current paper describes the morphological behaviour of six Italian beaches (Alassio, Ostia, Procida, Bibione, Metaponto, Lido Adriano) where Beach Drainage Systems (BDS) have been installed. The study considered the evolution of the shoreline and volumetric changes using topographic and bathymetric surveys performed by the contractors that installed the system and, in one occasion (Lido Adriano), surveys carried by the authors for a period of 4 years.

In general, the role of drainage in enhancing beach sedimentation is not well defined. At all sites, except at Alassio and Lido Adriano, duration of the monitoring programme was too short for providing a significant assessment of how drainage controlled beach morphodynamics. At such sites, the effect of the drain could be restricted to a small part of the beachface. At the site of Lido Adriano, natural beach dynamics (sediment input and role of storms) seem to control the beach sediment budget much more clearly than does the drainage.

We conclude that the use of this solution for coastal protection still lacks clear design guidelines and that there is little scientific evidence of the efficiency of drainage systems in controlling beach processes.

Keywords: *beach dewatering, Beach Management System, piezometric, coastal protection, Lido Adriano, volumetric changes.*

Introduzione ai sistemi di drenaggio

I sistemi di drenaggio di spiaggia potrebbero rappresentare un metodo complementare alle tecniche tradizionali di protezione costiera. È noto che in fase di *run-up* il sedimento trasportato per sospensione e trascinamento tende a depositarsi sulla battigia mentre in fase di *run-down* il sedimento tende a depositarsi sulla parte bassa della spiaggia generando così dei fenomeni di erosione/accrezione.

La perdita di energia potenziale per effetto della percolazione all'interno della spiaggia emersa contribuisce alla diminuzione di energia del *back-wash* (Grant, 1948) producendo una serie di meccanismi che favoriscono la stabilizzazione della linea di riva. Infatti, quando la superficie piezometrica è alta per effetto della marea o della frequenza delle onde, il flusso di ritorno in battigia è tale da provocare un aumento dell'erosione potenziale (Duncan, 1964). La rapida successione di onde e quindi di *run-up* determina una continua ricarica idraulica degli strati superficiali di sedimento, con il conseguente innalzamento della posizione media della linea di saturazione o anche la completa saturazione della zona di *swash*. In questo caso la spiaggia è completamente satura ed il grado di stabilità dei sedimenti diminuisce.

I primi studiosi a proporre l'applicazione pratica di tale teoria furono Machemehl et al. (1975). Successivamente ricercatori australiani (Chappel et al., 1979) riuscirono a condurre il primo vero esperimento di drenaggio della spiaggia, ottenendo risultati positivi e nel 1983 il Danish Geotechnical Institute realizzò il primo prototipo a Hirtshals, sulla costa nord-est della Danimarca (Ovesen e Shuldt, 1992).

La prima correlazione tra la quota della piezometrica ed i processi di erosione/accrezione della spiaggia fu proposta da Grant (1946, 1948), che condusse per alcuni anni delle osservazioni su di un tratto di costa nel sud della California, ed osservò che ad una quota alta della piezometrica coincideva un'accelerazione del processo di erosione, mentre per quote della piezometrica via via minori, la spiaggia si mostrava in avanzamento.

I primi ricercatori che studiarono in laboratorio, su modelli bidimensionali, la possibilità di una modifica artificiale della quota della piezometrica furono Machemehl et al. (1975). Successivamente vari studiosi (Kawata e Tsuchiya, 1986; Sato, 1990; Ogden e Weisman, 1991; Oh e Dean, 1992; Oh e Dean, 1994; Sato et al., 1994) hanno simulato in laboratorio gli effetti del drenaggio di spiaggia.

Il confronto tra la parte del modello sottoposta a drenaggio e quella non drenata, dimostrò che gli effetti dell'abbassamento della piezometrica sono positivi, con una generale stabilizzazione ed avanzamento della linea di riva. Più recentemente, numerose sperimentazioni in laboratorio (Damiani e Ranieri, 1988) hanno confermato che l'abbassamento della superficie freatica in terreni granulari ne aumenta la stabilità e ne elimina la tendenza a muoversi.

Il *Beach Management System* (BMS) o *Beach Dewatering System* (BDS) è stato brevettato nel 1985 dal *Danish Geotechnical Institute* (Vesterby, 1991; Vesterby, 1994) e basa il suo funzionamento proprio sui concetti enunciati sopra. La struttura è molto semplice ed è costituita da uno o più dreni posti parallelamente alla linea di riva al di sotto della linea di falda (Fig. 1).

La distanza dalla linea di riva e la profondità alla quale viene posto il dreno sono tra i fattori principali che decretano una maggiore o minore efficacia del sistema, e sui quali si stanno effettuando ancora numerosi studi.

Il dreno, generalmente ricoperto con una coltre di sabbia quarzifera stabilizzante, attraverso un tubo di raccordo, convoglia l'acqua raccolta ad un pozzetto. Il processo di drenaggio fino al pozzetto avviene per gravità, ed il pozzetto è posto sul margine interno della spiaggia, la quale viene pompata l'acqua drenata nuovamente in mare attraverso condotte appositamente realizzate.

Le spiagge limitrofe alla zona protetta non subiscono una marcata influenza della presenza del dreno, in quanto, a differenza delle strutture rigide, questo intercetta solo una piccola percentuale del materiale trasportato dalle

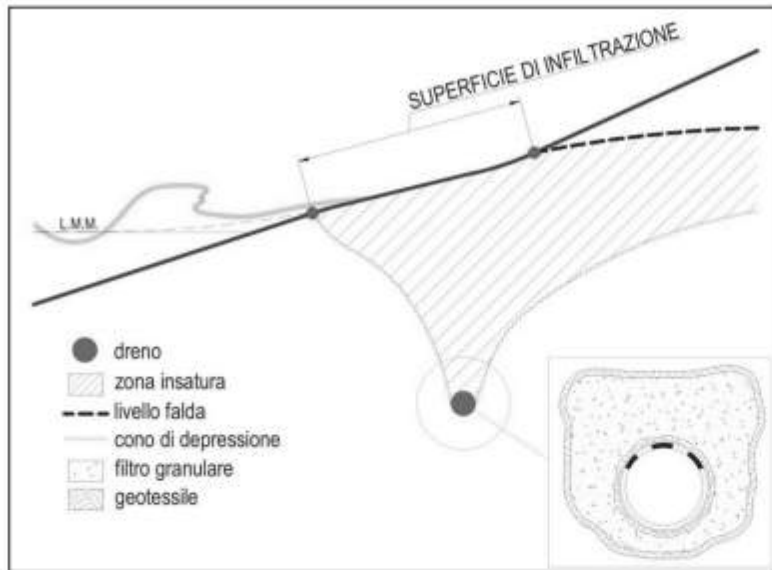


Figura 1 - Azione del BMS sulla piezometria e particolare della sezione del dreno.

correnti lungocosta, le quali continueranno a garantire il bilancio di sabbia preesistente all'intervento.

In Italia il BMS ha riscosso un grande interesse grazie ai notevoli vantaggi che presenta rispetto ai metodi di protezione costiera tradizionali. Infatti, oltre alla facilità di installazione ed alla semplicità di funzionamento, l'impatto sull'ambiente nel senso più ampio del termine, e sugli utilizzatori della spiaggia, è nullo. Rimane però il problema di riuscire a definire le reali possibilità di questa soluzione stabilizzatrice, soprattutto in un'ottica di valutazione costi/benefici rispetto a soluzioni più tradizionali come le opere rigide ed i ripascimenti.

I sistemi di drenaggio in Italia

I sistemi di drenaggio che sono stati installati sulle spiagge italiane dal 2001 ad ora sono sette, anche se alcuni sono stati disattivati. Il BMS è stato impiegato sia in *pocket beaches*, sia su spiagge rettilinee, sia su spiagge in prossimità della foce di un fiume. Le granulometrie medie dei sedimenti di spiaggia oscillano tra 0.18 e 0.36 mm e la morfodinamica della spiaggia varia tra intermedia a riflettente. Dai dati disponibili in letteratura i risultati di una *performance* positiva del sistema sono abbastanza limitati. Gli unici dati pubblicati finora si riferiscono ai siti di Alassio in Liguria (Bowman et al., 2006; Bowman et al., 2007), Isola di Procida vicino a Napoli (Vicinanza et al., in stampa) e Lido di Ostia nei pressi di Roma (Damiani et al., 2003). Tranne in alcuni dei casi citati sopra, l'attività di monitoraggio non è stata sufficientemente accurata sia da un punto di vista spazio-temporale (pochi transetti, non sufficientemente estesi e frequenza dei rilevamenti nel tempo bassa/insufficiente) che tecnologico (mancanza di misura delle forzanti fisiche).

Il presente lavoro riprende un precedente articolo di revisione sull'argomento (Ciavola et al., 2009) ampliando l'analisi dei dati disponibili.

Il litorale di Alassio (SV)

Descrizione del sito e caratteristiche del sistema di drenaggio

Nel febbraio 2004 veniva terminata la messa in opera di un impianto BMS (operativo dal 1 marzo 2004) in un tratto di arenile lungo circa 200 m e era una spiaggia lunga circa 3 km costituita da sabbia fine ($d_{50}=0.17-0.25$ mm) con alcune zone in cui sono presenti depositi di ciottoli. I dati di clima di moto ondoso archiviati dalla Rete Ondametrica Nazionale (RON), misurati dalla boa al largo di La Spezia ($40^{\circ}52'00''N$, $12^{\circ}56'60''E$, Mar Ligure) indicano che il litorale Alassio è esposto ad onde provenienti tra $210^{\circ}N$ e $225^{\circ}N$.

L'impianto installato aveva due tubazioni di lunghezza 100 m poste ad un interasse di 1 m; il diametro delle condotte era di 160 mm.

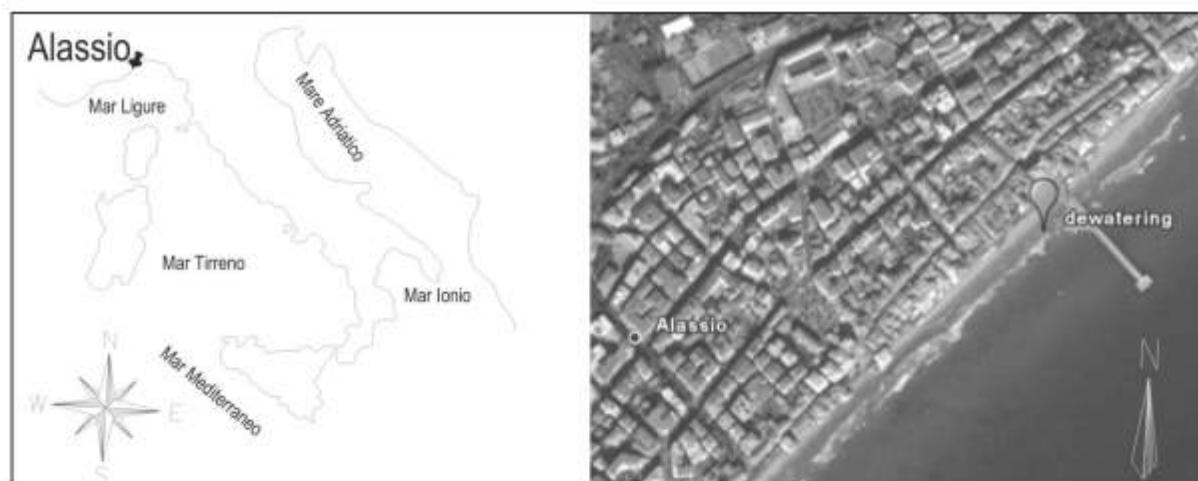


Figura 2 - Inquadramento della zona in esame ad Alassio (Google Earth™).

Evoluzione morfologica

Le indagini qui analizzate (febbraio 2004-marzo 2005) sono state effettuate dagli installatori (Impresub S.r.l.) lungo 5 profili drenati e lungo 5 profili su una sezione di controllo situata 220 m a sud del sistema di drenaggio (Fig. 3A).

I dati a disposizione riguardano la variazione volumetrica, misurata in metri cubi (m^3) assoluti fino alla -0.50 m, e la variazione della linea di riva, misurata in metri lineari (ml).

Dal momento che i rilievi a disposizione non erano stati effettuati con cadenza regolare, per poter interpretare correttamente i dati questi sono stati riportati su base mensile.

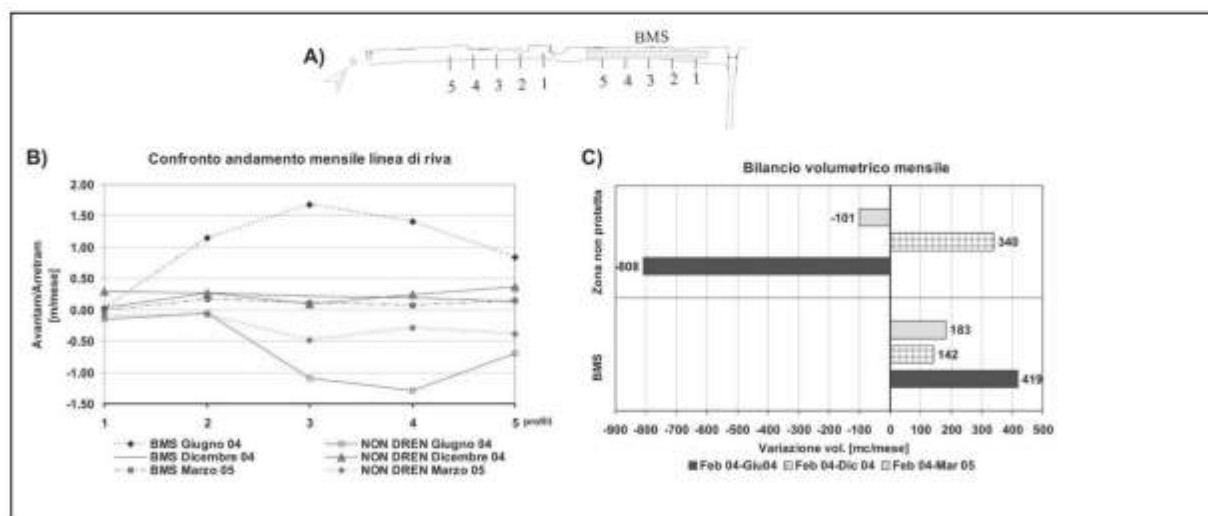


Figura 3 - A) Profili tratto drenato (BMS) e non drenato; B) Variazioni mensili della linea di riva; C) Istogramma bilancio volumetrico mensile (fino a alla quota di -0.50 m).

Come è possibile osservare dal grafico di figura 3B, le variazioni della linea di riva nel tratto non protetto mostravano un continuo arretramento anche dopo l'installazione (febbraio 2004), con l'eccezione di alcune zone in accrezione nel dicembre 2004. Il tratto drenato mostrava un improvviso aumento di volume (Fig. 3C) corre-

lato ad un cospicuo avanzamento della linea di riva (Fig. 3B) dopo la costruzione del sistema (febbraio-giugno 2004), tuttavia tale morfologia non si presentava più nel rilievo di dicembre dove a seguito di diverse mareggiate invernali si aveva una notevole perdita di volume della spiaggia.

Dopo un anno dall'installazione si osservava un debole aumento nel volume di sedimento depositatosi nel tratto drenato e la linea di riva si trovava praticamente nella posizione pre-accensione. Queste osservazioni sono in accordo con quelle pubblicate da Bowman et al. (2007), basate su rilievi indipendenti effettuati da quegli Autori.

Inoltre come è stato possibile notare dalle sezioni trasversali lungo i profili, i volumi positivi registrati nel tratto drenato potrebbero essere imputabili ad una redistribuzione del sedimento lungo il profilo di spiaggia e non ad un incremento deposizionale.

La risposta della variazione della linea di riva fu studiata anche da Tessari et al. (2008) dove, contrariamente a quanto detto dagli Autori, nello stesso periodo di osservazione fu riscontrato un avanzamento massimo della linea di riva compreso tra i 4 m ed i 9 m.

La spiaggia di Ostia (Roma)

Descrizione del sito e caratteristiche del sistema di drenaggio

L'area in esame è collocata in corrispondenza della costa laziale compresa tra la foce del Canale dei Pescatori e l'area della Tenuta di Castel Porziano in località Ostia Lido (Mar Tirreno) (Fig. 4). La piana costiera su cui sorge l'abitato di Ostia, delimitata a nord-ovest dal Fiume Tevere ed a nord-est dalle propaggini dei colli albani, si è sviluppata grazie alla progressiva progradazione degli apparati deltizi del Fiume Tevere.

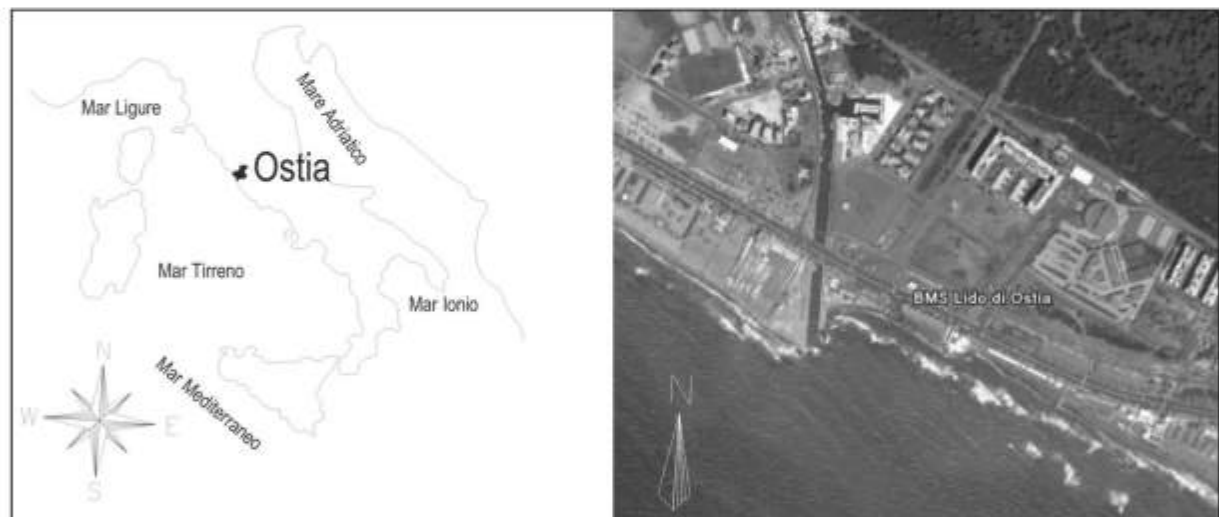


Figura 4 - Inquadramento della zona in esame ad Ostia (Google Earth™).

Secondo Damiani et al. (2003) la spiaggia prima dell'installazione era larga circa 43 m con sabbie a granulometria fine ($d_{50}=0.15-0.20$ mm) ben assortite. Il BMS di Ostia rappresenta il primo impianto di drenaggio a livello italiano (febbraio 2001) ed era composto da tre condotte drenanti indipendenti di diametro 160 mm, ognuna con una propria stazione di pompaggio (Damiani et al., 2003). Il sito aveva subito un intervento di ripascimento nel 1999 ed il prototipo di impianto di drenaggio iniziava le attività nel febbraio 2001, ma era operativo per poco più di un anno, quando si decideva di effettuare un altro ripascimento (R. Rossetti, pers. Comm.). Purtroppo non sono disponibili dati a lungo termine per quanto riguarda le prestazioni dell'impianto. I primi risultati all'accensione sembravano indicare una progradazione della linea di riva con incrementi di 10 m in pochi mesi, ma tali prestazioni non furono mantenute a lungo termine, mostrando da subito alcuni problemi legati al danneggiamento del dreno (Damiani et al., 2003).

Diversamente, dai risultati pubblicati da Tessari et al. (2008) si evince che tra i siti italiani Ostia sembrerebbe l'impianto che ha mostrato la risposta migliore con avanzamenti massimi della linea di riva compresi tra i 4 m ed i 10 m.

Isola di Procida, il litorale della Chiaiolella (NA)

Descrizione del sito e caratteristiche del sistema di drenaggio

L'isola di Procida (40°45'N, 14°00'E) con la sua forma allungata e ricca di insenature semicircolari, residui di crateri vulcanici, ha una superficie di circa 4 km² ed è caratterizzata da coste rocciose a picco sul mare o con una fascia più o meno ampia di spiaggia alla base delle falesie. Le spiagge sabbiose sono in genere poco estese, eccezion fatta per le spiagge di Ciraccio (NNE) e Ciracciello (SSO) (Fig. 5) di discreta estensione lungo la costa occidentale, tutte interessate da spiccati fenomeni erosivi. L'erosione delle pareti rocciose fornisce ciottoli e sabbie; sulle spiagge di Ciraccio e Ciracciello si osservano fasi erosive in seguito alle forti mareggiate e dall'azione dei venti di ponente e maestrale che spirano sul litorale. L'azione del mare attualmente ha unificato le due spiagge, prima separate da due promontori, trasformati in faraglioni.

La spiaggia è classificabile come *pocket beach* con pendenza media del fondale (fino alla profondità di 10 m) di circa 2% con batimetrie pressochè parallele alla linea di costa; il *backshore* è limitato da una scogliera alta 10 m formata da rocce piroclastiche. La spiaggia si estende per 1.5 km, è quasi rettilinea ed è orientata NNE - SSW. L'analisi del clima di moto ondoso effettuata utilizzando i dati forniti dalla boa della RON, al largo dell'isola di Ponza (40°52'00"N, 12°56'60"E, Mar Tirreno), evidenzia che il litorale della Chiaiolella è esposto a onde provenienti dal settore di traversia compreso tra 280° N e 5° N (Vicinanza et al., in stampa) (Fig. 5).

La parte emersa della spiaggia della Chiaiolella è formata da sabbie a granulometria media ben assortite ($d_{50}=0.35$ mm), diversamente nella parte sommersa sono presenti diversi ciottoli (fino al 33%).

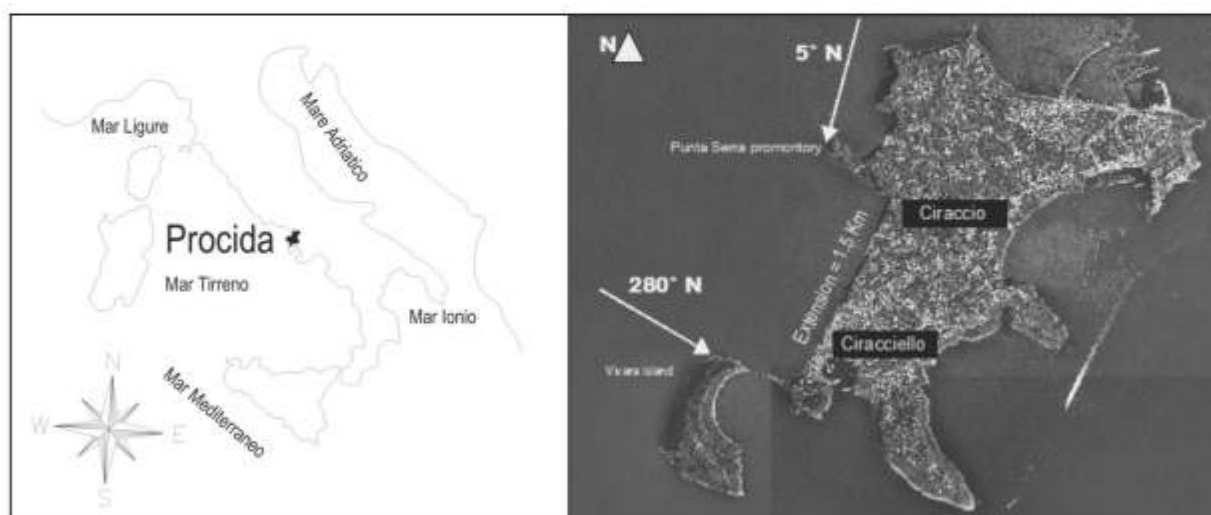


Figura 5 - Inquadramento della zona in esame con indicazione del BMS.

L'impianto veniva installato nell'aprile 2002 ed era composto da tre moduli aventi diametro pari a 140 mm e lunghezze di 325 m, 390 m e 100 m. Le tubazioni erano poste alla profondità di 0.5 m l.m.m. e la capacità drenante variava tra 15 e 20 l/s (Vicinanza et al., in stampa).

Le ragioni principali che hanno giustificato l'installazione del sistema sono state, oltre a fornire una più ampia spiaggia per gli utenti, la possibile limitazione dell'erosione della scogliera durante eventi di tempesta.

Il sistema non è più operativo dal dicembre 2004, dato che le autorità locali hanno deciso di intraprendere un ripascimento e misure di stabilizzazione della scogliera.

Evoluzione morfologica

Prima di eseguire l'installazione del sistema di drenaggio nel mese di ottobre 2001 veniva effettuato un rilievo mediante DGPS (RTK) dalla ditta GAIT S.r.l. Il rilievo era stato ripetuto nei mesi di agosto e ottobre 2002. Venivano rilevati settantatre profili con un interasse di 20 m; i profili venivano misurati da una quota di 3 m ad una profondità di 2 m (Fig. 6A). L'area di studio veniva divisa in due segmenti corrispondenti alla spiaggia di Ciraccio e di Ciracciello, le sezioni di controllo situate erano localizzate rispettivamente a nord ed sud di ciascun segmento drenato (Figg. 6B, C).

Analizzando l'evoluzione della linea di riva tra ottobre 2001 ed agosto 2002 non si nota una chiara discriminazione tra i tratti in arretramento e quelli in avanzamento. In particolare nei tratti drenati, non si registravano degli avanzamenti apprezzabili: a Ciraccio la spiaggia drenata avanzava di soli 4 m, mentre la spiaggia di controllo avanzava 8 m, a Ciracciello la spiaggia drenata avanzava in media di 2 m mentre la spiaggia di controllo era avanzata in media 6 m.

Osservando la linea di riva nel rilievo di agosto 2002 si notava una leggera stabilizzazione con tendenza all'avanzamento, ma il fenomeno è irregolare e non è correlabile alla presenza o meno del dreno.

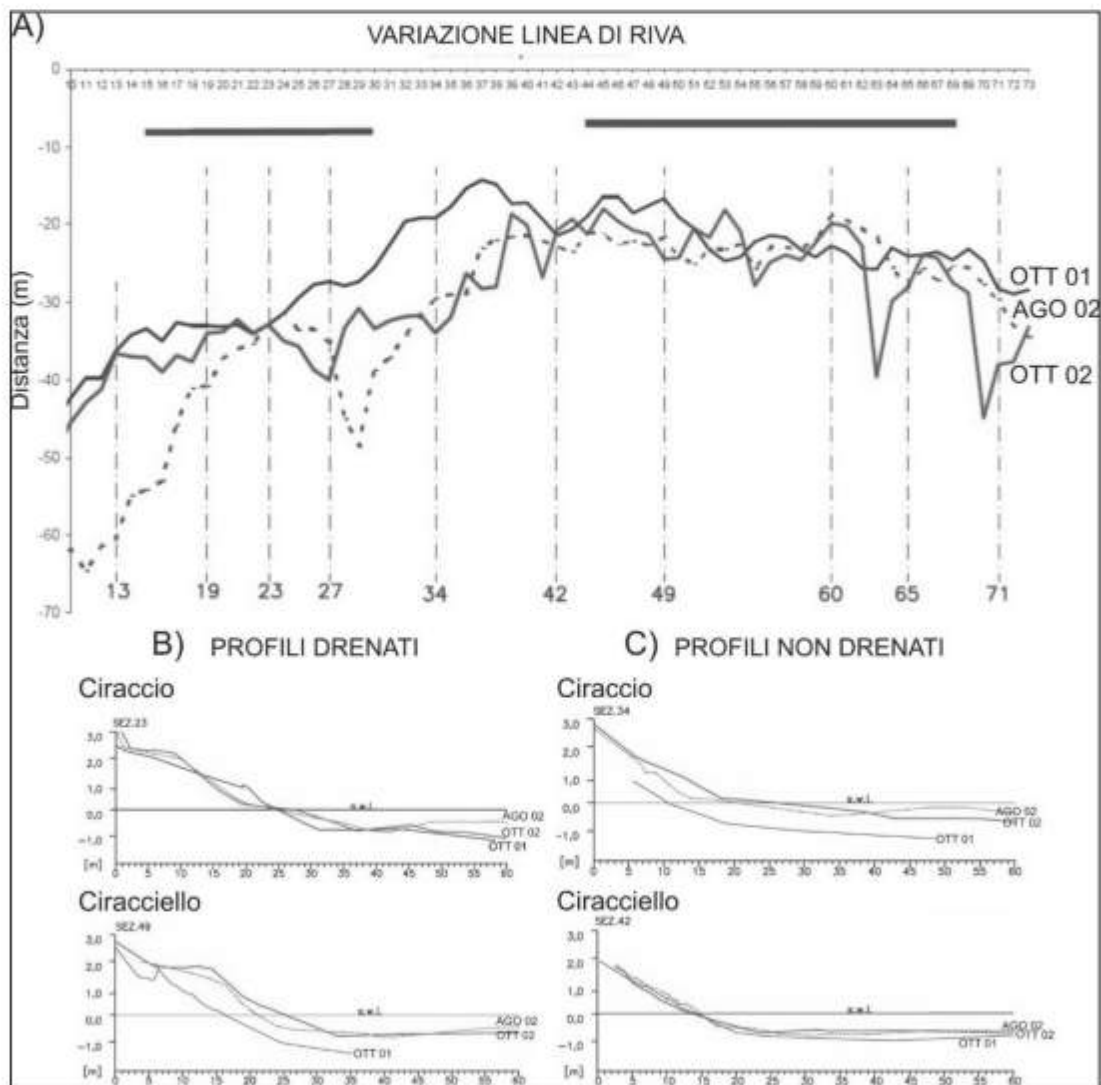


Figura 6 - A) Evoluzione della linea di riva; B) profili situati sul tratto drenato; C) profili situati sul tratto non drenato.

Dal momento che la zona drenata era più estesa della non drenata, i volumi (Figg. 7A, B) sono stati ricalcolati con media pesata. Analogamente agli altri siti, i rilievi non erano stati effettuati a cadenze regolari pertanto si è deciso di calcolare le variazioni su base mensile; essendo i volumi calcolati lungo i profili, i dati vengono espressi come m^3/ml .

Dall'analisi è emerso che tra ottobre 2001 ed agosto 2002 le variazioni volumetriche nella spiaggia di Ciraccio (NNE) erano positive con valori leggermente più alti nella zona non drenata, diversamente da quanto accaduto nella spiaggia di Ciracciello.

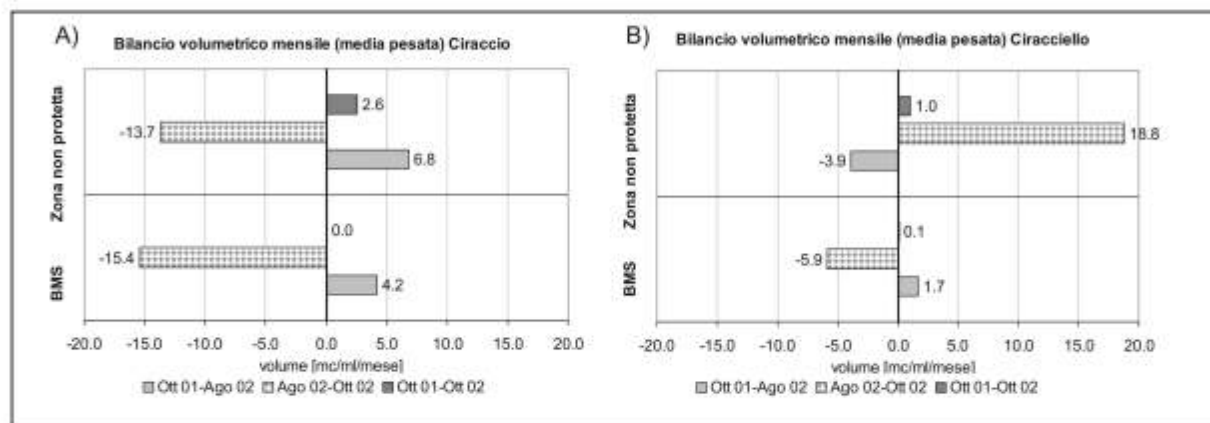


Figura 7 - Bilancio volumetrico arenili di A) Ciraccio; B) Ciracciello.

Tra agosto 2002 ed ottobre 2002 le zone drenate e le zone non drenate di Ciraccio si presentavano in erosione, mentre quelle non drenate di Ciracciello si trovavano in accrezione. Complessivamente tra ottobre 2001 ed ottobre 2002 le zone drenate rimanevano stabili mentre quelle non drenate presentavano una sensibile accrezione che si testava essere attorno ad $1.8 m^3/ml/mese$.

Dai risultati proposti dagli Autori ma diversamente da quanto detto da Tessari et al. (2008), sembrerebbe quindi che i processi di accrezione non siano legati alla presenza del dreno. La risposta della spiaggia proposta da Tessari et al. (2008) fu, su quattro mesi di osservazione, un avanzamento massimo della linea di riva variabile tra i 4 m ed i 6 m.

Il litorale di Bibione (VE)

Descrizione del sito e caratteristiche del sistema di drenaggio

Bibione ($45^{\circ}37'N$, $13^{\circ}02'E$, Mar Adriatico) si presenta come una penisola confinante ad est con la foce del fiume Tagliamento, a sud con il Mare Adriatico, ad ovest con la bocca di comunicazione del sistema vallivo interno denominato Porto Baseleghe, a nord-ovest con il canale denominato Litoranea Veneta e, infine, collegata all'entroterra dall'argine del fiume Tagliamento (Fig. 8).

L'area di studio presenta un assetto morfologico caratterizzato da cordoni dunari sabbiosi e con un profilo topografico ondulato con quote massime di 3 metri, fittamente vegetati. (Ge.Co., 2005b).

Il profilo di spiaggia emersa si presenta con una debolissima pendenza del retro spiaggia verso mare, solo localmente interrotta da gradini erosivi di modesta altezza, principalmente sviluppati in corrispondenza degli affioramenti di origine lacustre palustre (Ge.Co., 2005b). La spiaggia è di tipo dissipativo e sono presenti pennelli e frangiflutti in prossimità della foce del Tagliamento a protezione del sistema dunare e del faro.

Dai dati messi a disposizione da Ge.Co. S.r.l. risulta che la spiaggia emersa è formata prevalentemente da sedimenti sabbiosi ($d_{50}=0.16-0.24 mm$), mentre verso l'entroterra sono presenti sedimenti limoso-sabbiosi ed argillosi di origine lacustre-palustre; i sedimenti più profondi sono costituiti esclusivamente da sabbie limose.

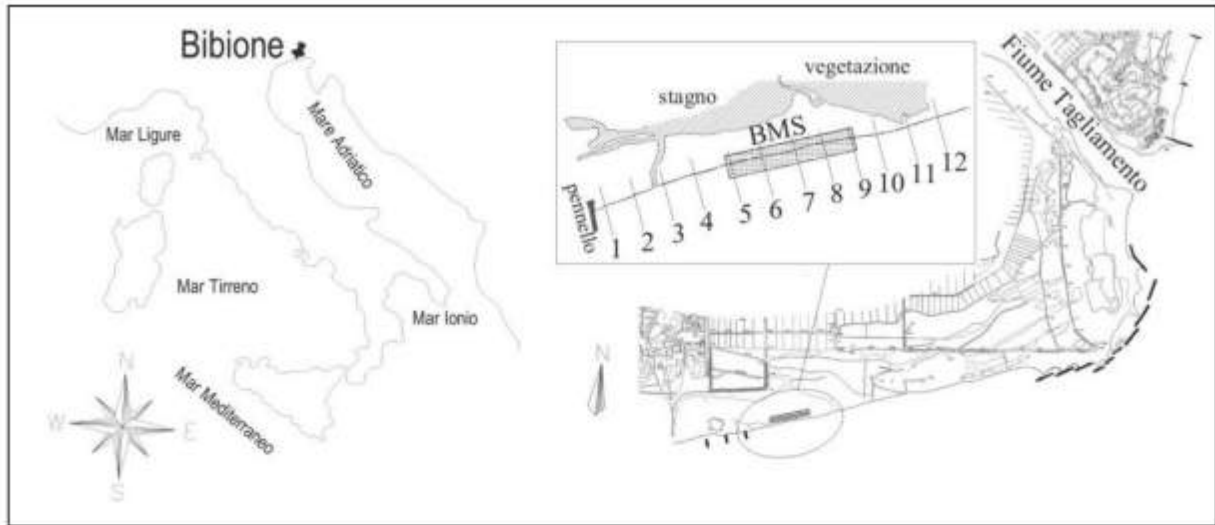


Figura 8 - Inquadramento della zona in esame con indicazione del BMS.

Nel giugno 2006 è terminata la messa in opera di un sistema di drenaggio BMS in un tratto di arenile di circa 200 m, in corrispondenza del settore costiero situato poco ad ovest della foce del Fiume Tagliamento (Fig. 8). Le due condotte poste ad interasse pari a 2.5 m hanno un diametro di 200 mm. L'acqua filtrata va in una piccola area umida retrostante. La boa appartenente alla RON più vicina, è quella di Punta della Maestra ($44^{\circ}58'18.1''N$, $12^{\circ}49'59.99''E$, Mar Adriatico). L'operatività è limitata in quanto ha funzionato solamente dal 1 gennaio al 24 novembre 2004. In tale periodo si evidenzia che il litorale di Bibione è esposto a mari regnanti tra i 120° ed i $135^{\circ}N$ mentre i mari dominanti sono distribuiti tra il I ed il II quadrante con direzioni comprese tra i 45° ed i $120^{\circ}N$, l'altezza d'onda significativa modale è compresa tra 0.25 ed 1 m, con altezze estreme che raramente superano i 3 metri di altezza (Fig. 9).

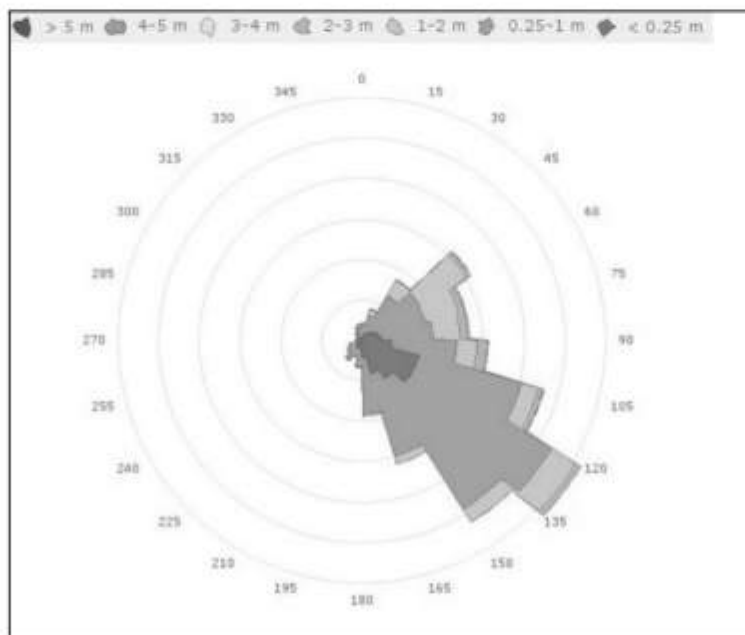


Figura 9 - Clima di moto ondoso con altezza d'onda significativa e direzione, boa di Punta della Maestra.

Evoluzione morfologica

L'evoluzione della linea di riva è stata monitorata da Gc.Co. S.r.l. confrontando i dati dei tre rilievi effettuati in Ottobre 2005 (comportamento naturale), Giugno 2006, Luglio 2006. Come rappresentato in figura 8 sono state realizzate 12 sezioni di cui 5 sul tratto sperimentale e 7 sui tratti laterali non interessati dal BMS.

Anche in questo sito le indagini non sono state svolte ad intervalli regolari, pertanto sia i valori di variazione di linea di riva (Fig. 10A) che di variazione volumetrica (Fig. 10B), sono stati calcolati su base mensile. In seguito vengono riportati i risultati derivanti dall'analisi sulla variazione mensile della linea di riva (Fig. 10A) e sul bilancio volumetrico (Fig. 10B).

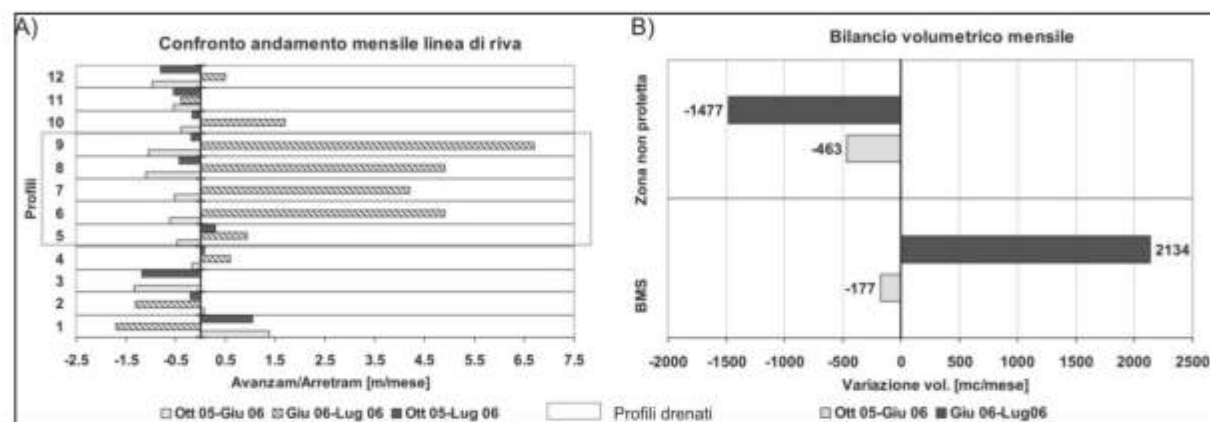


Figura 10 - A)Variazioni mensili della linea di riva; B) Istogramma bilancio volumetrico mensile.

La spiaggia prima dell'installazione del dreno si trovava in condizioni erosive come mostrano anche i valori in Figura 10. I dati a disposizione sulla variazione della linea di riva mostrano che prima dell'installazione l'arretramento della linea di riva si aggirava attorno al m/mese e l'unico incremento era stato osservato in aree vicino al pennello (sezioni 1 e 2). Dopo l'installazione del sistema la linea di riva nella zona drenata si trovava in avanzamento con incrementi dell'ordine di 4 m/mese.

A Bibione Tessari et al. (2008) riscontrarono su un periodo di osservazione di undici mesi, un avanzamento massimo della linea di riva dai 4 m ai 7 m.

Per quanto riguarda la variazione volumetrica della spiaggia, nella zona drenata si osserva un incremento di oltre 2000 m³/mese, quando sulle sezioni di controllo veniva registrata una perdita di 1400 m³/mese. Purtroppo non sono presenti ulteriori indagini a disposizione degli autori per valutare l'evoluzione morfologica su una scala temporale più lunga.

Il litorale di Metaponto (MT)

Descrizione del sito e caratterizzazione del sistema di drenaggio

La spiaggia di Metaponto (40°21'N, 16°50'E, Mar Ionio) (Fig. 11) si trova tra il Fiume Basento e il Fiume Bradano e si estende per circa 8 km, è quasi rettilinea e orientata NO-SE.

Le spiagge sono essenzialmente sabbiose, originariamente ampie sino ad un centinaio di metri, sono limitate verso l'entroterra da più cordoni alti circa una ventina di metri orientati NE-SO, in alcuni casi raggiunti dal mare e in parte demoliti, che isolano aree acquitrinose oggi in massima parte bonificate.

Dove presente, la spiaggia emersa presenta pendenze variabili tra 2° e 4° (Gc.Co., 2005a). La spiaggia emersa è formata da sabbia a granulometria media ($d_{50} = 0.34$ mm), mentre la spiaggia sommersa è caratterizzata da sabbie fini e medie. Nel mese di Aprile 2006 è terminata la messa in opera di due condotte drenanti di lunghezza 200 m poste ad interasse pari a 0.5 m. Il diametro delle condotte è pari a 200 mm (Fig. 11).

Non essendo disponibili misure di onde all'interno del Golfo di Taranto si può solo ipotizzare in base ai *fetch* una possibile rilevanza della componente S-SE.

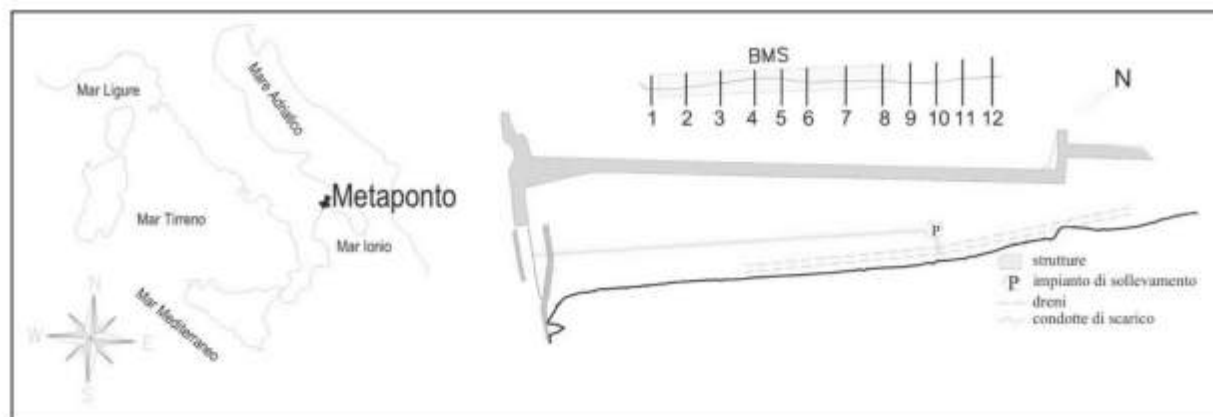


Figura 11 - Inquadramento della zona in esame.

Evoluzione morfologica

La ditta Gc.Co. S.r.l. ha messo a disposizione dati sulla variazione volumetrica e tavole su cui venivano riportate le linee di riva nei rilievi effettuati in aprile 2006 (accensione dell'impianto) ed agosto 2006, su questi rilievi sono stati tracciati dagli autori 12 transetti di cui 7 sul tratto drenato (profili 2-8 in Fig. 11).

Per quanto riguarda i volumi si hanno a disposizione anche i dati precedenti l'installazione; i valori sono espressi in m^3 assoluti e per poter confrontare le stesse serie temporali questi sono stati calcolati su base mensile. In seguito vengono riportati i risultati derivanti dall'analisi sulla variazione mensile della linea di riva (Fig. 12A) e sul bilancio volumetrico mensile (Fig. 12B).

La linea di riva avanzava in maniera marcata soprattutto nel tratto centrale (Fig. 12A). Lateralmente la linea di riva avanzava ma con valori molto minori registrando anche arretramenti in corrispondenza dei profili 2 ed 8.

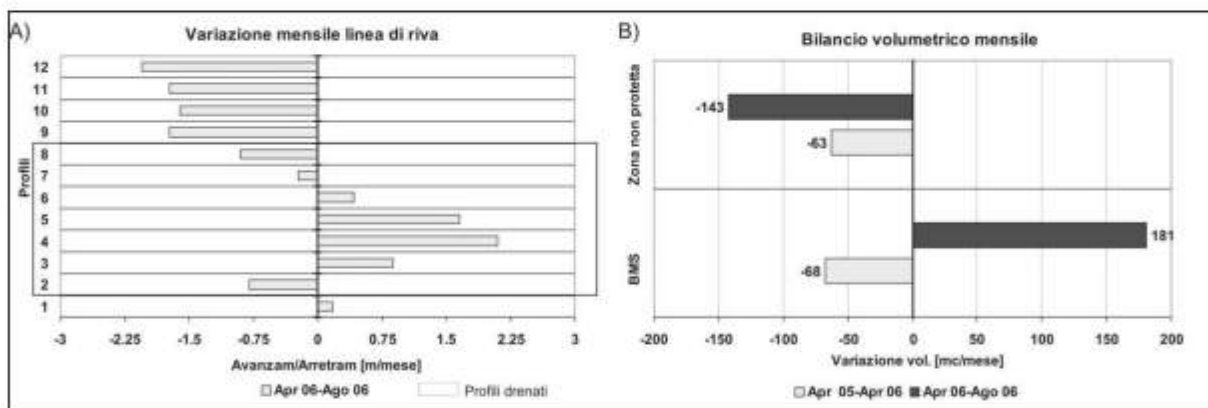


Figura 12 - A) Variazione mensile linea di riva; B) istogramma bilancio volumetrico mensile.

Il tratto non drenato continuava ad essere in erosione con arretramenti che raggiungevano i 2 m/mese.

Diversamente, Tessari et al. (2008) su un periodo di osservazione di sette mesi, riscontrarono degli avanzamenti cospicui che si testavano essere dai 3 m agli 8 m.

Per quanto riguarda la variazione volumetrica dell'arenile, nel tratto drenato (200 m) si osservava un'accrezione media di $180 m^3$ /mese per un totale di $722 m^3$ dall'accensione dell'impianto fino ad Aprile 2006. Nella zona del litorale non protetta permaneva una situazione di erosione con valori che superavano i $140 m^3$ /mese.

Il Lido Adriano (RA)

Descrizione del sito e caratteristiche del sistema di drenaggio

Il litorale si trova in un tratto di costa condizionato da due elementi morfologici naturali particolari, quali la Foce dei Fiumi Uniti a sud ed uno specchio lacustre-palustre nel retro spiaggia.

Il corso d'acqua sfocia in mare tra il Lido Adriano ed il Lido di Dante e risulta dall'unione dei fiumi Montone e Ronco provenienti dal territorio della provincia di Forlì-Cesena (Fig. 13).

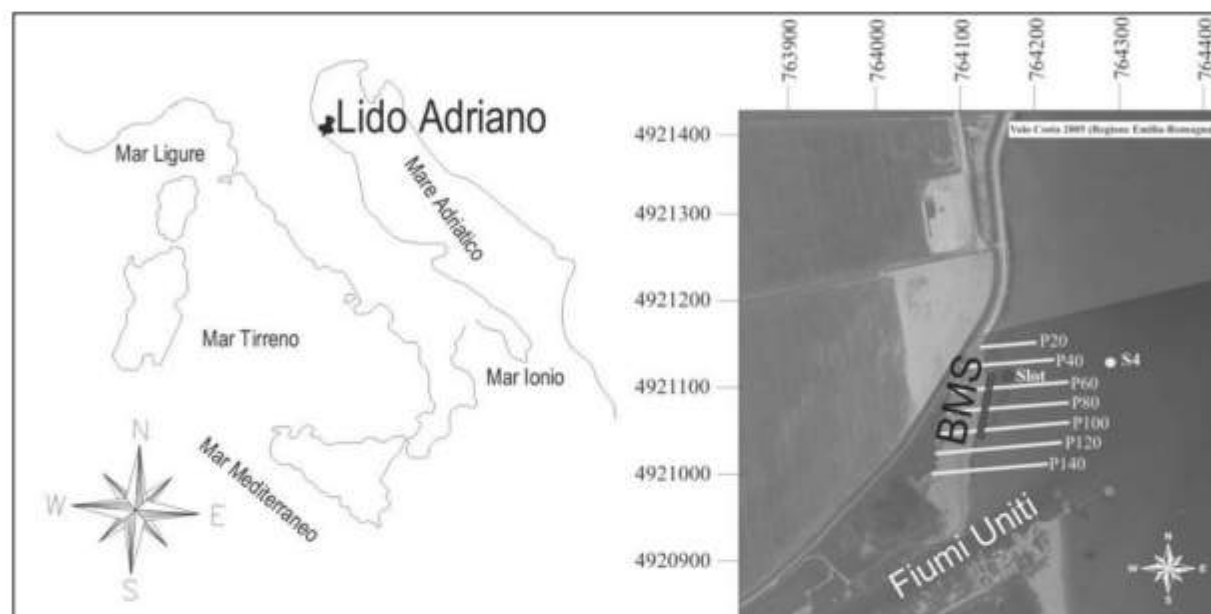


Figura 13 - Inquadramento della zona in esame con indicazione del BMS e dei profili trasversali.

Billi et al. (2007) studiarono l'evoluzione della foce analizzando i voli aerei disponibili presso la banca dati della Regione Emilia-Romagna (Fig. 14) ed hanno identificato un processo di rotazione della linea di riva sulla sponda nord, dal dopoguerra ad oggi.

Prima degli anni '70 sulla sponda destra del fiume si trovava un'ampia zona occupata da cordoni dunari e zone umide di retro-barriera. La sponda sinistra presentava un sistema di barre e bassifondi associati ad una piccola freccia litorale che sembrava indicare un trasporto nord-sud verso la bocca del fiume; la spiaggia era complessivamente ampia, con larghezze superiori a 100 m e la costa era orientata NE-SW (Fig. 14).

Successivamente tra gli anni '70 ed '80 si notava un consistente impatto antropico lungo le sponde del fiume, occupate da strutture per la pesca, la sponda settentrionale della foce continuava ad essere in parte occupata da vegetazione di tipo palustre legata agli apporti di acqua dolce da parte del fiume, ma la spiaggia rimaneva comunque larga; il delta sommerso era ben delineato con evidenti barre di foce in corrispondenza della spiaggia emersa.

A cavallo degli anni '90 si verificava la totale scomparsa della spiaggia a nord della foce, con conseguente costruzione di una massicciata a protezione dei terreni agricoli e dello stabilimento Eni localizzato nella fascia costiera adiacente alla foce. Infatti la spiaggia era ampia poche decine di metri e si notava la formazione di una piccola freccia litorale a parziale occlusione della foce fluviale (Fig. 14). La variazione nell'orientazione della costa, ad oggi orientata NNW-SSE, insieme a queste ultime osservazioni, fanno presupporre che l'apporto solido non fosse più sufficiente a garantire una condizione di equilibrio e che il delta sommerso fosse entrato in una fase erosiva (Billi et al., 2007).

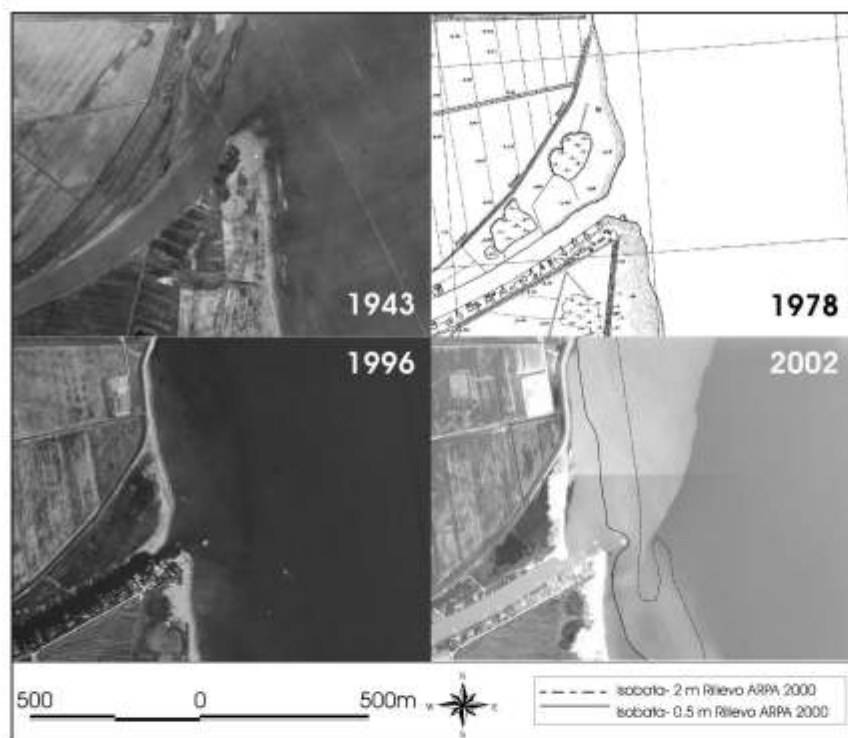


Figura 14 - Evoluzione storica della zona di foce tra il 1943 ed il 2002 (da Billi et al., 2007).

Ad oggi la morfologia di spiaggia è caratterizzata da una superficie topografica pianeggiante, le cui quote non superano i 2 m sul l.m.m, la conformazione della berma è abbastanza distinguibile e la sua cresta si trova vicino alla quota 1.3 m.

Per quanto riguarda la spiaggia sommersa si osservano barre vicino a riva, ed una linea di barre sommerse quasi parallele alla riva, le cui creste si trovano rispettivamente alla quota di -1 e -2 m. Come discusso da Billi et al. (2007), tali forme sono riconducibili alla barra di foce dei Fiumi Uniti. Secondo questi ultimi autori, durante le piene del fiume i sedimenti sabbiosi si depositano in parte sulla barra di foce ($d_{50} = 0.47$ mm) e in parte sulle spiagge limitrofe ($d_{50} = 0.32$ mm).

Dai dati messi a disposizione dalla Ditta Impresub che ha svolto le indagini preliminari e l'installazione del sistema di drenaggio, si sono potute reperire informazioni sulla stratigrafia della fascia litorale. Infatti è emerso che nella zona intertidale affiorano depositi limosi con frazione variabile di sabbia e/o argilla con pessime caratteristiche di permeabilità. Sulla spiaggia emersa affiorano sabbie limose, ed in prossimità della berma la natura granulare del terreno è da considerarsi tale solo ed esclusivamente per i primi decimetri di terreno. In prossimità dell'argine gli strati superiori mostrano pessime caratteristiche geotecniche in termini di permeabilità che tuttavia migliorano con la profondità (Impresub, 2003).

Per quanto riguarda la permeabilità, i dati ottenuti dalle prove idrauliche svolte in fase di fattibilità del progetto, risultano essere compatibili con le caratteristiche granulometriche dei sedimenti testati in sito e la permeabilità si aggirava attorno ai 10^{-5} cm/s (Impresub, 2003).

La compagnia petrolifera Eni ha finanziato l'installazione sperimentale del BMS per ottenere acqua (400 m³/giorno) per l'iniezione in falda profonda (Vicinanza et al., 2009a; Vicinanza et al., 2009b). Nel mese di Aprile 2004 è stato messo in funzione un sistema drenante costituito da due condotte di drenaggio funzionanti in parallelo aventi interasse pari a 1.15 m. I tubi drenanti realizzati in PEAD corrugato hanno una lunghezza di 100 m ed un diametro di 160 mm; la profondità rispetto al livello medio mare è di 1 m e 1.2 m e distano circa 15 m dalla linea di riva; la distanza minima fra il tubo drenante ed il livello medio mare in condizioni di bassa marea è

di 60 cm al fine di creare un cono di depressione sufficientemente ampio anche nelle condizioni più sfavorevoli; la condotta si sviluppa con pendenza approssimativamente attorno ad 1% (Impresub, 2003).

I tubi di convogliamento delle acque drenate verso la stazione di pompaggio, sono costituiti anch'essi in PEAD con diametro di 160 mm, lunghezza pari a 30 m ed interrati con pendenza circa dell'1% (Impresub, 2003). La stazione di pompaggio per il deflusso dell'acqua drenata è ubicata approssimativamente al centro dell'impianto di drenaggio ad una distanza di circa 10 m dal piede dell'argine. Nel pozzetto sono alloggiato due pompe sommerse con una portata di 12 l/s e garantiscono una prevalenza manometrica di 35 m (Impresub, 2003).

Dal pozzetto di sollevamento si diparte una tubazione in acciaio lunga 30 m, con diametro di 160 mm; questa supera il rilevato ed arriva nella zona paludosa retrostante la spiaggia, superando un dislivello di 1.8 m. La condotta di trasporto termina in un pozzetto di ispezione, all'interno del quale si diparte la tubazione che convoglia le acque drenate all'interno dell'area dell'impianto Eni (Impresub, 2003).

A seguito di una forte mareggiata manifestatasi il 14 novembre 2004, il BMS cessò di funzionare a causa del danneggiamento dei tombini dove era alloggiato il sistema elettrico di controllo. L'impianto fu ripristinato e venne riaccessibile il 5 marzo 2005. L'impianto ha poi funzionato in modo continuo sino all'autunno 2008, quando in seguito all'azione del moto durante un evento di acqua alta sostenuto (1 dicembre 2008) i tombini erano nuovamente a rischio.

Al fine di evitare un danneggiamento dell'impianto di sollevamento il sistema è stato spento il 15 dicembre 2008 e riaccessibile il 21 gennaio 2009 dopo un nuovo intervento di sistemazione della spiaggia.

Clima meteomarinico durante il funzionamento continuo dell'impianto

Nell'area del Nord Adriatico, ed in particolare nel litorale ravennate, il regime dei venti è caratterizzato da correnti che interessano anche quadranti da terra. Tra i venti da terra prevalgono quelli del IV quadrante (venti di Libeccio), accompagnati spesso da perturbazioni di origine atlantica; tali venti tendono ad attenuare il moto ondoso e non hanno effetti sul regime delle spiagge. Diversamente il vento che genera forti mareggiate è quello proveniente da NNE (vento di Bora), che si manifesta in particolare nella stagione autunnale ed invernale.

Da Scirocco provengono le brezze che spirano in maniera sensibile a mantenere la direzione del moto ondoso prevalente nel II quadrante; durante l'inverno si verificano quindi le mareggiate più intense provenienti principalmente da NW-N-NE (Idroser, 2006).

Per quanto detto è possibile affermare che il senso della deriva litoranea è da Nord verso Sud durante l'azione dei venti nel I quadrante e da Sud verso Nord per i venti del II quadrante.

La boa appartenente alla RON più vicina, che ha raccolto dati sino alla primavera del 2006, era quella posizionata al largo di Ancona, ancorata ad una profondità di 75 m (43° 49.8'N, 13° 42.8'E). Dal momento che il sito è a circa 200 km di distanza, i dati d'onda sono stati trasportati a Ravenna utilizzando il rapporto tra i fetch efficaci.

I dati d'onda mancanti sono stati recuperati utilizzando i dati archiviati mediante il modello di previsione SWAN (<http://www.arpa.emr.it/sim/>). Il modello elabora i dati su un punto di coordinate pari a 44.333°N e 12.400°E situato a profondità ideale di 10 m appena a sud di Ravenna. Dal 30 maggio 2007 sono disponibili i dati registrati da una nuova boa, installata a cura di ARPA, in prossimità di Cesenatico (44° 12,9'N, 12° 28,5'E) ancorata ad una profondità di 10 m, 23 km a sud del sito in esame.

La Figura 15 riassume i dati di altezza d'onda significativa per gli anni tra il 2005 e il 2008.

Una volta raccolti ed analizzati tutti i dati disponibili è stata fatta una classificazione della mareggiata: sono state identificate come eventi di moto ondoso con altezza minima di 1.5 m e con una durata minima di 6 ore, considerando un tempo massimo di 12 ore per unire in un unico evento fenomeni ravvicinati (Mendoza e Jimenez, 2004). Si è considerata inoltre una variazione di direzione massima di 45° tra un dato di onda e l'altro (su un intervallo temporale di 30 minuti). Per caratterizzare l'intensità della mareggiata è stato esaminato il contenuto di energia(1), che si può parametrizzare come segue:

$$E = \int_{t_1}^{t_2} H^2 dt \quad [\text{m}^2\text{ora}] \quad (1)$$

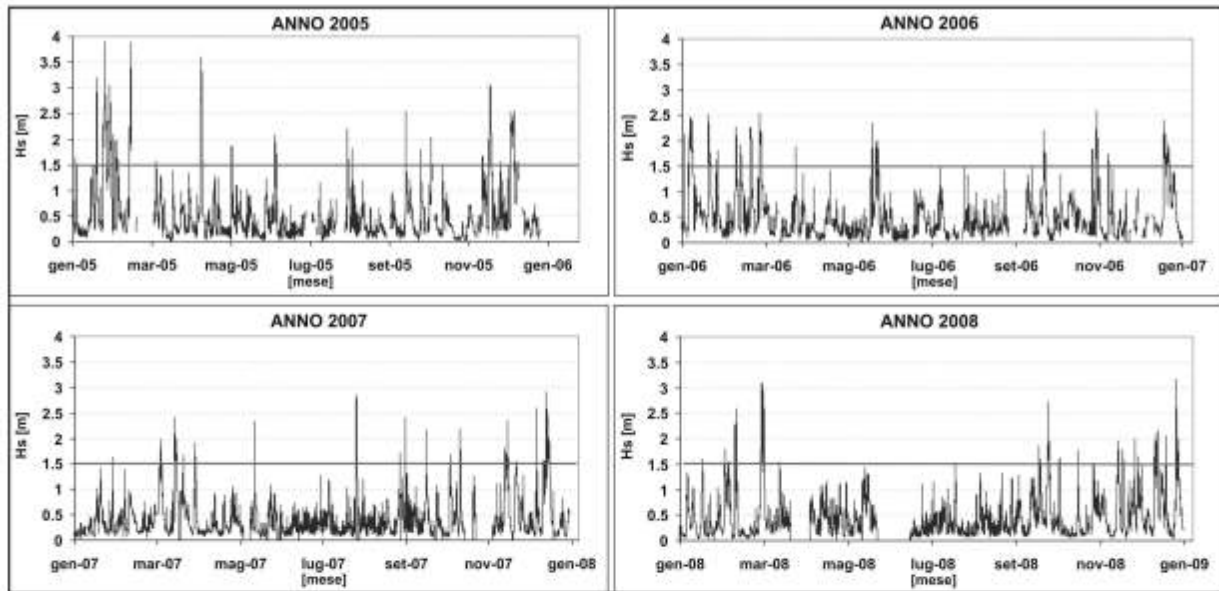


Figura 15 - Altezze d'onda significative divise per anni di studio, viene evidenziata la soglia di 1.5 m.

Dove t_1 e t_2 definiscono l'intervallo temporale in ore entro il quale $H(t) > 1.5$ m. Una volta identificate le differenti mareggiate e calcolato il loro contenuto energetico, si è proceduto effettuando una divisione per classi di intensità (Tab. 1):

Tabella 1 - Classificazione di mareggiate basata sul contenuto di energia (Mendoza e Jiménez, 2004).

Classe	Contenuto di energia
I debole	$E \leq 58.4$
II moderata	$58.4 \leq E \leq 127.9$
III significativa	$127.9 \leq E \leq 389.7$
IV intensa	$389.7 \leq E \leq 706.9$
V estrema	$E > 706.9$

Durante il 2005 si sono susseguite diverse mareggiate, soprattutto prevalentemente classificabili come di classe I e II, tuttavia si manifestavano anche alcuni eventi appartenenti alla classe III ed alla classe IV (unico anno dove sono state registrate mareggiate di tale energia). Il 2006, analogamente al 2007, si presentava come un anno ad energia medio-bassa con mareggiate ravvicinate e concentrate soprattutto nel periodo invernale (11 eventi in totale di cui 8 da settembre e dicembre). I fenomeni, associati a livelli di marea eccezionalmente alti, hanno interessato gran parte della costa Emiliano Romagnola e Veneta dove sono stati segnalati diversi danni alle spiagge ed alle strutture turistiche. Per quanto riguarda le direzioni e le frequenze di apparizione i dati sono riassunti nei seguenti grafici polari (Fig. 16).

Comportamento della falda freatica sotto l'azione del BMS

Al fine di verificare l'efficienza del sistema, in occasione della prima installazione, il 19 aprile 2004 venivano installati tre piezometri lungo il profilo P60 (Fig. 13). Questi venivano mantenuti in sito sino al 22 aprile 2004. Ciascun tubo piezometrico era dotato di un sensore di pressione autoregistrante, che campionava i livelli ogni minuto. In figura 17 vengono presentate le serie temporali raccolte, interpolate con passo di 5 minuti. Il primo piezometro era localizzato a circa 9 m verso mare dal tubo drenante più esterno, mentre il secondo ed il terzo erano rispettivamente localizzati a circa 3 e 12 m verso terra dal tubo drenante più interno. Si discuteranno soltanto i dati relativi ai piezometri in corrispondenza del dreno, essendo questi i migliori indicatori della performance del sistema di

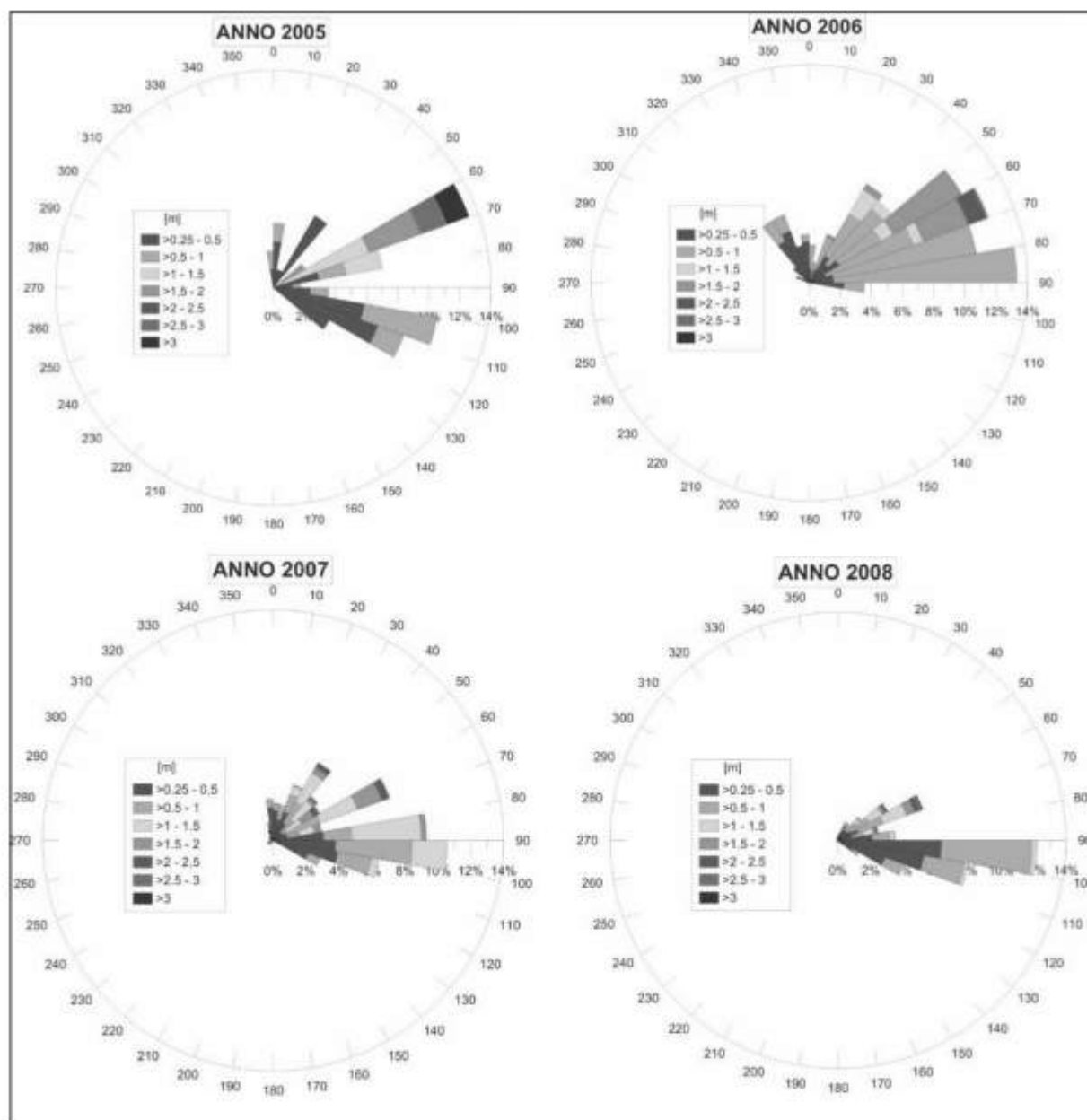


Figura 16 - Moto ondoso nel tratto di mare antistante la zona di studio nei quattro anni considerati.

drenaggio, come visibile in Figura 17. Da una prima analisi risulta evidente la dipendenza del livello del piezometro 1 dall'andamento della marea, abbastanza prevedibile vista la sua vicinanza al livello medio mare. L'impossibilità di confrontare questo comportamento ed i valori osservati con dati raccolti in un intervallo di tempo (giorni) antecedente all'accensione del BMS non ha permesso di rilevare se c'è stata un'attenuazione nell'ampiezza del segnale in seguito all'accensione delle pompe. Per quanto riguarda gli altri due piezometri (2 e 3), è interessante notare che, inizialmente, l'altezza della falda misurata dal piezometro 3, più lontano dai tubi drenanti, è la stessa di quella nel piezometro 2. Successivamente, una volta che il sistema lavora a regime, il livello della falda nel piezometro 2 ha una brusca caduta, che inizia 5 ore dopo l'accensione dell'impianto, e scende al di sotto del livello del piezometro 3, rimanendovi fino alla fine del periodo di campionamento. L'andamento del livello della falda potrebbe essere dovuto alla complessa stratigrafia della spiaggia di cui però non

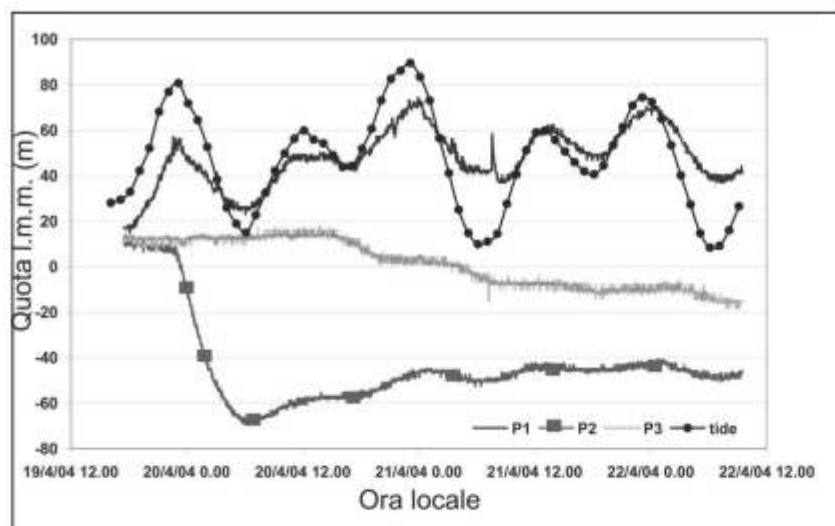


Figura 17 - Serie temporale (media mobile con passo 5 minuti) del livello di falda e marea.

è disponibile una sezione trasversale (Est-Ovest) che permetta di descrivere la stratigrafia in cui sono stati posti i tre piezometri. Si può ipotizzare che inizialmente, a pompe del BMS spente, la stratigrafia confinasse la falda nella zona del piezometro 2 allo stesso livello del piezometro 3. In seguito all'entrata a regime del BMS il parametro che influenzava maggiormente il livello della falda diveniva la distanza dai dreni dei due piezometri.

Infine si può notare che anche il piezometro 2 risente, seppur in maniera più attenuata rispetto al piezometro 1, dell'andamento della marea. Il ritardo tra la curva del pelo libero in mare e quello della freatica, anche nel caso del piezometro 1 è comunque limitato.

Evoluzione morfologica

La spiaggia emersa è stata monitorata mediante rilievi effettuati ad intervalli mensili regolari con DGPS in modalità RTK fino alla profondità di 0.5 m l.m.m. (in alcuni rilievi i profili sono stati estesi fino a -1.5 m l.m.m.); per poter comprendere meglio la morfologia e l'evoluzione dei fondali sono stati effettuati diversi rilievi batimetrici fino alla profondità di 4 m (vedi ad esempio Billi et al., 2007).

Per quanto riguarda le variazioni volumetriche della spiaggia (Fig. 18A), visto che i dreni sono posizionati in corrispondenza della quota del livello medio mare i limiti del calcolo sono tra la quota +1 m ed il l.m. utilizzando lo stesso volume di calcolo compreso tra i profili; per il confronto della linea di riva è stata presa la quota +0.3 m sul l.m.m. (Fig. 18B), corrispondente alla quota media di alta marea sizigie-quadratura. Subito dopo l'accensione del sistema si verificava un aumento della pendenza della battigia ed una crescente deposizione di sedimento sulla cresta della berma. Pertanto il *trend* evolutivo osservato era del tipo deposizionale. Da metà aprile fino ai primi di maggio 2005 gli eventi meteo-marini susseguiti generavano significative variazioni morfologiche anche nella parte alta della spiaggia, quindi oltre la zona drenata dove s'ebbe molto set-up e la spiaggia fu inondata completamente.

Per tutto il 2006 si è avuta un'alternanza di condizioni erosive e deposizionali con una forte perdita di sedimento nell'autunno 2006.

Nel 2007 invece, il trend era stato deposizionale, con forti accumuli che superavano anche quasi del doppio quelli registrati nell'anno successivo all'accensione. I dati misurati sino a settembre 2008 identificavano un anno positivo dal punto di vista deposizionale: venivano infatti registrati gli accumuli più consistenti avvenuti dalla riaccensione del sistema; il fenomeno può essere imputabile anche al fatto che fino a tale data il periodo era stato relativamente calmo dal punto di vista dell'energia del moto ondoso. Durante l'inverno 2008 si susseguivano diverse mareggiate che erodevano soprattutto la zona settentrionale della spiaggia, mentre la zona centrale e meridionale risultavano nel complesso stabili.

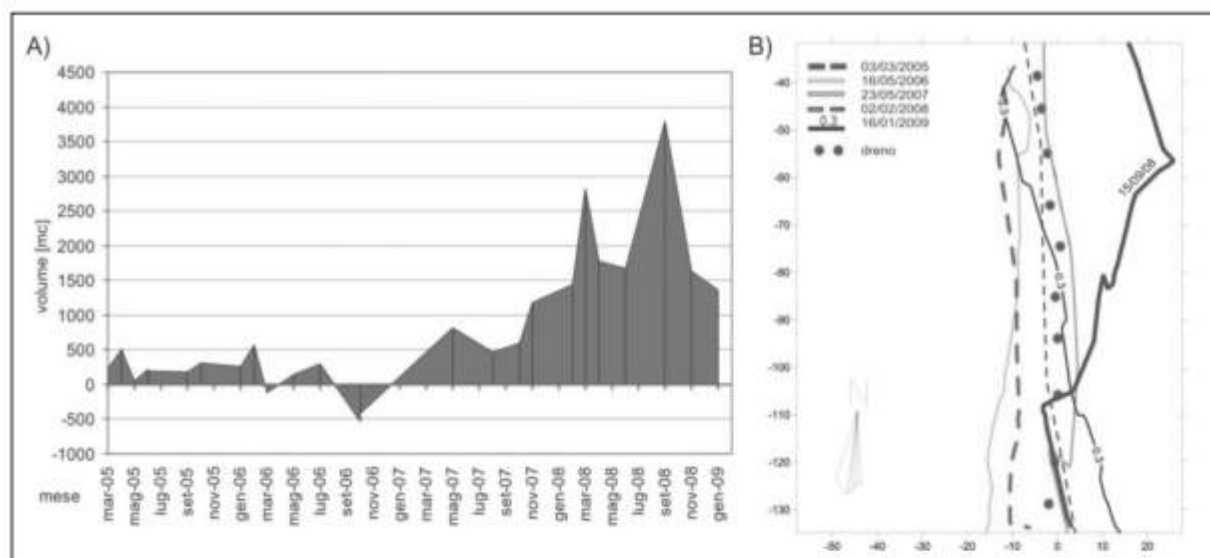


Figura 18 - A) Volume della spiaggia tra la quota +1 ed il l.m.m. da marzo 2005 a gennaio 2009; B) Confronto tra le linee di riva (+0.3 m l.m.m.) da marzo 2005 a gennaio 2009.

Prendendo in considerazione l'evoluzione della linea di riva (Fig. 18B) si osserva che questa avanzava sensibilmente negli anni seguenti la riaccensione, arrivando a superare la linea dei dreni.

Tuttavia a gennaio 2009 questa si trovava notevolmente arretrata nella parte nord rispetto alla posizione di settembre 2008, arretrando oltre la linea dei dreni e raggiungendo la posizione rilevata nel marzo 2005. Questo potrebbe essere imputabile alle numerose mareggiate avvenute durante la stagione invernale 2008 ed al fatto che l'impianto era stato spento per manutenzione. Tuttavia, come è possibile vedere dalle mappe di erosione/deposizione rispetto a marzo 2005 rappresentate nella figura seguente (Fig. 19), si nota come a settembre 2008 la spiaggia era completamente in accrezione rispetto a marzo 2005; dopo gli eventi invernali la spiaggia risulta erosa nella zona nord perdendo quasi tutto il volume accumulatosi durante l'anno 2008 ma la zona in corrispondenza dei dreni sembra avere mantenuto una buona stabilità, molto probabilmente grazie alla consistente stabilizzazione che la battaglia ha subito durante gli anni di funzionamento del sistema di drenaggio.

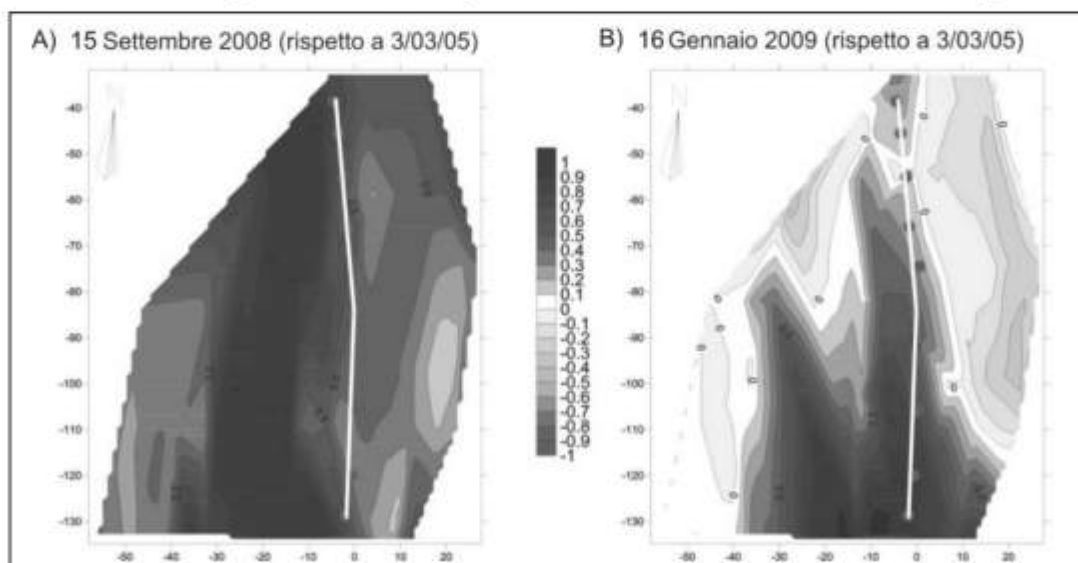


Figura 19 - A) Mappa di erosione/deposizione a settembre 2008; B) Mappa di erosione/deposizione a gennaio 2009. I pallini e la linea bianca rappresentano la posizione dei dreni.

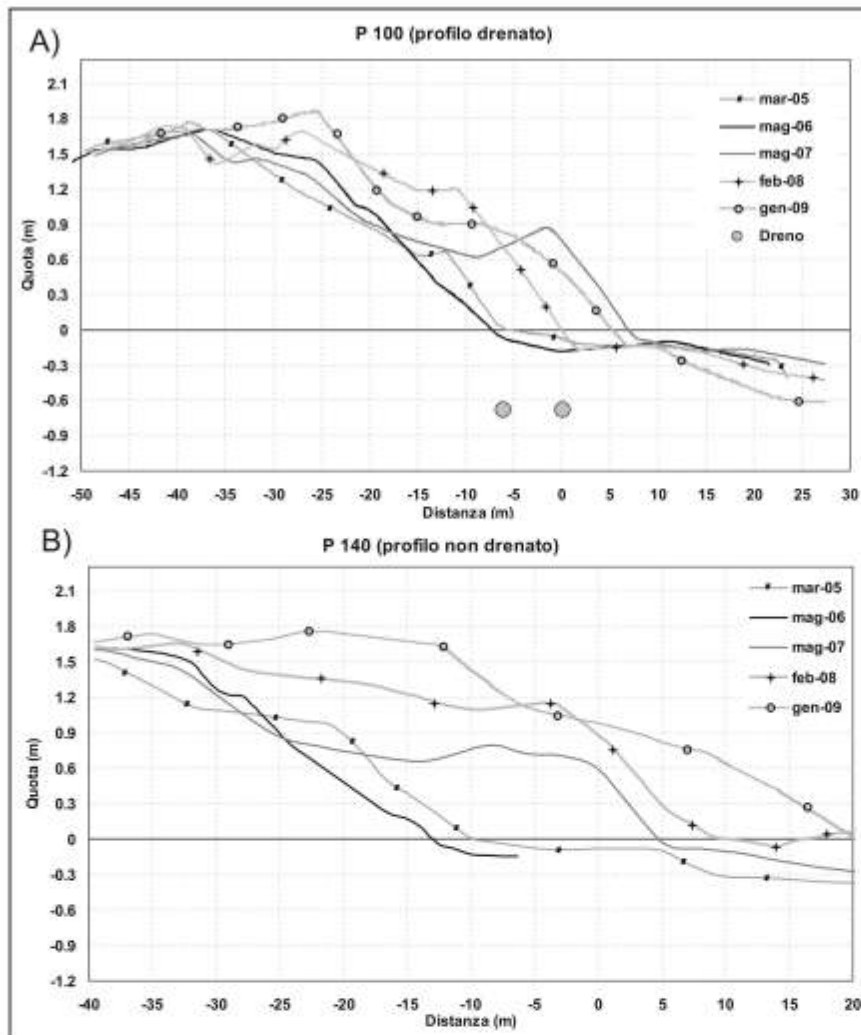


Figura 20 - Profili A) sul tratto drenato e B) sul tratto non drenato.

Per comprendere meglio i fenomeni precedentemente descritti, si riportano due profili significativi effettuati dagli autori: uno sul tratto drenato ed uno sul tratto non drenato (Fig. 20).

Analizzando i due profili si vede che molto spesso le variazioni volumetriche sono associabili ad una redistribuzione dei sedimenti lungo il profilo. Inoltre si nota che vi è alternanza di condizioni erosive/deposizionali, e talvolta la zona non drenata presenta degli accumuli maggiori rispetto alla zona dove è presente il BMS, probabilmente in seguito all'*input* di sedimento da parte del fiume.

Come si nota dalla Figura 20 la pendenza della spiaggia non drenata diminuisce negli anni e la spiaggia tende ad assumere una conformazione

sempre più piatta passando da valori attorno al 3,5% a valori attorno al 2%. Diversamente, la zona drenata mantiene pendenze pressoché costanti, la berma è ben visibile anche se rispetto alla posizione del marzo 2005 questa si trova arretrata di circa 13 m.

La morfologia di spiaggia è variata notevolmente negli anni, e la posizione dei dreni rispetto alla spiaggia, non è più la medesima. Questo può influire sul funzionamento del sistema in termini di portata d'acqua drenata. Rimane da verificare, nelle condizioni attuali, il diametro del cono di depressione della freatica attorno al dreno.

Considerazioni finali

Ad Alassio, secondo Bowman et al. (2007) il ruolo principale del sistema è stato quello di stabilizzare la spiaggia nelle normali condizioni di media energia mentre sotto condizioni di alta energia le tendenze positive di accrezione del litorale sono state cancellate. Il sistema non è più operativo e nel 2006 è stato effettuato un ripascimento (E. Pranzini, Comm. pers.).

Ad Ostia non sono disponibili dati a lungo termine per poter effettuare considerazioni sull'efficacia o meno dell'impianto. Il sistema di drenaggio fu spento in seguito al danneggiamento delle condotte drenanti.

La spiaggia di Procida non ha beneficiato della presenza del drenaggio, probabilmente a causa della complessa dinamica naturale del sito (Vicinanza et al., in stampa). Il sistema è stato abbandonato ed è stato costruito un muro verticale a protezione della parete rocciosa.

Bibione ha mostrato segni positivi, ma la serie temporale è troppo breve per esprimere un parere definitivo. Il sistema è ancora operativo, ma non vi è alcuna informazione in merito alla sua prestazione.

A Metaponto il primo risultato è stato positivo, ma il monitoraggio non è stato protratto per un periodo sufficiente. Dopo una mareggiata il BMS è stato danneggiato e non è stato più ripristinato.

Infine la spiaggia di Lido Adriano sembra dare risultati positivi, nonostante le avverse condizioni stratigrafiche del sito ed i diversi eventi di mareggiata che si sono verificati nel corso del monitoraggio. Tuttavia, a causa di una alta variabilità del bilancio sedimentario della spiaggia, nemmeno quattro anni di dati forniscono una risposta definitiva.

A riassumere quanto detto ed i risultati ottenuti dai vari sistemi di drenaggio studiati, si riporta una tabella riassuntiva (Tab. 2).

Tabella 2 - Riassunto dei risultati ottenuti.

Sito e caratteristiche impianto	d_{50} (mm) sabbia	Periodo monitorato	Numero e date rilievi	SUCCESSO INTERVENTO
Alassio (SV) Mar. 2004 2 condotte l: 100 m int.: 1 m d: 160 mm	0.17-0.25	Feb. 2004 Mar. 2005	4 Feb. 2004 Giu. 2004 Dic. 2004 Mar. 2005	Basso. In condizioni di alta energia del moto ondoso scarso rendimento del sistema. Nel 2006 è stato effettuato un ripascimento in seguito allo spegnimento dell'impianto.
Ostia (Roma) Feb. 2001 3 condotte d: 160 mm	0.15-0.20	n.d.	n.d.	Basso. Il sistema fu spento in seguito agli scarsi risultati ed a causa del frequente danneggiamento delle condotte drenanti.
Procida Apr. 2002 3 condotte l: 325, 390, 100 m d: 140 mm	0.35	Ott. 2001 Ott. 2002	3 Ott. 2001 Ago. 2002 Ott. 2002	Basso. La spiaggia non ha beneficiato della presenza dei dreni. Il sistema è stato spento e venne realizzata una difesa radente a protezione del sito.
Bibione (VE) Giu. 2006 2 condotte l: 200 m int: 2.5 m d: 200 mm	0.16-0.24	Ott. 2005 Lug. 2006	3 Ott. 2005 Giu. 2006 Lug. 2006	Medio. Il sistema, sulla base della serie temporale a disposizione, ha dato dei risultati positivi. Rimane da verificare l'efficacia ad oggi.
Metaponto (MT) Apr. 2006 2 condotte l: 200 m int: 0.5 m d: 200 mm	0.34	Apr. 2005 Ago. 2006	3 Apr. 2005 Apr. 2006 Ago. 2006	Medio-Basso. I primi risultati furono positivi, ma il rendimento fu scarso in condizioni di alta energia. Fu danneggiato in seguito ad una mareggiata e non più ripristinato.
Lido Adriano (RA) Apr. 2004 (install.) Marzo 2005 (ripristino sistema) 2 condotte l: 100 m int: 1.15 m d: 160 mm	0.32	Mar. 2005 Gen. 2009	Mensili Mar. 2005 Gen. 2009	Medio. Nonostante le avverse condizioni stratigrafiche ed i diversi eventi di mareggiata la spiaggia mostra segni di stabilizzazione. Difficile valutare il rendimento del sistema senza considerare il ruolo dell'alimentazione della spiaggia da parte del fiume adiacente.

In virtù di quanto detto e dei risultati proposti dagli altri Autori che hanno studiato l'efficacia dei sistemi di drenaggio, è evidente che il giudizio sulla risposta delle spiagge a tale intervento è ancora molto variabile.

Si è concluso che per poter valutare il successo di un impianto è necessario un attento programma di monitoraggio, in condizioni controllate (ottimale permeabilità, monitoraggio continuo della falda freatica, ecc). Fino a che non si avrà a disposizione una maggiore quantità di dati come rilievi topografici frequenti (per esempio mensili), monitoraggio diretto della piezometrica per valutare l'effetto del dreno, misure ondametriche e mareografiche rappresentative del clima meteomarinico del sito, apporto sedimentario dei fiumi in prossimità delle aree di studio, questo metodo di stabilizzazione dei litorali resta ancora un interessante argomento di ricerca scientifica ma sicuramente non un sistema di difesa dei litorali.

Ringraziamenti

Si ringraziano il Dott. Rossetti e l'Ing. Civitaresè per aver fornito i dati sui siti BMS non monitorati dagli autori. Lo studio a Lido Adriano è stato svolto nell'ambito di una collaborazione con ENI, sotto il coordinamento scientifico del Dott. Fabio Casolini. Si ringrazia ARPA-SIMC per avere fornito le previsioni di SWAN ed in particolare l'Ing. Andrea Valentini.

Bibliografia

- Billi P., Ciavola P., Boettger C., Salemi E. e Preciso E. (2007) - *Trasporto solido dei Fiumi Uniti e dinamica di foce*. In: Terzo Forum Internazionale "Pianificazione e tutela del territorio costiero, questioni, metodi, esperienze a confronto", Vol. 127: 333-361. Maggioli Editore. ISBN: 978-88-387-3482-8.
- Bowman D., Ferri S. e Pranzini E. (2007) - *Efficacy of beach dewatering-Alassio, Italy*. Coastal Engineering, 16: 197-208.
- Chappel J., Eliot I.G. Bradshaw M.P. e Lonsdale E. (1979) - *Experimental Control of beach face dynamics by watertable pumping*. Engineering Geology, 14: 29-41.
- Ciavola P., Vicinanza D. e Fontana E. (2008) - *Beach Drainage as a form of shoreline stabilization: case studies in Italy*. Proc. of the 31st International Conference on Coastal Engineering, Hamburg, pp. 2646-2658.
- Damiani L. e Ranieri G. (1988) - *Contributo allo studio delle oscillazioni della linea di riva*. Atti e Relazioni Accademia Pugliese delle Scienze, XLV, 2, pp. 86-197.
- Damiani L., Ranieri G. e Rossetti R. (2003) - *Coastal protection with BMS: the first experience in Italy*. Proc. of the 6th Conference on Coastal Engineering, pp. 568-576.
- Duncan Jr. J.R.. (1964) - *The effects of watertable and tide cycle on swash-backwash sediment distribution and beach profile development*. Marine Geology, 2 (3): 186-197.
- Ge.Co. (2005a) - *Indagini propedeutiche alla progettazione di impianti Ge.Co-BMS da realizzarsi in Metaponto (Matera)*. Relazione non pubblicata.
- Ge.Co. (2005b) - *Indagini propedeutiche alla progettazione di impianti Ge.Co-BMS da realizzarsi in Bibione (Venezia)*. Relazione non pubblicata.
- Grant U.S. (1946) - *Effect of ground-water table on beach erosion*. Abstract, The Bulletin of the Geological Society of America, 57: 1252.
- Grant U.S. (1948) - *Influence of the water table on beach aggradation and degradation*. Journal of marine Research, 7: 655-660.
- Impresub (2003) - *Rapporto tecnico relativo alla sperimentazione del sistema BMS a Lido Adriano*. Relazione non pubblicata.
- Idroser (2006) - *Project plan for sea defence and renaturalisation of the littoral of Regione Emilia Romagna*. Regione Emilia Romagna Idroser, Bologna, pp. 100-122.
- Kawata Y. e Tsuchiya Y. (1986) - *Applicability of sub-sand filter system to beach erosion control*. Proc. of the 20th International Conference on Coastal Engineering, pp. 189-190.
- Machemehl J.L., French T.J. e Huang N.E. (1975) - *New method for beach erosion control*. Proc. of Engineering

- in the Oceans, American Society of Civil Engineers Speciality Conference. pp. 142-160.
- Mendoza E.T. e Jiménez J.A. (2004) - *Factors controlling vulnerability to storm impacts along the catalonian coast*. Proc. of the International Conference of Coastal Engineering, Lisbon. pp. 3087-3099.
- Ogden M.R. e Weisman R.N. (1991) - *Beach stabilization using drains-an experimental model study*. Coastal Sediments. 2: 1955-1969.
- Oh T.M. e Dean R.G. (1992) - *Beach Face Dynamics as Effected by Ground Water Table Elevations*. Research report of Coastal and Oceanographical Engineering Department, University of Florida. 35.
- Oh T.M. e Dean R.G. (1994) - *Effects of controlled water table on beach profile dynamics*. 24th International Conference on Coastal Engineering. Abstract. pp. 234-235.
- Ovesen N.K. e Shuldt J.C. (1992) - *Beach management System-Documentation. Summary Report*. Danish Geotechnical Institute. 20.
- Sato M. (1990) - *Underground watertable and beach face erosion*. Proc. of 22nd International Conference of Coastal Engineering. pp. 2645-2657.
- Sato M., Hata S. e Fukushima M. (1994) - *An experimental study on beach transformation due to waves under the operation of coastal drain system*. 24th International Conference on Coastal Engineering. Abstract. pp. 236-237.
- Tessari U., Simeoni U. e Civitarese. F. (2008) - *Sistemi di drenaggio per la stabilizzazione della linea di riva: l'esperienza italiana*. Coste: Prevenire, programmare, pianificare., Autorità di Bacino della Basilicata Potenza., Maratea. pp. 293-300.
- Vesterby H. (1991) - *Coastal drain system: a new approach to coastal restoration*. Proc. of GEO-Coast '91. pp. 651-654.
- Vesterby H. (1994) - *Beach face dewatering-the European experience. Alternative Tecnologies in Beach Preservations*. In: Proc. of the 1994 National Conference on Beach Preservation Tecnology. pp. 53-68.
- Vicinanza D., Guida A., Ferrante, V. e Ciavola, P. *Performance of a Beach Drainage System at Chiaiolella Beach (Procida Island, Italy)*. Journal of Coastal Research, ISSN 0749-0208 (in stampa).
- Vicinanza D. Ciavola P. e Biagi S. (2009a) - *Progetto sperimentale di iniezione d'acqua in unità geologiche profonde per il controllo della subsidenza costiera: il caso di studio di Lido Adriano (Ravenna)*. Studi Costieri, 15: 121-138.
- Vicinanza D., Ciavola P. e Biagi S. (2009b) - *Field experiment to control coastline subsidence: a unique case study at Lido Adriano (Italy)*. Special Issue of Journal of Coastal Research, 56: 1105-1109.

Ricevuto il 24/06/2009, accettato 25/10/2009.

Il Training Progettuale per la Costa Martinsicuro, 8-12 giugno 2009

Il Gruppo Nazionale per la Ricerca sull'Ambiente Costiero (GNRAC), in collaborazione con l'Università degli Studi di Ferrara, la Scuola Blu di Martinsicuro (TE) ed il Consorzio Universitario Ricerche Socioeconomiche e Ambientali (CURSA), ha organizzato un corso di approfondimento sulle criticità legate all'ambiente costiero e sulla realizzazione di progetti di ricerca, rivolto a neolaureati, dottorandi e giovani ricercatori. Il corso, sostenuto dai Comuni di Martinsicuro, Tortoreto ed Alba Adriatica e dalla Provincia di Teramo, si è tenuto dal 8 al 12 giugno a Martinsicuro presso la sede della Scuola Blu.

Il *Training Progettuale per la Costa*, articolato in 5 giornate, prevedeva un'introduzione teorica sulle criticità geologiche ed ambientali della costa ed un corso sulla redazione di progetti. Nell'ambito delle giornate di studio è stata, inoltre, effettuata un'escursione guidata da esperti dell'Università di Chieti sulla costa abruzzese, durante la quale sono stati illustrati e discussi gli aspetti geomorfologici ed ambientali del litorale regionale.

Il corso, partendo da un'attenta disamina delle problematiche costiere introdotte da 12 interventi illustrati da esperti nazionali provenienti da Università, Enti di ricerca nazionali, Amministrazioni regionali e Società private, si proponeva di stimolare la collaborazione tra giovani ricercatori attraverso la presentazione di un'idea progetto strutturata secondo i criteri dei bandi europei. La realizzazione di questa fase progettuale aveva lo scopo di favorire una maggior collaborazione tra i partecipanti attraverso un interscambio di conoscenze e lo sviluppo delle rispettive. Nell'ambito del corso lo sviluppo delle capacità progettuali è stato particolarmente incentivato al fine di trasmettere convinzioni nelle proprie capacità scientifiche e nella possibilità di concretizzarle in iniziative di ricerca.

L'ultima giornata del corso è stata dedicata alla presentazione dei progetti di ricerca elaborati dai partecipanti. E' stata questa l'occasione per una approfondita discussione dei temi e delle metodologie proposte, discussione animata non solo dai docenti del corso ma anche dai rappresentanti delle amministrazioni che hanno reso possibile questa iniziativa.

Il miglior progetto è stato premiato con una borsa di 5.000 Euro, che i proponenti potranno utilizzare per sviluppare ulteriormente la propria idea e andare a proporla ad enti o società che possano attuarla.

Umberto Simeoni e Corinne Corbau

DATACAVE: strumento di supporto alle attività di ripascimento delle spiagge

Alessio Acciarri ¹, Ileana Balduzzi ², Dario Ippoliti ³, Massimiliano Puleio ⁴, Valentina Vannucchi ⁵

¹ Università di Camerino. Email: alessio.acciarri@gmail.com

² Università di Genova. Email: atlante@dipteris.unige.it

³ Libero professionista

⁴ Università di Roma-La Sapienza. Email: massimiliano.puleio@uniroma1.it

⁵ Università di Firenze. Email: valentina.vannucchi@gmail.com

Il crescente valore economico delle spiagge ha reso necessari numerosi studi ed interventi tesi alla difesa degli arenili dall'erosione e dal rischio d'inondazione; questi fenomeni sono processi del tutto ordinari, come del resto l'accrescimento settoriale di alcuni tratti litoranei.

Diventa quindi prioritario un piano di tutela dell'ambiente marino e costiero, visto il grande impatto che ha sull'economia delle Regioni (che infatti collocano la Gestione Integrata delle Zone Costiere -GIZC- tra i primi temi affrontati nelle sedi amministrative).

Le ricerche finora condotte hanno avuto come fine la messa a punto del quadro conoscitivo della costa, ma ulteriori sforzi andrebbero fatti per ciò che riguarda l'amministrazione dei sedimenti ed il mantenimento delle condizioni ottimali per mezzo delle quali i processi costieri possano agire liberamente. Infatti, nel nostro paese, è stato osservato come le amministrazioni regionali, ovvero gli enti che commissionano e gestiscono i dati legati alla presenza di cave sottomarine e terrestri, non abbiano affatto criteri comuni nel *management* delle informazioni. La mancanza di normative e di criteri per l'elaborazione, la raccolta e la divulgazione dei dati al pubblico, frequentemente non consentono di avere un prodotto finale facilmente utilizzabile da tutti; infatti, ad oggi, l'approccio alla risoluzione del problema è stato sempre a piccola - media scala (da provinciale a regionale), che hanno le competenze amministrative e demaniali.

Tra le soluzioni adottate per la difesa delle spiagge in erosione, il ripascimento risulta l'intervento di gran lunga meno impattante e solo recentemente utilizzato, pur accettando, quando necessario, modifiche riguardo la tessitura e la composizione dei sedimenti versati.

Il rapporto costi/benefici dello sfruttamento di inerti e la rapida e semplice reperibilità delle informazioni sulle cave idonee per opere di ripascimento, assume, quindi, un'importanza basilare per enti preposti alla tutela dei litorali e alla salvaguardia dei centri abitati costieri.

Con il progetto DATACAVE si intende sviluppare, proporre e produrre un *geodatabase* (su piattaforma GIS), che contenga le informazioni fin'ora disponibili sulle cave marine e terrestri. Inoltre, si propone di realizzare un *buffer* dei costi di sfruttamento di una cava, così da rendere questo strumento informatico un valido supporto per amministrazioni che devono affrontare la pianificazione di opere di ripascimento costiero. La banca dati conterrà, inoltre, informazioni sui depositi *on-shore*, considerati un'ulteriore riserva strategica di inerti e i cui dati saranno ottenuti dagli studi morfodinamici relativi alle unità fisiografiche; infatti, un consistente quanti-

tativo di sedimenti che possono rientrare attivamente nel bilancio sedimentario dell'unità fisiografica, risultano spesso impossibilitati a proseguire lungo la corretta direttrice del *drift* litoraneo, come ad esempio succede per la presenza di opere antropiche.

Infine, non sono escluse ricerche atte all'individuazione di cave nell'area Mediterranea da sfruttare per ripascimenti sul territorio nazionale; per settori come l'Italia meridionale, la zona del nord Africa può essere una buona alternativa a settori sul nostro territorio per ciò che riguarda l'aspetto economico.

La struttura del *database* prevede che siano prima di tutto inserite le caratteristiche generali della cava: tipologia (terra, mare, *on-shore*), localizzazione, profondità (per cave marine), spessore dei depositi, spessore delle litologie sovrastanti l'inerte e cubatura ipotizzata. Seguiranno le peculiarità sedimentologiche e mineralogiche, come ad esempio la localizzazione dei campionamenti e le caratteristiche dei sedimenti campionati e analizzati (granulometria, % CaCO₃, colore, etc.), oltre alle caratteristiche geofisiche, con esempi di sezioni sismiche ad alta risoluzione (*sparkler*, *sub bottom-profiler*, *bubble pulsar*, sismica a terra, etc.) e dati morfobatimetrici (sonar a scansione laterale, ecoscandaglio multifascio, LIDAR, etc.). Verranno poi proposti dati circa l'accessibilità della cava: presenza d'infrastrutture idonee a trasporti eccezionali (tipologia strade, percorribilità, viabilità, etc.), opere costiere (pennelli, scogliere, porti, etc.) vincoli ambientali (secche, aree con *Posidonia oceanica*, riserve marine, aree terrestri protette, parchi, etc.).

Verrà inoltre stabilito, a partire da studi che prevedono la combinazione di informazioni concernenti i costi di estrazione e le peculiarità delle infrastrutture viarie, un *buffer* dei costi di sfruttamento della cava: questo parametro sarà funzione della distanza a cui si intende trasportare l'inerte.

Inoltre, a completamento del progetto, si propone di sensibilizzare gli organi istituzionali affinché vengano istituiti organi per gestire e regolamentare lo scambio di richieste e informazioni tra diversi enti.

E' auspicabile, infine, la creazione di un WEB-GIS, per la condivisione dei dati raccolti in questo lavoro, consultabile in *intranet* nei vari enti pubblici e su richiesta dagli organi scientifici nazionali. Il WEB, infatti, è oggi il mezzo più diffuso per uno scambio veloce e illimitato delle informazioni.

Le indagini per la ricerca di questi siti sono molte, ma non sono condivise e viste le ristrettezze economiche generali con le quali le Amministrazioni si trovano ad operare, è sicuramente più vantaggioso instaurare una collaborazione tra Enti, piuttosto che commissionare nuovi lavori, con il rischio frequente di acquisire dati ridondanti. In via sperimentale il progetto è attuabile a livello nazionale con la prospettiva di estenderlo ad una *partnership* di paesi che si affacciano sul Mar Mediterraneo (ad esempio il nord Africa, dove lo sfruttamento di cave marine c/o terrestri potrebbe avere interessanti rapporti costi/benefici).

In definitiva, questo lavoro si propone di creare un criterio comune a livello nazionale, eventualmente esportabile nel bacino del Mediterraneo in suo sviluppo successivo, per individuare le cave di sedimento più convenienti da coltivare in ogni caso specifico di progetto di ripascimento.

Il progetto EDUCoast: iniziative di educazione ambientale per le aree balneari

EDUCoast: Educate, Discover, Understand Coast

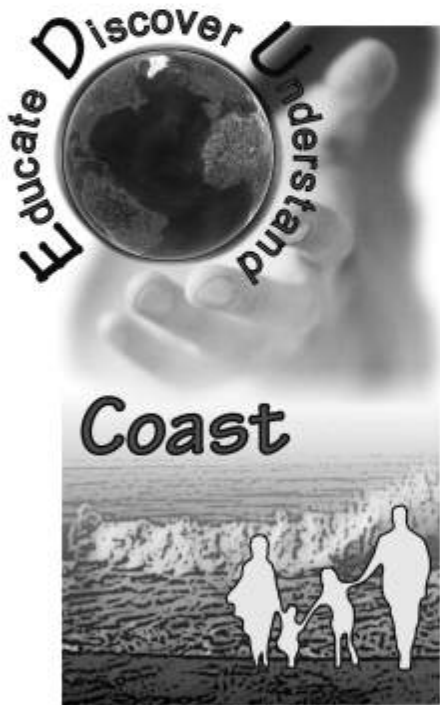
Valerio Brunelli ¹, Serena Ferri ², Alessandra Giordano ³, Laura Sinapi ⁴

¹ Dipartimento di Scienze della Terra, Università degli Studi di Ferrara

² Dipartimento di Scienze della Terra, Università degli Studi di Firenze

³ Dipartimento di Ingegneria delle Acque e Chimica (DIAC), Politecnico di Bari

⁴ Servizio Difesa delle Coste, Dip.to Tutela Acque interne e marine, ISPRA (Roma)



Tra i principi generali della Gestione Integrata delle Zone Costiere, un'enfasi particolare viene attribuita alla partecipazione attiva di tutti i soggetti coinvolti dai processi decisionali.

In quest'ottica il ruolo dell'educazione e formazione diventa fondamentale: il concetto deve essere necessariamente esteso comportando la necessità che chiunque debba partecipare a tale processo, e sia coinvolto dagli effetti dello stesso, abbia sviluppato le necessarie conoscenze e la dovuta sensibilità per comprendere le decisioni assunte, anche quando le stesse non incontrano le preferenze del singolo. Questa sussidiarietà tra partecipazione da un lato ed educazione e formazione dall'altro è esplicitata dallo stesso Protocollo ICZM, recentemente ratificato, che individua e colloca questi aspetti tra gli elementi fondanti della Gestione Integrata. E' questa la lettura degli artt. 14 e 15 del Documento, che richiede la partecipazione al processo di *governance* delle popolazioni e dei soggetti interessati, e che pertanto, in questo senso, richiede altresì agli stati membri lo sviluppo di attività finalizzate alla educazione e formazione, estesa a tutti i livelli. Nell'ambito della *Integrated Coastal Zone Management* il sistema-spiaggia rappresenta un elemento sostanziale sul quale si incontrano una molteplicità di interessi portati avanti sia da coloro che ne fanno un proprio mezzo di rendimento

sia da coloro che vi vedono esclusivamente un momento di evasione in un contesto spesso macchinosamente amministrato dalle Autorità competenti. Secondo quanto riportato dall'art. 15 comma 1 del Protocollo sulla Gestione integrata delle zone costiere del Mediterraneo "Le parti si impegnano a realizzare, a livello nazionale, regionale o locale, attività di sensibilizzazione sulla gestione integrata delle zone costiere e a sviluppare pertinenti programmi educativi e attività di formazione e pubblica istruzione su questo tema. "Tali programmi educativi sono dunque mezzo e obiettivo per raggiungere una *gestione integrata delle zone costiere* così da *garantirne lo sviluppo sostenibile*.

Nel 1972, la Conferenza dell'ONU a Stoccolma stabilisce "...l'educazione sui problemi ambientali, svolta sia fra

le giovani generazioni sia fra gli adulti, è essenziale per ampliare la base di un'opinione informativa e per inculcare negli individui, nelle società e nelle collettività il senso di responsabilità per la protezione e il miglioramento dell'ambiente nella sua piena dimensione umana". Le iniziative intraprese in Italia a partire dagli anni '50, ad opera di vari soggetti, hanno registrato scarsi risultati: si è trattato di azioni spesso isolate e affidate all'iniziativa di singoli soggetti. Si ritiene invece che solo attraverso un coinvolgimento diretto, ben programmato, coordinato e mirato, si possa riuscire a raggiungere l'obiettivo: una corretta comprensione ed accettazione delle pratiche di gestione sostenibile del sistema litorale.

L'ambito interessato dall'iniziativa è quello che ruota intorno agli stabilimenti balneari, coinvolgendo direttamente i loro gestori e frequentatori, con un'attenzione particolare rivolta ai bambini, senza dubbio i soggetti più ricettivi e soprattutto più capaci di modificare i propri comportamenti.

Uno dei prodotti che si intende offrire nell'ambito del progetto è rappresentato da un manuale: esso, dopo aver fornito degli elementi di base e di carattere generale attinenti all'ambiente costiero, sarà debitamente contestualizzato in modo da restituire una vera e propria carta di identità di un particolare tratto di costa che un turista si trovi a visitare. All'interno del manuale saranno presenti informazioni ambientali relative al clima meteomarinario e alle caratteristiche geologiche, botaniche, zoologiche, con particolare attenzione ad eventuali elementi di pregio; inoltre esso conterrà la descrizione degli elementi antropici quali, ad esempio, la presenza di uno stabilimento, con i servizi e le attrezzature forniti, così come l'eventuale presenza di opere di difesa, motivandone l'esistenza, anche attraverso un'adeguata cartellonistica esplicativa. Saranno inoltre illustrati i possibili rischi di balneazione, determinati dal contesto specifico (la presenza di rip current, ad esempio), ed i comportamenti necessari ad evitarli. Si intende altresì fornire le indicazioni di un corretto comportamento al fine di prevenire fenomeni di degrado. Il manuale, dunque, rappresenta un'istantanea dello status quo di un tratto di costa fornendo al contempo delle nozioni di base per comprenderne le dinamiche.

Un altro prodotto sarà rappresentato da un sito web corredato da tutte le informazioni riportate nel manuale e arricchito da una sezione di discussione, da una serie di approfondimenti su argomenti correlati e dall'elenco delle iniziative e degli interventi relativi a quel tratto di litorale e più in generale alla tutela della fascia costiera.. Sarà poi predisposto un profilo del progetto sul *social network Facebook*. Sia il sito, tramite un contatore di accessi, che il profilo su *Facebook*, attraverso il numero di "amici", possono costituire elementi di monitoraggio dell'efficacia del progetto.

Particolare attenzione sarà rivolta all'organizzazione sul territorio di iniziative di formazione per adulti e di attività ludico-formative per i più piccoli, soprattutto presso gli stabilimenti balneari, con l'individuazione di adeguati indicatori di qualità ed efficienza. A questo proposito si intende produrre una locandina da rilasciare alle istituzioni o alle strutture che aderiranno al progetto riportante il logo del progetto stesso, i contatti, la loro reperibilità e l'elenco delle iniziative di educazione e formazione. Gli stabilimenti che ospiteranno le iniziative del progetto potranno rendersi riconoscibili tramite l'esposizione di una bandierina o di altro elemento di segnalazione che manifesti l'adesione e la volontà di pubblicizzare le iniziative. L'attuazione del progetto, inoltre, porta con sé un valore aggiunto: la necessità di creare figure professionali di educatori ambientali, in grado di svolgere la loro attività, laddove si raggiungano accordi con le amministrazioni locali, presso, per esempio, le scuole elementari.

Lo svolgimento di attività formative quali quelle descritte possono a tutti i diritti costituire parte dei programmi connessi alla Strategia Nazionale che l'Italia, avendo aderito al Protocollo ICZM, è tenuta ad elaborare.

In tal senso l'idea del progetto EDUCoast intende intervenire a livello capillare, fornendo, ad esempio, chiarimenti alle indicazioni già presenti su una spiaggia e fondamentalmente imperniate sulla filosofia del divieto di per sé sterile e poco esplicativa. Si sottolinea inoltre che la sensibilità che si va attualmente diffondendo nei confronti della sempre maggiore vulnerabilità delle aree costiere crea un clima particolarmente favorevole all'attuazione di iniziative in tal senso. Lo scopo ultimo è quello di trovare, nel turista e nell'operatore turistico, dei collaboratori nella gestione e tutela della spiaggia, piuttosto che categorie temute. Il progetto EDUCoast (*Educate, Discover, Understand Coast*) si propone di attivare, nell'ambito dei suoi destinatari, questa dinamica virtuosa di collaborazione attiva.

Strategia di gestione dei sedimenti portuali

Chiara Francesca Schiaffino ¹, Iolanda Lisi ², Olimpio Marchese ³, Kizzi Utizi ⁴

¹ Dipartimento per lo studio del Territorio e delle sue Risorse, Università degli studi di Genova, Corso Europa 26 - 16100 Genova. Email: chiaraschiaffino@msn.com

² ISPRA, Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale, via di Curtatone 3 - 00185 Roma.

³ Dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale, Università degli Studi di Firenze, via Santa Marta 4 - 50122 Firenze

⁴ Dipartimento di Scienze della Terra, Università degli Studi di Ferrara, via G. Saragat 1 - 44122 Ferrara

La costa è un sistema dinamico e fragile di elevata valenza sociale, economica e naturalistica. Su scala europea fattori sia di origine naturale che antropica, hanno determinato il diffuso depauperamento delle spiagge e il conseguente innescarsi di fenomeni erosivi. Ciò ha fatto crescere negli anni l'esigenza di sperimentare diverse tecniche per la difesa della costa e per il ripristino della naturale tendenza evolutiva dei litorali. Negli ultimi decenni per arginare tali problemi, sono stati effettuati sempre più frequentemente interventi di ripascimento sia di tipo morbido che protetto (Hamm et al., 2002; Lisi et al., 2008), con l'obiettivo di sopperire all'ormai ridotto apporto sedimentario fluviale. La ricerca di sempre nuove fonti di sedimento economicamente ed ecologicamente sostenibili, pertanto, risulta prioritaria sia in campo scientifico che amministrativo. Tutto ciò ha portato ad un crescente interesse verso i sedimenti provenienti dai dragaggi portuali non solo ai fini di attività di ripascimento, ma anche per la realizzazione di opere di difesa costiera e di ingegneria civile. Alla luce di tali necessità, ci si propone di studiare come possibili fonti di inerti i bacini portuali che, per le loro specifiche caratteristiche morfologiche, fungono da vere e proprie "trappole sedimentarie". Le aree portuali, possono fornire un contributo sedimentario considerevole e continuo nel tempo, grazie alle periodiche operazioni di dragaggio che si rendono necessarie per il mantenimento dell'efficienza ed il miglioramento della logistica di un porto.

Nonostante tra le priorità della Comunità Europea si abbia il riciclo e riuso del materiale dragato (Direttiva 75/442/CEE, Direttiva 91/156/CEE, 2006/12/CE, Convenzione OSPAR 1992), a livello europeo non si ha ancora una procedura unificata che definisca i criteri e le linee guida a cui attenersi per la selezione dei siti per il ricollocamento a mare e per il possibile riutilizzo dei sedimenti di dragaggio.

Data la mancanza relativa alle modalità di utilizzo del sedimento dragato, si propone la realizzazione di un progetto di ricerca che ponga le basi per lo sviluppo di un circolo virtuoso dei sedimenti di dragaggio portuale, trasformando ciò che ad oggi viene considerato uno scarto in una risorsa da utilizzare come nuova riserva sedimentaria compatibilmente con le diverse destinazioni d'uso.

Nell'ambito di questo progetto si vogliono proporre specifiche linee guida e protocolli per la Gestione del Sedimento da Dragaggio Portuale, a supporto delle Pubbliche Amministrazioni, che permettano una ottimizzazione della gestione dei sedimenti dragati e dell'iter autorizzativo per il loro possibile riuso nel rispetto dell'ecosistema marino.

Le possibili modalità di riutilizzo dei materiali dragati vanno affrontate sia attraverso la promozione di nuove normative, che di approfondimenti tecnico scientifici che comprendano non solo considerazioni di natura ambientale ed economica, ma riguardino anche aspetti quali le modalità di prelievo e riutilizzo mediante la sperimentazione di nuovi sistemi.

In tale ambito è basilare la catalogazione del materiale di dragaggio proveniente dai diversi bacini portuali attraverso la stesura di schede tecniche identificative che ne facilitino la classificazione in funzione delle specifiche caratteristiche fisiche (granulometriche, mineralogiche e cromatiche), chimiche e biologiche, dei volumi di dragaggio disponibili, nonché delle specifiche destinazioni d'uso del materiale in relazione alle caratteristiche rilevate.

Inoltre, particolare attenzione verrà posta all'identificazione ed alla sperimentazione di tecniche innovative per la difesa dei litorali volte a preservare il più possibile la naturalità del sistema originario ed a superare gli svantaggi connessi all'impiego delle opere rigide (barriere e pennelli), ad oggi più comunemente utilizzate per la protezione dei litorali.

Una delle tecniche oggetto di approfondimenti sarà il ripascimento su spiaggia sottomarina mediante la creazione di barre sabbiose sommerse con materiale proveniente dal dragaggio di aree portuali, spesso costituito da un'alta percentuale della frazione fine e quindi tipicamente meno utilizzabile per la difesa dei litorali. La funzione di una barra sottomarina è la stessa di quella esercitata da una barriera sommersa ma, contrariamente a questa, può adattarsi ai diversi stati del mare entrando a far parte attivamente del profilo di spiaggia e costituire una riserva di sedimento per il tratto di litorale. Ad oggi l'efficacia di tale metodo risulta scarsamente documentata nonostante le sperimentazioni eseguite nelle coste dei Paesi Bassi, Danimarca, Germania e Spagna (Van Duin et al., 2004; Grunnet & Ruessink, 2005, Van Leeuwen et al., 2007); le ragioni di ciò vanno ricercate nella generale sfiducia verso metodologie innovative parallelamente alla difficile reperibilità di materiale idoneo nonché dei suoi costi elevati.

Oltre a ciò, si vuole studiare la messa in opera di tubi in geo-tessuto riempiti da sedimento proveniente da bacini portuali e non dragato nella spiaggia sottomarina (Lawson, 2008; Pilarczyk, 2000). Dato che l'efficacia di una tale struttura è strettamente legata alla sua forma, sarà svolta anche un'indagine in merito alla variazione nel tempo della forma del tubo in geo-tessuto in funzione delle differenti caratteristiche sedimentologiche del materiale destinato al riempimento.

Entrambe le tecniche citate verranno applicate in siti pilota previamente individuati e saranno costantemente monitorate attraverso la tecnica di video-monitoraggio (Holman et al., 1993; Ojeda et al., 2008; Schiaffino et al., 2008) in modo tale da poter ottenere in modo automatico, continuativo ed in tempo reale i dati relativi al comportamento delle strutture e la risposta del sistema costiero alla loro installazione.

SAND Sand Archive for a Nourishment Database

Maurizio Alessio Baldassarre ¹, Rocco Dominici ², Elena Pallottini ³, Tommaso Puggelli ⁴

¹Dipartimento di Scienze della Terra, Università "La Sapienza" di Roma, Roma

²Dipartimento di Scienze della Terra, Università della Calabria, Reggio Calabria

³ISPRA - Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale, Roma

⁴Dipartimento di Ingegneria Civile, Università di Firenze, Firenze

Le aree costiere hanno subito nel tempo uno sfruttamento sempre più intensivo a seguito di un crescente incremento della popolazione residente e non, che ha dato luogo ad una concentrazione di attività estremamente importanti dal punto di vista economico e sociale. Attualmente, circa il 16% della popolazione dell'Unione Europea vive in comuni costieri. Tale proporzione va col tempo aumentando (EUROSION, 2004).

L'interfaccia terra-mare ha risentito notevolmente degli interessi conflittuali che vi si accentrano. Tale situazione si è tradotta in una tendenza erosiva generalizzata sempre più rapida ed intensa, che oggi si riscontra nella maggior parte dei paesi, facendo delle problematiche legate all'erosione costiera e delle possibili soluzioni per contrastarla o contenerla, un problema di ordine internazionale.

Negli ultimi anni la necessità di intervenire attraverso opere di mitigazione e controllo del processo erosivo costiero attraverso metodologie di ripristino del deficit sedimentario e a basso impatto ambientale ha prodotto un forte incremento di interventi di ripascimento artificiale. Ciò nonostante tale tipologia di intervento presenta, comunque, una serie di criticità che accomunano tutti i paesi che si trovano a dover affrontare il problema dell'erosione costiera tramite questa soluzione progettuale.

In particolare, un aspetto delicato e strategico riguarda la compatibilità tra i sedimenti provenienti dalle cave di prestito e le sabbie delle spiagge in erosione da ripascere. Infatti, un utilizzo improprio della risorsa sabbia oltre ad una perdita in termini di volume sedimentario, potrebbe causare danni ambientali, paesaggistici ed economici.

Notevoli sono stati gli sforzi da parte della Comunità Europea volti allo studio e all'individuazione di criteri e soluzioni condivisibili e sostenibili a livello ambientale, nonché all'ottimizzazione dello sfruttamento della risorsa "sabbia" e delle relative valutazioni economiche. Tali sforzi sono stati tradotti nella destinazione di fondi comunitari a sostegno di diversi progetti di ricerca aventi come obiettivi l'approfondimento tecnico-scientifico di tali problematiche (ad es. EUROSION, BEACHMED, BEACHMED-E).

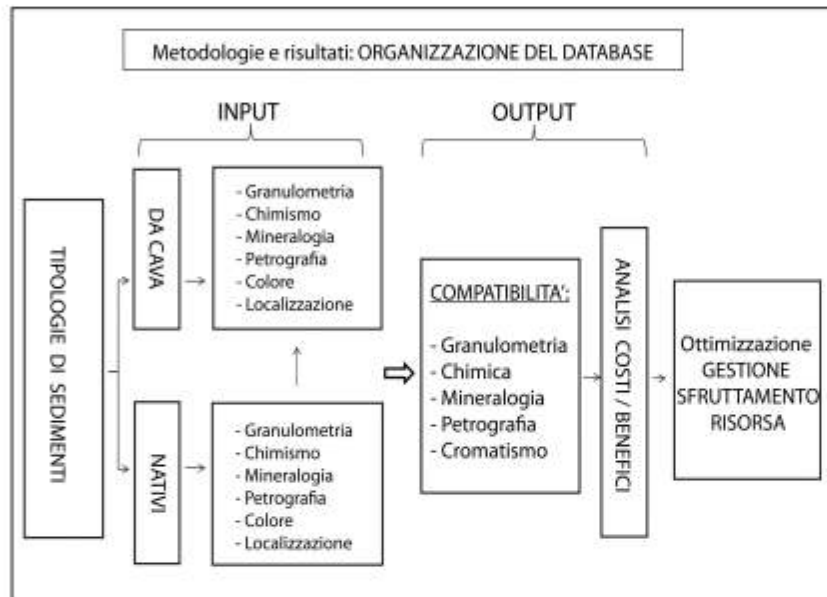
A conferma dell'interesse che ancora oggi rivestono le problematiche legate alla gestione della fascia costiera, per gli anni 2007-2013 parte dei fondi comunitari diretti sono stati nuovamente destinati a sostegno di progetti inerenti tematiche quali lo sviluppo di tecnologie innovative, la cooperazione pubblico-privato e lo sfruttamento delle risorse naturali applicate ad ambiti costieri (ad es. programma MED, INTERREG IVC, Life +, FP7 Environment).

Tra le problematiche ancora aperte, appaiono di importanza strategica quelle legate alla creazione ed implementazione di banche dati comuni e quelle legate all'elaborazione di criteri standardizzati ed esportabili che permettano di valutare la compatibilità dei sedimenti con gli ambienti da ripascere (con particolare riferimento all'aspetto paesaggistico),

anche in accordo con i principi sanciti dalla Raccomandazione del Parlamento Europeo relativi alla gestione integrata delle zone costiere (ICZM, 2002/413/CE).

A fronte delle numerose esperienze già maturate, emerge dunque la necessità di capitalizzare le conoscenze acquisite al fine di predisporre uno strumento attraverso il quale possa essere definito il grado di compatibilità dei sedimenti, tenendo in considerazione il maggior numero di parametri possibile.

Una soluzione potrebbe essere rappresentata dalla strutturazione di un database all'interno del quale archiviare le informazioni inerenti le differenti tipologie di sedimenti utilizzabili negli interventi di ripascimento e



Esempio di database.

impiegare i parametri che li caratterizzano per operare dei confronti e definire i diversi indici di compatibilità. Il database permetterà di stabilire i valori dei singoli indici di compatibilità (maggiore compatibilità petrografica, granulometrica, di colore, ecc.) oppure di indici controllati da più parametri (potenzialità di preservazione, costi-benefici, compatibilità globale) permettendo una ottimizzazione della gestione della "risorsa sabbia".

La definizione di indici di compatibilità attraverso la costruzione di un database

rappresenta uno strumento implementabile a partire da dati già esistenti acquisiti nell'ambito di precedenti progetti, nazionali, europei ed internazionali. Tra i molteplici parametri da inserire all'interno del database viene proposto il colore, la composizione petrografica e la resistenza alla degradazione fisico-chimica e biologica del sedimento utilizzato per il ripascimento (potenziale di preservazione).

In particolare, per quanto riguarda il potenziale di preservazione, si propone di eseguire sui sedimenti un'analisi petrografica modale che si basa sul metodo Gazzi-Dickinson (Gazzi, 1966; Dickinson, 1970; Ingersoll et al., 1984; Zuffa, 1985): e che permette una classificazione del sedimento in termini di petrofacies e l'evidenziazione di eventuali relazioni di controllo tra energia idrodinamica dell'ambiente costiero, parametri statistici granulometrici (classazione, asimmetria, kurtosis, D50, D90 ecc.), impatto antropico (frammenti di materiali edili) con la composizione petrografica. Infine attraverso studi in aree tipo integrati da analisi di laboratorio sarà possibile associare ad ogni petrofacies o in generale ad una determinata composizione petrografica un indice di resistenza alla degradazione fisico-chimica e biologica.

Inoltre, dal momento che la messa in opera di un intervento di ripascimento è dettata anche da un "indice di gradevolezza" da parte dei fruitori del tratto costiero, si propone una sperimentazione volta alla definizione di una scala di riferimento per la valutazione della compatibilità cromatica delle sabbie, che potrebbe fornire una importante "progress" nella definizione della compatibilità paesaggistica (Pranzini, 2008).

In base a quanto detto l'utilizzazione di uno strumento che permetta un'ottimizzazione dell'utilizzo della georisorsa sabbia assume un'importanza sempre più strategica e nello stesso tempo consente di ridurre in modo rapido un danno socio economico sempre crescente.

Stakeholders Engagement and integration through an Applied GAME: looking for sustainable coastal management Acronym: SEA-GAME

Valerio Minorenti ¹, Giammarco Di Felice ², Valeria Iacovone ³, Monica Targusi ⁴, Elisa Ulazzi ⁵

¹Dipartimento Scienze della Terra, Sapienza Università di Roma, P.le Aldo Moro 5, 00185

²Università di Camerino

³ARPA Veneto Servizio Acque marino costiere

⁴ISPRA Istituto Superiore per la Protezione e la Ricerca Ambientale

⁵MED INGEGNERIA S.r.l.

L'interazione tra i diversi attori all'interno di una gestione sostenibile ed integrata della fascia costiera è molto complessa e, fino ad oggi, ha trovato molte difficoltà realizzative. Il principale elemento di complessità ricade nella difficoltà di comunicazione tra enti e professionalità diverse, chiamati a rispondere a problematiche contingenti di diversa natura e di diverso interesse socio-economico; a questo si associa poi una mancanza di conoscenza approfondita delle problematiche in gioco e di diffusione e accessibilità delle informazioni disponibili tra i diversi protagonisti, che difficilmente riescono quindi a identificare tutte le dinamiche in gioco.

Il progetto SEA-GAME ha come obiettivo il raggiungimento di una gestione sostenibile tramite la realizzazione di uno strumento volto ad incentivare la partecipazione attiva dei differenti *stakeholders*, lo sviluppo di nuove idee, l'identificazione delle diverse problematiche del sistema costiero e la realizzazione di nuovi approcci risolutivi.

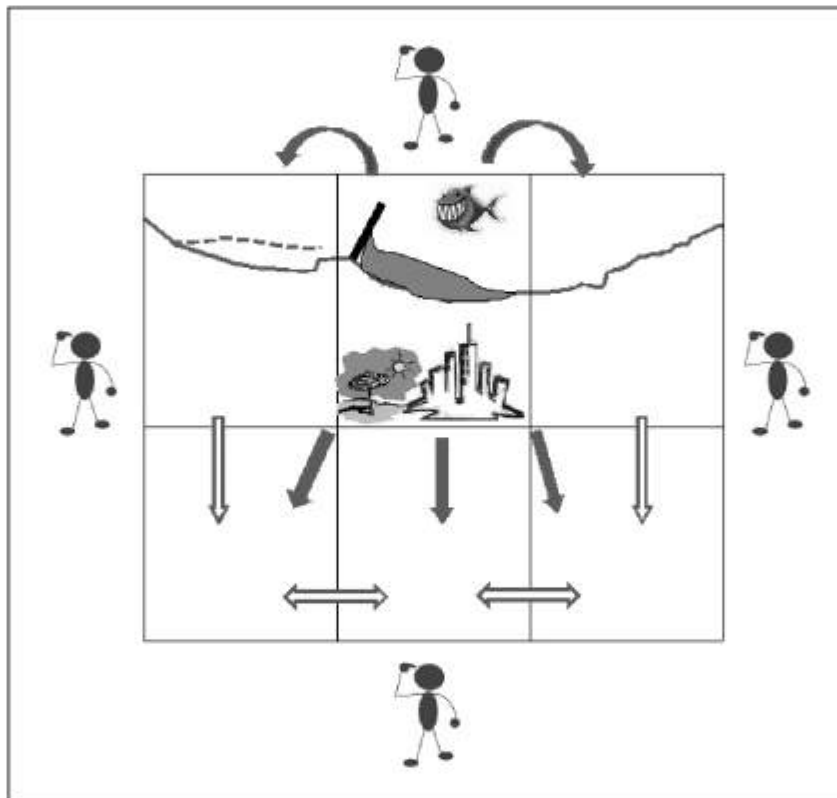
Negli ultimi decenni l'aumento della pressione antropica ha prodotto profonde alterazioni in molte aree costiere. Nonostante le diverse iniziative di Gestione Integrata della Zona Costiera (GIZC), i problemi legati all'integrazione degli aspetti ambientali e socio economici in tali aree sono ancora molteplici e molto spesso dovuti a: (1) una forte competitività tra i diversi *stakeholders*, (2) una scarsa comunicazione tra gli stessi e (3) una mancanza di una base conoscitiva integrata del territorio. L'insieme di queste condizioni porta spesso i *decision makers* a prediligere interventi che non tengono conto degli effetti sia sulle diverse componenti ambientali e socio-economiche sia sugli altri *stakeholders*, tanto nel medio che nel lungo periodo. In tale contesto appare sempre più necessario favorire la comunicazione e l'interazione fra le differenti parti in gioco, dotandole al tempo stesso di strumenti idonei a supporto delle decisioni (Mc Donald et al., 2008; Nicholls et al., 2009).

Il progetto SEA-GAME, tramite la realizzazione di uno strumento altamente flessibile in grado di valutare le diverse risposte a carico del sistema costiero a fronte di diverse strategie gestionali, si pone come scopo fondamentale la creazione di un rapporto di interrelazione tra tutti gli *stakeholders*. In particolare il modello di tipo partecipativo proposto si avvarrà dei concetti alla base del *Agent-Based Model (ABM)* (Janssen e Ostrom, 2006). Questa tipologia di approccio è in grado di ricreare un ambiente di gioco in cui gli effetti delle diverse strategie di gestione sono facilmente analizzabili.

Gli elementi principali costituenti tale modello sono:

1. i giocatori (*players*): sono le persone che giocano. Nello specifico impersonano gli *stakeholders* coinvolti

- nella gestione, diretta o indiretta, del sistema costiero (i.e. *decision makers*, associazioni e/o operatori di settori, ONG, Enti di ricerca);
2. l'agente: rappresenta i fattori che caratterizzano il modello su cui i *players* possono decidere di giocare, apportandone modifiche. Nel caso specifico, l'agente è un qualsiasi fattore che può essere oggetto di pianificazione territoriale costiera e/o ambientale su cui i giocatori decidono di intervenire (i.e. costruzione opere di difesa costiera, riqualificazione degli ambienti dunari, costruzione edilizia);
 3. ambiente di gioco: rappresenta l'area di gioco e racchiude tutte le informazioni territoriali, pianificatorie ambientali e socio-economiche parametrizzate. In questo caso l'ambiente di gioco è l'unità fisiografica. Tale ambiente è suddiviso in celle la cui estensione è funzione delle caratteristiche del territorio. Ogni cella, pertanto, possederà caratteristiche omogenee e sarà dinamicamente legata a tutte le celle presenti nell'ambiente di gioco attraverso un effetto domino.



Elementi principali di un Agent-Based-Model. Si possono distinguere quattro giocatori, i diversi agenti su cui è possibile interagire e le celle, dinamicamente legate tra loro, formanti l'ambiente di gioco.

La possibilità di poter intervenire contemporaneamente sull'ambiente di gioco permetterebbe ai diversi giocatori di comprendere meglio gli effetti, primari e secondari, potenzialmente scaturibili dalle diverse scelte gestionali. Il modello stesso diventerebbe, inoltre, un tavolo di trattativa virtuale dove gli *stakeholders* potrebbero decidere insieme le migliori soluzioni ambientali e socioeconomiche per conseguire lo scopo prefissato.

Uno strumento di questo tipo, in grado di coordinare ed integrare i diversi fattori presenti in un determinato contesto ambientale, potrebbe rispondere ad una problematica di fondamentale importanza e di estrema attualità quale il raggiungimento di una reale gestione integrata della costa.