

Criteri di progettazione degli argini di difesa a mare. Applicazione alla foce del fiume Ombrone

Claudia D'Eliso¹ e Pier Luigi Aminti¹

¹DIC - Dipartimento di Ingegneria Civile, Via S. Marta 3, 50139 - Firenze

Riassunto

Gli argini di difesa a mare sono strutture di difesa della costa che si collocano a metà tra dighe costiere (*sea dikes*) e scogliere radenti. In Italia esistono pochi esempi di realizzazione e sono assimilati a scogliere radenti. Nell'ottica di una progettazione basata sul rischio di rottura della struttura, criteri e strumenti progettuali per gli argini di difesa a mare sono stati derivati da quelli disponibili per le dighe costiere e proposti in questo studio. In particolare, è stato recentemente sviluppato da uno degli autori un nuovo modello per la rottura di dighe costiere indotta da tracimazione ondosa che può essere applicato anche agli argini di difesa a mare. La foce del Fiume Ombrone in Toscana, è stata infine scelta come caso applicativo di alcuni dei criteri proposti.

Parole chiave: inondazioni costiere, argini di difesa a mare, rottura dell'argine, tracimazione ondosa, erosione.

Abstract

A sea levee (argini di difesa a mare) is a coastal defence structure in between sea dikes and rubble mound sea walls. In Italy there are few examples, normally associated to rubble mound sea walls. Under the perspective of a risk-based design of the structure, design criteria and tools for the sea levee have been derived from the available for sea dikes and herein proposed. In particular, a new model system for the breaching of sea dikes initiated by wave overtopping has been developed from one of the author and can be also directly applied to the sea levee. The Ombrone River mouth in Tuscany has been finally selected as a case study of some of the proposed criteria.

Keywords: coastal flooding, sea dikes, dike breaching, overtopping, erosion.

Introduzione

Gli argini di difesa a mare, definiti genericamente come la variante italiana delle dighe costiere (*sea dikes*) che difendono diffusamente le coste del Mare del Nord, proteggono la fascia costiera dalle inondazioni causate da mareggiate. In Italia, dove uno dei principali problemi della costa è l'erosione delle spiagge, gli argini di difesa a mare sono una tipologia strutturale poco diffusa, anche se rappresentano una valida possibilità di difesa in presenza di piane costiere basse, normalmente interessate anche da fenomeni di subsidenza e in previsione dell'innalzamento del livello medio del mare stimato per i prossimi decenni. Queste strutture possono ben integrarsi con il paesaggio costiero, hanno una buona efficienza e durata e un costo relativamente ridotto rispetto a opere a scogliera costruite in mare. Ai fini della progettazione, è necessario definire dei criteri progettuali specifici. In quest'ottica, occorre dare una definizione precisa di argine a mare, descriverne le caratteristiche, per poi indicare dei criteri progettuali recependo le indicazioni disponibili per le dighe costiere, che sono comunque ancora oggetto di ricerca per la comunità scientifica internazionale (Oumeraci, 2004). A conclusione dello studio si presenta un caso applicativo di alcuni dei criteri proposti (Fig. 1).

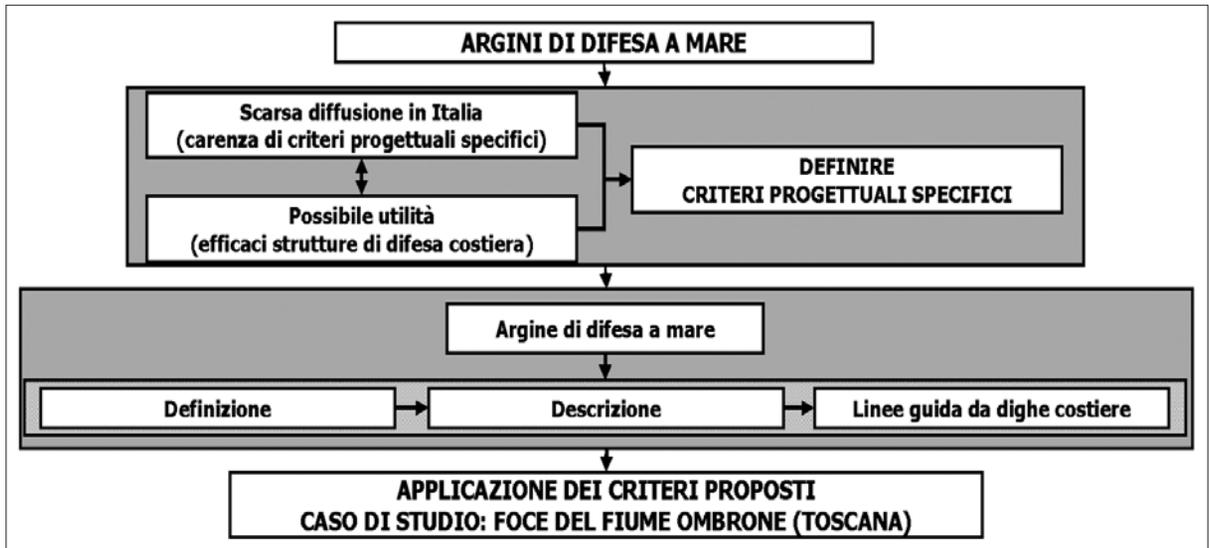


Figura 1 - Motivazione, obiettivo e metodologia dello studio.

Le dighe costiere e gli argini di difesa a mare

Le dighe costiere e gli argini di difesa a mare sono strutture in terra che impediscono, durante le mareggiate, l'inondazione della zona protetta, fissando rigidamente la linea di costa e identificando nettamente l'interfaccia mare-terra.

Le dighe costiere hanno un funzionamento simile a quello degli dighe fluviali, che svolgono un'analoga funzione di contenimento dell'acqua, anche se i carichi che gravano sulla struttura e le sezioni tipo sono diversi. Anche i cordoni dunali rappresentano una forma di protezione della fascia costiera dalle mareggiate e hanno un funzionamento per certi aspetti paragonabile alle dighe costiere, ma in questo caso il sistema di difesa è naturale e le dune non hanno una forma costante nel tempo o prestabilita su basi progettuali.

La necessità di realizzare dighe costiere si concentra lungo quei tratti di costa soggetti a forti escursioni mareali, ad alti sovralti indotti dal vento e dal gradiente barometrico e nel caso in cui la fascia costiera si collochi ad una quota molto ridotta o addirittura giaccia al di sotto del livello medio del mare (terre basse), perché interessata da fenomeni di subsidenza (ARPA, 2002) o dall'innalzamento del livello medio del mare (Aminti et al., 2003). Le dighe costiere rappresentano in questo senso una possibile strategia di mitigazione del rischio da Risalita Relativa del Livello del Mare (RSLR).

Le dighe costiere e le sezioni tipo

Le dighe costiere sono molto diffuse lungo le coste del Mare del Nord (Paesi Bassi, Germania, Gran Bretagna, Danimarca e Belgio) e in alcune zone degli Stati Uniti, dove però il rischio di inondazione è più dovuto a tifoni e uragani che non a semplici tempeste da vento.

Normalmente, a differenza degli dighe fluviali, ma analogamente alle dune, le dighe costiere non sono sollecitate lato mare da un battente d'acqua stazionario. Sia lato mare (Fig. 2a), sia lato terra (Fig. 2b) si presentano in caso di mare calmo come un rilevato in terra completamente coperto di vegetazione.

Diverse tipologie di dighe costiere si sono affermate negli anni, sostanzialmente in relazione alla reperibilità dei materiali. Due sono le tipologie più diffuse:

- (1) Corpo diga in materiale incoerente, rivestimento in materiale coesivo con una copertura protettiva erbosa (Fig. 3a);
- (2) Corpo diga in materiale coesivo con una copertura protettiva erbosa (Fig. 3b).

Il primo tipo è largamente diffuso nei Paesi Bassi e in Germania, il secondo in Gran Bretagna.



Figura 2 - Tipico aspetto di dighe costiere lungo le coste del Mare del Nord (Paesi Bassi): a) a sinistra, diga costiera da TAW (1996); b) a destra, lato terra di diga costiera a Marken (2004).

Gli argini di difesa a mare e gli esempi in Italia

Nel Mediterraneo sono rari gli esempi di realizzazione di dighe costiere poiché l'escursione mareale e i sovralti da vento e gradiente barometrico sono complessivamente bassi, e le aree al di sotto del livello del mare sono molto circoscritte e limitate. In Italia le massime variazioni del livello medio del mare rispetto al livello di mare calmo raggiungono valori di 1 m solamente nell'alto Adriatico dove si trovano anche aree costiere a quote molto basse. Inoltre per motivi paesaggistici, turistici, economici e di urbanizzazione, si preferisce mantenere la spiaggia, anche se protetta da opere in mare o ricostruita artificialmente mediante ripascimenti e limitare l'uso di strutture di difesa rigide che interrompono la continuità tra l'entroterra e la spiaggia.

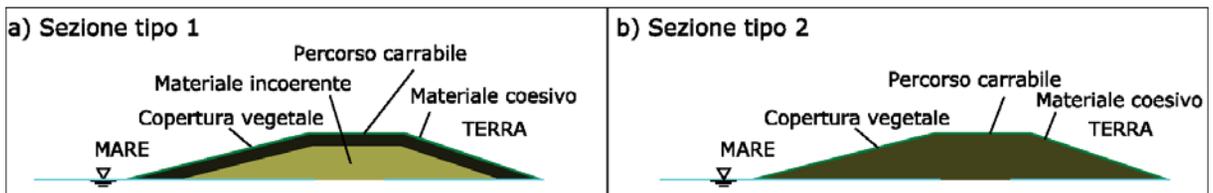


Figura 3 - Sezioni tipo di dighe costiere.

In Italia gli argini di difesa a mare sono pochi e presentano alcune differenze rispetto alle dighe costiere. Due esempi si trovano in prossimità dei Lidi Ferraresi e del delta del Fiume Po, dove le quote del terreno sono basse e si registra una tendenza alla subsidenza (ARPA, 2002).

Il primo esempio è l'argine che protegge l'abitato di Goro e la campagna circostante, nei pressi del delta del Fiume Po (*argine perimetrale della Sacca di Goro*). L'area è caratterizzata da quote al di sotto del livello medio del mare che raggiungono valori di -2 m e determinano un'ampia area allagabile. L'argine individua il limite perimetrale a terra della Sacca di Goro, si estende per circa 10 km ed è costituito da più tronchi con caratteristiche leggermente diverse. Ciascun tronco è formato da un corpo di materiale di riempimento, una protezione in massi naturali lato mare (Fig. 4a), una copertura erbosa lato terra (Fig. 4b) e una sovrastruttura stradale sterrata ma carrabile pedonale sul coronamento (Fig. 4a).

Il secondo esempio è l'argine che protegge la pineta di Volano, tra Lido di Volano e Lido delle Nazioni, i primi due Lidi ferraresi procedendo da Nord verso Sud (*argine scogliera di Bocche del Bianco e Pineta di Volano*).



Figura 4 - Argini di difesa a mare in Italia: argine perimetrale della Sacca di Goro (2004). a) a sinistra, lato mare; b) a destra, lato terra.

In questo caso, la struttura difende direttamente dall'ingressione del mare, ma l'immediato entroterra è caratterizzato da quote generalmente al di sopra del livello medio del mare, anche se molto basse.

L'argine si estende per circa 3 km ed è costituito da un corpo di materiale di riempimento rivestito con uno strato di geotessuto lato mare e sul coronamento, un'ulteriore protezione in massi naturali lato mare (Fig. 5a), una copertura erbosa lato terra, non sempre in buone condizioni vegetative (Fig. 5b) e un coronamento carrabile pedonale.



Figura 5 - Argini di difesa a mare in Italia: argine scogliera di Bocche del Bianco e Pineta di Volano (2004). a) a sinistra, lato mare; b) a destra, lato terra.

Il sistema di difesa della costa nei pressi di Lido di Volano è completato da un secondo argine (*argine Acciaioli Lido di Volano - Porto Garibaldi*), lungo circa 16 km, arretrato nell'entroterra rispetto al primo, che rappresenta una difesa aggiuntiva nel caso il mare riesca ad oltrepassare la prima linea di difesa. La struttura, oltre a rappresentare una seconda linea di difesa, svolge la funzione di rilevato stradale, alloggiando sul coronamento la Strada Panoramica Acciaioli.

Da un punto di vista puramente terminologico e di definizione, in Italia, gli argini di difesa a mare sono strutture che svolgono la stessa funzione delle dighe costiere, su cui gravano gli stessi carichi, ma con una sezione tipo intermedia tra scogliere radenti e dighe costiere. La progettazione degli argini di difesa a mare è da considerarsi pertanto autonomamente rispetto alle scogliere radenti e presenta molte analogie con quella delle dighe costiere.

Definizione di criteri e strumenti di progettazione

L'approccio più corretto per la progettazione di tutte le strutture di difesa della costa è basato sulla probabilità di rottura della struttura e sul calcolo del rischio ad essa associato. Il rischio (R), misurato in €/anno è tipicamente definito come il prodotto della probabilità di rottura in un fissato intervallo di tempo (p_f) e il danno economico ad essa associato (D):

$$(1)$$

La probabilità di rottura della struttura (p_f) è data dalla combinazione delle probabilità di accadimento di tutti i possibili meccanismi di rottura o stati limite. Un possibile strumento per l'analisi degli stati limite di una struttura è l'albero dei guasti o *fault tree* (Burcharth, 1994).

L'albero dei guasti degli argini di difesa a mare

Alberi del danno sono stati proposti per la maggior parte delle strutture di difesa della costa, ma non sono sempre applicati nella pratica progettuale e, in alcuni casi, restano oggetto di ricerca per la comunità internazionale, perché mancano conoscenze esaustive sulla fisica dei meccanismi di rottura e sulle correlazioni tra di essi, e i modelli interpretativi che si traducono in stati limite non sono adeguatamente affidabili. Recentemente è stato elaborato un albero dei guasti per dighe costiere (Kortenhaus e Oumeraci, 2002), che può essere usato come riferimento anche per gli argini di difesa a mare. Un possibile albero dei guasti per gli argini, derivato da quello per dighe costiere di Kortenhaus e Oumeraci (2002), è proposto in questo studio come base di partenza per approfondire la conoscenza del comportamento degli argini e per la loro progettazione (Fig. 6).

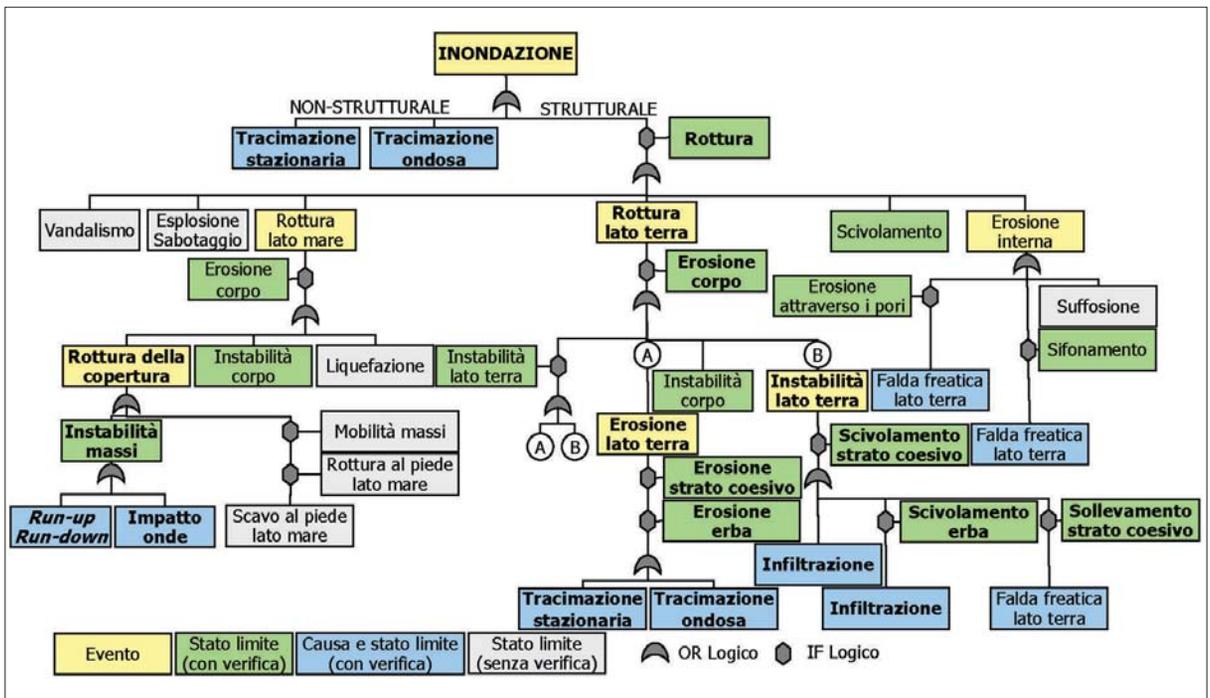


Figura 6 - Albero dei guasti per argini di difesa a mare derivato da Kortenhaus e Oumeraci (2002).

L'albero dei guasti degli argini di difesa a mare ha una struttura semplificata rispetto a quello per le dighe costiere, data la minore severità delle sollecitazioni e la diversa sezione tipo. I meccanismi di rottura si dividono principalmente in tre categorie sulla base dell'inizio della rottura: (i) stati limite con conseguente danno e rottura lato terra, (ii) stati limite con conseguente danno e rottura lato mare, (iii) stati limite di erosione interna con conseguente collasso globale della struttura. Gli stati limite in grassetto (Fig. 6) saranno più dettagliatamente discussi e applicati al caso di studio.

Cause e meccanismi di rottura principali

Sia per le dighe costiere, sia per gli argini di difesa a mare, se esiste un danno iniziale alla struttura per effetto di una precedente mareggiata, l'inizio della rottura si concentra intorno alla zona danneggiata dove la resistenza dei materiali è minore di quella nominale di progetto. In assenza di un danno iniziale, l'inizio della rottura di un argine di difesa a mare dipende principalmente dal battente d'acqua e dalla sezione della struttura (Fig. 7):

- (1) Lato mare: (i) onde frangenti o che risalgono sulla struttura *-run-up e run-down-* (Fig. 7a) per la presenza di un ridotto battente d'acqua e (ii) infiltrazione (Fig. 7d);
- (2) Lato terra: (i) elevate portate di tracimazione ondosa, stazionaria o combinata (Fig. 7b,c), per la presenza di un elevato battente d'acqua e (ii) infiltrazione (Fig. 7d).

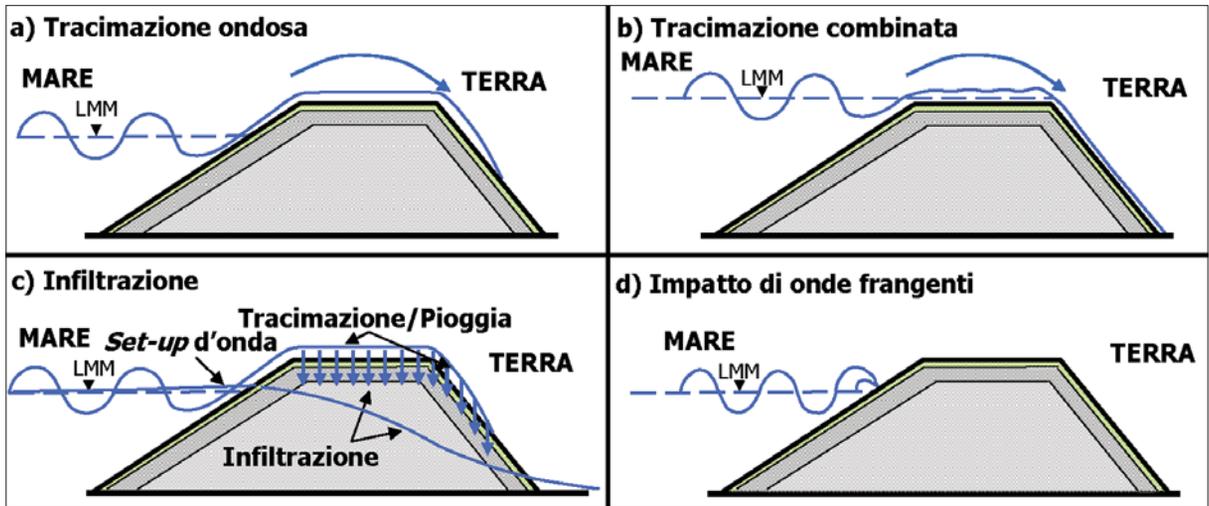


Figura 7 - Principali cause di inizio rottura dell'argine.

Sia l'analisi dell'albero dei guasti di dighe costiere, sia statistiche su casi di rotture avvenute durante catastrofici eventi di inondazione (Paesi Bassi, 1953 e Germania, 1962) hanno mostrato che per le dighe costiere la rottura ha più frequentemente inizio lato terra indotta da tracimazione ondosa, per (i) erosione della protezione erbosa, (ii) erosione del rivestimento in materiale coesivo, (iii) scivolamento della protezione erbosa, (iv) instabilità del rivestimento (scivolamento o sollevamento) e (v) macroinstabilità (instabilità di parte del corpo della struttura o scivolamento). Anche la rottura lato mare indotta dall'impatto delle onde, per (i) erosione della copertura protettiva erbosa e (ii) del rivestimento in materiale coesivo, ha probabilità di accadimento non trascurabili, soprattutto se la diga, a seguito di precedenti danni, è stata innalzata e l'inclinazione del paramento lato terra è stata ridotta.

Nel caso degli argini di difesa a mare non esistono studi specifici e casistiche documentate. In Italia, data la limitata escursione del livello medio del mare e la quota normalmente elevata del coronamento dell'argine, è possibile ipotizzare una maggiore probabilità di rottura lato mare. Questa ipotesi è parzialmente giustificata dagli effetti di una mareggiata del 1999 sull'argine scogliera di Bocche del Bianco e Pineta di Volano che ha richiesto un intervento di manutenzione di emergenza (Fig. 8a). Un sopralluogo dell'argine nel 2004 ha rilevato delle vie preferenziali di erosione lato terra (Fig. 8b), ma non si sono mai registrati danni gravi alla struttura che richiedessero con urgenza alcun intervento.

Lo stato dell'arte nella previsione degli stati limite

La rottura di dighe costiere è un fenomeno complesso, puramente tridimensionale ed è il risultato di una serie di meccanismi erosivi e di instabilità (stati limite) che si susseguono a cascata (Fig. 6).

Alcuni meccanismi non sono stati ancora completamente chiariti dal punto di vista fisico e non esistono modelli interpretativi sufficientemente affidabili. Inoltre la maggior parte delle indagini sperimentali e dei

modelli disponibili si riferiscono a dighe fluviali, che normalmente hanno dimensioni inferiori alle dighe costiere, sezioni tipo diverse, anche se di materiali simili, e sono sollecitate da tracimazione stazionaria e non da tracimazione ondosa impulsiva e non stazionaria.

La previsione della rottura delle dighe costiere, sia lato terra sia lato mare, si è comunemente limitata all'applicazione di criteri di tipo empirico che indicano l'inizio del processo di danneggiamento (TAW, 1997). La rottura è arbitrariamente assunta all'inizio della mareggiata o se la copertura protettiva erbosa è danneggiata:

- (1) Lato mare: il tempo necessario per rimuovere la protezione vegetale nella zona dei frangenti a causa dell'impatto delle onde è calcolato in funzione dell'altezza d'onda significativa al piede della struttura, dello spessore della copertura protettiva erbosa, di un coefficiente di sicurezza e di un coefficiente di erosione dell'erba;
- (2) Lato terra: la protezione vegetale è danneggiata se la portata di tracimazione supera un valore ammissibile, in genere dell'ordine di 10 l/sm in caso di copertura erbosa in condizioni da medie a buone.



Figura 8 - Danneggiamento dell'argine scogliera di Bocche del Bianco e Pineta di Volano: a) a sinistra, lato mare (da Regione Emilia-Romagna, 1999); b) a destra, lato terra (2004).

Anche altri stati limite sono normalmente verificati con semplici formule di derivazione empirica, spesso fissando valori critici della velocità dell'acqua o del tempo durante il quale la sollecitazione grava sulla struttura (Kortenhaus, 2003). Per alcuni stati limite, non esiste ancora un modello interpretativo semplice ed affidabile che ne verifichi l'occorrenza (erosione interna, suffosione, scavo al piede lato mare, rottura al piede lato mare, mobilità massi di protezione). E' dunque necessario sviluppare modelli fisicamente basati che riproducano il fenomeno dall'inizio della mareggiata alla completa rottura. Recentemente è stato proposto un modello per la rottura delle dighe costiere lato terra (D'Eliso, 2007) ed è stato presentato anche un modello per la rottura lato mare (Stanczak et al., 2006). Il modello per la rottura lato terra può essere applicato anche agli argini di difesa a mare. Il modello per la rottura lato mare può essere applicato agli argini solo per le fasi successive alla rimozione della protezione costituita da massi naturali invece che dalla copertura protettiva erbosa e del rivestimento coesivo. In entrambi i casi, data la diffusione ancora puramente accademica dei due modelli, occorre verificare che anche le usuali relazioni empiriche siano soddisfatte. L'instabilità e la rimozione dei massi naturali possono essere valutate con le formule di stabilità per scogliere radenti in massi.

Un nuovo modello per la rottura di dighe costiere indotta da tracimazione ondosa

Il modello proposto, sviluppato per la rottura di dighe costiere indotta da tracimazione, ma estendibile anche ad argini di difesa a mare, è stato sviluppato in collaborazione tra il Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Firenze e il Leichtweiß Institut für Wasserbau dell'Università Tecnica di Braunschweig (Germania) ed è stato l'oggetto della tesi di dottorato di uno dei due autori (D'Eliso, 2007).

Sulla base di un'estensiva analisi della letteratura disponibile, il processo di rottura è stato schematicamente articolato in sei fasi (Fig. 9), all'interno delle quali sono stati individuati otto meccanismi di rottura principali (Fig. 10).

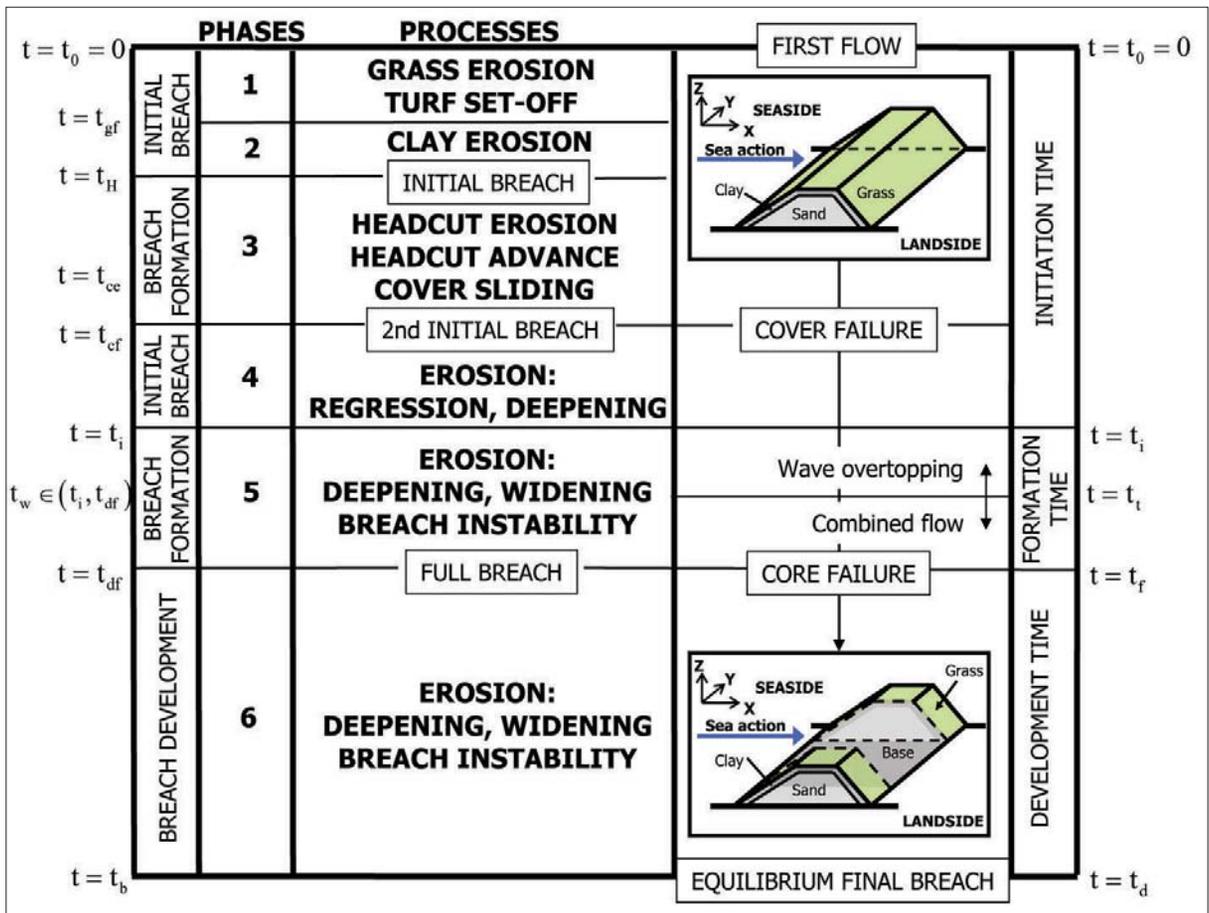


Figura 9 - La rottura di dighe costiere per tracimazione ondosa.

La sezione tipo della diga è formata da un corpo in materiale incoerente, un rivestimento in materiale coesivo e una copertura protettiva erbosa. Il modello riproduce il comportamento della struttura dall'inizio della mareggiata, quando inizia la tracimazione, alla completa rottura con conseguente formazione di un canale attraverso la diga che si allarga fino ad assumere una configurazione di equilibrio che corrisponde alla completa inondazione della zona protetta e a un livello medio del mare uguale alla profondità dell'acqua nell'area allagata (Fig. 9).

Approccio metodologico

Il modello è stato sviluppato su due livelli, definendo un sistema di modellazione modulare e progressivo (Fig. 11):

- (1) Livello I (modello preliminare): principalmente basato su equazioni empiriche e analitiche, anche se fisicamente basate, e ipotesi semplificative;
- (2) Livello II (modello dettagliato): include tutti i meccanismi di erosione e instabilità che determinano la rottura della diga, rimuove alcune ipotesi semplificative e rappresenta un primo passo verso una previsione completa e fisicamente basata del fenomeno.

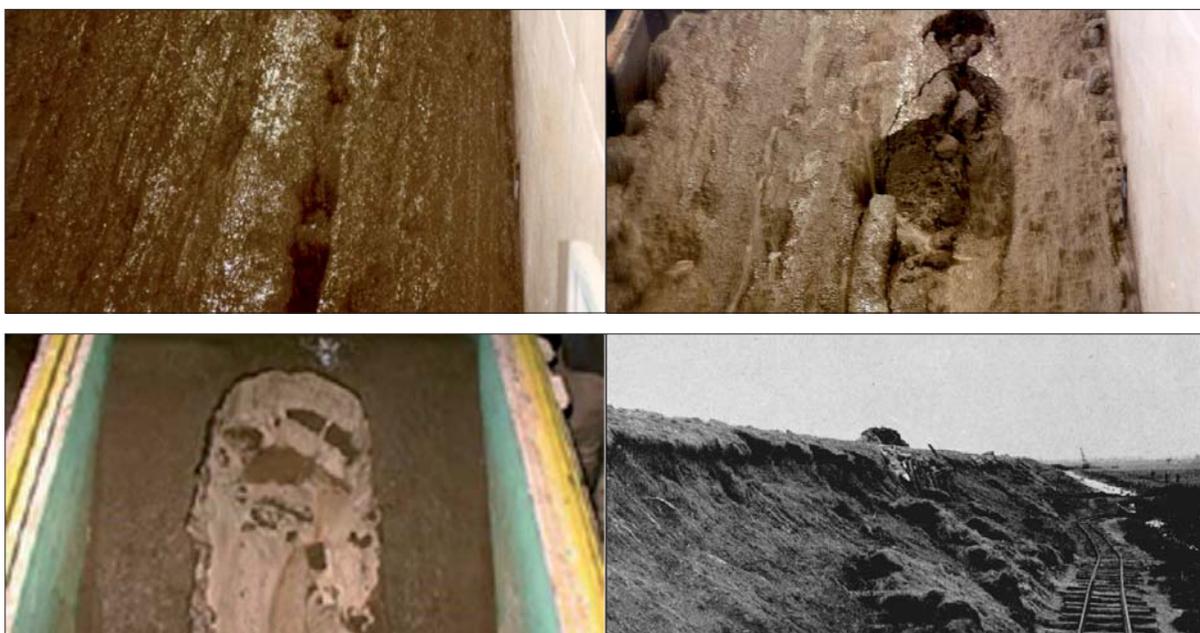
COPERTURA PROTETTIVA ERBOSA

a) Erosione della copertura erbosa, Sacca di Goro, Italy (2004). b) Instabilità della copertura erbosa, Grothusenkoog (1976)*.



RIVESTIMENTO IN MATERIALE COESIVO

c) Erosione del materiale coesivo, GWK (2002). d) Instabilità del materiale coesivo, GWK (2002). e) Erosione materiale coesivo/incoerente, LWI (2005). f) Instabilità del rivestimento coesivo, Augustenbroden Ostseite Jadebusen (1962)**.



CORPO IN MATERIALE INCOERENTE

g) Erosione del materiale incoerente, LWI (2005). h) Intabilità del materiale incoerente, LWI (2005).



Figura 10 - Principali meccanismi nella rottura di dighe costiere per tracimazione ondosa (*Archivio fotografico LWI, Germania, **Die Küste, Heft 1, 1962).

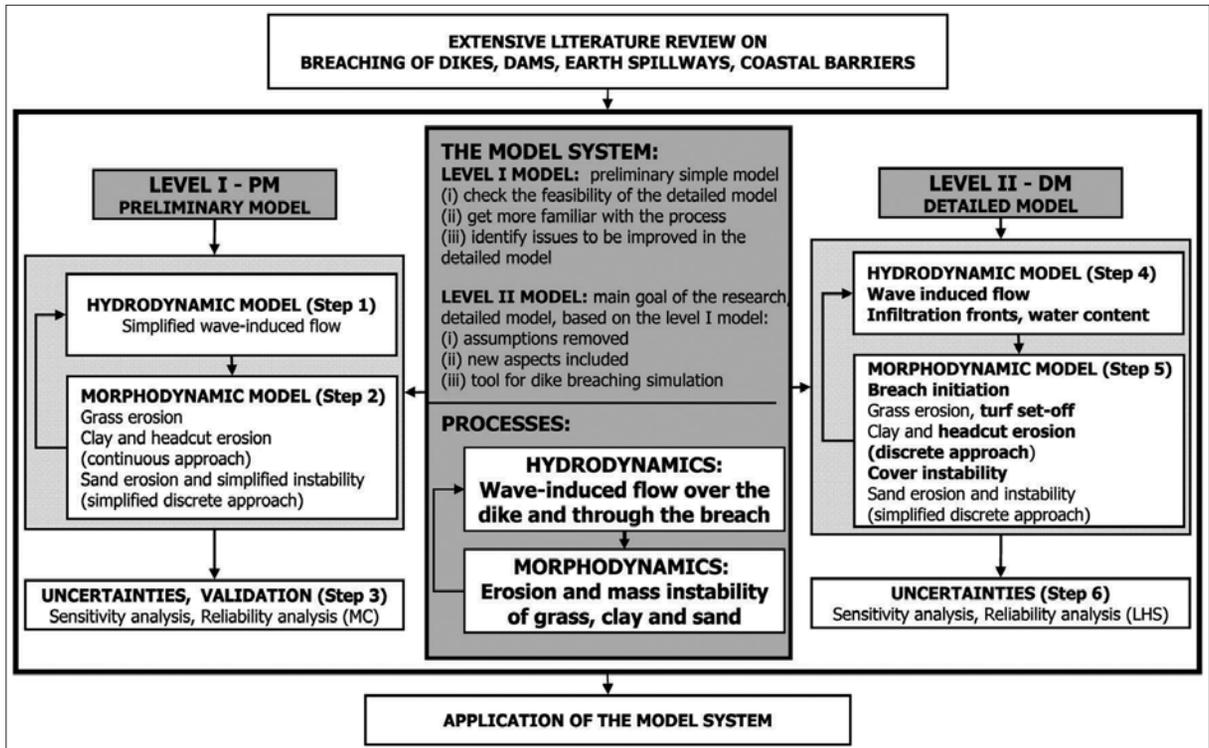


Figura 11 - Approccio metodologico del nuovo sistema di modellazione della rottura di dighe costiere indotta da tracimazione.

Formulazione matematica del modello

Ciascuno dei due modelli, preliminare e dettagliato, nasce dall'integrazione di una serie di modelli interpretativi, in molti casi modificati per adattarli al presente caso di studio, che descrivono i meccanismi di rottura della diga indotti dalla tracimazione ondosa, includendo anche i casi particolari di tracimazione stazionaria, tracimazione combinata e infiltrazione indotta da tracimazione. Entrambi i modelli, dopo aver valutato le condizioni di tracimazione e aver letto come input il modello di infiltrazione da applicare, risolvono iterativamente un modulo idrodinamico che calcola la tracimazione, il flusso nella rottura attraverso la diga e l'infiltrazione, e un modulo morfodinamico che calcola l'erosione e verifica i meccanismi di instabilità (Fig. 11). In Tab. 1 e Tab. 2, si riportano le principali caratteristiche dei modelli interpretativi utilizzati, individuando l'equazione chiave di ciascun modello e rimandando alle pubblicazioni specifiche e alla documentazione completa del sistema di modellazione per maggiori dettagli (D'Eliso et al., 2007).

Risultati e limiti del modello

I principali risultati ottenibili dai due modelli sono il tempo associato a ciascuna delle sei fasi (Fig. 9), la larghezza del canale di rottura e l'idrogramma della portata di tracimazione e attraverso la rottura. I due modelli sono stati validati con alcuni dati sperimentali disponibili e con casi di reale rottura di dighe. I risultati ottenuti sono soddisfacenti e l'accuratezza del modello dettagliato è risultata maggiore di quello preliminare che fornisce risultati cautelativi a favore di sicurezza (D'Eliso et al. 2007). Tuttavia una completa validazione è ancora mancante perché non esistono dati sperimentali a grande scala che riproducano interamente il fenomeno. Sono previsti per la fine del 2007, all'interno del progetto FLOODsite (2004-2009) esperimenti in grande scala nel GWK di Hannover, Germania (Gaisenheiner e Kortenhau, 2007). Le analisi di sensitività e di affidabilità (simulazioni Monte Carlo), hanno mostrato una forte dipendenza dei risultati del modello dai dati in ingresso, specialmente le proprietà dell'erba e del materiale coesivo (D'Eliso, 2007), che per loro natura sono ampiamente incerte e variano stocasticamente lungo il profilo della struttura.

Il principale contributo offerto dal nuovo sistema di modellazione è l'aver integrato ed incluso tutti i model-

li interpretativi disponibili per descrivere un fenomeno complesso, per il quale fino ad adesso non esisteva alcun modello (Tab. 3). Il nuovo sistema di modellazione rappresenta inoltre uno strumento ingegneristico per la progettazione delle dighe in fase di progetto preliminare (Livello I) e di progetto definitivo/esecutivo (Livello II). Inoltre, essendo basato su un approccio modulare (Fig. 11), ciascun modulo può essere migliorato per ottenere una capacità di simulazione della rottura sempre maggiore.

Tabella 1 - Formulazione matematica del nuovo modello: modulo idrodinamico.

MECCANISMO	MODELLO
Tracimazione ondosa Modello preliminare Schüttrumpf e Oumeraci (2005)	Flusso di tracimazione lato terra (h_t, v_t): $s \in [0, H_d \sin \beta]$ $v_t(s) = \frac{v_c(B_d) + \frac{k_1(s)h_1(s)}{f} \tanh\left(\frac{k_1(s)t}{2}\right)}{1 + \frac{fv_c(B_d)}{h_1(s)k_1(s)} \tanh\left(\frac{k_1(s)t}{2}\right)}$; $h_1(s) = \frac{v_c(B_d)h_c(B_d)}{v_t(s)}$ $t \approx -\frac{v_c(B_d)}{g \sin \beta} + \sqrt{\frac{v_t(s)^2}{g^2 \sin^2 \beta} + \frac{2s}{g \sin \beta}}$; $k_1 = \sqrt{\frac{2fg \sin \beta}{h_1(s)}}$ Portata di tracimazione: $q = h_t v_t$
Tracimazione ondosa Modello dettagliato Liu e Lin (1997)	Equazioni Reynolds-Averaged Navier-Stokes (RANS): - Equazione di continuità: $\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_i} = 0 \quad j = 1, 2, 3$ - Equazione del momento di quantità di moto: $\frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial t} + \langle u_j \rangle \frac{\partial \langle u_i \rangle}{\partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial \langle p \rangle}{\partial x_i} + g_i + \frac{1}{\rho} \frac{\partial \langle \tau_{ij} \rangle}{\partial x_j} \quad j = 1, 2, 3$ Funzione VOF (F) per la superficie libera: $\frac{\partial F}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_i} (u_i F) + \frac{\partial}{\partial x_j} (u_j F) = 0$ con densità di cella $\rho(x, z, t) = F(x, z, t) \rho_w$
Tracimazione combinata Modello preliminare e dettagliato Bleck et al. (2000)	Portata di tracimazione (q_{Comb}): $q_{Comb} = \frac{2}{3} \mu_{Comb} (\sqrt{2g}) h_{Comb}^{1.5}$ Portata attraverso la rottura ($Q_{b,Comb}$): $Q_{b,Comb} = \frac{2}{3} \mu_{Comb} (\sqrt{2g}) B_b h_{Comb}^{1.5}$ Coefficiente di portata: $\mu_{Comb} = 0.4728 \xi_d$
Tracimazione stazionaria Modello preliminare e dettagliato	a) Equazione di continuità: (i) Portata di tracimazione (q): $q = hv$ (ii) Portata attraverso la rottura (Q_b): $Q_b = B_b hv = \text{const}$ b) Energia totale (H): $\frac{dH}{dx} = -J; \quad H = z + h + \frac{v^2}{2g}; \quad J \text{ gradiente di energia}$
Infiltrazione Modello dettagliato Weissmann (2003)	Fronte d'acqua saturo (z_s) su profondità d'acqua media ($\bar{h}(t)$): $t = \frac{\theta_s - \theta_i}{k_s} \left(\Delta \Psi_m + \bar{h}(t) + z_s(t) \right) \ln \left(\frac{\Delta \Psi_m + \bar{h}(t)}{\Delta \Psi_m + \bar{h}(t) + z_s(t)} \right)$ $\Delta \Psi_m \approx \frac{1}{14} \Psi(\theta_i) $
Infiltrazione Modello dettagliato Wang (2000)	Fronte d'acqua saturo (z_s): $z_s(t) = \sqrt{2\alpha k_s \int_0^t h(t) dt}$ $\alpha = 4.5$ coefficiente empirico
Infiltrazione Modello dettagliato Wang et al. (2003)	Fronte d'acqua non saturo (z_w) $t = \frac{\theta_s - \theta_i}{(1 + \alpha) k_s} \left(z_w - \frac{\ln(\beta z_w + 1)}{\beta} \right)$ $\alpha = \frac{N_{BC}}{2 + 3N_{BC}}; \quad \beta = \frac{2 + 3N_{BC}}{a \Psi_{BBC}}; \quad a \approx 1$ coefficienti empirici

Tabella 2 - Formulazione matematica del nuovo modello: modulo morfodinamico.

MECCANISMO	MODELLO
Posizione inizio della rottura Modello preliminare	Estrazione casuale lungo il profilo di una sezione della diga lato terra con fattore di copertura erbosa più basso
Posizione inizio della rottura Modello dettagliato	Scenario iniziale includendo vari possibili danni iniziali a cui si assegnano specifici valori delle proprietà dei materiali
Erosione erba (Fig. 10a) Modello preliminare e dettagliato Temple & Hanson (1994)	Tensione tangenziale effettiva ($\tau_{0,e}$) e erosione (dz): $\tau_{0,e} = \tau_0 (1 - C_r) \left(\frac{n_c}{n_{tot}} \right)^2; \tau_0 = \rho_w g h J; \int_0^{t_{sf}} \tau_{0,e} dt = 3600(9I_p + 50); \Delta z_g = 0.9L_s$
Scivolamento erba (Fig. 10b) Modello dettagliato Weissmann (2003), Wang (2000)	Scivolamento: $FOS = \frac{F_{re}}{F_{mo}} < 1; F_{re} = F_{re}(c_g + c_c)$
Erosione localizzata coesivo (Fig. 10c) Modello preliminare e dettagliato Temple & Hanson (1994)	Tensione tangenziale effettiva ($\tau_{0,e}$) e erosione (dz): $\tau_{0,e} = \rho_w g (h + dz_{[t-dt]}) J; \frac{dz}{dt} = k_d (\tau_{0,e} - \tau_{0,cr})^a; a \approx 1$
Erosione coesivo -headcut- (Fig. 10c,d) Modello preliminare Temple & Moore (1997)	Tensione tangenziale effettiva $\tau_{0,e}$ (Fig. 10c): $\tau_{0,e1} = \rho_w g h J; \tau_{0,e2} = 0.011 \rho_w g h \left(\frac{H_{H1}}{H_{H,0}} \right)^{0.582}; \tau_{0,e} = \max(\tau_{0,e1}, \tau_{0,e2})$ Erosione (Fig. 10c): $\frac{dz}{dt} = k_d (\tau_{0,e} - \tau_{0,cr})^a; a \approx 1$ Instabilità (Fig. 10d): $dX = \begin{cases} \frac{1}{3600} C(A - A_0) dt & A - A_0 > 0 \\ 0 & A - A_0 \leq 0 \end{cases}$ $A = (qH_H)^{1/3}; A = A(K_b); C = C(K_b)$
Erosione coesivo (Fig. 10c,d) Modello dettagliato Stein et al. (1993) Hassan (2002), Zhu (2006)	Tensione tangenziale effettiva $\tau_{0,e}$ (Fig. 10c): $\tau_{0,e1} = C \rho_w V_0^2; J_{jet} \leq J_{jet,P}; \tau_{0,e2} = C_d^2 C \rho_w V_0^2 \frac{h_0}{J_{jet}}; J_{jet} > J_{jet,P}; J_{jet,P} = C_d^2 h_0$ Erosione dz (Fig. 10c): $\frac{dz}{dt} = k_d (\tau_{0,e} - \tau_{0,cr})^a; a \approx 1$ Instabilità (Fig. 10d): Scivolamento: $FOS = \frac{F_{re}}{F_{mo}} < 1$ Bending: $FOS = \frac{\sigma_c}{\sigma} < 1$ Ribaltamento: $FOS = \frac{M_{re}}{M_{mo}} < 1$
Erosione coesivo/incoerente (Fig. 10e) Modello dettagliato Jia et al. (2001), Jia et al. (2002)	Continuità dei sedimenti: $dz(i) = \frac{A_1 A_2}{A_3} (V_p(i) - V_d(i)) \frac{dt}{dx}$ $A_1 = 1; A_2 = \frac{\pi}{4}; A_3 = \frac{\pi}{6}$
Instabilità coesivo (Fig. 10f) Modello dettagliato Weissmann (2003), Wang (2000)	Scivolamento e sollevamento: $FOS = \frac{F_{re}}{F_{mo}} < 1$
Erosione incoerente (Fig. 10g,h) Modello preliminare e dettagliato Hassan (2002)	Continuità dei sedimenti (Fig. 10g): $\frac{\partial Q_{sT}}{\partial x} + (1 - p_s) \frac{\partial A_b}{\partial t} = 0$ Rapporto erosione verticale/laterale (Fig. 10g): $c_{db/dz,b} = \frac{db/dt}{dz/dt} \approx 1$ Instabilità -scivolamento-(Fig. 10h): $FOS = \frac{F_{re}}{F_{mo}} < 1$

Tabella 3 - Meccanismi inclusi nel nuovo sistema di modellazione e principali risultati.

MECCANISMO	AM	PM	DM	RISULTATI
Tracimazione ondosa Causa principale di rottura	N	Y*	Y*	Sia modello semplice che fisicamente basato della tracimazione e del flusso attraverso la rottura
Tracimazione combinata Causa principale di rottura Determinante per l'erosione	N	Y*	Y*	Modello idrodinamico semplice, mediato sull'onda, di moto non uniforme stazionario per la tracimazione e il flusso attraverso la rottura
Tracimazione stazionaria Determinante per l'erosione	Y	Y	Y	Modello idrodinamico di moto non uniforme stazionario per la tracimazione e il flusso attraverso la rottura
Infiltrazione Causa principale di rottura	N	N	Y*	Semplici modelli di infiltrazione per suolo saturo e non saturo
Posizione inizio della rottura Stima del tempo di allarme (t_w)	N	N	Y*	Posizione di inizio rottura casuale e approccio basato su uno scenario iniziale
Erosione dell'erba Graduale collasso	N	Y*	Y*	Approccio basato sull'eccesso di tensione tangenziale con esplicito effetto dell'erba
Scivolamento dell'erba Instabilità	N	N	Y*	Approccio basato sull'equilibrio limite delle forze senza graduale scivolamento
Erosione localizzata del coesivo Graduale collasso	Y	Y	Y	Approccio basato sull'eccesso di tensione tangenziale
Erosione del coesivo (<i>head-cut</i>) Graduale collasso	Y	Y	Y	Approccio basato sull'eccesso di tensione tangenziale e modelli di instabilità continuo e discreto
Erosione coesivo e incoerente Graduale formazione del canale di rottura iniziale	N	N	Y*	Trasporto solido in condizioni di transizione e modello di instabilità discreto
Scivolamento e sollevamento del coesivo Instabilità	N	N	Y*	Approccio basato sull'equilibrio limite delle forze
Erosione dell'incoerente Rottura completa della diga	Y	Y	Y	Trasporto solido in condizioni di equilibrio e semplice modello morfodinamico discreto
AM - Modelli di rottura esistenti, PM - Modello preliminare, DM - Modello dettagliato Y - Incluso, N - Trascurato * Meccanismo trascurato nei modelli esistenti, ma incluso nel nuovo sistema di modellazione				

Gli argini di difesa a mare come soluzione per le foci fluviali

Quasi tutte le foci dei fiumi italiani (Tevere in Lazio, Arno e Ombrone in Toscana, Trigno in Molise, Volturno in Campania) sono in erosione a causa del ridotto apporto di sedimenti e l'asta fluviale è per lunghi tratti soggetta all'ingressione di acqua salata. Alcune di queste foci sono inserite in aree naturali protette. La fruizione a fini turistici non è in questo caso rivolto alla balneazione e alla presenza di un'ampia spiaggia, ma alla conservazione dei percorsi naturali all'interno del parco. Gli argini di difesa a mare rappresentano in questo caso una possibile soluzione di difesa dall'erosione perché fissano una linea di confine tra terra e mare che impedisce il danneggiamento della riserva naturale, anche in assenza di spiaggia antistante. Nel caso in cui la spiaggia sia presente, l'argine non svolge alcuna funzione protettiva su di essa e la tendenza naturale all'erosione risulta inalterata fino al raggiungimento del piede della struttura.

La foce del Fiume Ombrone nella Maremma toscana, inserita all'interno del Parco della Maremma, è un caso applicativo particolarmente significativo, perché soggetta a tassi di erosione molto elevati.

La foce del Fiume Ombrone: tendenze erosive e problematiche

La foce del Fiume Ombrone, fra Marina di Alberese e circa 2000 m a sud di Principina a Mare, è caratterizzato da un costante processo erosivo documentato dalla cartografia relativa osizione della linea di riva negli anni 1954, 1973, 1979 e 1984/85 (Regione Toscana, 1989) e dai dati acquisiti in tempi più recenti con specifici rilievi (Fig. 12). I processi erosivi sono assai intensi in prossimità della foce tanto che la parte apicale del delta è arretrata di circa 1300 m rispetto al massimo avanzamento documentato da vecchie carte storiche verso la fine del 1800.

L'erosione è iniziata all'apice del delta, si è progressivamente estesa alle spiagge laterali e coinvolge oggi un fronte di circa 3000 m verso nord e 3400 m verso sud. La perdita complessiva di superficie della spiaggia a causa dell'erosione nel periodo 1954-2006 è stata stimata attorno a 1200000 m² ed è solo parzialmente compensata dall'espansione delle spiagge più lontane dalla foce sia a nord fra Principina a Mare e Marina di Grosseto che a sud fra Marina di Alberese e Collelungo, per complessivi 400000 m². Inoltre, contrariamente a quanto era da attendersi, dato il progressivo arretramento dell'apice del delta, il tasso erosivo non è andato a ridursi, ma si è sempre mantenuto fra i 5 ed i 10 m/anno ed anche negli ultimi anni, dal 1998 al 2006, gli arretramenti sono stati dell'ordine di 5 m/anno con massimi di circa 10 m/anno in corrispondenza della foce (Pranzini, 2006).

Come dimostrato in Aminti e Pranzini (1990), la variazione della morfologia della foce ha modificato il regime di trasporto litoraneo e potenzialmente anche la tendenza all'erosione.

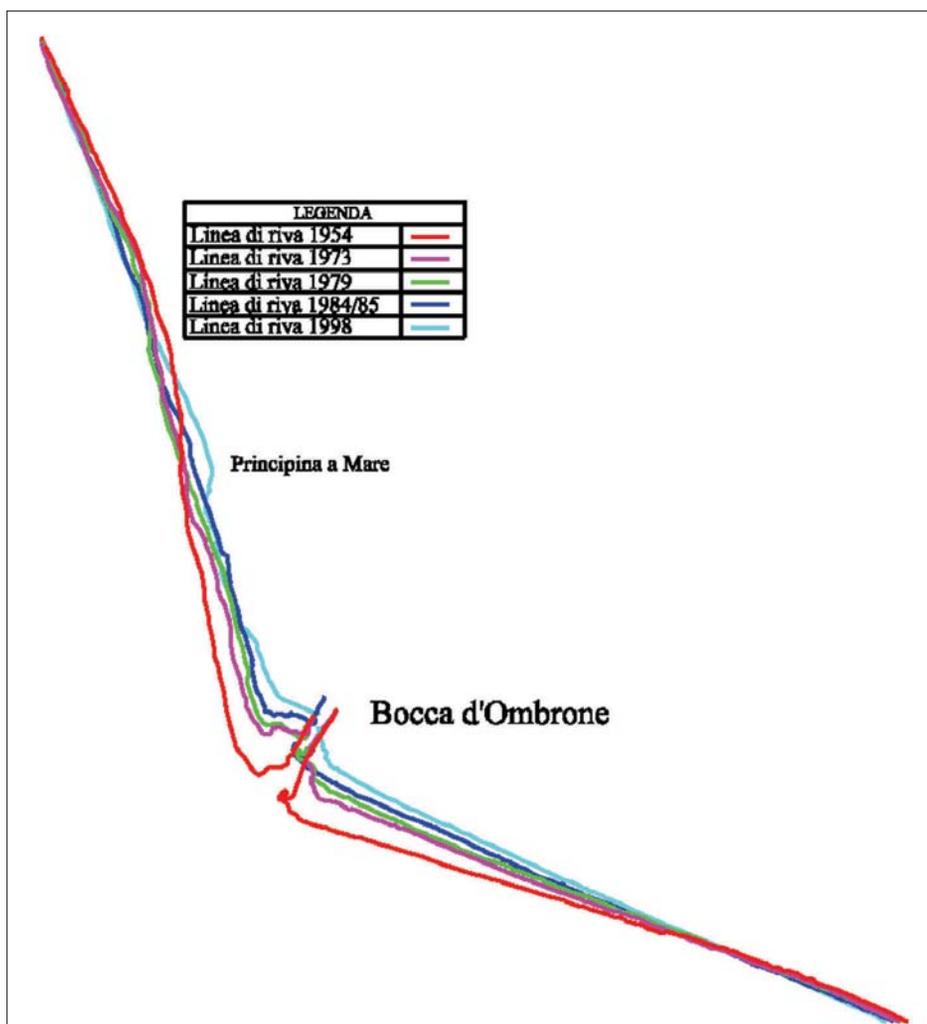


Figura 12 - Evoluzione della linea di riva nei pressi della foce del Fiume Ombrone.

Per avere un'idea della futura evoluzione della foce, è stato recentemente presentato uno studio per stimare il trasporto litoraneo potenziale sulla base dell'attuale morfologia confermando la tendenza erosiva della foce (TEA Ambiente, 2006). Lo studio si basa sulla propagazione da largo a costa del moto ondoso (dati WWA dell'ondametro 10°30'-42°30' nel periodo 1992-2004) con un modello parabolico (Kirby, 1986) e sul calcolo del trasporto litoraneo su 38 settori di ampiezza 260 m e ortogonali alla costa, con la formula del Kamphuis (Kamphuis, 2000). I modelli utilizzati sono stati sviluppati al Dipartimento di Ingegneria Civile dell'Università di Firenze. I valori del trasporto litoraneo potenziale netto tra due settori adiacenti, indicano una sostanziale inversione della direzione del flusso di portata solida in corrispondenza della foce: nel tratto di litorale a Nord le sabbie si muovono da Sud verso Nord, mentre nel tratto a Sud le sabbie si muovono in direzione opposta. Nei primi 600 m dalla foce, i flussi presentano forti gradienti, mentre ad una distanza dalla foce di circa 600-800 m, diventano sostanzialmente regolari, con intensità circa pari a 40000 m³/anno per il litorale a Sud e 30000 m³/anno per quello a Nord. Tale andamento del trasporto litoraneo induce a ritenere che la zona a ridosso della foce (primi 600 m) sia in condizioni di forte erosione potenziale, con tassi di arretramento annuale pari ad una media di circa 12 m/anno. La tendenza è sostanzialmente erosiva per altri 2700 m a Sud, ma con tassi di arretramento dell'ordine di 1 m/anno. Sul lato nord, si osserva un'alternanza di avanzamenti e arretramenti, con prevalenza di fenomeni erosivi per un tratto di almeno 3000 m.

La foce è attualmente interessata, in concomitanza di forti mareggiate, da inondazioni che danneggiano la vegetazione e rendono inaccessibile l'area (Fig 13).



Figura 13 - Foce del Fiume Ombrone con ingressione del mare (2007).

L'argine fu costruito in terra con il paramento lato mare protetto da massi di 100-500 kg ad una distanza di 80 - 100 m dalla linea di riva. Con il progredire dei fenomeni erosivi, l'argine si è trovato sempre più vicino al mare. La frequenza e l'entità degli eventi di tracimazione ondosa è aumentata determinando l'erosione del corpo in terra fino al collasso completo della struttura. Attualmente, sono visibili lungo la linea di riva solo i massi che costituivano la protezione lato mare (Fig. 14). La limitata vita dell'argine è da imputarsi a due diversi fattori: la sottostima dei fenomeni di tracimazione e la sottostima dell'azione delle onde sul paramento lato mare.



Figura 14 - Vecchio argine di difesa della foce danneggiato per tracimazione ondosa (2006).

Il nuovo argine di difesa della foce del Fiume Ombrone

Il continuo monitoraggio dell'evoluzione della foce e studi specifici (Aminti e Pranzini, 1990; TEA Ambiente, 2006) hanno permesso un'attendibile previsione dei possibili scenari futuri. La valutazione di tali scenari suggerisce, tra le possibili forme di protezione, la costruzione di un nuovo argine arretrato verso l'entro terra di circa 150 m che verrà a trovarsi sulla linea di riva entro 15 - 20 anni. In assenza di consistenti apporti fluviali, all'arretramento della linea di riva farà seguito un approfondimento dei fondali. Una prima proposta consiste nel realizzare l'argine a Sud della foce per una lunghezza di circa 1200 m. Analoghe considerazioni sarebbero valide anche se l'argine fosse costruito lungo le spiagge a Nord. Il processo erosivo dovrebbe essere confinato dal nuovo argine e potrà evolversi solo fino al raggiungimento del piede della struttura.

Il nuovo argine sarà costruito parzialmente interrato, con una berma al piede lato mare idonea a stabilizzare il fondale che si trova a -1.3 m sotto il livello medio del mare (Fig. 15). Il corpo della struttura è previsto in materiale incoerente derivante in parte dall'argine esistente con (i) una protezione in massi naturali lato mare, composta da uno strato esterno e da un sottostrato e (ii) un rivestimento in materiale coesivo vegetato lato terra, ricavato dallo scotico del terreno circostante per lo scavo necessario all'interramento dell'argine e dalla semina di specifiche varietà erbacee. Una possibile tipologia di vegetazione per proteggere l'argine è la Salicornia, resistente anche a spray salmastro. Non sono tuttavia disponibili, ma sarebbero necessari, studi specifici sull'uso di tale vegetazione come protezione nei confronti dell'erosione. Il coronamento e la berma lato terra hanno accesso carrabile pedonale e ciclabile, sono percorribili solo in caso di mare calmo e possono essere realizzati con pavimentazione in betonelle permeabili o geogriglie con erba (Fig. 15).

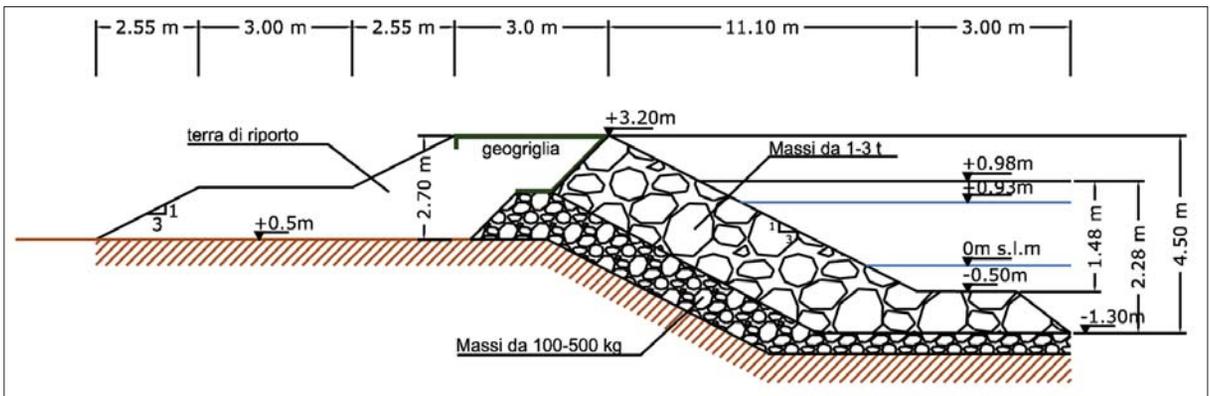


Figura 15 - Sezione tipo del nuovo argine alla foce del Fiume Ombrone.

Date le minori sollecitazioni, le dimensioni dell'argine sono ridotte rispetto a quelle tipiche delle dighe costiere presenti lungo le coste del Mare del Nord. Con l'avanzamento dell'erosione della spiaggia antistante, l'argine potrà essere sollecitato dalle onde in caso di mareggiata e alta marea. Il dimensionamento della struttura deve quindi essere tale da evitare danni sia sul paramento lato terra per tracimazione sia sul paramento lato mare per impatto diretto delle onde.

Verifiche di funzionalità e stabilità del nuovo argine

Tutte le caratteristiche geometriche, ad eccezione dell'altezza dell'argine e dei massi di protezione lato mare, sono dati di progetto, assegnati basandosi sulla pratica progettuale (Fig. 15). L'inclinazione del paramento lato terra (1:3) è generalmente debole per ridurre la possibilità di instabilità del corpo della struttura o di scivolamento e sollevamento del rivestimento coesivo. Lato mare prevale invece l'esigenza di ridurre le dimensioni della protezione in massi e l'inclinazione è maggiore (1:2), anche se questo induce portate di tracimazione più alte. La larghezza del coronamento e della berma lato terra (3 m) deve essere tale da consentire l'accesso ai mezzi per la costruzione e da svolgere la funzione di percorso pedonale e ciclabile (Fig. 15). Riconducendosi all'albero dei guasti definito per gli argini (Fig. 6) e trascurando in

questo caso alcuni degli stati limite e un'analisi probabilistica completa per la determinazione della probabilità di inondazione (p_f), si considerano solamente gli stati limite in grassetto, considerati più importanti e probabili. Per gli stati limite lato terra, che determinano l'altezza della struttura, è stato applicato il nuovo sistema di modellazione per la rottura indotta da tracimazione ondosa (D'Eliso et al., 2007), mentre lato mare si sono usate le formule universalmente accettate per la stabilità dei massi naturali di una scogliera (USACE, 2006).

Il clima meteomarinario per la verifica della struttura è stato determinato assumendo un'onda con un tempo di ritorno di 20 anni, mentre il livello medio del mare massimo tiene conto di maree, sovralzato da vento, barometrico e dovuto alle onde (Tab. 4). L'onda di progetto a largo è stata calcolata mediante analisi statistica degli eventi estremi sui dati dell'ondametro WWA di coordinate geografiche 10°30'-42°30'. Poiché il fondale al piede della struttura (h_p) è molto basso (intorno a 2 m), l'altezza d'onda significativa al piede dell'argine (H_s) si calcola verificando il criterio di frangimento imposto dal fondale, senza dover applicare modelli di propagazione di moto ondoso. Il livello medio del mare massimo ((l.m.m.)_{max}) è stato calcolato sulla base del massimo livello registrato dal mareografo di Bocca d'Arno (Livorno) negli anni 1999-2004 che non include il sovralzato indotto dalle onde. Il sovralzato indotto dalle onde è stato assunto pari al 3% dell'altezza d'onda significativa al piede della struttura (H_s). Tale valore, piuttosto limitato, tiene conto del fondale al piede dell'argine e della presenza della struttura anziché di una spiaggia naturale non protetta.

Tabella 4 - Onda e livello medio mare di progetto.

ONDA DI PROGETTO ($T_R = 20$ anni)	$H_{s,0}$ [m]	$H_s = 0.78h$ [m]	T_p [s]
		5.77	1.78
L.M.M. DI PROGETTO			
I.m.m. al piede dell'argine (sommità della berma)		I.m.m. [m]	0.50
I.m.m. al piede dell'argine (piede della berma)		I.m.m. [m]	1.30
Innalzamento del I.m.m. (marea, sovralzato da vento e barometrico)		[m]	0.93
Sovralzato d'onda		[m]	0.05
Massimo I.m.m. al piede dell'argine (sommità della berma)		$h_s = (I.m.m.)_{max}$ [m]	1.48
Massimo I.m.m. al piede dell'argine (piede della berma)		$h_p = (I.m.m.)_{max}$ [m]	2.28

Il nuovo sistema di modellazione (modello preliminare e dettagliato) è stato applicato a cinque argini di diverse altezze comprese tra 3.0 m e 5.0 m (Tab. 5). L'altezza dell'argine (H_d) è stata scelta assumendo una portata media di tracimazione ammissibile (q) compresa tra 5 e 10 l/sm e verificando che il tempo di erosione della copertura erbosa (t_{gf}) fosse intorno o superiore a circa 10 ore. La mareggiata di progetto assunta nelle verifiche ha livello medio del mare massimo ((l.m.m.)_{max}) che viene schematicamente raggiunto con crescita lineare dopo 12 ore dall'inizio della mareggiata per poi rimanere costante, e altezza d'onda significativa (H_s) costante, con i valori calcolati in Tab. 4. Si considera inoltre che la copertura erbosa si trovi in condizioni non buone, dato che le mareggiate più intense si verificano nei mesi invernali quando la vegetazione può trovarsi in pausa vegetativa. Inoltre, è opportuno cautelarsi rispetto al mancato monitoraggio e manutenzione della copertura erbosa e alla ridotta esperienza specifica italiana sull'uso di erba per la protezione dall'erosione in ambiente marino, in termini di varietà erbacee più resistenti e dei corrispondenti coefficienti di copertura (C_f). Le verifiche sono state pertanto eseguite assegnando un coefficiente di copertura erbosa (C_f) pari a 0.25.

I risultati sono fortemente cautelativi perché (i) la mareggiata reale non è caratterizzata da un livello medio del mare crescente e poi costante e un'altezza significativa costante, come in questo caso, ma prima crescenti e poi decrescenti e (ii) la copertura erbosa può trovarsi in migliori condizioni di quelle assunte. Tuttavia, anche le incertezze associate sono alte, soprattutto relativamente alle proprietà dei materiali.

Tabella 5 - Portate medie di tracimazione e tempo di erosione dell'erba per diverse altezze dell'argine.

Argine	Altezza H_d [m]	Portata media q [l/sm]	Tempo di erosione dell'erba t_{gf} [ore]	Tempo di erosione del rivestimento (erba + coesivo) t_{cf} [ore]	
				Preliminare	Dettagliato
Argine 1	3.0 (1.7 sul l.m.m.)	28	4.58	5.41	6.32
Argine 2	3.5 (2.2 sul l.m.m.)	18	6.70	7.56	8.57
Argine 3	4.0 (2.7 sul l.m.m.)	13	9.17	10.07	11.09
Argine 4	4.5 (3.2 sul l.m.m.)	10	11.68	12.62	16.15
Argine 5	5.0 (3.7 sul l.m.m.)	7	14.73	16.22	30.59

I valori ottenuti con i due modelli in Tab. 5 sono uguali poiché il modulo di erosione dell'erba non varia ed in questo caso non si verifica lo scivolamento della copertura erbosa, mentre si differenziano durante le fasi successive. Un parametro più corretto sulla base del quale definire la rottura della struttura e l'altezza necessaria a prevenirla è il tempo di erosione e rottura del rivestimento coesivo (t_{cf}). Tuttavia, date le modalità suggerite per la realizzazione dell'argine, il rivestimento coesivo non ha spessore e caratteristiche dei materiali ben definiti ed è opportuno cautelarsi rispetto a tali incertezze, assumendo come parametro decisionale la portata di tracimazione (q) da un lato e il tempo di erosione della copertura erbosa dall'altro (t_{gf}). Si indicano comunque anche i tempi di erosione e rottura del rivestimento coesivo (t_{cf}), che confermano la natura più cautelativa dei risultati del modello preliminare rispetto a quello dettagliato (Tab. 5). Da notare che se si fosse assunto come parametro di controllo il tempo di erosione e rottura del rivestimento coesivo (t_{cf}), anche un argine di altezza inferiore (Argine 3) avrebbe avuto una resistenza di circa 10 ore alla mareggiata.

Il nuovo sistema di modellazione è stato applicato all'argine che rispetta i requisiti della prima verifica (Argine 4) per diversi coefficienti di copertura erbosa (C_f), uno dei parametri maggiormente incerti e a cui il modello è particolarmente sensibile (Tab. 6).

La verifica di stabilità dei massi di protezione lato mare, effettuata con la formula di Hudson (USACE, 2006) indica uno spessore di 1.70 m di massi da 1000-3000 kg, disposti su due strati.

Tabella 6 - Tempo di erosione dell'erba e del rivestimento per diversi coefficienti di resistenza (Argine 4).

Coefficiente di copertura erbosa C_f [1]	Tempo di erosione dell'erba t_{gf} [ore]
0.10	11.17
0.20	11.47
0.30	11.83
0.40	12.32
0.50	12.92

Conclusioni

Gli argini di difesa a mare, poco diffusi lungo le coste italiane, sono una tipologia strutturale di difesa della fascia costiera ben definita e necessitano di criteri progettuali specifici che possono essere derivati da quelli delle dighe costiere. La progettazione deve essere affrontata con un approccio basato sul rischio di rottura della struttura, ovvero sul rischio di inondazione dell'entro terra. L'albero dei guasti proposto è un possibile strumento di partenza per tale tipo di progettazione. Tuttavia, lo stato attuale delle conoscenze consente di descrivere in modo affidabile solo alcuni meccanismi di rottura che compongono l'albero. Gli strumenti disponibili e in via di sviluppo, come il nuovo sistema di modellazione presentato, consentono comunque di cautelarsi rispetto al malfunzionamento della struttura, ma devono essere ulteriormente migliorati e integrati fino ad una completa e precisa stima della probabilità di inondazione. Il nuovo argine alla foce del Fiume Ombrone in Toscana, è un primo esempio di applicazione a un caso di studio di alcuni dei criteri progettuali proposti.

Ringraziamenti

Si ringrazia la Regione Emilia Romagna nella persona del Dott. Maurizio Farina per i dati forniti. Si ringraziano inoltre il Prof. Hocine Oumeraci e il Dr.-Ing. Andreas Kortenhaus, del Leichtweiß Institut für Wasserbau, Università Tecnica di Braunschweig (Germania) e partner del progetto FLOODsite, per il continuo sostegno, per i fondamentali suggerimenti e per le opportunità di confronto scientifico offerte durante lo sviluppo del nuovo sistema di modellazione.

Bibliografia

- Aminti P.L., Antonioli F., Cipriani L.E., De Donatis M., Devoti S., Gabellini M., Gallerini G., Nisi F., Pranzini E., Pugliesi C., Rossi L., Silenzi S., Verrubbi V. (2003) - *La valutazione del rischio da risalita del livello marino sulla costa della Toscana settentrionale*. Studi Costieri. 6: 166 pp.
- Aminti P.L., Pranzini E. (1990) - *Variation in longshore sediment transport rates as a consequence of beach erosion in a cusped delta* - International Conference Eurocost'90, Marsiglia, 1990.
- ARPA (2002) - *Stato del litorale emiliano-romagnolo all'anno 2000*. I quaderni di ARPA (Regione Emilia-Romagna), 123 pp.
- Bleck M., Oumeraci H., Schüttrumpf H. (2000) - *Combined wave overtopping and overflow of dikes and seawalls*. Proceedings XXVII International Conference Coastal Engineering. ASCE, Poster paper, Sydney, Australia.
- Burcharth H.F. (1994) - *Reliability evaluation of a structure at sea*. MAST Advanced Study Course "Probabilistic Approach to the Design of Reliable Coastal Structures", Bologna, Italy, 50 pp.
- D'Eliso C. (2007) - *Breaching of sea dikes initiated by wave overtopping. A tiered and modular modelling approach*. Ph.D. Thesis. Università degli Studi di Firenze (Italy) e Technische Universität Carolo-Wihlelmina zu Braunschweig (Germany), 142 pp.
- D'Eliso C., Ferri S., Aminti P. L. (2005) - *Low dikes against flooding along the Tuscany coasts*. MEDCOAST 2005, 7th International Conference on the Mediterranean Coastal Environment, Kusadasi, Turkey, 25-29 October, pp. 1103-1114.
- Gaisenheiner P., Kortenhaus A. (2007) - *Preparation of large scale experiments on dike breaching in the Large Wave Flume (GWK) of Hanover*, FLOODsite report, 26 pp.
- Hassan M.A.A.M. (2002) - *Embankment breach formation and modelling methods*. Ph.D. thesis, The Open University, HR Wallingford (UK), pp. 391.
- Jia Y., Kitamura T., Wang S.S.Y. (2001) - *Simulation of scour process in plunging pool of loose-bed material*. Journal of Hydraulic Engineering, 127(3): 219-229.
- Jia Y., Kitamura T., Wang S.Y. (2002) - *Numerical experiment on head-cut of two-layered channel bed*. Fifth International Conference on Hydroscience and Engineering. Warsaw, Poland, September 2002.
- Kamphuis J.W. (2000) - *Introduction to coastal engineering and management*. River Edge, NJ, USA: World Scientific Publishing, 472 pp.
- Kirby J.T. (1986) - *Rational approximations in the parabolic equation method for water waves*. Coastal Engineering, 10: 355-378.
- Kortenhaus A. (2003) - *Probabilistische Methoden für Nordseedeiche*. Ph.D. thesis, Dissertation, Fachbereich Bauingenieurwesen, Leichtweiß-Institut für Wasserbau, Technische Universität Braunschweig, Braunschweig, Germany, 154 pp.
- Kortenhaus A., Oumeraci H. (2002) - *Failure modes and fault tree analysis for sea and estuary dikes*. Proceedings 28th International Conference Coastal Engineering (ICCE), ASCE, Cardiff, U.K., 2: 2386-2398.
- Liu L.F., Lin P. (1997) - *A numerical model for breaking waves: the Volume Of Fluid method*. CACR-97-02. Center For Applied Coastal Research, Newark, Delaware, 55 pp.
- Oumeraci H. (2004) - *Sustainable coastal flood defences: scientific and modelling challenges toward an integrated risk-based design concept*. Keynote lecture. Proc. First IMA Int. Conf. on Flood Risk Assessment, Bath, UK, pp. 9-24.
- Pranzini E. (2006) - *Definizione della dinamica morfologica e sedimentologica del litorale di Bocca d'Ombrone finalizzata alla progettazione di interventi di riequilibrio*. Rapporto a cura del Dipartimento di Scienze della Terra, Università di Firenze, 60 pp.
- Regione Toscana - *Atti del convegno nazionale Coste toscane: studi sull'erosione, sui venti, sul moto ondoso*. Grosseto 1989.

- Schüttrumpf H., Oumeraci H. (2005) - *Layer thicknesses and velocities of wave overtopping flow at sea dikes*. Coastal Engineering, 52: 473-495.
- Stanczak G., Oumeraci H., Kortenhuis A. (2006) - *Breaching of sea dikes initiated by breaking wave impact on the seaward slope*. Proceedings of the 30th International Conference on Coastal Engineering (ICCE), ASCE, S. Diego, USA.
- Stein O.R., Julien P.Y., Alonso C.V. (1993) - *Mechanics of jet scour downstream of a headcut*. Journal of Hydraulic Research. 31(6): 723-737.
- TAW (1997) - *Erosion resistance of grassland as dike covering*. Technische Adviescommissie voor de Waterkeringen (TAW), Technical report, Delft, The Netherlands, 49 pp.
- TEA Ambiente (2006) - *Studio meteomarinario e valutazione del trasporto solido litoraneo alla foce del Fiume Ombrone*. Rapporto per conto dell'Ente Parco della Maremma. 40 pp.
- Temple D.M., Hanson G.J. (1994) - *Headcut development in vegetated earth spillways*. Applied Engineering in Agriculture. 10: pp. 677-682.
- Temple D.M., Moore J. (1997) - *Headcut advance prediction for earth spillways*. Transaction of the ASAE, 40(3): 557-562.
- USACE (2006) - *Coastal Engineering Manual*. Engineer Manual 1110-2-1100, US Army Corps of Engineers, Washington D.C., USA (in 6 volumes).
- Wang Q., Horton R., Shao M. (2003) - *Algebraic model for one-dimensional infiltration and soil water distribution*. Soil Science, 168(10): 671-676.
- Wang Z. (2000) - *Seepage erosion and surface erosion*. Internal report ProDeich, Vorläufiger Bericht 3, Essen, Germany, 15 pp.
- Weißmann R. (2003) - *Die Widerstandsfähigkeit von Seedeichbinnenböschungen gegenüber ablaufendem Wasser*. Ph.D. thesis, Universität Duisburg-Essen, Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Essen, Deutschland, 147 pp.
- Zhu Y. (2006) - *Breach growth in clay-dikes*. Ph.D. thesis, TU Delft, Delft, The Netherlands, 213 pp.

Lista dei simboli

A_b	Sezione della rottura attraverso la diga	[m ²]
B_b	Larghezza della rottura attraverso la struttura	[m]
B_d	Larghezza del coronamento	[m]
C	Coefficiente adimensionale di Chezy	[1]
c_c	Coesione del rivestimento coesivo	[N/m ²]
C_d	Coefficiente di diffusione	[1]
C_f	Coefficiente di copertura erbosa	[1]
c_g	Coesione indotta dalle radici dell'erba	[N/m ²]
D	Danno atteso	[€]
f	Coefficiente di attrito	[1]
F_{mo}	Forza destabilizzante	[N/m ²]
FOS	Coefficiente di sicurezza	[1]
F_{re}	Forza stabilizzante	[N/m ²]
g	Accelerazione di gravità	[m/s ²]
h	Profondità dell'acqua	[m]
h_0	Profondità dell'acqua nello scavo	[m]
h_c	Profondità dell'acqua sul coronamento	[m]
h_{Comb}	Battente di tracimazione combinata	[m]
H_d	Altezza della struttura	[m]
H_{Hl}	Altezza dello scavo nel rivestimento coesivo	[m]
$H_{Hl,0}$	Altezza iniziale dello scavo nel rivestimento coesivo	[m]
h_l	Profondità dell'acqua lato terra	[m]
H_s	Altezza d'onda significativa	[m]
$H_{s,0}$	Altezza d'onda significativa a largo	[m]
I_p	Indice di plasticità	[%]

J	Distanza sommità-fondo scavo nel rivestimento coesivo	[m]
k_d	Coefficiente di erosività	$[m^3/(N \cdot s)]$
K_h	Coefficiente di migrazione della fossa di erosione	[1]
k_s	Conducibilità idraulica a saturazione	$[m/s]$
l.m.m.	Livello medio del mare	[m]
L_s	Profondità degli steli d'erba	[m]
M_{mo}	Momento destabilizzante	$[N/m]$
M_{re}	Momento stabilizzante	$[N/m]$
N_{BC}	Indice di distribuzione della dimensione dei pori	[1]
n_c	Coefficiente di Manning del materiale coesivo	$[m^{-1/3}s]$
n_{tot}	Coefficiente di Manning di erba e materiale coesivo	$[m^{-1/3}s]$
p	Pressione del fluido	$[N/m^2]$
p_f	Probabilità di rottura	[1/s]
p_s	Porosità del materiale incoerente	[1]
q	Portata di tracimazione	$[m^3/sm]$
Q_{sT}	Portata di trasporto solido	$[m^3/s]$
R	Richio di inondazione	$[€/s]$
t_{cf}	Tempo di erosione del rivestimento coesivo	[s]
t_{gf}	Tempo di erosione della copertura protettiva erbosa	[s]
T_p	Periodo di picco	[s]
v	Velocità dell'acqua	[m]
v_0	Velocità dell'acqua nello scavo	[m]
v_c	Velocità dell'acqua sul coronamento	[m]
V_d	Volume di sedimenti depositati	$[m^3]$
v_l	Velocità dell'acqua lato terra	[m]
V_p	Volume di sedimenti erosi	$[m^3]$
α	Angolo di inclinazione lato mare	[rad]
β	Angolo di inclinazione lato terra	[rad]
Δz_g	Profondità di erosione alla rottura dell'erba	[m]
θ_i	Contenuto volumetrico d'acqua iniziale	[1]
θ_s	Contenuto volumetrico d'acqua a saturazione	[1]
ρ_w	Densità dell'acqua	$[kg/m^3]$
σ	Tensione di trazione	$[N/m^2]$
σ_c	Resistenza a trazione del materiale coesivo	$[N/m^2]$
τ	Tensione tangenziale	$[N/m^2]$
$\tau_{0,cr}$	Tensione tangenziale critica al fondo	$[N/m^2]$
ξ_d	Parametro di Iribarren	[1]
ψ	Altezza di suzione	[m]
$\psi_{b,BC}$	Altezza di suzione con ingresso di aria nei pori	[m]

Ricevuto il 22/02/2007, accettato il 29/05/2007.