Studio sperimentale di una diga frangiflutti a gettata in condizione di acque basse

Giulio Scaravaglione[1], Alessandra Saponieri[1]

[1]Department of Engineering for Innovation, University of Salento,
Complesso Ecotekne, Via per Monteroni – 73100 Lecce, Italy

Preprint

Riassunto

Il presente studio analizza le misurazioni della pressione interstiziale e la stabilità del rivestimento in massi all'interno di una diga a gettata convenzionale in scala ridotta, in condizioni di acque basse. La campagna sperimentale è stata condotta presso il Laboratorio EUMER dell'Università del Salento, colmando una rilevante lacuna nella comprensione delle dighe a scogliera rivestite in massi, dovuta alla limitata disponibilità di dati sperimentali in tali condizioni. La ricerca fornisce nuovi spunti per i processi di progettazione in funzione di differenti gradi di bassa profondità. La stabilità idraulica è stata valutata per quattro inclinazioni strutturali, in un ampio intervallo di condizioni idrodinamiche, passando da acque profonde a condizioni di acque estremamente basse. Le dinamiche della pressione interstiziale sono state analizzate per una singola configurazione di diga, in presenza di due diversi livelli d'acqua, in condizioni d'onda limitate dalla profondità. I risultati chiariscono l'influenza delle acque basse sui fenomeni di interazione onda-struttura. Inoltre, lo studio introduce metodi affinati per la considerazione degli effetti delle acque basse, evidenziando l'importanza della ripidezza dell'onda nella descrizione delle dinamiche in acque poco profonde.

Parole chiave: Dighe a gettata, Modello fisico, Acque basse, Stabilità idraulica, Pressioni

Abstract

The present study investigates pore pressure measurements and rock armour stability within a small-scale conventional breakwater in shallow water conditions. The experimental campaign was conducted at the EUMER Laboratory of the University of Salento, addressing a notable gap in the understanding of rock-armoured rubble mound breakwaters due to the limited availability of experimental data under such conditions. The research provides new insights into the design processes for varying degrees of shallowness. Hydraulic stability was assessed for four structural slopes across a range of hydrodynamic conditions, transitioning from deep to extremely shallow water. Pore pressure dynamics were analyzed for a single breakwater configuration under two distinct water levels in depth-limited wave conditions. The results elucidate the impact of shallow water on wave-structure interaction phenomena. Furthermore, the study introduces refined methods for accounting for shallow water effects, highlighting the importance of wave steepness in describing shallow water dynamics.

Keywords: Rubble mound breakwaters, Physical model, Shallow water, Hydraulic stability, Pore pressures

Introduzione

Le dighe frangiflutti a gettata rappresentano una delle soluzioni più efficaci e largamente adottate per la protezione dei porti e delle aree costiere dall'azione del moto ondoso, contribuendo al contempo alla tutela del territorio costiero. Queste strutture dissipano l'energia delle onde incidenti mediante il moto turbolento generato dal frangimento delle onde sui rivestimenti esterni e dai flussi turbolenti interni al mezzo poroso. Tali opere possono essere realizzate sia in condizioni di fondali profondi, sia in ambienti caratterizzati da fondali di limitata profondità, dove la propagazione del moto ondoso induce un appiattamento dello spettro d'onda favorendo la predominanza delle componenti a bassa frequenza. Tuttavia, le condizioni di acque basse stanno acquisendo un'importanza crescente alla luce dei cambiamenti indotti dall'innalzamento del livello medio del mare. In questo contesto, aree attualmente emerse potrebbero diventare sommerse, trasformandosi in zone a basso fondale. Nell'ambito della progettazione probabilistica delle opere a gettata, le incertezze legate all'interazione onda-struttura, in un clima che cambia, richiedono approfondimenti significativi. Tali incertezze possono compromettere, infatti, non solo l'efficacia e l'efficienza delle strutture esistenti, ma anche indurre un sovradimensionamento o sottodimensionamento delle nuove opere. Nonostante l'importanza del tema, la letteratura evidenzia una carenza di dati e metodologie affidabili per la progettazione di frangiflutti in condizioni di acque basse. Questa lacuna mette in evidenza la necessità di un avanzamento delle conoscenze e degli strumenti progettuali. In particolare, è noto che i fenomeni di interazione onda-struttura sono fortemente influenzati dal campo di pressione indotto dal moto ondoso all'interno della struttura stessa (DeGroot et al, 1995). Alla luce di queste considerazioni, è stata condotta una nuova campagna di prove sperimentali presso il canale bidimensionale del laboratorio di ingegneria marittima *EUropean Maritime and Environmental Research* (EUMER) dell'Università del Salento. L'obiettivo principale dello studio è stato investigare l'influenza dei fondali bassi sulla stabilità idraulica delle opere a gettata e sulle pressioni indotte dal moto ondoso all'interno della struttura. Il presente studio è organizzato come segue: la Sezione 2 descrive il modello fisico e il programma dei test; la Sezione 3 presenta l'analisi dei dati raccolti; la Sezione 4 discute i principali risultati ottenuti; infine, la Sezione 5 sintetizza le conclusioni e propone prospettive per futuri sviluppi di ricerca.

Set-up sperimentale

La campagna sperimentale è stata condotta presso il canale bidimensionale del laboratorio EUMER. Il canale presenta una lunghezza di 45 m, un'altezza di 2 m e una larghezza di 1.4 m, ed è dotato di un generatore di onde a pistone in grado di produrre onde regolari e irregolari. Per ridurre al minimo il fenomeno della riflessione all'interno del canale, il generatore è dotato di un sistema di assorbimento attivo. All'estremità opposta, è presente una spiaggia in pietrame grossolano, progettata per l'assorbimento passivo dell'energia residua delle onde. É stato quindi realizzato un modello fisico di una diga frangiflutti tradizionale, non soggetta a fenomeni di tracimazione e priva di berma al piede. La struttura è stata realizzata su fondo fisso in calcestruzzo lungo 14.30 m e caratterizzato da una pendenza di 1V:30H, che si raccorda ad un tratto orizzontale sino al generatore di moto ondoso tramite una pendenza di transizione 1V:5H, di lunghezza pari ad 1.1 m (Figura 1). La struttura, il cui piede è posizionato a circa 29 m dal generatore, ha un'altezza complessiva di 0.9 m e una larghezza in cresta pari a 0.2 m, protetta da un doppio strato di mantellata costituito da rocce naturali. Entrambe le scarpe della diga presentano una pendenza uniforme pari a 1V:2H. Gli strati di mantellata e filtro sono stati progettati con spessori pari rispettivamente a $2D_{n50}$ e $0.5D_{n50}$, dove D_{n50} rappresenta la dimensione nominale media delle rocce. Le rocce, caratterizzate da una forma standard, sono state posizionate in modo casuale, seguendo un approccio di posa libera per riprodurre condizioni realistiche. Le rocce utilizzate nelle prove presentano una densità pari a ρr=2576 kg/m³. Le principali caratteristiche dei materiali lapidei utilizzati e il fattore di permeabilità nominale (P), calcolato secondo il metodo di Eldrup et al. (2019), sono riportati in Tabella 1.

Preprint

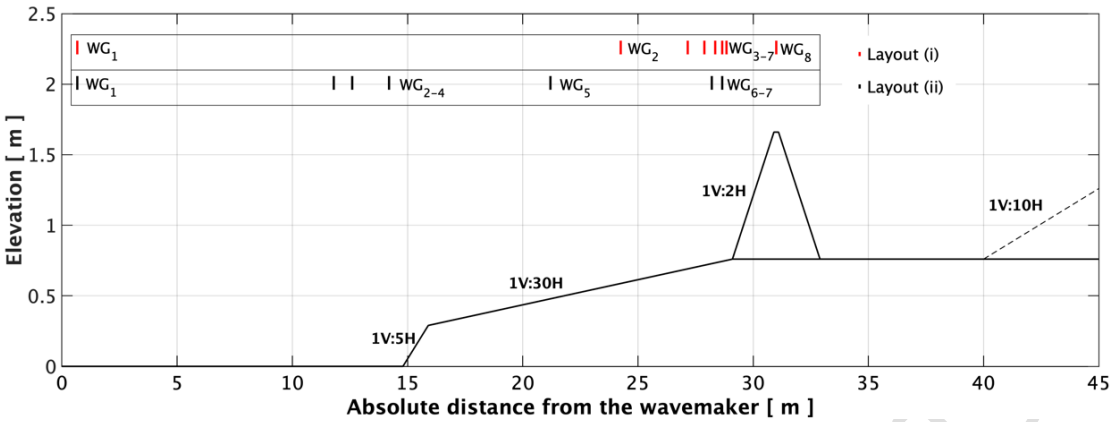


Figura 1. Sezione del modello fisico e posizionamento delle sonde (WGi).

Per i test di stabilità, sono state analizzate quattro configurazioni strutturali (BWi) e quattro livelli idrici (WLi) in cinque diversi test (Ti): T1 (BW1 e WL1, h=0.40 m), T2 (BW2 e WL2, h=0.20 m), T3 (BW3 e WL3, h=0.10 m), T4 (BW4 e WL3, h=0.10 m) e T5 (BW4 e WL4, h=0.05 m) (Figura 2). Inoltre, sono state effettuate due ulteriori test con onde regolari, allo scopo di studiare il campo di pressioni all'interno della struttura: T1Reg1 (BW1 e WL1, h=0.40 m) e T1Reg2 (BW1 e WL5, h=0.30 m). In tutte le configurazioni, h rappresenta la profondità del fondale al piede della diga.

Tabella 1. Caratteristiche principali delle pietre.

Configurazioni strutture	BW_1	BW_2	BW_3	BW_4
D_{n50} [m]	0.046	0.034	0.024	0.0138
$D_{n50,filtro}$ [m]	0.024	-	-	-
$D_{n50,core}$ [m]	0.01	0.01	0.01	0.01
P [-]	0.37	0.40	0.47	0.55

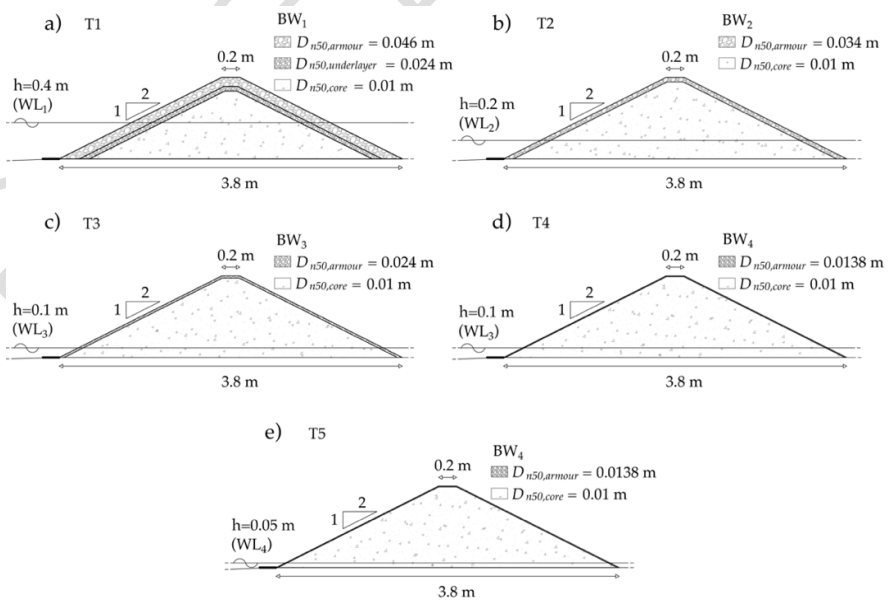


Figura 2. Sezioni delle configurazioni strutturali testate (da Scaravaglione et al., 2024b).

Misure

Moto ondoso

Il livello della superficie libera lungo il canale è stato acquisito mediante 8 sonde resistive (WGi), con una frequenza di campionamento pari a 40 Hz. Per superare le limitazioni intrinseche nell'analisi della riflessione in condizioni di profondità limitata, i test sono stati eseguiti sia in presenza che in assenza della struttura. A tal fine, sono stati adottati due distinti schemi di disposizione delle sonde: (i) per i test condotti con la diga presente nel canale e (ii) per la calibrazione delle onde in assenza della struttura. Le posizioni delle sonde rispetto al generatore per entrambi gli schemi sono riportate nella Tabella 2.

Tabella 2. Distanza assoluta delle sonde dal generatore [m]

Layout	WG_1	WG_2	WG_3	WG_4	WG_5	WG_6	WG_7	WG_8
(i)	0.66	11.8	12.6	13.2	21.2	28.20	28.65	-
(ii)	0.66	24.26	27.16	27.88	28.35	28.65	28.85	31.00

Pressioni

Durante i test, le pressioni dinamiche all'interno della struttura sono state misurate simultaneamente alla superficie libera, mediante 8 sensori di pressione, installati lungo la sezione longitudinale centrale del frangiflutti, all'interno del nucleo ed all'interfaccia tra il nucleo e lo strato filtro, opportunamente protetti da una rete metallica per prevenire il contatto diretto con le rocce (Figura 3). Il termine *pressione* si riferisce alla componente dinamica (p') della pressione totale, definita come $p=p_0+p'$, dove p_0 rappresenta la pressione idrostatica. L'obiettivo principale dell'indagine era analizzare la variazione temporale e spaziale della pressione all'interno della struttura, lungo le direzioni x e z, nonché lungo la pendenza dello strato filtrante. La frequenza di campionamento dei sensori di pressione è stata impostata a 40 Hz, garantendo una risoluzione adeguata ad acquisire le fluttuazioni dinamiche.

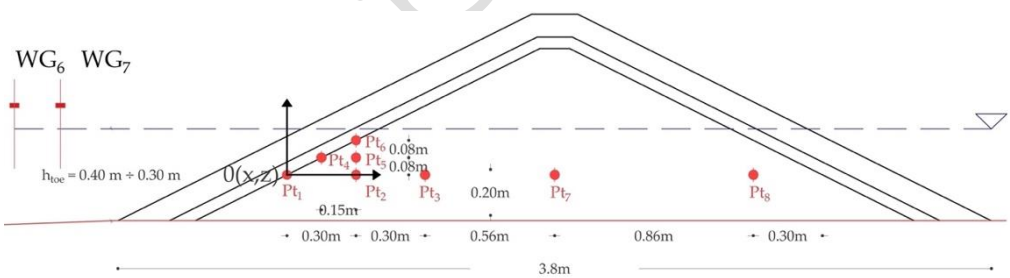


Figura 3. Schema della sezione della diga BW1 e relativo posizionamento dei sensori di pressione (da Scaravaglione et al., 2024a).

I parametri delle onde incidenti sono stati ricavati dalle misurazioni effettuate alla sonda WG_6 nel Layout (ii) (Figura 1), senza applicare filtri ai segnali acquisiti. L'elevazione della superficie libera, $\eta(t)$, misurata durante i test di calibrazione, è stata utilizzata per determinare le caratteristiche delle onde incidenti. Per i test di pressione, condotti sia con onde regolari sia con onde irregolari, le caratteristiche delle onde incidenti al piede sono state calcolate considerando il coefficiente di riflessione, K_R, determinato tramite tre sonde posizionate prima della transizione (Layout (i)) e applicando il metodo di Mansard e Funke (1980). Per i test di stabilità, invece, K_R è stato calcolato in assenza della struttura nel canale, adottando il metodo di Zelt e Skjelbreia (1992), basato su quattro sonde situate tra WG_3 e WG_7. Infine, l'altezza d'onda incidente è stata calcolata in entrambi i casi utilizzando la seguente espressione: $H_{m0,i}=H_{m0}/(1+K_R)^{1/2}$, dove H_{m0} rappresenta l'altezza d'onda significativa totale misurata.

Misura del danno

Le misure di danno sono state effettuate mediante un profilatore laser ad alta densità HR Wallingford. I rilievi sono stati eseguiti lungo 10 transetti, disposti ad intervalli regolari di 0.10 m lungo la larghezza del canale (**Figura 4**). Nel sistema di riferimento locale dei test di pressione l'origine (x=0, y=0, z=0) corrisponde al piede della struttura, x rappresenta la direzione longitudinale, positiva verso il lato esterno della struttura x corrisponde alla direzione trasversale, y positiva nella direzione di propagazione delle onde, z indica la direzione verticale, positiva verso l'alto. I profili della struttura sono stati acquisiti all'inizio ed alla fine di ciascun test, identificandoli, rispettivamente come profilo iniziale medio (di riferimento) e profilo finale medio.

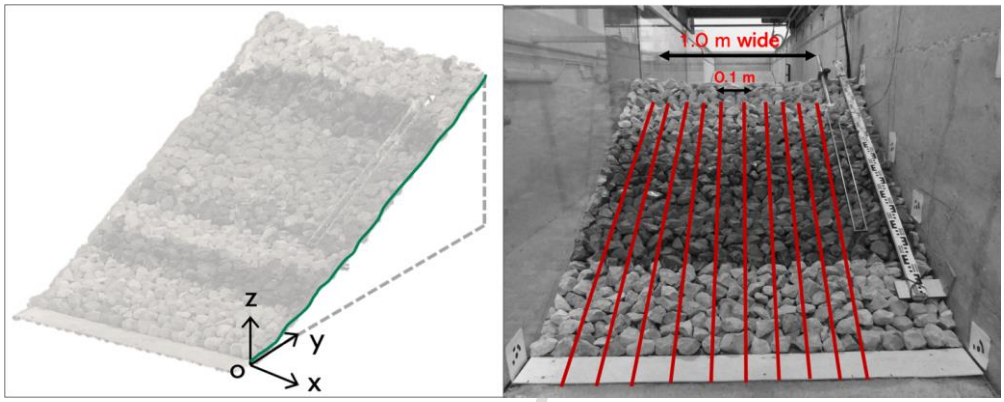


Figura 4. Sistema di rilievo dei profili della scogliera lungo 10 transetti (da Scaravaglione et al, 2024b).

Programma dei test

Sono stati eseguiti complessivamente 33 test (55 dati) per studiare la stabilità idraulica della struttura, mentre ulteriori 7 test con onde irregolari (T1) e 13 con onde regolari (20 dati) sono stati condotti per investigare il campo di pressione all'interno della struttura (Scaravaglione et al, 2024a,b). I test eseguiti con profondità più basse non sono stati inclusi nell'analisi delle pressioni, poiché i sensori posizionati in prossimità del tirante idrico risultavano esposti all'aria durante il passaggio dei cavi d'onda. Dopo ogni test, la struttura è stata ricostruita integralmente. Per ciascun test di stabilità, sono state generate almeno 1000 onde al fine di analizzare l'inizio e la progressione del danno, utilizzando uno spettro JONSWAP (γ=3.3). Nei casi in cui non è stato osservato alcun danno significativo dopo le prime 1000 onde, il test è stato prolungato sino ad arrivare a 3000 onde. I test sono stati interrotti anticipatamente quando si verificava l'esposizione del nucleo. In tali situazioni, la durata ridotta del test (t_r) è stata utilizzata per correlare il danno al numero esatto di onde incidenti (N_w), calcolato come: $N_w=t_r/T_m$, dove T_m rappresenta il periodo medio d'onda nel dominio del tempo. Per i test regolari di pressione, sono state generate 50 onde. I dati raccolti comprendono test effettuati in condizioni di acque intermedie, basse, molto basse ed estremamente basse, classificate in base alla profondità relativa ($h_r=H_{m0,largo}/h$), secondo la definizione di van Gent (1999). La Tabella 3 riporta le principali caratteristiche dei test sperimentali.

Tabella 3. Caratteristiche principali dei test eseguiti.

Parametri	T1	T1Reg1	T1Reg2	T2	T3	T4	T5
ID Struttura	BW_1	BW_1	BW_1	BW_2	BW_3	BW_4	BW_4
ID Tirante idrico	WL_1	WL_1	WL_5	WL_2	WL_3	WL_3	WL_4
Numero test	7	10	3	10	6	4	6
h_r	0.42-0.75	0.5-0.75	1	0.71-1.40	1.49-2.54	1.49-2.03	2.98-4.94

Preprint

Analisi dei dati

Pressioni

I segnali acquisiti dai sensori di pressione sono stati preliminarmente elaborati per la rimozione del rumore, il filtraggio e l'eliminazione degli effetti legati all'innalzamento della falda all'interno del mezzo poroso. Successivamente, i dati sono stati analizzati nel dominio del tempo e delle frequenze, in modo analogo a quanto effettuato per $\eta(t)$. I segnali di pressione sono stati filtrati mediante un filtro digitale a fase zero, applicato nella banda di frequenza compresa tra f_{min}=0.03 Hz e $f_{max}=3f_p$, dove f_p rappresenta la frequenza di picco dello spettro di energia. I segnali filtrati sono stati utilizzati per analizzare la variazione temporale e spaziale della componente dinamica della pressione (p'(t)) all'interno della struttura. Per i test eseguiti con onde regolari, l'altezza media della pressione (P'_m) è stata calcolata attraverso un'analisi zero up-crossing nel dominio del tempo. Inoltre, nei test con onde irregolari è stata calcolata l'altezza spettrale della pressione P'_{m0}, ricavata dallo spettro di varianza della pressione mediante la relazione $P'_{m0}(x)=4\sqrt{m_0}$, dove m_0 è il momento di ordine zero dello spettro.

La Figura 5a riporta un esempio di p'(t) in un intervallo di 50 secondi, misurata dai trasduttori di pressione $Pt_{1-2-3-7-8}$, collocati alla stessa profondità durante un test con onde irregolari. Il grafico include anche $\eta(t)$, misurata alla WG_7.

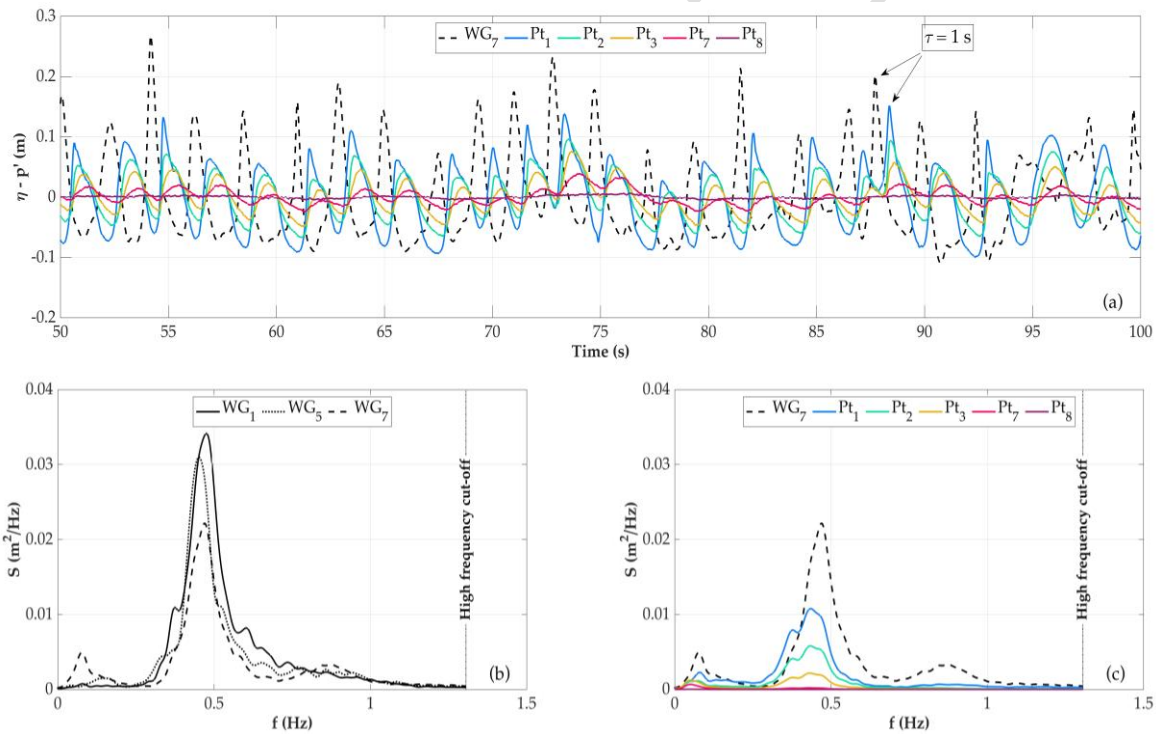


Figura 5. a) Variazione di η(t) calcolata al piede della struttura e di p'(t); b) Spettri d'onda; c) Spettri di pressione.

La Figura 5b mostra gli spettri d'onda misurati al largo (WG_1), sulla spiaggia (WG_5) e al piede della diga (WG_7). Infine, la Figura 5c illustra gli spettri di pressione indotti dalle onde all'interno del nucleo del frangiflutti, relativi allo stesso test. I risultati mostrano le trasformazioni non lineari delle onde lungo la spiaggia, come evidenziato dalla forma appiattita degli spettri e valori di $\eta(t)$ più alti. In condizioni di profondità limitata, le onde a bassa frequenza predominano nei processi di idrodinamica nella zona dei frangenti e si dimostrano strettamente correlate ai gruppi di onde incidenti. All'interno di questi gruppi, l'energia delle componenti di lungo periodo aumenta avvicinandosi alla struttura,

mentre l'energia delle componenti di breve periodo diminuisce. Questo processo genera una complessa riorganizzazione dell'energia ondosa, con un impatto significativo sul campo di pressioni all'interno del frangiflutti.

Stabilità

L'analisi del danno è stata eseguita in accordo con le procedure proposte da van Gent et al. (2003), per garantire confronti coerenti ed affidabili tra i dati provenienti da diversi studi sperimentali in laboratorio. La Figura 6a mostra un esempio di profilo di riferimento medio e profilo finale medio ottenuto dopo 1000 onde, evidenziando l'elevazione media iniziale e finale (z) rispetto al sistema di riferimento locale (z=0), mediata sui transetti trasversali rilevati. Le aree erose (A_e) e di accumulo (A_a) sono state calcolate come l'integrale della funzione dell'area sottesa ai valori negativi e positivi dell'evoluzione spaziale media della pendenza (dz). Il livello di danno (S) è stato stimato utilizzando la relazione A_e/D_{n50}^2. La relazione tra i valori di danno (S) e il numero di stabilità ($N_s=H_{m0}/\Delta D_{n50}$) calcolato al piede della diga è generalmente rappresentata da una funzione potenza, dove Δ è il peso alleggerito del masso. Van der Meer (2021) ha sottolineato che un confronto adeguato tra i risultati relativi ai danni derivanti da diverse indagini sperimentali è possibile solo se gli esponenti delle curve di danno sono comparabili. Di conseguenza, in questo studio è stata replicata la metodologia proposta da van der Meer per derivare il coefficiente di regressione della curva di danno dai nuovi dati sperimentali. L'analisi ha mostrato che l'esponente varia tra 4.09 e 5.07, generando fattori di forma per la curva di danno compresi tra $S=f(N_s^4)$ e $S=f(N_s^5)$, in linea con studi precedenti che indicavano un valore di riferimento pari a 5. La Figura 6b riporta le curve di danno normalizzato in funzione del numero di stabilità, insieme alla curva di regressione relativa a ciascuna configurazione strutturale (BWi). I risultati confermano che, come previsto, il danno aumenta con l'incremento del numero di stabilità e che non si osservano differenze significative tra i due valori di ripidità delle onde.

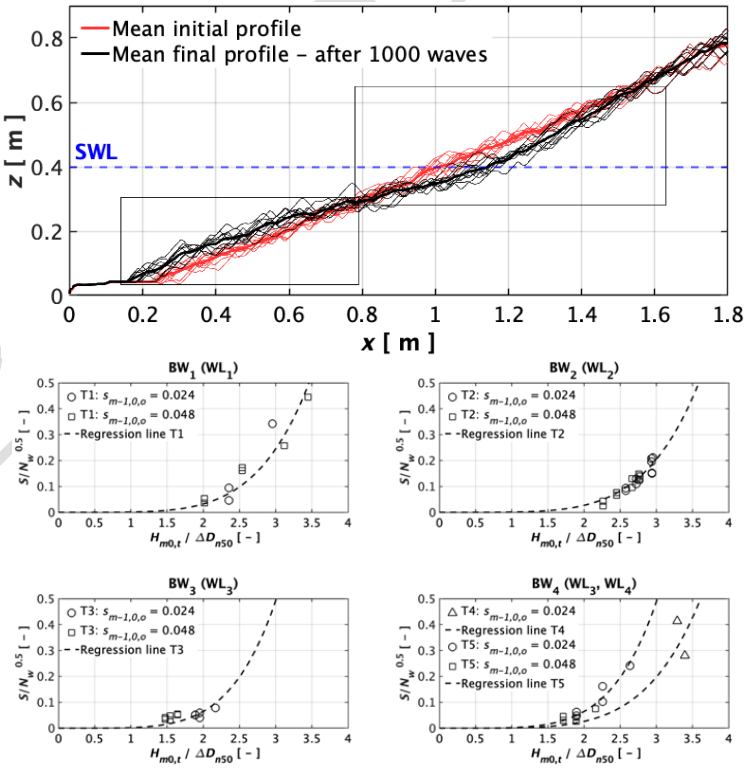
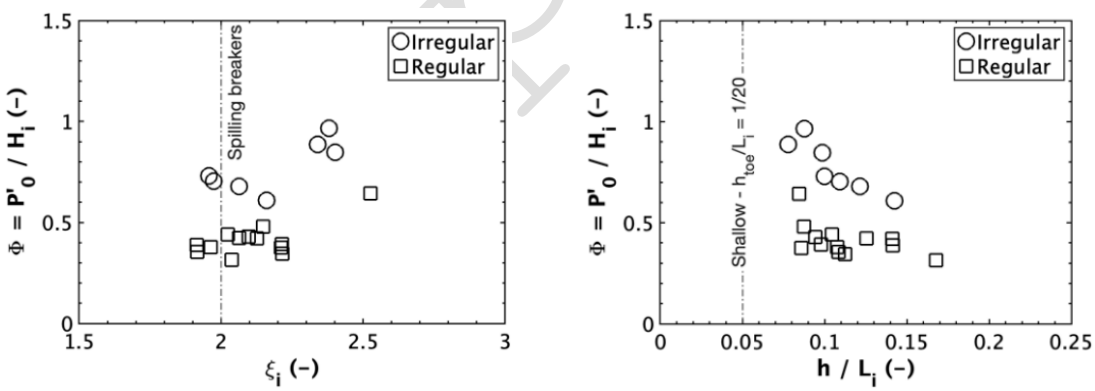


Figura 6. a) Esempio di analisi del danno dopo 1000 onde. b) Curve di stabilità per le varie BWi testate.

Risultati

Pressioni

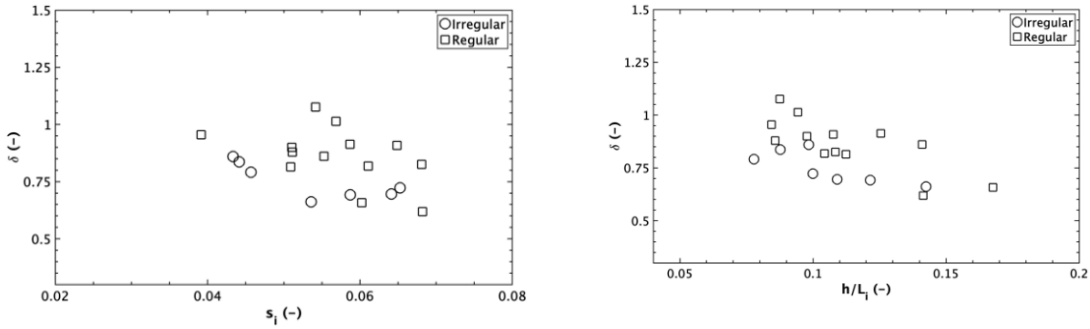
Nelle analisi, l'interfaccia tra lo strato di filtro e il nucleo al Pt_1 è stata definita come l'origine del sistema di riferimento locale per le pressioni (x=0, z=0, Figura 3). I parametri spettrali nel dominio della frequenza (e.g., H_{m0}, T_p e P'_{m0}) e i parametri medi nel dominio del tempo (e.g., H_m, T_m e P'_m) sono stati utilizzati rispettivamente per i test con onde irregolari e regolari. Di seguito si fa riferimento ai seguenti parametri relativi alle onde ed alle pressioni: $H=H_{m0}$, $T=T_{m-1,0}$ e $P'_0=P'_{m0}$ per i test con onde irregolari e $H=H_m$, $T=T_m$ e $P'_0=P'_m$ per quelli con onde regolari. All'interno del nucleo, i dati mostrano uno smorzamento della pressione indotta dall'attrito, compresa tra l'80% e il 90% della pressione di riferimento (P'_0). Questa attenuazione avviene prevalentemente negli strati di rivestimento esterni, diventando più graduale nel nucleo. La dissipazione dell'energia ondosa negli strati esterni è stata quantificata dal rapporto di smorzamento, $\Phi=P'_0/H$, definito come la pressione di riferimento normalizzata rispetto all'altezza d'onda incidente. Un valore basso di Φ indica una maggiore dissipazione dell'energia ondosa. In Figura 7a, Φ è plottato in funzione del numero di Iribarren (ξ) calcolato al piede della struttura. Valori bassi di ξ (tipicamente ξ<2-3), associati a onde con frangimento del tipo spilling e plunging, mostrano un elevato tasso di dissipazione energetica, attribuibile all'ingresso d'aria ed alle elevate velocità del flusso d'impatto. Le onde con frangimento di tipo collapsing e surging ($\xi \geq 3$), invece, presentano una dissipazione energetica inferiore. La Figura 7b evidenzia una proporzionalità inversa tra Φ e h/L, dove L è la lunghezza d'onda incidente, confermando anche una relazione diretta tra Φ e il periodo dell'onda. Questi risultati indicano che, in condizioni di fondali bassi in cui le onde frangono sulla spiaggia, l'energia dissipata negli strati di rivestimento diminuisce rispetto alle condizioni con fondali profondi dove l'onda frange direttamente sulla diga. Infatti, a parità di condizioni ondose incidenti, in presenza di frangimento di tipo surging, si verifica una filtrazione maggiore all'interno del mezzo poroso a causa della minore velocità del flusso d'acqua sul paramento esterno. Al contrario, un frangimento di tipo plunging/collapsing dissipa una quantità significativa di energia già prima di raggiungere la struttura.



(a) (b)

Figure 7. Φ in funzione di: a) ξ; b) h/L.

In questo studio, il coefficiente di smorzamento nel nucleo (δ) è stato determinato mediante un'analisi di regressione non lineare sui dati sperimentali acquisiti dai sensori $Pt_{1-2-3-7-8}$. La Figura 8 illustra la dipendenza di δ dalla ripidità dell'onda (s) e dalla profondità relativa (h/L). In particolare, si osserva una relazione tra δ e s (Figura 8a) e una dipendenza più marcata da h/L (Figura 8b). Le analisi dei parametri Φ e δ confermano che il periodo d'onda influisce in modo significativo sulla dissipazione di energia, sia negli strati di rivestimento che all'interno del nucleo.

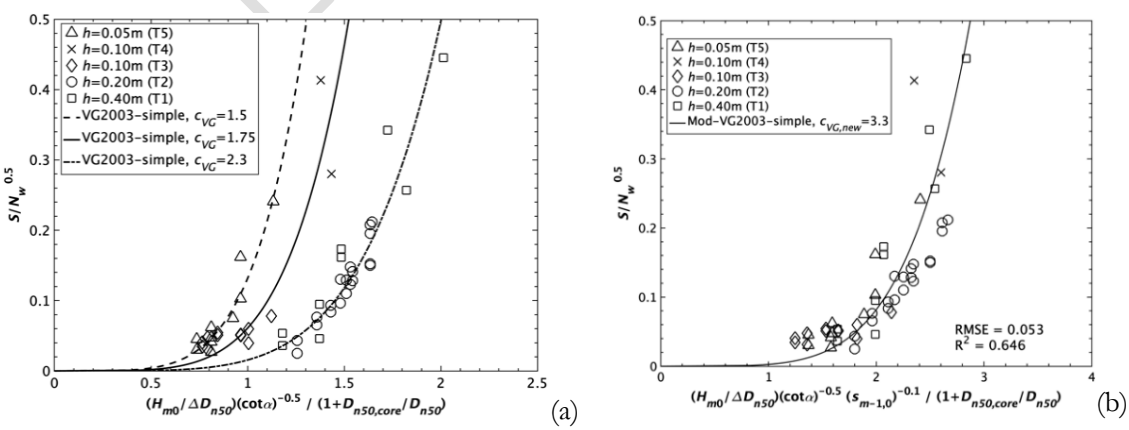


(a) (b)

Figure 8. Coefficiente di smorzamento δ in funzione di: a) s; b) h/L.

Stabilità

La Figura 9a presenta i danni adimensionali osservati e calcolati secondo la formula proposta da van Gent et al, (2003, VG). I dati sperimentali sono stati suddivisi in quattro gruppi, in base ai livelli idrici investigati: i.e., acque intermedie (T1, h=0.40 m), acque basse (T2, h=0.20m), acque molto basse (T3 e T4, h=0.10 m) e acque estremamente basse (T5, h=0.05 m). Nel grafico è inclusa la curva teorica con il coefficiente c_{VG}=1.75. Rispetto alla curva teorica, si osserva una buona previsione del danno per le acque molto basse (test T3 e T4), indipendentemente dalla permeabilità delle configurazioni strutturali (BW3 e BW4). Tuttavia, la formula sovrastima il danno in acque intermedie e basse (T1 e T2) e sottostima il danno in acque estremamente basse (T5). Per migliorare la corrispondenza tra i dati sperimentali ed il modello teorico, la formula di VG è stata ricalibrata, derivando un nuovo coefficiente di regressione (c_{VG}) e raggruppando i dati per ciascun tirante idrico. I risultati mostrano che i dati relativi alle acque intermedie (h=0.40 m) e basse (h=0.20 m) seguono un comportamento simile e possono essere descritti da una curva comune con c_{VG}=2.3. Al contrario, i dati relativi alle acque estremamente basse (h=0.05 m) sono meglio rappresentati da un coefficiente di regressione c_{VG}=1.5. Questi risultati evidenziano che i danni osservati per diversi livelli idrici non convergono in un'unica formula, ovvero che il danno è strettamente legato alla profondità, anche a parità di condizioni ondose. Inoltre, si osserva un'elevata incertezza quando si applica uniformemente c_{VG}=1.75 a tutti i dati. Pertanto, l'equazione di VG può essere adattata per tenere conto degli effetti delle profondità del fondale. La Figura 9a mostra che la formula di van Gent ricalibrata, che considera separatamente i livelli idrici, offre una migliore corrispondenza con i dati sperimentali



(a) (b)

Figure 9. a) Refitting della formula di VG. b) Modifica della formula di VG.

In questo contesto, emerge chiaramente l'influenza del periodo spettrale d'onda. Per investigare gli effetti delle condizioni di profondità del fondale, l'espressione originale di van Gent è stata modificata includendo l'influenza della ripidità spettrale delle onde ($s_{m-1,0}$), calcolata utilizzando i parametri spettrali delle onde incidenti. I risultati, riportati in Figura 9b, mostrano che la formula modificata (Eq. (1)) fornisce previsioni più accurate dei danni osservati per tutte le condizioni di profondità del fondale, utilizzando un coefficiente $c_{VG,new}$=3.3.

$$\frac{H_{m0}}{\Delta D_{n50}} = c_{VG,new}\sqrt{\cot\alpha}\left(1+\frac{D_{n50,core}}{D_{n50}}\right)s_{m-1,0}^{0.1}\left(\frac{S}{\sqrt{N_w}}\right)^{\frac{1}{5}} \qquad \text{Eq. (1)}$$

Conclusioni e futuri sviluppi

Nel presente studio, la distribuzione delle pressioni indotte dal moto ondoso e la stabilità idraulica di una diga frangiflutti a gettata sono state analizzate attraverso una campagna di prove sperimentali in condizioni di acque basse. Sono state testate quattro configurazioni distinte di frangiflutti e quattro tiranti idrici, variando da acque profonde a condizioni estremamente basse. Complessivamente, sono stati eseguiti 33 test (55 dati) relativi alla stabilità e 20 test (20 dati) per l'analisi delle pressioni. L'obiettivo dello studio era investigare l'influenza delle condizioni di acque basse sui fenomeni di interazione onda-struttura, un aspetto raramente testato in laboratorio. Le analisi delle pressioni all'interno del frangiflutti si sono focalizzate sulla dissipazione dell'energia attraverso gli strati di rivestimento e sulla conseguente attenuazione della pressione all'interno del nucleo. I risultati hanno evidenziato che sia il coefficiente di smorzamento nel nucleo (δ) sia la pressione di riferimento (P'_0) mostrano una chiara dipendenza dalla ripidità delle onde e dalla profondità relativa, confermando che il periodo d'onda rappresenta un parametro dominante per la stima delle pressioni interstiziali, fondamentale per una corretta progettazione della struttura. Per quanto riguarda la stabilità, l'applicazione iniziale della formula di van Gent et al. (2003) ha mostrato che i risultati relativi a diversi tiranti al piede della struttura non convergono in un'unica formula e sono emerse significative incertezze quando si applica un coefficiente unico (c_{VG}=1.75). Sebbene la previsione dei danni per condizioni di acque molto basse sia risultata affidabile, si è osservata una sovrastima per le acque intermedie e basse, ed una sottostima per le acque estremamente basse. Questo comportamento indica che l'influenza della profondità del fondale non è stata adeguatamente incorporata nell'equazione di stabilità. Di conseguenza, la formula di VG è stata ricalibrata derivando nuovi coefficienti di regressione (c_{VG}) per ciascun tirante idrico. I dati relativi alle acque intermedie (h=0.40 m) e basse (h=0.20 m) hanno mostrato un comportamento simile, con c_{VG}=2.3, mentre i dati relativi alle acque estremamente basse (h=0.05 m) sono stati meglio rappresentati utilizzando c_{VG}=1.5. Per il dataset analizzato, una previsione più accurata dei danni osservati è stata ottenuta considerando l'influenza della ripidità spettrale delle onde incidenti ($s_{m-1,0}$). È stata quindi derivata una nuova equazione (Eq. (1)), specificamente valida per le condizioni di profondità limitata del fondale, con $c_{VG,new}$=3.3. I risultati sottolineano che il periodo incidente gioca un ruolo fondamentale per tutti i fenomeni di interazione onda-struttura in condizioni di profondità limitata dal fondale e andrebbe adeguatamente considerato nei modelli predittivi. Tuttavia, è importante notare che il dataset utilizzato in questo studio è relativamente limitato e strettamente correlato a specifiche condizioni ondose e configurazioni strutturali. Ulteriori esperimenti sono necessari, in particolare per condizioni di acque molto basse ed estremamente basse, includendo variazioni nelle pendenze delle spiagge e delle strutture. Questo permetterà una valutazione più completa delle nuove formule di progettazione, migliorandone l'affidabilità e rafforzandone l'applicabilità in contesti ingegneristici reali.

Draft

Bibliografia

De Groot M. B., Yamazaki H., Van Gent M. R. A., Kheyruri Z., 1995. *Pore pressures in rubble mound breakwaters*. In Coastal Engineering 1994 (pp. 1727-1738).

Eldrup M. R., Lykke Andersen T., Burcharth H. F., 2019. *Stability of rubble mound breakwaters - A study of the notional permeability factor, based on physical model tests*. Water, 11(5), 934. https://doi.org/10.3390/w11050934

Mansard E. P., Funke E. R., 1980. *The measurement of incident and reflected spectra using a least squares method*. In Coastal Engineering 1980 (pp. 154-172).

Scaravaglione G., Marino S., Francone A., Damiani L., Tomasicchio G. R., Saponieri A. (2024a) - *Laboratory investigation on pore pressures inside a rubble mound breakwater in depth-limited waters.* Applied Ocean Research, 147, 103988. https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.apor.2024.103988

Scaravaglione G., Marino S., Francone A., Leone E., Damiani L., Tomasicchio G. R., van Gent M. R. A., Saponieri, A., 2024b. *The influence of shallow water on rock armour stability*. Coastal Engineering, 197, 104657.

Van der Meer J. W.. 2021. *Rock armour slope stability under wave attack; the Van der Meer Formula revisited*. Journal of Coastal and Hydraulic Structures, 1. https://doi.org/https://doi.org/10.48438/jchs.2021.0008

Van Gent M.R.A., 1999. *Physical model investigations on coastal structures with shallow foreshores; 2D model tests with single and double-peaked wave energy spectra.* Delft Hydraulics Report H3608, December 1999, Delft.

Van Gent M. R. A., Smale A. J., Kuiper C., 2003. *Stability of rock slopes with shallow foreshores*. Coastal Structures 2003. http://dx.doi.org/10.1061/40733(147)9

Zelt J. A., Skjelbreia J. E., 1992. *Estimating incident and reflected wave fields using an arbitrary number of wave gauges*. Coastal Engineering Proceedings 1992, 1(23), 777-789. https://doi.org/10.9753/icce.v23.%25p.

Manoscritto ricevuto il 10/03/2025; accettato il 15/04/2025

Preprint