

Verifica della progettazione e della efficienza di un'opera marittima a gettata soffolta

Francesco Viola¹, Valeria Favara² e Giuseppe Amedeo Mallandrino³

¹Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale e Architettura (DICAAR), Università degli Studi di Cagliari, Via Marengo 2, 09123, Cagliari, viola@unica.it

²Studio Mallandrino S.r.l, Via Trapani 15, 90141, Palermo, valeriafavara@gmail.com

³Dipartimento di Ingegneria Civile, Ambientale, Aerospaziale, dei Materiali (DICAM), Università degli Studi di Palermo, Viale delle Scienze, 90128, Palermo, giuseppe.mallandrino@unipa.it

Sommario

Una progettazione avanzata, basata sull'utilizzo di modelli matematici di recente generazione, corroborati dagli esiti di approfondite prove su modello fisico condotte presso il qualificato laboratorio HR Wallingford in Inghilterra, è stata sottoposta a verifica nei suoi esiti applicativi, mediante riscontri inerenti la geometria dell'opera sette anni dopo la relativa ultimazione, riscontrando uno stato di evidente alterazione, non riconducibile alla presenza di attacchi da parte di onde più severe rispetto a quelle assunte in sede progettuale. Si sono ricercate le cause in fattori progettuali ed esecutivi, pur in mancanza del relativo *asbuilt*.

Parole chiave: Scogliere sommerse, Esiti di progettazione avanzata.

Abstract

An advanced design, based on the use of latest generation mathematical models, has been here proposed. The results of extensive tests on physical models conducted at HR Wallingford lab in England have been also described. A design verification was possible through the analysis of the breakwater's geometry five years after its completion. It has been verified a state of evident alteration, not due to the occurrence of more severe waves than those assumed in the design stage. The causes of failure have been sought in planning and executive factors.

Keywords: submerged breakwaters, advanced design follow-up.

Il caso analizzato e il relativo approccio metodologico

Le scogliere soffolte sono divenute tra le opere di protezione costiera più diffuse; il fine della loro messa in opera va ricercato nella volontà di ridurre l'energia del moto ondoso e di preservare l'equilibrio della linea di costa, pur nella tutela dell'ambiente, e in particolare del paesaggio. Per ottenere questo scopo esse sono dimensionate, per lo più, per tranciare, ingenerando il frangimento sulla cresta, la trasmissione dell'energia a tergo della struttura, ma anche, seppure in subordine, in forza dei processi dissipativi connessi ai moti vorticosi dovuti all'attraversamento tramite i pori presenti nel corpo dell'opera. Tuttavia, oltre alle tematiche riguardanti la trasmissione dell'energia in relazione alle caratteristiche del moto ondoso incidente, il dimensionamento deve tener conto di una serie di ulteriori aspetti che, in aggiunta a quelli estetici, mettano in conto anche la natura e la morfologia del fondale (Johnson *et al.*, 2005; Van der Meer *et al.*, 2005; Karmakar e Guedes Soares, 2014; Sharifahmadian e Simons, 2014) e, in senso estensivo, della costa adiacenti (Sumer *et al.*, 2001; Ranasinghe e Turner, 2006), senza mai, nondimeno, trascurare la concreta fattibilità dei successivi momenti esecutivi. Una buona revisione della letteratura riguardante i su citati aspetti è stata fornita da Pilarczyk (2003), mentre quelli relativi alla stabilità degli elementi che la costituiscono merita un approfondimento separato; i moderni strumenti conoscitivi permettono, infatti, una stima accurata, tramite modelli numerici 3D, delle forzanti che agiscono sulle scogliere soffolte (Hur e Mizutani, 2003) e questo pone le basi

pone, che nella prima fase, detta di *“inizio delle avarie”*, l’opera rimane sostanzialmente inalterata sotto l’incalzare dell’onda, con la dislocazione di pochi blocchi isolati senza che ciò pregiudichi la stabilità generale della stessa opera; al crescere dell’altezza d’onda si avverte una seconda fase, detta di *“stabilità parziale”*, caratterizzata da deformazioni irreversibili dell’ammasso, per la dislocazione di un certo numero di blocchi; quando viene raggiunto un determinato valore dell’altezza d’onda, si entra in una terza fase, detta di *“rottura totale”*, il numero dei blocchi dislocati che rotolano al piede della diga cresce in modo assai ragguardevole e la funzione protettiva viene meno: entrando in questa fase la conservazione dell’opera dipende sensibilmente dalla durata dell’azione dell’onda.

La figura 1 mostra il grafico, ormai divenuto classico, così come tracciato da Iribarren, nel quale vengono individuate le tre fasi dianzi accennate, ritenendosi vano ogni commento in relazione alla sua diffusa conoscenza; tuttavia è necessario osservare che, in ogni caso, si potranno trarre dallo studio condotto dall’Autore spagnolo solo indicazioni di tipo qualitativo, stante che, notoriamente, lo studio si riferisce ad un’opera emergente, mentre, come già si è detto, trattandosi di scogliere soffolte, la geometria dell’opera che in questa sede viene esaminata è diversa rispetto a quella sperimentata da Iribarren.

Nel caso particolare che qui interessa, infatti, si prende in esame una scogliera soffolta realizzata a salvaguardia della costa del Comune di Sant’Alessio Siculo, ($37^{\circ}55'13.3''N$, $15^{\circ}20'56.2''E$), sulla costa jonica della Sicilia, fra Taormina e Messina; l’esame, come precennato, prese le mosse dall’analisi delle procedure messe in essere all’atto della progettazione esecutiva, passa, successivamente, a verificare gli esiti di uno specifico rilievo relativo all’assetto attualmente raggiunto dall’opera, da porre a confronto con la geometria originaria della scogliera, per la quale si è attinto al relativo progetto, stante che nella documentazione che usualmente accompagna lo stato finale non risulta il rilievo del cosiddetto *“come eseguito”* (*asbuilt*).

In dettaglio, la scogliera soffolta, così come rappresentata in figura 2, risulta costituita da un nucleo realizzato in scogli naturali del peso singolo da 10 t a 15 t; tale nucleo poggia su un materasso in pietrame. Sul fronte foraneo il progetto presenta uno strato, definito *“sacrificale”*, di spessore pari a 2,00 m e scarpa 3/2, realizzata in scogli di peso inferiore rispetto al nucleo, e cioè da 7 t a 10 t. Sul paramento interno del nucleo è previsto, prima uno strato intermedio, rasato a quota -3,00 m, in scogli da 50 kg a 1000 kg, avente spessore costante di 1,50 m, e rivestito con materasso filtrante, e poi una potente copertura in scogli ancora del peso singolo da 7 t a 10 t, avente anch’essa scarpata 3/2. Il coronamento presenta una larghezza complessiva pari a 18,00 m e quote variabili: da -1,50 m lungo il ciglio del paramento interno a -1,80 m all’estremo foraneo del nucleo, dove si ravvisa un gradino che pone il livello sommitale del predetto strato *“sacrificale”* a quota -2,40 m (Fig. 2).

La progettazione risulta condotta ricorrendo, a supporto dei calcoli, all’ausilio di prove su modello, finalizzate, almeno per il tema che in questa sede interessa, alla migliore valutazione dei pesi dei blocchi naturali con i quali realizzare l’opera; quindi, si riportano nel seguito sinteticamente i risultati degli studi condotti, sia per ciò che concerne la valutazione delle caratteristiche del moto ondoso al largo e sotto costa, sia con riguardo ai calcoli di stabilità e, infine, agli esiti delle prove su modello fisico.

Il progetto è redatto ponendo a base dei calcoli e delle prove le caratteristiche del moto ondoso al largo ricavate tramite l’applicazione di un noto metodo indiretto riportato sui più comuni manuali (SMB), a partire

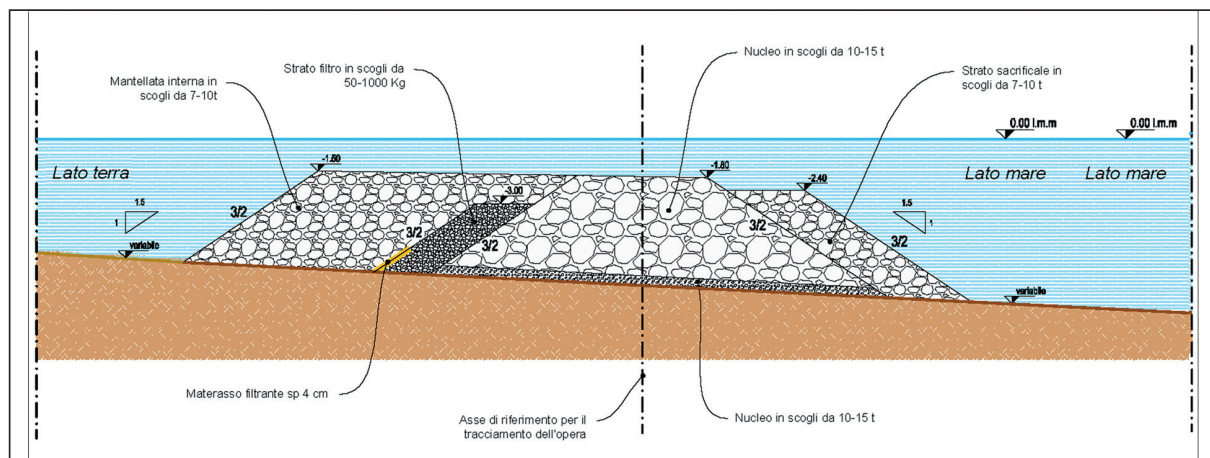


Figura 2. Sezione tipo scogliera soffolta

dai dati anemometrici rilevati nella stazione di Malta (Tomasicchio, 2015); pur non di meno, in questa sede si è voluto procedere anche alla determinazione diretta delle caratteristiche ondose al largo, assumendo le misure dell'ondametro di Catania, facente parte della Rete Ondametrica Nazionale, al fine di ripercorrere la procedura di dimensionamento dei blocchi costituenti l'opera soffolta.

Le caratteristiche del moto ondoso incidente

In sede progettuale, al fine di studiare le trasformazioni che il moto ondoso subisce sui fondali di transizione, sono stati utilizzati in serie due modelli numerici, in modo da ottenere quale output del primo gli input del secondo: STWAVE (*Steady-State Spectral Wave Model*) e CGWAVE (*Coastal Wave Prediction Model*). In particolare, all'atto delle valutazioni numeriche, tramite il modello STWAVE, sono state considerate le mareggiate con tempo di ritorno di 10 e 50 anni, così determinando le altezze d'onda, i periodi e le direzioni sottocosta quali dati di ingresso nel modello successivo, CGWAVE, per ottenere, al fine, la determinazione dello stato di agitazione nello specchio liquido sia antistante, sia a tergo dell'opera di difesa soffolta in progetto. Tratti dalla analisi condotta in sede progettuale, si riportano i valori delle altezze d'onda al largo che, rispettivamente per i tempi di ritorno di 10 e 50 anni, risultano pari a 5,96 m e 7,85 m e quelle sottocosta, che, nell'ordine medesimo, si riducono a 4,78 m e 6,48 m, sempre per la direzione al largo di 90° N, che sotto costa diviene pari a circa 112° N; in relazione ai valori del periodo che si presentano, sempre per i due tempi di ritorno detti, si evidenzia che sono di poco superiori a 11 sec.

Calcolo di verifica della stabilità idraulica della scogliera soffolta

In un primo approccio, per la verifica di stabilità della scogliera in sede progettuale, si è fatto ricorso al programma Breakwat della Delft Hydraulics, assumendo come onda di progetto quella sottocosta avente altezza di 6.48 m e periodo di 11.18 s, provenienza sottocosta da 112,5° N, associata ad un tempo di ritorno di 50 anni; si è prescelto, per la verifica della stabilità dei massi delle scogliere sommerse, il ricorso alla ben nota formula di Van der Meer: pervenendo alla sintesi che *“l'esame dei risultati evidenzia che la soluzione progettuale è sicuramente accettabile per quanto riguarda la stabilità”*.

Per sola facilità mnemonica si trascrive nel seguito la citata espressione proposta da Van der Meer, con la simbologia adottata da Benassai (2008):

$$\frac{h'_c}{h} = (2.1 + 0.1S_d) e^{(-0.14N_s^*)} \quad (1)$$

$$N_s^* = N_s s_p^{\frac{1}{3}} = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} s_p^{\frac{1}{3}}$$

Dove, come è ben noto:

- N_s^* numero di stabilità spettrale;
- h profondità al piede dell'opera;
- h'_c altezza della struttura, dal coronamento al fondo;
- $\Delta = \frac{\gamma_s}{\gamma_0} - 1$ è la ripidità di picco;
- S_d è il grado di danneggiamento ammissibile;
- N_s numero di stabilità;
- γ_s , con γ_0 peso specifico del blocco e γ_0 peso specifico dell'acqua;
- D_{n50} diametro nominale mediano del blocco;
- H_s altezza d'onda significativa.

Considerata una giacitura dell'opera tale che la cotangente dell'angolo formato con l'orizzontale sia pari a 1.5, le tabelle più diffuse in letteratura indicano, come è noto, valori del grado di danneggiamento pari a 2 per la condizione di danno incipiente, variabili tra 3 e 5 per la condizione di danno intermedio e, infine, per il collasso dell'opera forniscono un valore del parametro pari a 8.

Fissati l'altezza e il periodo dell'onda incidente, la profondità sulla quale disporre l'opera, la posizione del coronamento rispetto al livello del mare, al fine posto di determinare il valore di ΔD_{n50} dall'equazione (1), in progetto non viene preventivamente discusso e scelto il grado di danneggiamento S_{dp} ; il cui dato numerico può, tuttavia, trarsi dall'esame delle numerose tabelle di calcolo allegate, ricavandosi un valore variabile da quasi 15 fino a circa 7. Il progettista, non di meno, ritiene di dimezzare i pesi così ricavati, come se fra le due grandezze, grado di danneggiamento e peso del blocco, esistesse una interdipendenza lineare; ma ciò nonostante, anche a volere accogliere, a tutto dare, l'assioma fissato dal progettista, il grado di danneggiamento resterebbe sempre superiore, o molto prossimo, ad otto.

Prove su modello fisico

Come accennato in precedenza, la progettazione è stata corroborata da indagini su modello fisico finalizzate ad esaminare "la stabilità e la durabilità del sistema progettato a difesa del litorale del Comune di S. Alessio". Più in dettaglio, nel suddetto studio la società HR- Wallingford, ha, fra l'altro, analizzato la tracimazione dell'opera stessa sotto l'azione di eventi ondosi estremi e, aspetto che in questa sede particolarmente interessa, la stabilità degli scogli destinati alla formazione della diga.

I test su modello fisico, la cui scala era 1:40, sono stati eseguiti ricorrendo a treni di onde aventi angolo di incidenza ancora pari a 112.5° N, già in precedenza ricavati nel modo detto; nondimeno le altezze d'onda di prototipo programmate dal generatore d'onda sono riportati in Tabella 1.

Tabella 1. Condizioni di moto ondoso utilizzate nelle prove su modello

Direzione onda (°N)	Livello dell'acqua (m)	Condizione onde al largo (Tempo di ritorno in anni)	Altezza d'onda significativa H_s (m)	Periodo dell'onda significativa T_s (s)	Periodo zero crossing T_m (s)	Periodo di picco T_p (s)
112.5	+ 0.0	10	6.0	9.8	8.2	10.2
112.5	+ 0.0	50	7.9	11.2	9.4	11.7

Con riferimento alla stabilità dei massi nelle prove relative alla sezione tipo dell'opera come già dianzi descritta, la sintesi delle prove condotte riporta quanto segue:

- *“Durante le mareggiate con tempo di ritorno di 10 anni, la maggioranza dei movimenti si è osservata verso mare sulla scarpata di massi con 7÷10 t. Il numero esatto degli spostamenti non è facilmente quantificabile, tuttavia, queste unità sono rimaste sulla struttura. Una sovrastima può essere data pari a 5.5% ed al 8.7% di massi, ...omissis... Sul lato verso terra la percentuale di massi (7÷10 t) spostati risulta pari a 1% ÷ 3 %. I massi principali da 10÷15 t sono risultati stabili con l'1÷3% di estrazioni alla fine del test.” ... omissis... “un piccolo numero (2÷3) di massi da 7 t a 10 t al piede sacrificale viene spostato verso terra e si è fermato sulla soglia di massi da 10 t a 15 t”.*
- *“...un movimento significativo di massi è stato osservato per la mareggiata con periodo di ritorno 50 anni. La parte frontale della struttura è stata risagomata. ...omissis... Durante il test per tempo di ritorno 50 anni le onde frangono sopra e davanti la struttura di protezione della spiaggia. Le grandi onde frangenti rimodellano gli strati frontali ed intermedi della struttura. Il profilo trasversale attraverso la struttura mostra che l'opera si è abbassata da - 1.8 m (nella zona di interfaccia tra 10÷15 t e 7÷10 t) a circa -2.5 m ...omissis... I massi estratti da 7÷10 t sono stati spostati verso il largo e sono rotolati sulla dolce batimetria del modello. Nel prototipo le unità asportate si disporranno nella sabbia immediatamente al piede della struttura. I massi sacrificali da 7÷10 t forniranno protezione al fenomeno di scalzamento e continueranno a fornire nella realtà qualche protezione alla parte restante dell'opera. La parte posteriore dei massi da 7÷10 t ha registrato un assestamento tra 0.1 m e 0.3 m, la parte posteriore della struttura è restata praticamente intatta.”*

Da quanto sopra asserito, si deduce che nella fase caratterizzata da un valore del tempo di ritorno di 10 anni le prove, durante le quali “il numero esatto degli spostamenti non è facilmente quantificabile”, non hanno assolutamente ravvisato la presenza di danni e, in ogni caso, non si sono accertati dislocazioni di blocchi costituenti lo strato “sacrificale” se non in percentuali assai basse, risultando che “queste unità sono rimaste sulla

struttura"; gli scogli costituenti il nucleo sono risultati sostanzialmente stabili, avendosi dislocazioni irrisionarie; quelli a tergo dell'opera non hanno subito spostamenti apprezzabili: forse questa fase non può nemmeno essere ricondotta alle condizioni che Iribarren definisce di "inizio delle avarie".

Nella fase, con onde aventi tempo di ritorno pari a 50 anni, possono riconoscersi i tratti idonei a caratterizzare quella che Iribarren indica come condizione di "stabilità parziale", stante che "la parte frontale della struttura è stata risagomata ... le onde frangenti rimodellano gli strati frontali ed intermedi della struttura"; infatti è stato evidenziato un abbassamento del paramento foraneo in corrispondenza della "interfaccia tra 10÷15 t e 7÷10 t" e una estensione in orizzontale della protezione foranea, dal momento che gli scogli "stati spostati verso il largo", con ciò indicando la presumibile tendenza verso la tipica forma ad S.

In sintesi, le prove sperimentali indicavano che la struttura ha dimostrato un buon comportamento per gli eventi con tempo di ritorno di 10 e tollerabili per quelli aventi tempo di ritorno di 50 anni, avendosi in tal caso sia i movimenti dei massi "sacrificali", sia la modellazione dei blocchi con peso da 10 t a 15 t; infatti, il fronte della diga direttamente attaccato dal moto ondoso risultava rimodellato, come era da attendersi, per raggiungere un equilibrio dinamico stabile. Tali risultati sono sinotticamente esposti in Tabella 2.

Tabella 2. movimenti dei massi sulla scorta delle prove

Tr (anni)	H (m)	7-10 t, lato mare	10-15 t	7-10 t, lato terra
10	6.0	Spostati (5.5%÷8.7%)	Stabili (con 1÷3% di estrazioni)	Spostati (1%÷3%)
50	7.9	risagomata, rotolamento al piede	abbassamenti da -1.8 m a -2.5 m	Praticamente intatta; assetamento tra 0.1 m e 0.3 m

Analisi probabilistica del moto ondoso incidente a partire dalle misure della boa di Catania

Al fine di condurre un'utile verifica inerente le procedure messe in essere all'atto della stesura del progetto, si sono valutate per via diretta le caratteristiche probabilistiche del moto ondoso nel paraggio in esame e, in particolare, quelle delle onde che hanno interessato l'opera durante la sua breve vita. Si è proceduto, pertanto, alla analisi dei dati ondometrici rilevati dalla già ricordata boa di Catania (RON); tale boa ondometrica, ancorata su fondali dell'ordine di 100 metri, si trova ad una latitudine di 37° 29' 24" N e ad una longitudine di 15° 08' 48" E: sufficientemente prossima, pertanto, alla scogliera in studio. È stato analizzato il dataset, caratterizzato da un adeguato tempo di osservazione, dal 1989, anno in cui, appunto, è entrata in funzione, fino al 2013: ciò ha permesso la attendibile ricostruzione del clima meteomarinico al largo. È utile che la stessa serie temporale contenga le informazioni circa le forzanti dovute alle onde che si sono abbattute sull'opera, iniziata nel 2003 e completata nel 2007. La selezione di dati meteo marini omogenei ed indipendenti tra quelli disponibili si presenta come l'aspetto più importante dell'analisi probabilistica dei valori estremi; infatti, come è noto, i modelli per la determinazione delle onde estreme richiedono non solo, ovviamente, che il campione venga estratto dall'intera serie di dati, ma che debba, inoltre, essere comunque rappresentativo dell'intera popolazione: in particolare i dati raccolti dalla boa di Catania bene si offrono, perchè questa presenta un rendimento reale annuale di funzionamento abbondantemente superiore al 51% (Tab. 3).

Per determinare le altezze d'onda corrispondenti ad assegnato tempo di ritorno si è condotta, come è usuale, una procedura di inferenza statistica sulla serie ondometrica (Boccotti, 1997); a partire da questa si è poi stimata la curva di probabilità cumulata (*cdf*) empirica omnidirezionale, ovviamente tramite una semplice plotting position, e su questa si è fittata una distribuzione teorica classica, del tipo Gumbell o Weibull: il confronto tra la *cdf* empirica e la curva teorica ha palesato un buon adattamento generale teorico ai dati osservati. La conoscenza della *cdf* probabile, tracciata a partire dai dati reali, consente, notoriamente, di ricavare l'andamento dell'altezza d'onda in funzione del tempo di ritorno (Fig. 3); mediante tale più attendibile procedura, si osservano valori generalmente inferiori rispetto a quelli ricavati in sede progettuale per via indiretta a partire dai dati anemometrici rilevati nella stazione di Malta: l'analisi dei dati realmente misurati evidenzia, quindi, uno stato meteomarinico meno severo rispetto a quello assunto in sede progettuale; e ciò avrebbe dovuto costituire, già da solo, una garanzia supplementare circa il successo del risultato finale, legato alla effettiva resistenza dell'opera nei confronti dell'attacco da parte del moto ondoso reale.

Tabella 3. Dati significativi della boa di Catania

Anno	H max (metri)	Direzione (°N)	Data	Ora	N. giorni funzionamento boa	Rendimento (%)
1990	4.50	97.0	25-dic	3.00	365	100
1991	5.20	102.0	15-mar	21.30	365	100
1992	5.80	94.0	26-dic	20.00	365	100
1993	4.60	108.0	25-nov	12.00	365	100
1994	4.80	104.0	06-feb	18.3	365	100
1995	5.00	101.0	14-mar	0.30	365	100
1996	6.20	104.0	28-feb	16.00	365	100
1997	3.70	81.0	11-mar	21.00	365	100
1998	4.80	78.0	25-mar	19.00	365	100
1999	3.24	139.	17-mar	11.00	365	100
2000	3.29	162.	22-dic	12.00	365	100
2001	3.33	129.	22-gen	4.30	365	100
2002	3.50	106.0	08-mag	12.30	365	100
2003	4.20	140.	17-mar	13.30	365	100
2004	4.40	110.	04-ott	15.30	323	88.
2005	5.10	118.	10-feb	0.00	277	76.
2010	5.10	120.	27-gen	6.00	343	94
2011	5.15	116.0	01-feb	16.00	351	96
2012	6.07	164.	29-ott	20.30	344	94
2013	3.94	115.	01-dic	9.00	229	63

Per analizzare la propagazione delle onde sottocosta, sempre al fine di valorizzare l'analisi comparativa, in questa sede è stato utilizzato il software MIKE 21 SW, che rappresenta lo stato dell'arte di terza generazione dei modelli spettrali cumulati di vento ed onde, sviluppato dal DHI Water & Environment; il modello simula la generazione, il decadimento e la trasformazione delle onde generate dal vento e dalle onde swell nelle zone offshore e costiere. Il trasferimento delle condizioni ondamiche dal largo a sotto costa è stato, quindi, studiato su un dominio spaziale molto ampio, comprendente, al fine di non consentire che una componente significativa potesse restare esclusa, una ragguardevole estensione della porzione di mare Ionio che interessa. Tale dominio è stato discretizzato

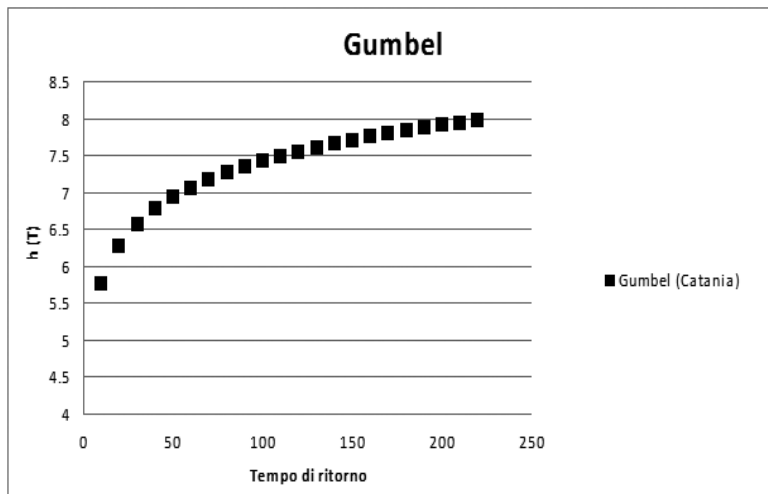


Figura 3. Relazione tra altezza significativa e tempo di ritorno al largo di Catania

tramite una mesh con strutturata a maglie triangolari aventi dimensione del singolo triangolo piuttosto ampia al largo e più fitta in prossimità della costa, laddove, come è ben noto, è richiesta maggiore accuratezza. Per lo studio della propagazione, infatti, è necessario dettare le condizioni presenti al contorno del dominio: nel caso specifico si è proceduto tracciando il confine di terra, tre confini laterali, di questi uno relativo allo stretto di Messina, dai quali si prevede non entrino onde nel dominio e, infine, un confine offshore. Da quest'ultimo si suppone che entrino le forzanti ondamiche e, pertanto, il clima ondoso ricavato in precedenza è stato trasformato in una successione di onde e, logicamente, posta questa come input al modello di calcolo del trasferimento.

In particolare, sono state condotte due simulazioni per l'onda al largo: una desunta dall'analisi indiretta a partire dai dati del vento, avente tempo di ritorno e direzione di provenienza pari a quelli dell'onda di progetto utilizzata per il dimensionamento dell'opera soffolta (altezza di 7,85 m e periodo di circa 11 s, dalla direzione al largo di 90° N, per un tempo di ritorno pari a 50 anni), l'altra per l'evento estremo al largo specificatamente ottenuto in questa sede dall'analisi probabilistica dei dati ondometrici rilevati dalla boa di Catania, ovviamente col medesimo tempo di ritorno e la stessa direzione di provenienza dell'onda di progetto. I risultati ottenuti riportati nella Tabella 4 mostrano i valori delle altezze d'onda sottocosta, praticamente al piede dell'opera, per i due casi di propagazione di onda al largo ottenuta dai dati del vento e dai dati della boa di Catania e poi trasferiti sotto costa mediante il ricorso ai due approcci: quello con i due modelli, utilizzato in sede progettuale, e il modello Mike 21 SW, qui utilizzato, per il quale, a solo titolo esemplificativo, si riportano i campi d'onda prodotti in output (Fig. 4). Noti i campi d'onda in tutto il dominio ampio sono stati estratti i valori delle altezze d'onda in un punto sottocosta antistante le scogliere soffolte, a profondità di circa 10,0 m.

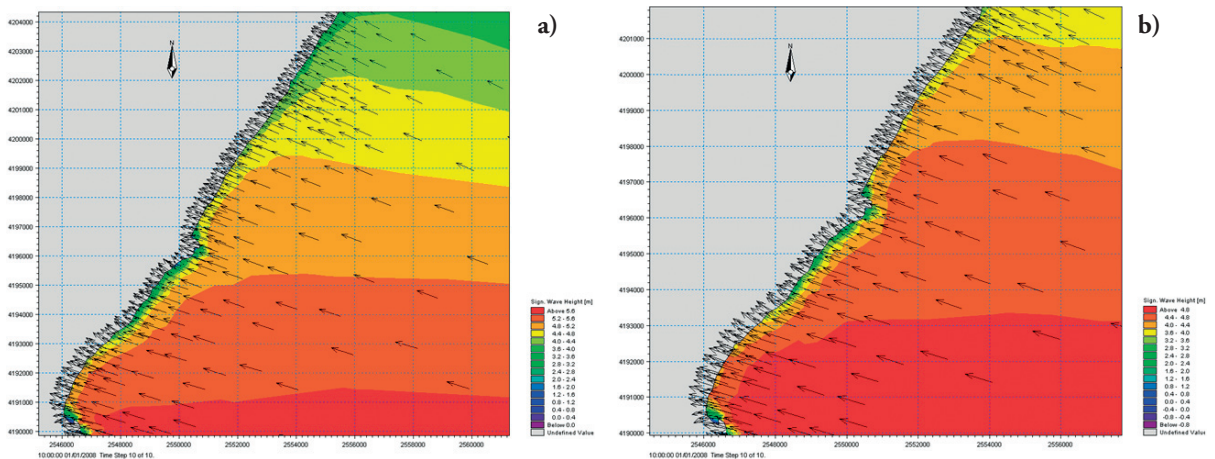


Figura 4. Propagazione sottocosta. a) onda associata a $Tr = 50$ anni avente $H_s = 7.85$ m: onde generate da vento - Stazione di Malta. b) onda associata a $Tr = 50$ anni avente $H_s = 6.93$ m: Dati ondometrici rilevati dalla boa RON di Catania.

Tabella 4. Analisi comparativa fra le altezze d'onda al largo e sottocosta per tempo di ritorno 50 anni.

$Tr = 50$ anni	LARGO			SOTTOCOSTA	
	H_s (m)	T (s)	Dir. (°N)	H_s (m)	Dir. (°N)
Stazione anemometrica di Malta + STWAVE	7.8	11.18	90	4.68	116
Boa RON di Catania +MIKE 21	6.9	10.53	90	4.13	116

Si osservi che i rapporti fra le altezze d'onda al largo e sottocosta, in entrambi i casi pari a 1,6, valutate con i due distinti procedimenti, indicano una sostanzialmente equivalenza, ai fini delle pratiche applicazioni: ciò induce a pensare che i criteri utilizzati per la conoscenza delle condizioni ondamiche al largo e, successivamente, i processi di trasferimento di queste verso costa, fino all'attacco sull'opera, adottati per l'approntamento del progetto e quello utilizzato in questa sede siano paritetici, stante che le differenze sono

contenute entro le incertezze degli altri elementi che entrano in gioco, come, ad esempio il peso degli scogli, come materialmente forniti dalla cava: la verifica sostanzialmente conferma, almeno sotto il profilo concreto, che i metodi utilizzati per l'approntamento del progetto risultano resi saldi, perchè conformi alle diffuse procedure ed usuali approssimazioni. Tuttavia si constata che lo studio della propagazione del moto ondoso dal largo verso riva, condotto, sia a partire dalla serie di dati ondametrici della boa, sia dai dati del vento, ha fornito dei valori di altezze d'onda sottocosta, alla profondità di circa 10,00 m, antistante la zona dove si elevano le opere di difesa, largamente inferiori, essendo mediamente pari a 4,50 m, rispetto all'analogo valore dell'altezza d'onda sottocosta utilizzata per il dimensionamento della scogliera soffolta, pari a 6,48 m: anche tale ultima circostanza, in aggiunta a quanto già osservato, ulteriormente dovrebbe contribuire allo spirare di ogni preoccupazione in merito alla capacità dell'opera progettata a resistere egregiamente alle sollecitazioni generate dal moto ondoso. Per completezza espositiva, si riferisce, altresì, di una differenza di pochi gradi per quanto riguarda la direzione di attacco sottocosta, 116° N a fronte di $112,5^\circ$ N, che poco incide, tuttavia, sui successivi processi di calcolo.

Rilievo multibeam e relativa analisi dei risultati

Al fine di analizzare il modellamento subito dalla scogliera soffolta sotto l'incalzare delle onde, nei sette anni trascorsi dalla loro ultimazione, si è proceduto ad eseguire un confronto mediante sovrapposizione delle sezioni di progetto della scogliera soffolta con le analoghe relative ai tratti di scogliera realizzati. Per il tracciamento delle sezioni esistenti si è fatto riferimento ai risultati ottenuti dal rilievo multibeam eseguito in data 24 aprile 2014 (Fig. 5): nella figura 6 si riporta la rappresentazione planimetrica del rilievo eseguito con l'indicazione delle 70 sezioni tracciate ai fini della comparazione con quelle previste in progetto.

L'analisi delle sezioni della scogliera rilevate, poste a confronto, appunto, con quelle di progetto, evidenzia, nella quasi totalità dei casi, l'assenza dello strato foraneo in scogli da 7 t a 10 t, cosiddetto "sacrificale", sostanzialmente per tutto il fronte verso mare; in corrispondenza di alcune sezioni della scogliera, si rileva una posizione delle quote del coronamento del nucleo, originariamente previsto in massi del peso da 10 t a 15 t, più elevata rispetto a quella di progetto, mentre in altre si palesano, viceversa, abbassamenti, del medesimo coronamento, dell'ordine di circa un metro e, quindi pari a quasi il 25% dell'intera altezza dell'opera: a titolo esemplificativo si riporta (Figg. da 7 a 10) la sovrapposizione fra le due sezioni, quella di progetto e quella effettivamente rilevata, per quattro casi ritenuti particolarmente significativi, circondati in rosso nella planimetria di figura 6.

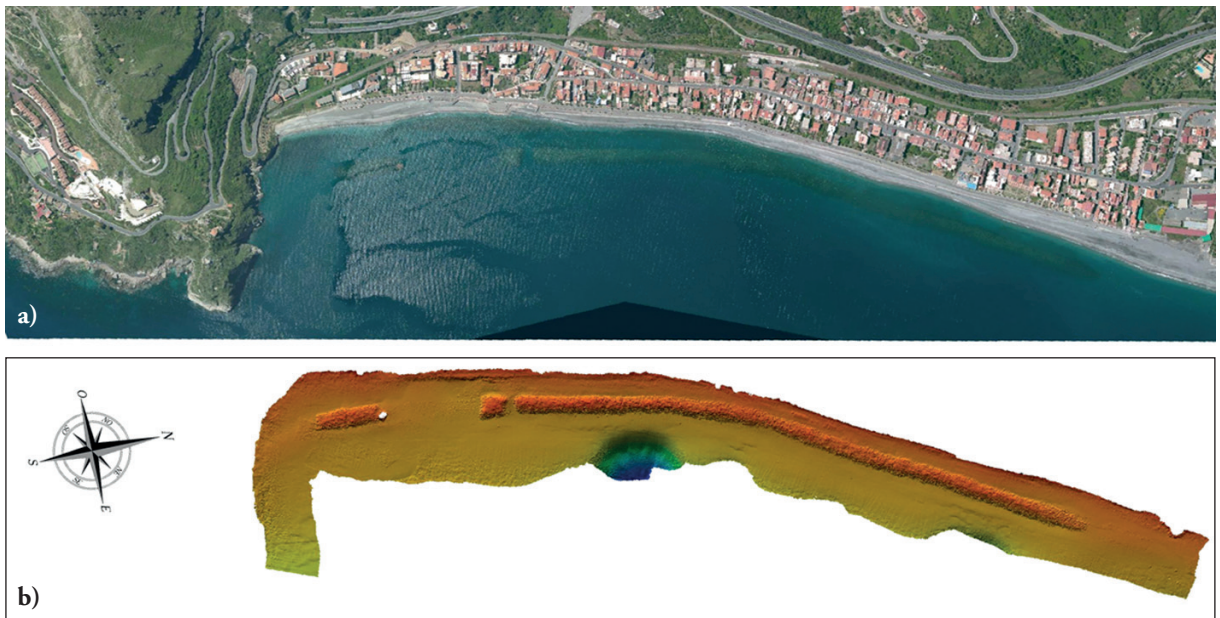


Figura 5. Tratto di litorale interessato dall'intervento di protezione costiera. a) Foto aerea. b) Restituzione grafica del rilievo multibeam.

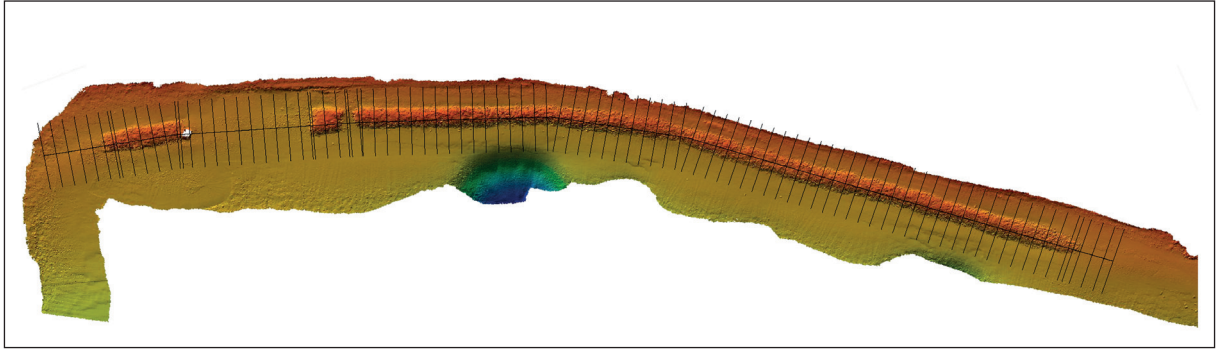


Figura 6. Planimetria dell'area indagata con l'indicazione delle sezioni tracciate.

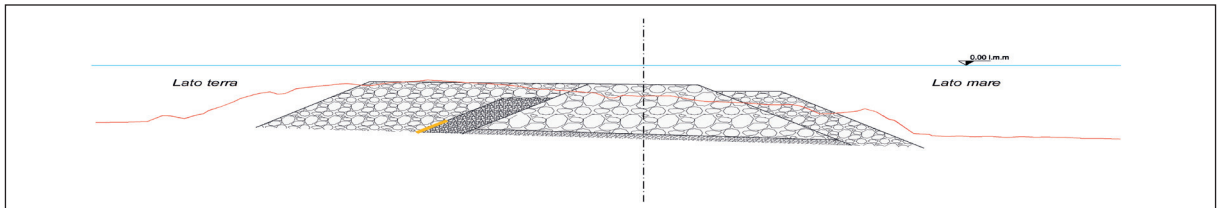


Figura 7. Sezione "tipo 1" della scogliera - Sovrapposizione della sezione di progetto con la sezione di rilievo n. 7

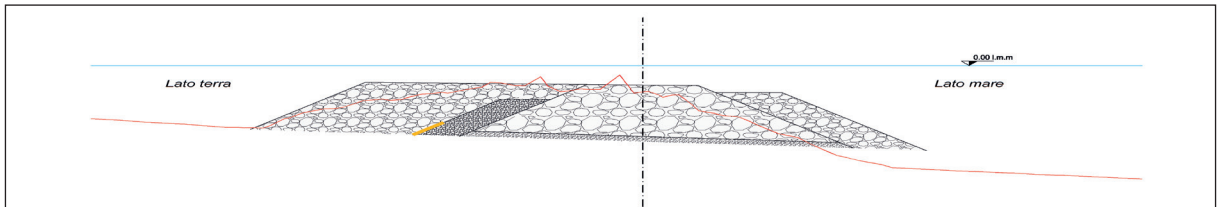


Figura 8. Sezione "tipo 2" della scogliera - Sovrapposizione della sezione di progetto con la sezione di rilievo n. 40.

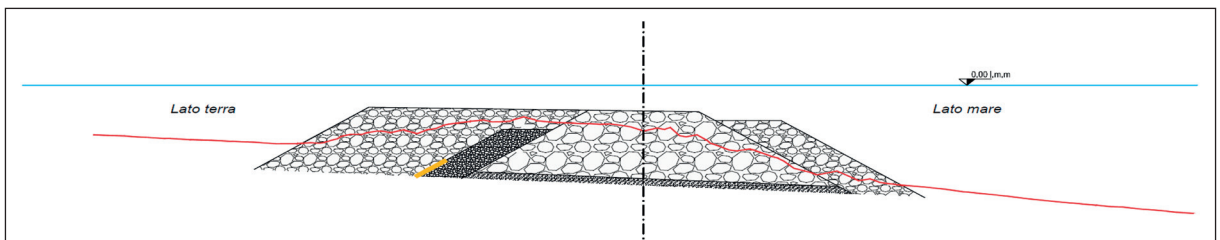


Figura 9. Sezione "tipo 3" della scogliera - Sovrapposizione della sezione di progetto con la sezione di rilievo n. 55.

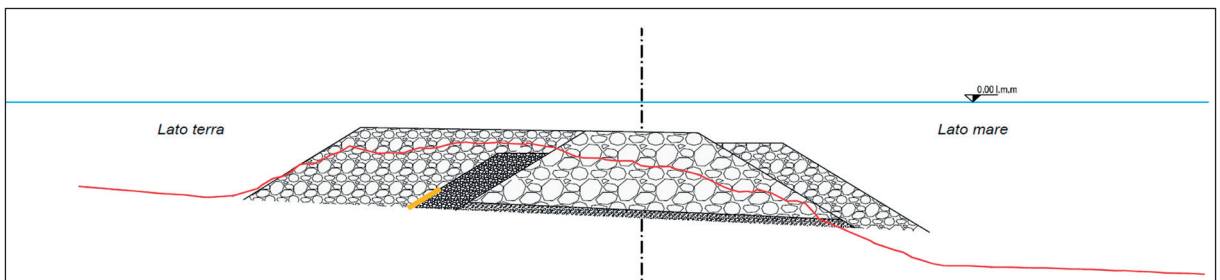


Figura 10. Sezione "tipo 4" della scogliera - Sovrapposizione della sezione di progetto con la sezione di rilievo n. 82.

Considerazioni riassuntive e conclusive

L'analisi delle sezioni trasversali ha evidenziato vistosi fenomeni di dislocazione dei blocchi che formano lo strato foraneo "sacrificale", in scogli da 7 t a 10 t; per la verità, i rilievi condotti sulle opere, hanno mostrato che, almeno per talune sezioni, la scogliera "sacrificale" manca per intero, in sintesi: la scogliera "sacrificale" si è di fatto completamente sacrificata, sotto l'azione delle onde che hanno attaccato l'opera durante la sua breve vita. Più in dettaglio, si è riscontrato, contrariamente alle previsioni progettuali, oltre al cennato spostamento molto vistoso, talvolta totale, non solo degli scogli da 7 t a 10 t, la cui dislocazione era prevista, seppure in misura molto ridotta, ma anche di alcuni degli scogli da 10 t a 15 t che, invece, avrebbero dovuto risultare sostanzialmente stabili sotto l'attacco di mareggiate di intensità pari, come si vedrà dappresso, a quelle realmente verificatesi.

Per altro, a fronte di generalizzati cospicui cedimenti del corpo dell'opera, il cui nucleo, come detto, è in massi da 10 t a 15 t, si sono, di contro, riscontrati, rispetto alle quote originariamente previste in progetto, alcuni diffusi e sensibili innalzamenti relativi allo stesso coronamento; pertanto, sotto l'azione del moto ondoso incidente effettivamente accertato, si è avuto, non solo il rotolamento al piede degli scogli, cosiddetti "sacrificiali", ma anche il loro spostamento sulla cresta della scogliera o, addirittura, a tergo dell'opera stessa. Sotto questo specifico aspetto, proprio le prove su modello avevano sancito, con riguardo alle più severe condizioni di attacco del moto ondoso, corrispondenti, come detto, a un tempo di ritorno pari a cinquanta anni, che "nel prototipo le unità asportate si disporranno nella sabbia immediatamente al piede della struttura". Ulteriormente precisano che, allorché l'attacco è dovuto ad onde con tempo di ritorno decennale, le quali, per le cose che seguono, particolarmente interessano, solo "un piccolo numero (2÷3) di massi da 7 t a 10 t al piede sacrificale viene spostato verso terra e si è fermato sulla soglia di massi da 10 t a 15 t"; in particolare, le conclusioni delle stesse prove, affermavano, come dianzi ricordato, che "durante le mareggiate con tempo di ritorno di 10 anni, la maggioranza dei movimenti si è osservata verso mare sulla scarpata di massi con 7-10 t ... ommissis una sovrastima può essere data pari a 5.5% ed al 8.7% di massi ... ommissis ... i massi principali da 10÷15 t sono risultati stabili con l'1÷3% di estrazioni alla fine del test".

Alla luce di quanto sopra, si può asserire fin d'ora che le verifiche condotte sul prototipo sono risultate conformi alle indicazioni tratte dalle prove su modello solo per ciò che concerne lo spostamento sul coronamento dell'opera di alcuni dei blocchi dal paramento "sacrificale", ma hanno evidenziato un'alterazione ben più profonda per quanto riguarda l'asportazione della stessa "sacrificale".

E' doveroso riconoscere che si tratta, nella fattispecie, di progettazione ispirata da una ambizione molto avanzata, perchè proiettata non semplicemente, come tuttavia è frequente, solamente su tradizionali e consolidati procedimenti di verifica, per di più condotti tramite il ricorso a modelli matematici sofisticati, ma finanche a specifiche prove su modello fisico, notoriamente rare, perchè lunghe ed onerose, ma, comunque, tali da pervenire ad un risultato progettuale ottimale; infatti, in pieno accordo con quanto raccomandato da Boccotti (1997), e cioè che "la verifica di tali strutture è dunque affidata in modo determinante alle prove su modello in scala ridotta", il travaglio progettuale assunto per affrontare il caso particolare si profila come esemplare. La ricerca dell'origine dei dissesti deve, di conseguenza, essere estesa oltre, facendo riferimento, quindi, all'intero processo adottato per pervenire al risultato ultimo e pregnante di ottenere una scogliera adeguatamente stabile nei confronti dall'attacco da parte del moto ondoso.

A tale riguardo giova attingere ai principali manuali di progettazione, come, a solo titolo esemplificativo Matteotti (2004), Ministero dei Lavori Pubblici (1996), Tsinker (1997), che indicano sette possibili tipologie di dissesti diversi, ciascuna a sua volta ulteriormente suddivisa in sottoclassi: quella che si addice al caso qui esaminato si individua nella dizione "1° - dislocazione degli elementi"; ma è il Benassai (2008) che, in particolare, precisa come le cause di dissesto siano da ricercare o in errori di progettazione, o nel superamento del carico di progetto, o nel comportamento non previsto allo stato attuale delle conoscenze, o in difetti di costruzione ed, inoltre, che "già in fase progettuale viene indicata una percentuale di danno ammissibile per effetto del moto ondoso, variabile dal 2 all'8 %".

Volendo seguire la progressione di cause indicata dal Benassai, non è facile ricondurre le cause del dissesto riscontrato a carenze nella fase progettuale, se non per ciò che concerne gli abbassamenti rilevati sul coronamento dell'opera; infatti, questi, individuati come dissesti "2° - perdita del materiale più fine" secondo la dianzi ricordata classificazione, sono dovuti proprio alla migrazione verso l'esterno del pietrame posto al di sotto degli scogli da 10 t a 15 t. Il materiale di base, stante le sue piccole dimensioni, è facilmente transitato

attraverso i vistosi vuoti dovuti alla notevole porosità dei blocchi sovrastanti, causando il riscontrato abbassamento complessivo della scogliera: più opportuno sarebbe stato, sotto questo profilo, accogliere l'indicazione del consulente geotecnico di "poggiare direttamente sui terreni di fondazione" l'opera in argomento. Un'ulteriore trasmigrazione secondaria potrebbe essere riconosciuta con riguardo alla frazione più minuta degli scogli di prima categoria posti sul paramento interno del nucleo.

Tuttavia, la previsione progettuale che una componente dell'opera, lo strato "sacrificale", fosse destinata a perdersi non si è rivelata, in ogni caso, una scelta fortunata, in relazione al suo rapido collasso; ben diverso sorte, ovviamente, si sarebbe avuta, se, come per altro è di consolidato uso corrente nella progettazione di opere a gettata, si fosse disegnata una forma che avesse collocato in posizione foranea, dove maggiore è l'energia dell'onda, la componente più robusta, e solo in una zona arretrata, lì dove risulta già dissipata una frazione notevole dell'energia connessa al moto ondoso, avesse posto i blocchi di minore dimensione. Il progetto, per altro, non chiarisce i motivi in forza dei quali sia stata pensata una struttura nella quale i blocchi più pesanti, da 10 t a 15 t, non siano stati estesi fino ad offrirsi all'attacco delle onde; la scelta di una strato "sacrificale" sarebbe stata ragionevolmente accettabile solo a seguito del positivo riscontro di un processo di ottimizzazione dell'opera che assumesse, da una parte, i costi di investimento e, dall'altra quelli di manutenzione, con la valutazione degli intervalli temporali dei relativi interventi, nella fattispecie in vero rivelatisi assolutamente esigui.

Per quanto concerne la stabilità degli scogli pensati in progetto, si rileva che l'applicazione della nota formula di Van der Meer, riportata per sola comodità espositiva al paragrafo 2, è stata condotta assumendo valori del grado di danneggiamento di gran lunga maggiori rispetto a quelli usualmente utilizzati; per tenere conto della circostanza che nel caso particolare si tratta di opere soffolte, il progettista dimezza i valori dei pesi ai quali perviene, con ciò ritenendo di avere, di fatto, operato come se avesse, viceversa, assunto un grado di danneggiamento pari alla metà del valore effettivamente introdotto nel calcolo: ma, in vero, fra le due quantità, peso dei massi e grado di danneggiamento, non intercorre una relazione di tipo lineare. In ogni caso, pur volendo presumere che a pesi pari alla metà possano corrispondere valori del grado di danneggiamento dimezzati, questi starebbero ad indicare condizioni di danno intermedio e non incipiente; comunque le prove su modello, coprono ogni esito di ogni calcolazione condotta a tavolino.

Infatti, anche le semplici valutazioni tratte, sia dal noto parametro di Iribarren, sia dal conosciuto parametro di stabilità, mostrano, per il caso in esame, esiti molto lontani da quelli atti a suscitare il timore che possano essere attesi dissesti nella scogliera: l'opera progettata, infatti, risponde bene a tutti i più diffusi criteri idonei a prevederne l'affidabilità (Milano, 2008). In via sintetica, si ribadisce che i sommovimenti descritti nelle prove su modello sono, per onde con tempo di ritorno decennale, sostanzialmente riconducibili a quelle alterazioni che Iribarren definisce come "inizio delle avarie", e quindi di confortante sicurezza; mentre quanto riscontrato in pratica travalica i limiti della "stabilità parziale", individuati in esito alle prove per onde con tempo di ritorno pari a 50 anni, per assumere, di converso, i caratteri della "rottura totale".

Passando ad esaminare le circostanze di fatto riscontrabili con riguardo alla seconda causa individuata dal Benassai, preliminarmente si ricorda, dal paragrafo 2, che in sede di calcolo è stata assunta come onda di progetto quella sottocosta avente altezza pari a 6.48 m, periodo di 11.18 sec e direzione di provenienza, ancora sottocosta, di circa 112° N, associata ad un tempo di ritorno pari a 50 anni; occorre, altresì, ribadire che nel corso delle stesse prove è stata riprodotta anche un'altezza d'onda pari a 4,78 m, sempre sottocosta, quest'ultima associata ad un tempo di ritorno di 10 anni.

Pertanto, constatate le alterazioni riscontrate sull'opera, si è proceduto a verificare se nel periodo tra l'ultimazione delle opere, il 2007, e l'anno del rilievo, cioè il 2014, si fossero verificate effettivamente mareggiate associate ad un tempo di ritorno maggiore di 50 anni: la risposta è negativa. Infatti, l'analisi dei massimi annuali delle altezze d'onda registrate dalla boa di Catania (Tab. 5) mostra che nell'arco temporale esaminato, non si osservano mareggiate associate a tempi di ritorno pari a 50 anni. Un'onda con altezza pari a 6,07 m, si è riscontrata il 29 ottobre 2012, con tempo di ritorno pari a circa 10 anni. A corroborare i risultati dell'indagine probabilistica condotta si riferisce, altresì che un valore di altezza d'onda di 6,20 m è stata registrata dalla boa di Catania il 28 febbraio 1996: quindi, in un ventennio di osservazioni si sono rilevate due onde con tempo di ritorno decennale.

L'analisi condotta a partire dai dati rilevati dalla boa ondometrica di Catania del Servizio RON induce ad escludere il superamento delle condizioni poste a base del progetto; né, con riguardo alla terza causa indi-

viduata dallo stesso Benassai, sembra che vi siano tali progressi nello stato delle conoscenze da pregiudicare l'approccio relativo al processo di dimensionamento messo in essere.

In merito ai dissesti verificatesi può escludersi che si tratti di danni strutturali, ma riconducibili a mancata stabilità idraulica, stante che il constatato dislocamento degli scogli potrebbe, in ultima analisi, non escludere la formulazione di una ben fondata ipotesi dubitativa circa il loro peso effettivo all'atto della posa in opera.

Allora ben venga per casi analoghi a quello qui esposto, nei quali "assumono una grande rilevanza l'aspetto estetico e le modalità di inserimento nel paesaggio", l'indicazione formulata da Aminti (1999) di applicare una mescolanza di tetrapodi e scogli, nella misura del 20% - 25%, con ciò ottenendo "una stabilità dell'opera superiore o, nelle condizioni di prova più gravose, uguale a quella della struttura realizzata in soli tetrapodi ... ma la mantellata ha un impatto visivo molto simile ad una struttura in massi naturali": e se ciò è vero per un'opera emergente, a maggior ragione vale per una scogliera soffolta.

Sembra, in ultima analisi, di potere concludere che in tutti quei casi, come in quello ora qui esaminato, nei quali le procedure messe in essere pongono alee ardue e rischiose nella valutazione del peso di ogni singolo scoglio (Viola, 2016), condizione, in vero, alquanto diffusa con i tradizionali processi di pesatura dei blocchi di cava, una prudente ed assennata previsione progettuale che, guardando avanti anche alla fase realizzativa, si ponga l'obiettivo di risolvere alla base le problematiche poste dalla precennata incognita, debba assumere l'esito al quale perviene la ricerca condotta da Aminti, prevedendo *ex tunc* l'inserimento di massi artificiali, e quindi di peso certo, nella formazione delle opere a gettata per la difesa dal moto ondoso, il che, per altro, riduce l'impatto paesistico sul territorio per la contrazione dei materiali estratti da cava.

Bibliografia

- Aminti P., 1999. *Indagine sperimentale sulla stabilità di una mantellata in tetrapodi e massi artificiali*, Giornate Italiane di Ingegneria Costiera - IV Edizione, Sessione D1.
- Benassai E., 2008. *Le dighe marittime*, Liguori Editore.
- Boccotti P., 1997. *Idraulica marittima*, UTET.
- Dean R.G., Chen R., Browder A.E., 1997. *Full scale monitoring study of a submerged breakwater*, Palm Beach, Florida, USA, Coastal Engineering, 29: 291-315.
- Hur D-S., Mizutani N., 2003. *Numerical estimation of the wave forces acting on a three-dimensional body on submerged breakwater*, Coastal Engineering, 47: 329-345.
- Iribarren C.R., 1965. *Formula para el calculo de los diques de escolleras naturales o artificiales*, Revista de Obras-Publicas, num. 3005: 739-750, Madrid
- Johnson H.K., Karambas T.V., Avgeris I., Zanuttigh B., Gonzalez-Marco D., Caceres I., 2005. *Modelling of waves and currents around submerged breakwaters*, Coastal Engineering, 52: 949-969. DOI: 10.1016/j.coastaleng.2005.09.011.
- Karmakar D., Guedes Soares C., 2014. *Wave transformation due to multiple bottom-standing porous barriers*, Ocean Engineering, 80: 50-63. DOI: 10.1016/j.oceaneng.2014.01.012.
- Mase H., Sakamoto M., Sakai T., 1995. *Neural network for stability analysis of rubble-mound breakwaters*, Journal of waterway, port, coastal, and ocean engineering, 121: 294-299.
- Matteotti G., 2004. *Lineamenti di costruzioni marittime*, Servizi Grafici Editoriali, 3a edizione.
- Milano V., 2008. *Idraulica marittima*, Maggioli Editore.
- Ministero dei Lavori Pubblici, 1996. *Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime*, GNDCl.
- Pilarczyk KW., 2003. *Design of low-crested (submerged) structures: An overview*, Copedec.
- Ranasinghe R., Turner I.L., 2006. *Shoreline response to submerged structures: A review*, Coastal Engineering, 53: 65-79. DOI: 10.1016/j.coastaleng.2005.08.003.
- Sharifahmadian A., Simons R.R., 2014. *A 3D numerical model of nearshore wave field behind submerged breakwaters*, Coastal Engineering, 83: 190-204. DOI: 10.1016/j.coastaleng.2013.10.016.
- Sumer B.M., Whitehouse R.J.S., Tørum A., 2001. *Scour around coastal structures: A summary of recent research*, Coastal Engineering, 44: 153-190. DOI: 10.1016/s0378-3839(01)00024-2.
- Tomasicchio U., 2015. *Manuale di Ingegneria Portuale e Costiera*, Hoepli.
- Tsinker G., 1997. *Handbook of Port and Harbor Engineering*, Springer Science Business Media.
- Van der Meer J.W., Briganti R., Zanuttigh B., Wang B., 2005. *Wave transmission and reflection at low-crested structures: Design formulae, oblique wave attack and spectral change*, Coastal Engineering, 52: 915-929.

- Van der Meer JW, Pilarczyk KW., 1990. *Stability of low-crested and reef breakwaters*, Coastal Engineering Proceedings, 1.
- Vidal C., Losada M., Medina R., Mansard E., Gomez-Pina G., 1992. *A universal analysis for the stability of both lowcrested and submerged breakwaters*, Coastal Engineering Proceedings, 1.
- Viola F., Favara V., Mallandrino G.A., 2016. *Distribuzione di probabilità del peso dei massi naturali di una scogliera sommersa in opera*, Atti del XXXV Convegno Nazionale di Idraulica e Costruzioni Idrauliche, Bologna.

Ricevuto il 21/06/2016; accettato il 15/12/2016