

COMMITTENTE



Autorità di Sistema Portuale
del Mare di Sicilia Occidentale

OPERA

PORTO DI PALERMO - ARENELLA COMPLETAMENTO MOLO FORANEO PORTO ARENELLA

CUP: I71J19000040005 (OPERA PNRR)
CIG: 9073719DC8

LIVELLO DI PROGETTAZIONE

PROGETTO ESECUTIVO

ELABORATO

RELAZIONE SUL DIMENSIONAMENTO E LA STABILITÀ IDRAULICA

PROGETTAZIONE



Direzione tecnica:
ING. ELIO CIRALLI

Coordinamento:

ELABORATO B.02	SCALA --	NS. RIF. B.06_STAB-IDR_v002- XXmag2022.docx	COMMESSA - NN. A4 2022ARE - 38	
DATA 20 maggio 2022	REVISIONE 01	REDATTORE VV	CONTROLLO GI	APPROVAZIONE EC

A TERMINI DI LEGGE CI RISERVIAMO LA PROPRIETÀ DI QUESTO ELABORATO, CON DIVIETO DI RIPRODURLO, ANCHE IN PARTE, O DI RENDERLO NOTO A TERZI SENZA LE NECESSARIE AUTORIZZAZIONI

INDICE DEI CONTENUTI

1	GENERALITA'	4
1.1	ANALISI METODOLOGICA	4
1.2	RISK-ANALYSIS E STATO DI MARE DI PROGETTO.....	5
2	LO STATO DI MARE CONVENZIONALE DI PROGETTO	8
2.1	I LIVELLI IDRICI DI PROGETTO.....	9
3	DESCRIZIONE DELLE OPERE MARITTIME	11
3.1	DIMENSIONI E CONCEZIONE DELL'INSIEME DEL PROGETTO	11
3.2	DESCRIZIONE DELLE OPERE IN PROGETTO	11
3.2.1	<i>Riqualificazione del molo esistente</i>	11
3.2.2	<i>Prolungamento del molo di sopraflutto</i>	12
4	ANALISI DELLA TRACIMABILITÀ DELLE OPERE	15
4.1	LE VERIFICHE ESEGUITE.....	16
4.2	CONCLUSIONI SULLA TRACIMABILITÀ	22
5	STABILITÀ IDRAULICA DELL'OPERA FORANEA	24
5.1	MATERIALI E TECNICHE DI COSTRUZIONE.....	24
5.2	DETERMINAZIONE DEI TIPI DI DISSESTO	25
5.3	LIVELLO DI DANNO DI PROGETTO	26
5.4	INTERAZIONE ONDA/STRUTTURA.....	27
5.4.1	<i>Runup e rundown</i>	27
5.4.2	<i>Overtopping</i>	28
5.4.3	<i>Riflessione</i>	28
5.4.4	<i>Trasmissione</i>	28
5.5	CALCOLO DELLA STABILITÀ IDRAULICA DEGLI ELEMENTI DELLA MANTELLATA	28
5.5.1	<i>Stabilità della sezione di testata</i>	29
5.5.2	<i>Stabilità e protezione del piede</i>	29
6	SCOGLIERA	30
6.1	CALCOLO DIMENSIONI ELEMENTI MANTELLATA	30
6.1.1	<i>Modelli di calcolo utilizzati</i>	30
6.1.2	<i>Calcolo della mantellata</i>	31
6.1.3	<i>Larghezza della cresta</i>	31
6.2	CARATTERISTICHE DEGLI ELEMENTI DELLA MANTELLATA	32
6.3	DURABILITÀ DELLE OPERE	36
6.4	CONTENIMENTO DELLA PERDITA DI MASSI DELLO STRATO SOTTOSTANTE LA MANTELLATA E DEL MATERIALE FINO DEL NUCLEO (FILTRO)	37
6.5	DIMENSIONAMENTO DEI MASSI DELLA MANTELLATA LATO PORTO	37

ELENCO DELLE FIGURE

FIGURA 3-1: MANTELLATA SINGLE-LAYER IN MASSI ARTIFICIALI TIPO ECOPODE™ (DX, PARTI EMERSE) E TIPO ACCROPODE™(SX, PARTI SOMMERSE).....	12
FIGURA 3-2: IL SISTEMA DI MANTELLATA CON ACCROPODE™ E ACCROBERM™	13
FIGURA 4-1: ESEMPLIFICAZIONE DEI PARAMETRI DI INPUT PER IL TOOL OVERTOPPING-NEURALNETWORK (EUROTOP 2018).....	17
FIGURA 4-2: RISULTATI DEI TEST PER GLI SCENARI - KR.....	19
FIGURA 4-3:RISULTATI DEI TEST PER GLI SCENARI - KT.....	20
FIGURA 4-4: RISULTATI DEI TEST PER GLI SCENARI – Q (M ³ /S PER M)	20

COMMITTENTE



Autorità di Sistema Portuale
del Mare di Sicilia Occidentale

PROGETTAZIONE



FIGURA 4-5: DISTRIBUZIONE DEI VOLUMI D'ONDA DI TRACIMAZIONE PER $H_{M0} = 3$ M; RIPIDITÀ DELL'ONDA $S_{OP} = 0,04$ E DURATA DELLO STATO DEL MARE PARI A UN'ORA	23
FIGURA 4-6: DISTRIBUZIONE DEI VOLUMI D'ONDA DI TRACIMAZIONE PER $H_{M0} = 1$ M; RIPIDITÀ DELL'ONDA $S_{OP} = 0,04$ E DURATA DELLO STATO DEL MARE PARI A UN'ORA	23
FIGURA 4-7: DISTRIBUZIONE DEI VOLUMI D'ONDA DI TRACIMAZIONE PER $H_{M0} = 5$ M; RIPIDITÀ DELL'ONDA $S_{OP} = 0,04$ E DURATA DELLO STATO DEL MARE PARI A UN'ORA	23
FIGURA 5-1: MASSI ARTIFICIALI TIPO ACCROPODE	24

ELENCO DELLE TABELLE

TABELLA 2-1: SOVRALZO IDRICO TOTALE PER TdR 100 ANNI	10
TABELLA 4-1: LIMITI DI TRACIMAZIONE PER IL PROGETTO STRUTTURALE DI FRANGIFLUTTI, DIGHE ED ARGINI (EUROTOP 2018).....	15
TABELLA 4-2: LIMITI GENERALI PER LA TRACIMAZIONE IN RELAZIONE ALLA PROTEZIONE DEI BENI (EUROTOP 2018)	16
TABELLA 4-3: LIMITI DI TRACIMAZIONE PER LA SICUREZZA DI PERSONE E VEICOLI (EUROTOP 2018)	16
TABELLA 4-4: SCENARI PER I TEST DI OVERTOPPING	19
TABELLA 4-5: VERIFICA DEGLI SCENARI DI TRACIMAZIONE	21



1 Generalita'

1.1 Analisi metodologica

La pianificazione di un'opera marittima segue generalmente un iter canonico:

- 1) definire chiaramente le specifiche del problema, includendo e illustrando tutti gli obiettivi;
- 2) definire ed identificare le attuali e le più probabili future condizioni nell'ipotesi di non intervento;
- 3) identificare ed analizzare le alternative possibili;
- 4) per ogni alternativa valida sviluppare e verificare il comportamento funzionale;
- 5) per ogni alternativa valida sviluppare e testare il comportamento strutturale;
- 6) per ogni alternativa valida verificare la cantierabilità delle opere, l'operatività e la manutenibilità delle stesse, nonché i costi del loro ciclo di vita utile;
- 7) selezionare la soluzione finale, e sviluppare gli elaborati progettuali esecutivi;
- 8) costruire quanto previsto nel progetto esecutivo;
- 9) monitorare e valutare la risposta delle opere costruite rispetto alle previsioni progettuali.

Per addivenire ad un progetto nella sua forma definitiva, è necessario continuare il processo iterativo iniziato con la fase di pianificazione fin quando tutti gli scopi non siano raggiunti.

Le fasi pianificatorie precedenti propedeutiche sono state sviluppate nelle sezioni opportune del presente progetto.

Dacché il processo metodologico seguito per il progetto ingegneristico di dettaglio è stato il seguente:

- a) specifica delle caratteristiche funzionali e della vita utile di servizio (criteri di progetto)
- b) stabilire le caratteristiche del clima d'onda locale a breve ed a lungo termine, anche in relazione dei possibili cambiamenti geomorfologici
- c) selezione dei livelli idrici per la risposta idraulica: runup, overtopping, trasmissione, riflessione (per esempio: il 20% di probabilità che la portata di overtopping ecceda i $10^{-5} \text{m}^3/\text{s m}$ durante 1 h in un periodo di 50 anni)
- d) considerazioni sull'attrezzatura di cantiere necessaria e sulle tecniche di costruzione, nonché sulla disponibilità e sulla durevolezza dei materiali da costruzione (per esempio: mezzi di cantiere solo terrestri disponibili a costi ragionevoli, roccia di dimensioni sufficienti disponibile con facilità)
- e) selezione di diverse geometrie strutturali da indagare successivamente (strutture miste con cassone, strutture a gettata con o senza muri di coronamento)
- f) identificazione di tutti i possibili tipi di dissesto per le strutture selezionate (per esempio dislocazione degli elementi della mantellata)
- g) selezione dei livelli di danno di progetto per i tipi di dissesto identificati (per esempio:

COMMITTENTE



Autorità di Sistema Portuale
del Mare di Sicilia Occidentale

PROGETTAZIONE



50% di probabilità di dislocazione del 5% degli elementi della scogliera entro 50 anni)

- h) disegno concettuale delle parti strutturali basato sulla scelta dei livelli di danno ammissibile e sulla risposta idraulica (per esempio: determinazione della dimensione dei blocchi della scogliera e della altezza della cresta della scogliera)
- i) valutazione dei costi di strutture alternative e selezione della soluzione/i per le successive analisi più dettagliate e per l'ottimizzazione
- j) progettazione di dettaglio che includa l'ottimizzazione economica e la valutazione della sicurezza globale della struttura; questo livello comprenderà test su modello e/o analisi computazionali avanzate per le strutture maggiori e non standard.

1.2 Risk-analysis e stato di mare di progetto

Occorre evidenziare che l'analisi delle strutture costiere sta mutando verso un approccio sempre meno deterministico e sempre più probabilistico, con metodologie basate sul rischio e ciò grazie all'evoluzione calcolistica ed alla disponibilità di dati storici.

I principali obiettivi nell'adozione della risk analysis sono:

- identificare esplicitamente le incertezze;
- fornire informazioni avanzate in merito alla relazione tra i rischi ed i costi derivanti;
- migliorare la capacità di decisione per l'ottimizzazione del progetto.

In ogni progetto possono essere riconosciute delle variabili chiave che determinano largamente la soluzione da trovare.

La determinazione del grado di rischio accettabile per l'opera consente di stabilire i criteri per la scelta della probabilità di superamento dell'evento, della "durata di vita del progetto" e dei parametri dell'evento estremo da considerare.

Per determinare il tempo di ritorno dello stato del mare di progetto si è fatto riferimento alle "Istruzioni Tecniche per la Progettazione delle Opere Marittime" emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, che suggeriscono una espressione che fornisce il Tempo di Ritorno dell'onda di progetto per il dimensionamento di varie strutture marittime. Tale espressione dipende da:

- la *durata minima di vita* delle opere progettate, desumibile, in funzione del tipo di opera e dal livello di sicurezza richiesto, dalla seguente tabella:

Tipo dell'opera	Livello di sicurezza richiesto		
	1	2	3
	Vita di progetto (anni)		
Infrastrutture di uso generale	25	50	100
Infrastrutture ad uso specifico	15	25	50

Per strutture ad uso generale si intendono le opere di difesa di complessi civili e/o industriali che non siano destinati ad uno specifico scopo e per i quali non è chiaramente identificabile il termine della vita utile o funzionale.

Per infrastrutture ad uso specifico si intendono le opere di difesa di singola installazione industriali, di porti industriali o piattaforme di carico e scarico, e petrolifere.

Il livello di sicurezza 1 si riferisce ad opere o installazioni di interesse locale ed ausiliario, comportanti un piccolo rischio di perdite di vita o di danni ambientali in caso di danneggiamento (difese costiere, porti minori e marina, scarichi a mare, strade litoranee).

Il livello di sicurezza 2 si riferisce ad opere ed installazioni di interesse generale, comportanti un moderato rischio di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di danneggiamento (grandi opere portuali, scarichi di grandi città).

Il livello di sicurezza 3 si riferisce ad opere ed installazioni per la protezione dall'inondazione di interesse sopranazionale, comportanti un elevato rischio di perdita di vite umane e di danno ambientale in caso di danneggiamento.

- *massima probabilità di danneggiamento ammissibile* nel periodo di vita operativa dell'opera desumibile dal tipo di danneggiamento, dalla ripercussione economica e dal rischio per la vita umana come da tabella seguente

<i>Danneggiamento incipiente</i>		
Ripercussione economica	Rischio per la vita umana	
	Limitato	Elevato
Bassa	0.50	0.30
Media	0.30	0.20
Alta	0.25	0.15

<i>Distruzione totale</i>		
Ripercussione economica	Rischio per la vita umana	
	Limitato	Elevato
Bassa	0.20	0.15
Media	0.15	0.10
Alta	0.10	0.05

Le probabilità corrispondenti al danneggiamento incipiente od alla distruzione totale vengono assunte in relazione alle modificazioni subite dalle opere in caso di danneggiamento o alle difficoltà di subire il danno subito.

Per strutture rigide (dighe a pareti verticali) per le quali è difficile riparare i danni, si assume la probabilità di distruzione totale.

Per strutture flessibili o comunque opere riparabili, si assume la probabilità corrispondente al danneggiamento incipiente intenso come il livello di danneggiamento predefinito per la tipologia di struttura, al di sopra del quale il danno è apprezzabile e risulta necessario intervenire con lavori di manutenzione.

Per rischio limitato di vite umane si intendono i casi in cui a seguito del danneggiamento non è prevista alcuna perdita di vita; se le perdite sono preventivabili, il rischio è elevato.

Per ripercussione bassa, media e alta si intendono i casi in cui il rapporto fra i costi di danneggiamento diretti ed indiretti e il costo totale di realizzazione dell'opera è rispettivamente minore di 5, compreso tra 5 e 20 e maggiore di 20.

La combinazione del tempo di vita dell'opera T_v e della probabilità di danneggiamento P_f determina il tempo di ritorno dell'evento di progetto T_{rp} con la seguente espressione:

$$T_{rp} = \frac{T_v}{[-\ln(1 - P_f)]}$$

Per il caso in esame si assume:

- $T_v = 15$ poiché l'infrastruttura in progetto si può assumere ad uso specifico (opera di difesa di un porto turistico-peschereccio) ed il livello di sicurezza richiesto è 1;

- $P_f = 0,15$ poiché si assume la probabilità di danneggiamento incipiente, con rischio per la vita umana elevato e ripercussione economica alta per via della modalità di realizzazione scelta.

Per il caso in esame si ottiene un T_{rp} pari a 92 anni. A favore di sicurezza, per le determinazioni del presente studio, si assume $T_{rp} = 100$ anni.

COMMITTENTE



Autorità di Sistema Portuale
del Mare di Sicilia Occidentale

PROGETTAZIONE



2 Lo stato di mare convenzionale di progetto

Al fine del calcolo di stabilità idraulica delle opere in progetto, si considera quello stato del mare caratterizzato dalla maggiore onda significativa che è risultato dall'analisi statistica in corrispondenza del tempo di ritorno idoneo, determinato con l'analisi di rischio (Cfr. Capitolo precedente).

Le simulazioni effettuate ai fini della propagazione dell'onda dal largo verso la costa per le mareggiate più gravose, considerando i fenomeni di rifrazione, shoaling e frangimento, hanno restituito distribuzioni di onde che si presentano con direzioni d'attacco $45^{\circ}\text{N} < \vartheta_{\text{sott}} < 119^{\circ}\text{N}$.

A seguito delle prescrizioni del CTA ricevute dal precedente progetto definitivo, al fine dell'analisi degli eventi estremi finalizzata alla stima dell'altezza d'onda significativa di progetto, si sono confrontati i risultati (Cfr. Elaborato B.01 "Relazione idraulica marittima"):

- Trasponendo sottocosta le onde estreme direzionali al largo ("Approccio A");
- Trasponendo sottocosta l'intero clima marittimo sopra soglia, e quindi eseguendo sulle onde trasposte l'analisi statistica degli eventi estremi assumendo come onda di progetto quella omnidirezionale ("Approccio B").

Mentre il suddetto "Approccio A" è quello tradizionalmente e frequentemente utilizzato negli studi di questo tipo, l'"Approccio B" si riferisce ad un metodo che viene talvolta utilizzato con l'applicazione di un software commerciale specifico, MIKE21, prodotto dalla DHI. Tuttavia a fronte dell'alto impegno elaborativo che tale approccio comporta, in letteratura non ne è stata dimostrata la maggiore affidabilità della previsione.

Eseguendo "l'Approccio A", in prossimità della testata del molo di sopraflutto, con $T_dR = 100$ anni, la massima onda significativa direzionale incidente è caratterizzata da:

- $\vartheta_{\text{sott.}} = 97^{\circ}\text{N}$, $H_{s \text{ sott.}} = 6,6 \text{ m}$, $T_p \text{ sott.} = 10,4 \text{ s}$

ed è generata da uno stato di mare al largo con

- $\vartheta = 90^{\circ}\text{N}$, $H_s = 7,2 \text{ m}$ e $T_p = 11,4 \text{ s}$.

Eseguendo l'"Approccio B" in prossimità della testata del molo di sopraflutto, con $T_dR = 100$ anni, si ottiene la massima onda significativa omnidirezionale incidente caratterizzata da:

- $H_s = 7,65 \text{ m}$, $T_p = 11,4 \text{ s}$.

Quest'ultima altezza significativa omnidirezionale è superiore del 16% rispetto all'altra. Essendo noto che dalle formulazioni usuali che il peso del masso della mantellata è proporzionale al cubo dell'altezza dell'onda, ne deriva che tale incremento comporterebbe l'esigenza di un masso maggiormente pesante del 56%.

È da ritenere che un tale notevolissimo sovradimensionamento, che si riflette direttamente sul costo delle opere, non sia ragionevolmente giustificabile.

Per tale ragione si adotta come stato di mare convenzionale di progetto, ritenendolo adeguatamente cautelativo, quello rappresentato da:

- $\vartheta_{\text{sott.}} = 97^{\circ}\text{N}$, $H_{s \text{ sott.}} = 6,6 \text{ m}$, $T_p \text{ sott.} = 10,4 \text{ s}$

Tale scelta è ulteriormente confortata dal confronto con quanto riportato nell'elaborato "A.3 - Studio agitazione interna ed imboccature. Verifiche opere di difesa nuove ed

esistenti”, contenuto tra gli “Studi di settore” per il Piano Regolatore Portuale di Palermo completamente approvato e vigente che per il porto dell’Arenella ha considerato:

“Le verifiche per il molo di sopraflutto del porto dell’Arenella sono state fatte utilizzando un’altezza d’onda significativa di 6.2 m, un periodo di picco di 12.8 s, che corrisponde ad un tempo di ritorno di 100 anni.

Con il calcolo della tracimazione del primo tratto (sezione A2) si ottiene una portata di 3.25 l/s/m che risulta accettabile per il transito a piedi di personale esperto, meno accettabile per pedoni inesperti, mentre non presenta livelli di rischio o danneggiamento per imbarcazioni, anche di piccole dimensioni (5-10 m). Il tratto finale del molo (sezione A3) non risulta protetto, con portate di tracimazione superiori ai 250 l/s/m; tuttavia tale tratto, non essendo banchinato internamente, non è soggetto a rischi o pericoli legati all’overtopping.

Per quel che riguarda la stabilità della mantellata dell’opera si è calcolato – sempre in condizioni di TR=100 anni – che il 2.5% degli elementi possono subire dei movimenti sul posto, mentre lo 0.6% di essi possono venire spostati di almeno una lunghezza pari alla loro dimensione. Per completezza è stato eseguito il calcolo in termini di dimensionamento con la formula di Hudson che dà come risultato un peso medio degli elementi di 15 tonnellate che risulta inferiore alla dimensione media dei massi esistenti.”

2.1 I livelli idrici di progetto

I livelli idrici del sito, ovvero le profondità dei fondali in un determinato momento nel paraggio in esame, possono avere un ruolo determinante nell’attività di studio e di analisi marittimistica dei siti e delle strutture.

Tali livelli, infatti, influenzando la meccanica delle onde che si propagano, possono determinare condizioni più o meno gravose rispetto a quelle riferite al livello medio del mare, che, se non prese in opportuna considerazione, possono portare a risultati falsati ed erronei.

Valga pensare al fenomeno del frangimento, certamente connesso, tra l’altro, alla profondità del fondale. Considerazioni superficiali sui livelli idrici effettivamente verificabili possono portare ad onde frangenti sottostimate, con gravi conseguenze sul calcolo strutturale delle opere, come è avvenuto in molteplici situazioni.

Occorre evidenziare che considerarsi che i livelli idrici effettivi in un sito sono condizionati principalmente da:

- marea
- *storm surge*, ovvero dalla combinazione di effetti meteorologici connessi alla tempesta, tra cui l’elevazione da gradiente di pressione, l’azione eolica e gli effetti dovuti al frangimento;

La combinazione degli effetti delle suddette componenti è una caratteristica peculiare tempesta per tempesta per cui, ai fini di studio, l’unica previsione fattibile prende le mosse da considerazioni di tipo statistico.

Ancora meglio andrà osservata la risposta del dimensionamento strutturale in funzione della variazione dei livelli idrici tra un minimo e un massimo possibile e ciò perché tali livelli giocano in modo differente a seconda dell’opera da progettare (scogliere non sormontabili, scogliere sormontabili, o scogliere soffolte).

Lo studio dei livelli idrici è stato effettuato nella apposita sezione dell’elaborato B.01 “Relazione Idraulica Marittima”. Per un tempo di ritorno pari a 100 anni il sovrizzo idrico totale stimato è riportato nella tabella. Il massimo sovrizzo stimato verrà utilizzato per le calcolazioni strutturali che considerano lo stato di mare di progetto.

Per alcune esigenze calcolistiche saranno interessati i minimi livelli idrici possibili e di volta in volta verranno effettuate le opportune considerazioni.

Tabella 2-1: Sovralzo idrico totale per TdR 100 anni

SOVRALZO IDRICO TOTALE - TOTAL SURGE						
TdR anni	330°N m	360°/0°N m	30°N m	60°N m	90°N m	120°N m
100	1.68	1.54	1.57	1.37	1.59	1.25



3 Descrizione delle opere marittime

Il progetto in questione riguarda il completamento del molo di sopraflutto del Porto dell'Arenella di Palermo, secondo la configurazione adottata nel Piano Regolatore Portuale dei Porti di Palermo, approvato con D.A. n. 100 del 30/07/2018.

La configurazione planimetrica dell'opera si discosta di poco da quella del precedente PRP del 1974, rimanendo il bacino portuale protetto sostanzialmente identico nella forma e nella dimensione.

L'opera è stata concepita, in analogia con la preesistente.

3.1 Dimensioni e concezione dell'insieme del progetto

I dati metrici relativi al progetto di completamento del molo di sopraflutto sono:

- prolungamento del molo con banchinamento a cassoni: 50.20 m
- prolungamento del molo massiccio e con muro paraonde: 110,20 m
- intera opera compreso riccio di testata della scogliera: 146.70 m

Il progetto prevede la riqualificazione ed il completamento dell'opera di sopraflutto del Porto dell'Arenella in conformità a quanto previsto nel vigente Piano Regolatore del Porto. Tutti gli interventi previsti tendono inoltre alla riqualificazione della infrastruttura, ai fini di favorire il migliore inserimento ambientale e paesaggistico e quindi la sostenibilità del progetto.

Per raggiungere questi obiettivi verranno utilizzate tecnologie e materiali ad alta compatibilità paesaggistica e sostenibilità ambientale, quali ad esempio i blocchi del tipo "Ecopode™" per la parte emersa delle scogliere, sistemi di illuminazione a bassissimo consumo. Inoltre, secondo i principi dell'economia circolare, si prevede il recupero e riutilizzo di materiale lapideo proveniente dal parziale salpamento del Molo Sud del porto commerciale di Palermo.

Si rimanda alla tav. C.OP.01 per una visualizzazione sinottica degli interventi.

L'opera fornirà un indubbio contributo alla messa in sicurezza dell'intero bacino portuale, la cui agitazione residua interna sotto le mareggiate soffre ancora dell'incompletezza delle opere foranee (cfr. B.02).

Il molo sarà completato con tutti gli arredi e le attrezzature necessarie ed alla praticabilità dello stesso.

3.2 Descrizione delle opere in progetto

3.2.1 Riqualificazione del molo esistente

Il terzo tratto del molo di sopraflutto presenta oggi una mantellata in massi cubici con berma a quota +2,5 m circa con diversi elementi dislocati e frequenti spazi vuoti che aumentano la possibilità che il sottostrato sia esposto all'azione diretta del moto ondoso. Il Genio Civile OO.MM. ha nel recente passato condotto un consistente intervento per il rifiorimento della mantellata dei primi due tratti del molo utilizzando massi della stessa tipologia. Ulteriori interventi di rifiorimento sono stati condotti, sebbene a tratti e con elementi di dimensioni inferiori, in prossimità della testata ad opera dei concessionari.

L'intervento che viene proposto intende ripristinare la sezione dell'opera foranea e nel contempo riqualificare quest'ultima porzione dell'opera utilizzando degli elementi che presentano un migliore inserimento paesaggistico ed un più alto livello di sostenibilità ambientale, in linea con le attuali tendenze di protezione ambientale quali per esempio

quelle contenute nel “Piano Strategico di Sviluppo della Portualità Turistica in Sicilia”, emanato con DA n. 69 del 26/05/2006.

Il progetto prevede la ricostituzione dell'integrità della sagoma di sezione dell'opera ai fini di migliorare le sue performance statiche ed idrauliche, utilizzando una mantellata di tipo “single layer” di massi artificiali esapodi in calcestruzzo non armato, progettati per resistere all'azione delle onde sui frangiflutti e sulle strutture costiere, i quali consentono una maggiore economia ambientale per la riduzione di materiale occorrente a parità di caratteristica di stabilità, grazie alla migliore interconnessione tra gli stessi.

Per le parti emerse saranno utilizzati massi esapodi tipo “ECOPODE™” i quali presentano un aspetto simile alla pietra naturale, ottenuto grazie alla pigmentazione del conglomerato cementizio e all'uso di apposite casseforme, garantendo un migliore inserimento paesaggistico.

Il piede della mantellata sarà realizzato con elementi tipo Accroberm™, i quali offrono non pochi vantaggi in termini di semplificazione costruttiva, stabilità perdurante del costruito e sostenibilità ambientale.

Costruttivamente si prevede di salpare i massi cubici affioranti ove occorrente, intasare e regolarizzare la superficie con massi di prima categoria e pietrame fino a quota 2,15 m e pendenza scarpata lato mare 4/3. Il nucleo sarà protetto da uno stato filtro di scogli di seconda categoria per uno spessore di 1,7 m e da una mantellata in massi artificiali tipo Ecopode™ (per le parti emerse) e tipo Accropode™ (per le parti sommerse) che formerà lato mare una berma emersa di larghezza 10 m e quota + 6,0 m rispetto il l.m.m.

È prevista inoltre la regolarizzazione della superficie del massiccio di coronamento, che ha subito dei fenomeni di cedimento, con calcestruzzo alleggerito e quindi è prevista la realizzazione del muro paraonde fino ad una quota di 6,1 m sul l.m.m, quota del preesistente muro la cui sagoma verrà mantenuta per omogeneità costruttiva e formale, verificata dalle analisi di funzionalità dell'opera in presenza del fenomeno di overtopping. Per il migliore inserimento paesaggistico è previsto che la cresta del muro paraonde sia alla quota della berma della mantellata.



Figura 3-1: Mantellata single-layer in massi artificiali tipo Ecopode™ (dx, parti emerse) e tipo Accropode™ (sx, parti sommerse)

3.2.2 Prolungamento del molo di sopraflutto

Il progetto prevede il completamento dell'opera di sopraflutto in assoluta coerenza planimetrica con quanto previsto nel PRP approvato nel 2018.

La realizzazione del molo concorrerà quindi ad una maggiore protezione dell'intero bacino portuale nel rispetto proprio delle previsioni del vigente Piano Regolatore del Porto dell'Arenella (cfr. elaborato C.SF.01.02).

Nello specifico sarà realizzata una diga a gettata in due tratti (cfr. tav. C.OP.01):

- il primo, con massiccio e banchinamento a cassoni cellulari, in esatta continuità dimensionale planimetrica al terzo tronco esistente (direzione S-SW) per una lunghezza complessiva di 50,2 m con uno sporgente terminale lato bacino di dimensioni 20 x 17 m;
- il secondo, solo con massiccio, con direzione SW (236° N) per una lunghezza di 60 m oltre il riccio di testata.

La sezione tipica (cfr. Tav. C.OP.04) sarà mutuata dalla sezione della diga preesistente, imbasata mediamente ad una profondità di circa -13 m rispetto al livello medio mare, e sarà realizzata da un nucleo in scogli di 1^a categoria e pietrame fino a quota adeguata sul livello medio mare, e pendenza scarpata lato mare 4/3. Il nucleo sarà protetto da uno stato filtro di scogli di seconda categoria per uno spessore idoneo e da una mantellata di tipo "single layer" in massi artificiali tipo Ecopode™ (per le parti emerse) e tipo Accropode™ (per le parti sommerse) che formerà lato mare una berma emersa di larghezza 10 m e quota + 6,0 m rispetto il l.m.m. I massi tipo Ecopode™ ed Accropode™ sono elementi in calcestruzzo non armato con caratteristiche ecocompatibili per avere una superficie simile alla pietra locale.

Il piede della mantellata sarà realizzato con elementi tipo Accroberm™, i quali offrono non pochi vantaggi in termini di semplificazione costruttiva, stabilità perdurante del costruito e sostenibilità ambientale.

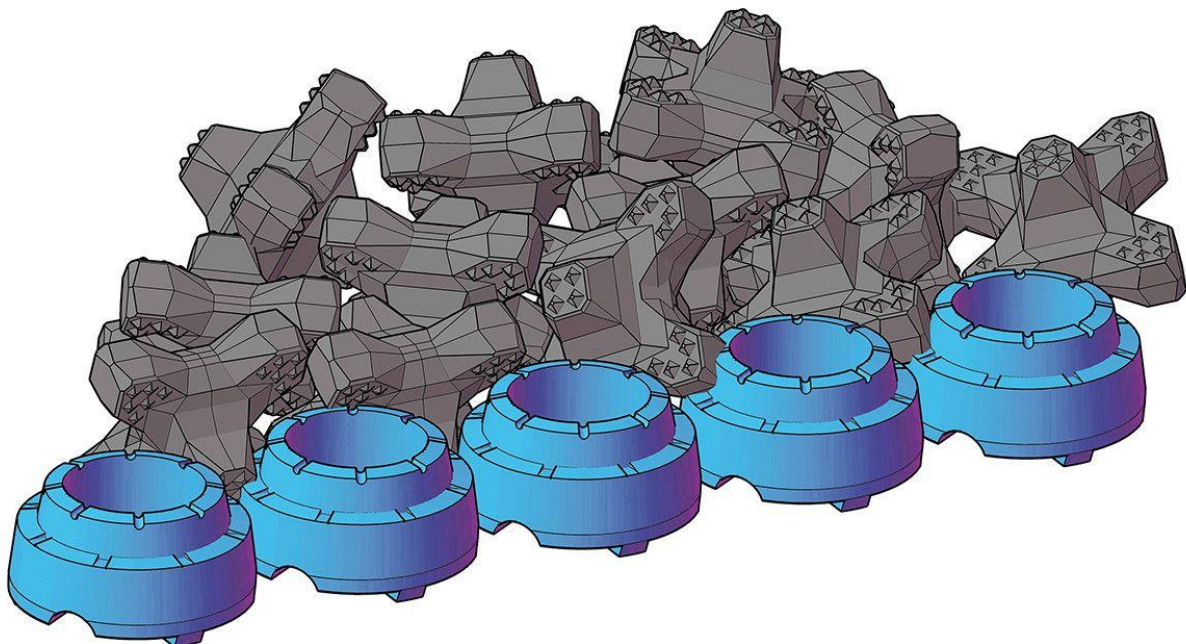


Figura 3-2: Il sistema di mantellata con Accropode™ e Accroberm™

I due tipi di massi sono perfettamente compatibili sotto il punto di vista della stabilità idraulica.

Al di sopra del nucleo, con quota di calpestio a +3,00 m, è prevista una sovrastruttura in calcestruzzo di larghezza 9,80 nel primo tratto e 8,15 m nel secondo, con muro paraonde a quota +6,1 sul l.m.m.

Il banchinamento interno del primo tratto sarà realizzato con cassoni cellulari in cemento armato di dimensione 5,0 x 6,0 m posizionati su di un letto di pietrame. Si prevede l'utilizzo di cassoni con celle antiriflettenti che abbiano le pareti esterne che costituiscono il filo banchina forate per l'abbattimento del coefficiente di riflessione delle onde. Le celle interne del cassone saranno riempite con sabbia. Sul cassone dalla quota +0,5 sarà realizzata una sovrastruttura in cemento armato fino alla quota di calpestio prevista di +1,4 sul l.m.m..

In tale sovrastruttura si prevede la realizzazione di un cunicolo di servizio nonché l'arredo finale con gli ausili all'ormeggio, e la normale dotazione impiantistica (idrico-sanitaria, elettrica, illuminotecnica e segnali).

I cassoni verranno prefabbricati con calcestruzzo armato con le specifiche tecniche previste nel progetto strutturale degli stessi.

Il paraonde e la sovrastruttura nelle parti visibili saranno in calcestruzzo facciavista. Sul paraonde verrà realizzata una scritta in rilievo negativo con la denominazione dell'ADSP ed il relativo logo.

La superficie del banchinamento sarà finita con cemento pigmentato in colori terrosi. Il filo banchina sarà rifinito con orlatura in pietra.

In prossimità della testata verrà spostato l'impianto di segnalamento a luce verde.

COMMITTENTE



Autorità di Sistema Portuale
del Mare di Sicilia Occidentale

PROGETTAZIONE



4 Analisi della tracimabilità delle opere

Al fine di determinare le condizioni di utilizzo e di eventuale danno delle opere, è stata valutata la tracimabilità delle opere con i principi descritti nell' "Eutotop: Manual on wave overtopping of sea defences and related structures", Second Edition 2018¹. Questa versione supera e sostituisce le precedenti versioni del 2016 e del 2007, come anche le parti relative del "Rock Manual" (2007).

La tracimabilità ammissibile è uno dei parametri prestazionali del progetto di un'opera di difesa costiera che dipende dalla funzione dell'opera e dai rischi tollerabili. La grandezza diffusamente utilizzata per la classificazione della severità dell'overtopping è la portata media di tracimazione per metro lineare d'opera, per cui si può dire:

- $q < 0,1$ l/s per m: insignificante rispetto alla resistenza della cresta e della parte posteriore di una struttura;
- $q = 1$ l/s per m: su cresta e pendii lato terra, le coperture erbose o l'argilla possono iniziare ad erodersi. Le opere a gettata non subiscono erosione;
- $q = 10$ l/s per m: tracimazione significativa per dighe e argini. Per grandi altezze d'onda può portare alla grave erosione sul lato porto dei frangiflutti realizzati con opere a gettata.
- $q = 100$ l/s per m: la cresta e i pendii lato terra delle dighe devono essere protetti da asfalto o calcestruzzo; possono essere generate onde trasmesse e la mantellata dell'opera deve coprire la cresta e i pendii lato terra.

La portata media di tracimazione non descrive quante onde tracimeranno e quale sia il volume d'acqua scaricato da ciascuna di esse. Quest'ultimo volume tracimato V è misurato in m^3 per onda per metro lineare di cresta.

Una delle principali intuizioni sviluppate è che la tracimazione tollerabile dipende in larga misura dal volume di picco, e quindi dall'altezza dell'onda che ne è causa. Infatti per una stessa portata media di tracimazione onde piccole generano piccoli volumi cumulati, mentre le onde di grandi dimensioni possono generare molti metri cubi di acqua che si rovesciano con un'onda sola. Per tale ragione la portata media di tracimazione tollerabile dovrebbe essere accoppiata ad un'altezza d'onda che la causa (più semplice che non

Tabella 4-1: Limiti di tracimazione per il progetto strutturale di frangiflutti, dighe ed argini

Hazard type and reason	Mean discharge q (l/s per m)	Max volume V_{max} (l per m)
Rubble mound breakwaters; $H_{m0} > 5$ m; no damage	1	2,000-3,000
Rubble mound breakwaters; $H_{m0} > 5$ m; rear side designed for wave overtopping	5-10	10,000-20,000
Grass covered crest and landward slope; maintained and closed grass cover; $H_{m0} = 1 - 3$ m	5	2,000-3,000
Grass covered crest and landward slope; not maintained grass cover, open spots, moss, bare patches; $H_{m0} = 0.5 - 3$ m	0.1	500
Grass covered crest and landward slope; $H_{m0} < 1$ m	5-10	500
Grass covered crest and landward slope; $H_{m0} < 0.3$ m	No limit	No limit

¹ Cfr. "EurOtop, 2018. Manual on wave overtopping of sea defences and related structures. An overtopping manual largely based on European research, but for worldwide application." Van der Meer, J.W., Allsop, N.W.H., Bruce, T., De Rouck, J., Kortenhaus, A., Pullen, T., Schüttrumpf, H., Troch, P. and Zanuttigh, B..

valutare lo stesso volume massimo). Questa importante intuizione ha modificato la definizione dei limiti per la tracimazione tollerabile. Di seguito si riportano le tabelle inerenti (Cfr. da Tabella 4-1 a Tabella 4-3).

4.1 Le verifiche eseguite

Le verifiche sono state effettuate avvalendosi del “EurOtop Neural Network for design of coastal and Harbour structures”². Le reti neurali artificiali ricadono nel campo dell’intelligenza artificiale e si rimanda al riferimento nelle note per una descrizione dettagliata. L’Overtopping-NeuralNetwork consente di prevedere le prestazioni idrauliche delle strutture costiere in termini di portata media di tracimazione (q), del coefficiente di trasmissione delle onde (Kt) e del coefficiente di riflessione delle onde (Kr).

Il sistema neuronale è stato addestrato, ad oggi, su quasi 18.000 test condotti da diversi istituti di ricerca su modelli fisici in scala ed è applicabile per quasi tutte le configurazioni

Tabella 4-2: Limiti generali per la tracimazione in relazione alla protezione dei beni (EurOtop 2018)

Hazard type and reason	Mean discharge q (l/s per m)	Max volume V _{max} (l per m)
Significant damage or sinking of larger yachts; H _{m0} > 5 m	>10	>5,000 – 30,000
Significant damage or sinking of larger yachts; H _{m0} = 3-5 m	>20	>5,000 – 30,000
Sinking small boats set 5-10 m from wall; H _{m0} = 3-5 m Damage to larger yachts	>5	>3,000-5,000
Safe for larger yachts; H _{m0} > 5 m	<5	<5,000
Safe for smaller boats set 5-10 m from wall; H _{m0} = 3-5 m	<1	<2,000
Building structure elements; H _{m0} = 1-3 m	≤1	<1,000
Damage to equipment set back 5-10m	≤1	<1,000

Tabella 4-3: Limiti di tracimazione per la sicurezza di persone e veicoli (EurOtop 2018)

Hazard type and reason	Mean discharge q (l/s per m)	Max volume V _{max} (l per m)
People at structures with possible violent overtopping, mostly vertical structures	No access for any predicted overtopping	No access for any predicted overtopping
People at seawall / dike crest. Clear view of the sea. H _{m0} = 3 m H _{m0} = 2 m H _{m0} = 1 m H _{m0} < 0.5 m	0.3 1 10-20 No limit	600 600 600 No limit
Cars on seawall / dike crest, or railway close behind crest H _{m0} = 3 m H _{m0} = 2 m H _{m0} = 1 m	<5 10-20 <75	2000 2000 2000
Highways and roads, fast traffic	Close before debris in spray becomes dangerous	Close before debris in spray becomes dangerous

² Formentin S.M., Zanuttigh B. and Van der Meer J.W., 2017. A Neural Network TOOL for predicting wave reflection, overtopping and transmission, Coastal Engineering Journal, 59, No. 2 (2017), 1750006, 31 pp.

strutturali. L'accuratezza della previsione dello strumento è almeno paragonabile a quella delle formule esistenti indirizzate a configurazioni di strutture specifiche.

Il sistema utilizza un set di 22 parametri di input che identificano l'opera, l'ambiente fisico e il clima marittimo alla struttura (Cfr. Figura 4-1).

Tutti i risultati sono forniti in termini di valori medi e di banda di confidenza del 90%, con il 5% e il 95% percentili. Queste quantità sono derivate dalla distribuzione statistica dei risultati di calcolo ottenuti applicando 500 volte la tecnica di *bootstrapping resampling* al database di formazione del NN.

I risultati sono memorizzati una tabella di output in righe il cui numero corrisponde al numero di Scenari di input inseriti. In ogni riga, la prima colonna è il Test ID (come definito nella tabella degli input), la seconda colonna contiene il valore medio e le altre due colonne contengono i valori del 5% e 95% percentili. Nella tabella di output della portata media di tracimazione "q", viene riportata una colonna che indica la correzione del valore medio alle condizioni del prototipo.

L'ultima colonna include un parametro specifico E per valutare la "similitudine" dello scenario di Input con il dominio di training dello strumento NN. Più il valore di E è vicino a 0, più lo scenario di input è simile alle prove di training del NN (E=0 per tutte le prove di training). Valori crescenti di E indicano che gli output del NN possono essere affetti da deviazioni standard elevate.

I periodi di ritorno degli eventi per cui analizzare i rischi da tracimazione dell'onda, in base ai quali pianificare o progettare una struttura di difesa marittima, potrebbero essere fissati da normative o orientamenti nazionali, tuttora non disponibili in Italia. Per i frangiflutti di porti e porti turistici, le inondazioni in genere non sono la preoccupazione principale, ma lo sono il disturbo provocato dall'overtopping e i movimenti indotti del naviglio all'ormeggio. Infatti, fatta salva la durevolezza delle opere anche in condizioni di tracimazione prevedibile, mentre con condizioni meteo sfavorevoli con un sufficiente anticipo è possibile inibire transito, accessibilità e operatività sulle opere foranee a rischio, la stessa cautela è difficilmente applicabile per la protezione dei beni a ridosso (barche all'ormeggio, p.es.).

Così per le condizioni di sicurezza strutturale l'evento di riferimento sarà quello con tempo di ritorno (ovvero probabilità di accadimento) proveniente dall'analisi dei rischi condotta

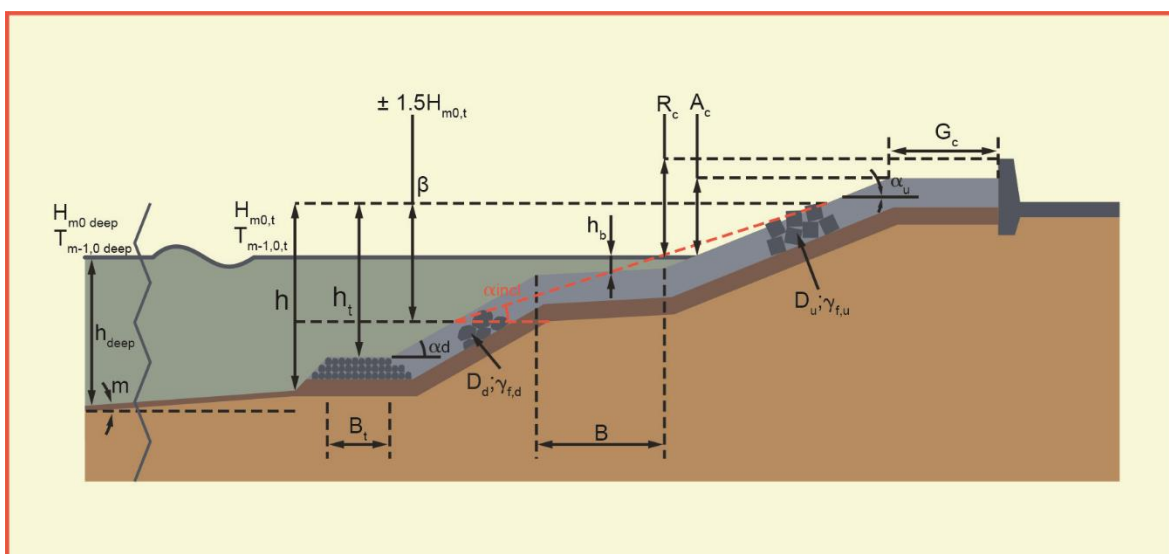


Figura 4-1: Esempificazione dei parametri di input per il tool Overtopping-NeuralNetwork (EurOtop 2018)

COMMITTENTE



Autorità di Sistema Portuale
del Mare di Sicilia Occidentale

PROGETTAZIONE



Progetti
CONTRACTING
e opere
SUSTAINABLE IDEAS LAB

envitek
environmental technologies
www.envitek.eu



EO 9001

per la progettazione, per la protezione dei beni e l'incolumità delle persone. Per la protezione dei beni e soprattutto per l'incolumità delle persone presenti o in transito le probabilità di accadimento da prendere in considerazione possono essere sensibilmente più basse.

Nel caso in specie, trattandosi di completamento di un'opera preesistente e realizzata a suo tempo coi criteri progettuali dell'epoca, ci si è limitati alla verifica delle geometrie assicurando la resistenza strutturale delle opere.

Oltre all'evento con tempo di ritorno di progetto per la vita utile dell'opera, sono state verificate le condizioni possibili di altri stati ondometrici sottocosta con determinato tempo di ritorno (T_r), ovvero alla correlata probabilità di accadimento (Cfr. Tabella 4-4).

COMMITTENTE



Autorità di Sistema Portuale
del Mare di Sicilia Occidentale

PROGETTAZIONE



Tabella 4-4: Scenari per i test di overtopping

mname	m	h	Hm0t	Tmm10t	Beta	ht	Bt	hb	B	cotad	cotau	Yfd	Yfu	Dd	Du	Ac	Rc	Gc	Kr_Flag	Kt_Flag	q_Flag
Tr1-Dir330	10	16.9	0.6	7.7	71	11.9	5	0	0	1.33	1.33	0.5	0.5	2.45	2.45	6	6	10	1	1	1
Tr1-Dir0	10	16.7	1.4	6.7	71	11.7	5	0	0	1.33	1.33	0.5	0.5	2.45	2.45	6	6	10	1	1	1
Tr1-Dir30	10	16.8	2.2	6.9	61	11.8	5	0	0	1.33	1.33	0.5	0.5	2.45	2.45	6	6	10	1	1	1
Tr1-Dir60	10	16.7	2.3	6.3	47	11.7	5	0	0	1.33	1.33	0.5	0.5	2.45	2.45	6	6	10	1	1	1
Tr1-Dir90	10	16.8	3.1	7.1	46	11.8	5	0	0	1.33	1.33	0.5	0.5	2.45	2.45	6	6	10	1	1	1
Tr1-Dir120	10	16.6	2.1	5.8	3	11.6	5	0	0	1.33	1.33	0.5	0.5	2.45	2.45	6	6	10	1	1	1
Tr5-Dir330	10	17.1	0.8	8.8	66	12.1	5	0	0	1.33	1.33	0.5	0.5	2.45	2.45	6	6	10	1	1	1
Tr5-Dir0	10	16.9	1.8	8	65	11.9	5	0	0	1.33	1.33	0.5	0.5	2.45	2.45	6	6	10	1	1	1
Tr5-Dir30	10	16.9	3	8.1	56	11.9	5	0	0	1.33	1.33	0.5	0.5	2.45	2.45	6	6	10	1	1	1
Tr5-Dir60	10	16.8	3.1	7.3	43	11.8	5	0	0	1.33	1.33	0.5	0.5	2.45	2.45	6	6	10	1	1	1
Tr5-Dir90	10	17.0	4.3	8.4	46	12.0	5	0	0	1.33	1.33	0.5	0.5	2.45	2.45	6	6	10	1	1	1
Tr5-Dir120	10	16.7	2.9	6.8	3	11.7	5	0	0	1.33	1.33	0.5	0.5	2.45	2.45	6	6	10	1	1	1
Tr50-Dir330	10	17.5	0.5	10.3	61	12.5	5	0	0	1.33	1.33	0.5	0.5	2.45	2.45	6	6	10	1	1	1
Tr50-Dir0	10	17.3	2.4	9.4	59	12.3	5	0	0	1.33	1.33	0.5	0.5	2.45	2.45	6	6	10	1	1	1
Tr50-Dir30	10	17.3	4	9.6	51	12.3	5	0	0	1.33	1.33	0.5	0.5	2.45	2.45	6	6	10	1	1	1
Tr50-Dir60	10	17.2	4.2	8.6	40	12.2	5	0	0	1.33	1.33	0.5	0.5	2.45	2.45	6	6	10	1	1	1
Tr50-Dir90	10	17.4	6.1	9.9	18	12.4	5	0	0	1.33	1.33	0.5	0.5	2.45	2.45	6	6	10	1	1	1
Tr50-Dir120	10	17.0	3.9	7.9	2	12.0	5	0	0	1.33	1.33	0.5	0.5	2.45	2.45	6	6	10	1	1	1
Tr100-Dir330	10	17.8	0.6	10.6	60	12.8	5	0	0	1.33	1.33	0.5	0.5	2.45	2.45	6	6	10	1	1	1
Tr100-Dir0	10	17.6	2.3	9.9	60	12.6	5	0	0	1.33	1.33	0.5	0.5	2.45	2.45	6	6	10	1	1	1
Tr100-Dir30	10	17.7	4.4	10.1	53	12.7	5	0	0	1.33	1.33	0.5	0.5	2.45	2.45	6	6	10	1	1	1
Tr100-Dir60	10	17.5	4.4	8.8	39	12.5	5	0	0	1.33	1.33	0.5	0.5	2.45	2.45	6	6	10	1	1	1
Tr100-Dir90	10	17.7	6.6	10.4	19	12.7	5	0	0	1.33	1.33	0.5	0.5	2.45	2.45	6	6	10	1	1	1
Tr100-Dir120	10	17.3	4.2	8.3	2	12.3	5	0	0	1.33	1.33	0.5	0.5	2.45	2.45	6	6	10	1	1	1

Test-ID	Average	5.0%	95.0%	E
Tr1-Dir330	0.51	-0.99	2.37	5237.9997
Tr1-Dir0	0.40	-1.05	2.05	5017.1372
Tr1-Dir30	0.35	-0.94	1.97	3668.4715
Tr1-Dir60	0.28	-0.72	1.61	2175.4228
Tr1-Dir90	0.29	-0.78	1.51	2071.0923
Tr1-Dir120	0.21	-0.15	0.59	9.6375
Tr5-Dir330	0.53	-0.76	2.27	4444.8504
Tr5-Dir0	0.41	-0.97	1.96	4182.9161
Tr5-Dir30	0.34	-0.76	1.79	3075.7922
Tr5-Dir60	0.28	-0.71	1.47	1808.7740
Tr5-Dir90	0.29	-0.72	1.44	2062.7107
Tr5-Dir120	0.22	-0.07	0.49	8.5117
Tr50-Dir330	0.58	-0.96	2.49	4070.2539
Tr50-Dir0	0.41	-0.91	1.94	3428.1871
Tr50-Dir30	0.34	-0.76	1.70	2541.2243
Tr50-Dir60	0.29	-0.62	1.41	1557.1867
Tr50-Dir90	0.26	-0.20	0.82	307.3248
Tr50-Dir120	0.25	0.04	0.43	3.3769
Tr100-Dir330	0.57	-0.89	2.28	3826.5851
Tr100-Dir0	0.44	-0.91	1.98	3549.4920
Tr100-Dir30	0.35	-0.81	1.79	2744.1998
Tr100-Dir60	0.29	-0.60	1.38	1479.2059
Tr100-Dir90	0.27	-0.20	0.85	342.6916
Tr100-Dir120	0.26	0.06	0.43	3.3141

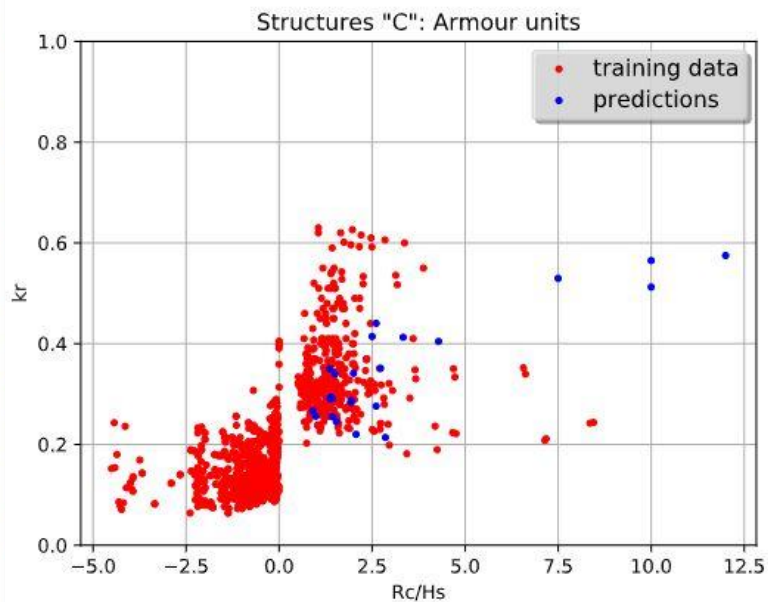


Figura 4-2: Risultati dei test per gli scenari - kr

Test-ID	Average	Prototype	5.0%	95.0%	E
Tr1-Dir330	7.85e-03	7.85e-03	5.83e-08	3.31e+09	313.3080
Tr1-Dir0	7.45e-05	3.07e-04	2.08e-07	2.25e+02	37.3749
Tr1-Dir30	1.24e-05	5.31e-05	4.09e-07	2.53e-02	8.9075
Tr1-Dir60	1.94e-05	8.35e-05	4.38e-07	4.02e-02	5.3459
Tr1-Dir90	2.02e-05	8.71e-05	6.85e-07	2.87e-03	1.4259
Tr1-Dir120	4.08e-05	1.75e-04	3.82e-07	5.33e-02	2.4581
Tr5-Dir330	2.21e-03	2.21e-03	8.98e-08	1.16e+07	161.5710
Tr5-Dir0	2.19e-05	9.41e-05	3.03e-07	2.84e-01	17.9310
Tr5-Dir30	9.63e-06	4.14e-05	6.52e-07	8.68e-04	3.0069
Tr5-Dir60	2.18e-05	9.36e-05	6.85e-07	1.94e-03	1.1699
Tr5-Dir90	1.15e-04	3.40e-04	8.16e-06	2.67e-03	0.6934
Tr5-Dir120	7.57e-05	3.08e-04	3.59e-06	1.45e-03	0.0584
Tr50-Dir330	1.26e-02	1.26e-02	4.44e-08	2.20e+11	506.5210
Tr50-Dir0	7.90e-06	3.40e-05	4.67e-07	1.70e-03	7.1141
Tr50-Dir30	5.15e-05	2.21e-04	2.66e-06	1.05e-03	1.3470
Tr50-Dir60	1.44e-04	3.62e-04	1.36e-05	2.49e-03	0.3210
Tr50-Dir90	1.34e-02	1.34e-02	2.93e-03	5.29e-02	0.0000
Tr50-Dir120	4.31e-04	5.77e-04	6.97e-05	2.70e-03	0.0010
Tr100-Dir330	8.44e-03	8.44e-03	5.83e-08	3.03e+10	347.9563
Tr100-Dir0	8.76e-06	3.77e-05	4.38e-07	3.34e-03	8.8774
Tr100-Dir30	1.08e-04	3.35e-04	6.73e-06	2.04e-03	1.5526
Tr100-Dir60	2.26e-04	4.21e-04	2.53e-05	3.10e-03	0.2521
Tr100-Dir90	2.75e-02	2.75e-02	6.03e-03	1.00e-01	0.0000
Tr100-Dir120	7.92e-04	8.83e-04	1.55e-04	4.06e-03	0.0012

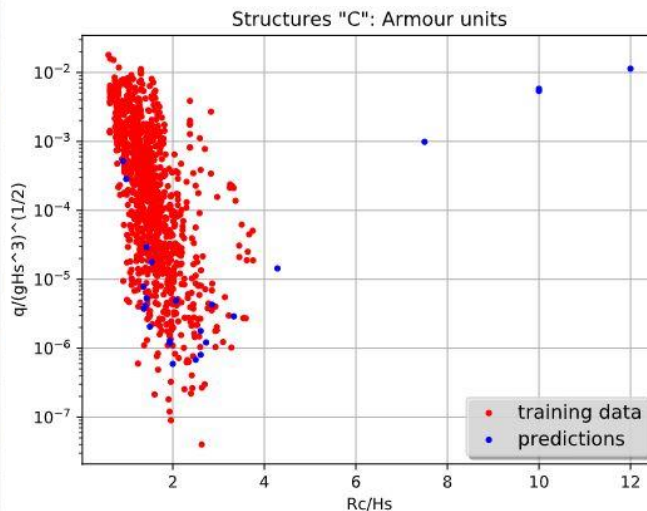


Figura 4-4: Risultati dei test per gli scenari – q (m^3/s per m)

Test-ID	Average	5.0%	95.0%	E
Tr1-Dir330	0.20	-1.27	2.08	5237.9997
Tr1-Dir0	-0.05	-1.29	1.11	5017.1372
Tr1-Dir30	-0.08	-1.10	0.82	3668.4715
Tr1-Dir60	-0.07	-1.15	0.76	2175.4228
Tr1-Dir90	-0.07	-1.01	0.71	2071.0923
Tr1-Dir120	0.05	-0.44	0.47	10.9439
Tr5-Dir330	0.18	-1.19	1.72	4444.8504
Tr5-Dir0	-0.04	-1.26	0.96	4182.9161
Tr5-Dir30	-0.06	-1.05	0.75	3075.7922
Tr5-Dir60	-0.07	-0.98	0.66	1808.7740
Tr5-Dir90	-0.04	-0.94	0.71	2062.7107
Tr5-Dir120	0.03	-0.34	0.38	9.3376
Tr50-Dir330	0.34	-1.33	2.42	4070.2539
Tr50-Dir0	-0.02	-1.09	0.98	3428.1871
Tr50-Dir30	-0.02	-0.84	0.81	2541.2243
Tr50-Dir60	-0.04	-0.88	0.67	1557.1867
Tr50-Dir90	0.03	-0.49	0.50	307.3248
Tr50-Dir120	0.04	-0.25	0.30	3.9215
Tr100-Dir330	0.33	-1.05	2.08	3826.5851
Tr100-Dir0	-0.01	-1.15	1.04	3549.4920
Tr100-Dir30	0.01	-0.76	0.83	2744.1998
Tr100-Dir60	-0.04	-0.87	0.68	1479.2059
Tr100-Dir90	0.04	-0.51	0.51	342.6916
Tr100-Dir120	0.04	-0.25	0.29	3.8134

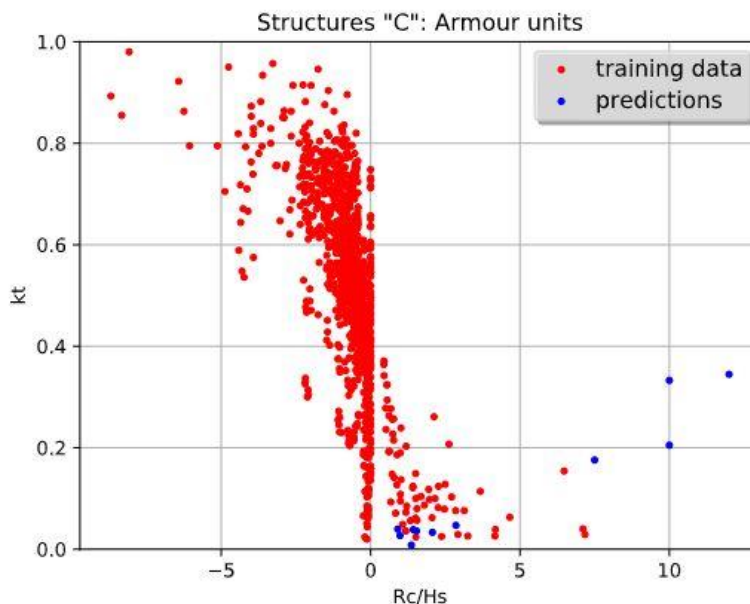


Figura 4-3: Risultati dei test per gli scenari - kt

I test condotti sul Neural Network (NN) portano a valori di q per i quali si segnala l'alta affidabilità delle previsioni per gli attacchi ondosi sottocosta prossimi alla direzione normale alle opere.

Per dato valore di portata media di tracimazione (q), la distribuzione statistica dei volumi d'acqua di tracimazione d'onda dipende dal tipo di struttura, dalle condizioni d'onda incidente (altezza e periodo d'onda), dal bordo libero, dalla durata della tracimazione e dalla portata media di tracimazione. Se le condizioni d'onda e le portate medie di tracimazione sono simili per vari tipi di strutture, come pareti, terrapieni inclinati, frangiflutti e strutture verticali, anche la distribuzione dei volumi d'acqua di tracimazione sarà dello stesso ordine (EurOtop 2018).

Su base sperimentale sono stati determinati esempi di distribuzioni statistiche dei volumi di tracimazione per vari *range* di condizioni ondometriche riferite a vari tipi di strutture. La Figura 4-7 riporta una distribuzione paragonabile a quella del caso in interesse. Alla portata media di tracimazione corrisponde un possibile valore di V_{max} di circa $9 \text{ m}^3/\text{m}$ per circa 70 onde tracimanti all'ora.

Tabella 4-5: Verifica degli scenari di tracimazione

Test-ID	Average l/s per m	Prototype l/s per m	class	NN waves	Vmax l per m
Tr1-Dir330	7.85	7.85	*	300	600
Tr1-Dir0	0.0745	0.307			
Tr1-Dir30	0.0124	0.0531			
Tr1-Dir60	0.0194	0.0835			
Tr1-Dir90	0.0202	0.0871			
Tr1-Dir120	0.0408	0.175			
Tr5-Dir330	2.21	2.21	*	150	400
Tr5-Dir0	0.0219	0.0941			
Tr5-Dir30	0.00963	0.0414			
Tr5-Dir60	0.0218	0.0936			
Tr5-Dir90	0.115	0.34			
Tr5-Dir120	0.0757	0.308			
Tr50-Dir330	12.6	12.6	*	400	800
Tr50-Dir0	0.0079	0.034			
Tr50-Dir30	0.0515	0.221			
Tr50-Dir60	0.144	0.362			
Tr50-Dir90	13.4	13.4		80	10,000
Tr50-Dir120	0.431	0.577			
Tr100-Dir330	8.44	8.44	*	300	600
Tr100-Dir0	0.00876	0.0377			
Tr100-Dir30	0.108	0.335			
Tr100-Dir60	0.226	0.421			
Tr100-Dir90	27.5	27.5		70	10,000
Tr100-Dir120	0.792	0.883			

* valori poco significativi

CLASSIFICAZIONE q		
	l/s per m	l/s per m
<	1	
TRA	1	5
TRA	5	10
TRA	10	20
>	20	

4.2 Conclusioni sulla tracimabilità

Il confronto della Tabella 4-5 consente di visualizzare a colpo d'occhio l'importanza della tracimazione per ciascuno degli scenari analizzati. Si ricorda che il nome dello scenario si riferisce al tempo di ritorno e al settore di provenienza della mareggiata al largo, da cui sono scaturite le condizioni ondometriche sotto costa.

Per gli aspetti relativi alla sicurezza della struttura si verifica la condizione limite per lo stato del mare con TdR 50 anni proveniente al largo dal settore 90°N, per cui le parti di opera (banchina e impianti) retrostanti il muro di coronamento devono essere progettate con la previsione di overtopping. Stessa previsione dovrà interessare qualsiasi installazione di banchina durevole e/o di difficile rimozione.

Per quanto riguarda la protezione dei beni, trascurando i valori poco significativi dovuti a stati ondometrici di scarsa influenza ($H_{m0} < 1.0$ m) ed eccessiva obliquità, frutto di output con alti valori di "E" e quindi deviazioni standard elevate, solo le suddette mareggiate con TdR 50 anni possono provocare danni con rischio di affondamento agli yachts ormeggiati in banchina. Ciò comporta che per l'operatività della struttura venga previsto uno specifico protocollo che comporti lo spostamento in zona sicura del naviglio ormeggiato a ridosso dell'opera foranea nel caso di bollettini meteo che prevedano mareggiate dal settore Est con $H_{m0} > 3.0$ m.

Per quanto riguarda l'operatività ordinaria e la presenza di persone e veicoli a tergo del muro paraonde, questa è sempre garantita a meno delle condizioni suddette per cui il suddetto protocollo dovrà anche inibire operatività e frequentazione di persone e veicoli. Come è normale la presenza di persone sulla cresta del muro paraonde o sulla mantellata deve essere sempre inibita, tranne in casi di addetti a lavorazioni o compiti specifici appositamente autorizzati.

COMMITTENTE



Autorità di Sistema Portuale
del Mare di Sicilia Occidentale

PROGETTAZIONE



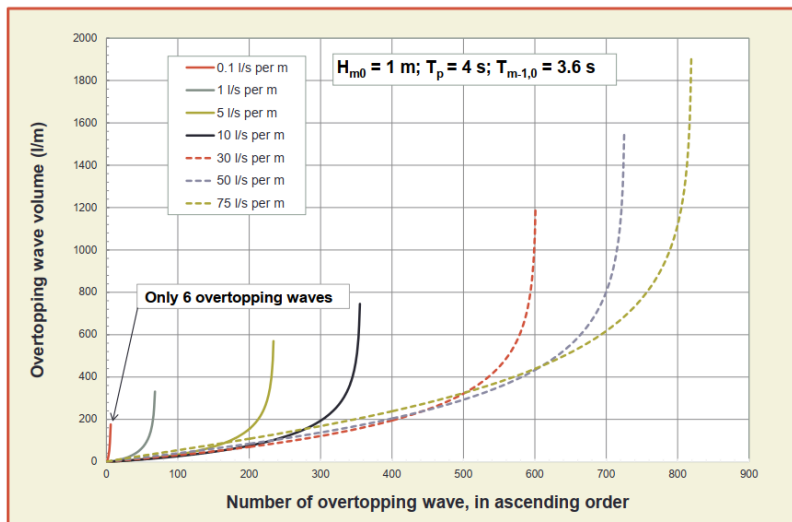


Figura 4-6: Distribuzione dei volumi d'onda di tracimazione per $H_{m0} = 1$ m; ripidità dell'onda $s_{op} = 0,04$ e durata dello stato del mare pari a un'ora

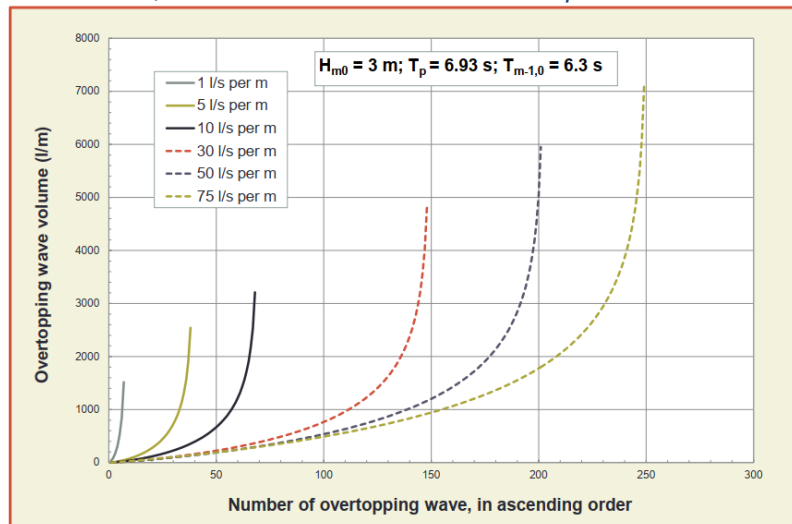


Figura 4-5: Distribuzione dei volumi d'onda di tracimazione per $H_{m0} = 3$ m; ripidità dell'onda $s_{op} = 0,04$ e durata dello stato del mare pari a un'ora

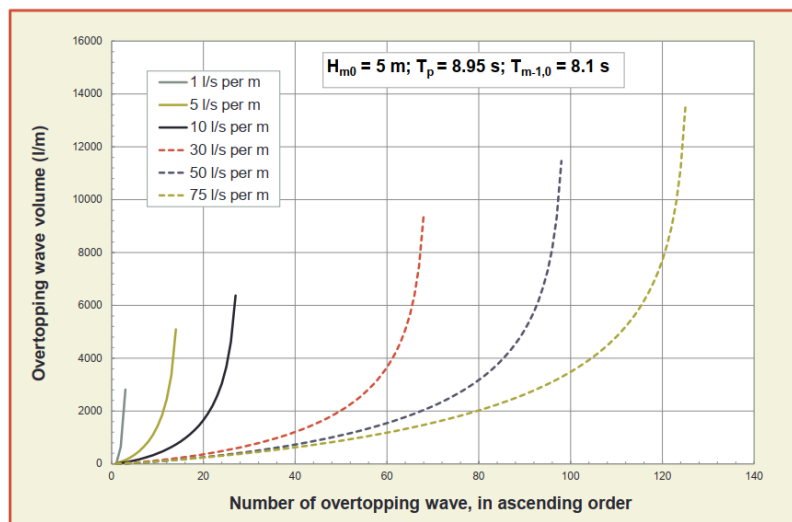


Figura 4-7: Distribuzione dei volumi d'onda di tracimazione per $H_{m0} = 5$ m; ripidità dell'onda $s_{op} = 0,04$ e durata dello stato del mare pari a un'ora

5 Stabilità idraulica dell'opera foranea

5.1 Materiali e tecniche di costruzione

Gli elementi tipo Accropode (cfr. Figura 5-1), utilizzati nel progetto in questione, sono stati pionieri della tecnologia con mantellata a strato singolo ed hanno rappresentato fin da subito un punto di riferimento per la progettazione dei moderni frangiflutti a gettata di massi.

Tra i vantaggi di questo tipo di masso ricordiamo:

- minimizzazione del rocking (ondeggiamento);
- massimizzazione della dissipazione energetica;
- riduzione della riflessione e del run-up/overtopping;
- maggiore resistenza strutturale.

La conformazione e la corretta posa in opera del masso comportano effetti benefici sulla stabilità idraulica, affidata non più soltanto alle caratteristiche massive (gravità) dell'elemento ma anche ed in modo significativo al grado di mutuo incastro tra gli elementi (interlocking).

Grazie a questa caratteristica l'utilizzo di tali massi artificiali consente una armatura della mantellata "monostrato", con una dimostrabile maggiore sostenibilità ambientale per:

- mancato utilizzo di massi da cava di grandi dimensioni a fronte dell'uso di ordinari inerti per calcestruzzo;
- minore impiego complessivo di materiale lapideo da cava;
- la possibilità, all'occorrenza, di correggere il cromatismo del masso ai fini di un più efficace inserimento paesaggistico.

A fronte dei notevoli benefici occorre segnalare la criticità dovuta all'eventuale fratturazione del masso, che comporta la parzializzazione delle sue caratteristiche di resistenza idraulica senza i gradi di resilienza tipici della struttura a gettata in massi artificiali. A ciò si ovvia con adeguate prescrizioni esecutive di costruzione e posa in opera in capo all'impresa appaltatrice delle opere.

Quanto alla progettazione, i coefficienti di stabilità globale per gli Accropode (secondo la ben nota formula di Hudson) possono essere ricondotti a quelli dei più classici elementi monostrato, come Core-Loc ed Accropode.

Per queste tipologie di elementi, detti "esapodi", i valori del coefficiente di stabilità globale di Hudson K_D , nel caso di pendenza del fondale inferiore al 3%, valgono (sia in condizioni di frangimento che non):

- 16 in tronco-struttura;
- 12,3 in testata.

Alternativamente può essere adoperata la seguente formula di Van der Meer (per danno zero e $\cot \alpha = 1,33$):

$$N_s = H_s / (\Delta D_{n50}) = 2,5$$

Per quanto attiene il pietrame scapolo necessario per il nucleo della scogliera, gli scanni di imbasamento e gli inerti per il calcestruzzo, si è investigata precedentemente la disponibilità di materiali idonei per le opere in questione. Si è riconosciuta la presenza in zona di almeno tre cave utili.

Le opere, non particolarmente impegnative, saranno costruite con attrezzatura adeguata all'opera, ovvero:

- dumper per il trasporto del materiale



Figura 5-1: Massi artificiali tipo ACCROPODE

- pontone idoneo
- chiatte idonee
- gru con rampino con adeguata e idonea portata e sbraccio utile per il posizionamento singolo di precisione dei massi delle mantellate.

5.2 Determinazione dei tipi di dissesto

Il dissesto è definibile come il danno risultante nella ridotta operatività e funzionalità della struttura al di sotto del minimo previsto dal progetto.

I tipi di dissesto classificabili per le opere a gettata sono:

- scalzamento del piede
- erosione del piede
- dissesto per scivolamento
- dislocamento o rottura degli elementi della mantellata
- rottura, ribaltamento, scorrimento del coronamento
- cedimento per assestamento del nucleo
- cedimento per assestamento della fondazione

La forza del moto ondoso che agisce su una struttura a gettata può causare il movimento delle unità componenti. In tal caso si parla di "instabilità idraulica". La rottura delle singole unità, invece, è un altro tipo di instabilità che deve essere appositamente trattata.

Il livello del danno che può subire la struttura è un parametro di fondamentale importanza. Esso può essere caratterizzato dal numero di unità della mantellata dislocate o dalla misura della superficie della sezione erosa lungo la mantellata. In ogni caso il livello di danno è messo in relazione ad uno specifico stato del mare per una specifica durata.

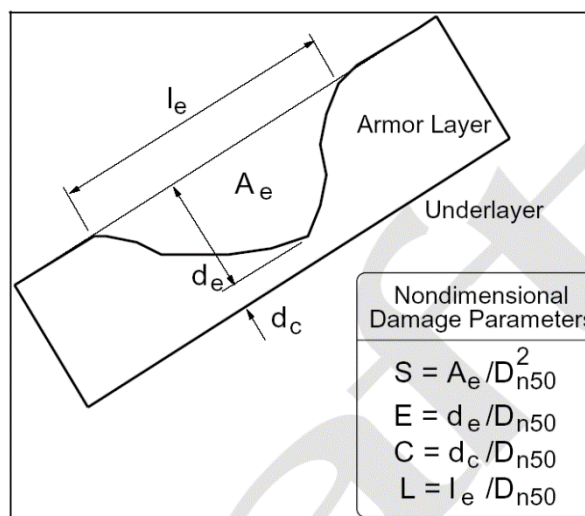


Figure VI-5-35. Damage parameters for structure armor layer (after Melby and Kobayashi 1998b)

Broderick (1983) ha definito un parametro adimensionale per mantellate di scogliere definito come:

$$S = A_e / D_{n50}^2$$

Essendo S il rapporto tra la superficie erosa e la superficie indice dell'elemento della mantellata.

È stata effettuata una classificazione convenzionale del livello di danno³, che nel caso del parametro adimensionale S riporta:

Damage level by S for two-layer armor (van der Meer 1988)

Unit	Slope	Initial damage	Intermediate damage	Failure
Rock	1 : 1.5	2	3-5	8
Rock	1 : 2	2	4-6	8
Rock	1 : 3	2	6-9	12
Rock	1 : 4 - 1 : 6	3	8-12	17

In cui deve intendersi,
Nessun danno:

$S < 2$, nessun elemento della mantellata dislocato

Danno iniziale:

pochi elementi dislocati. Questo livello corrisponde all'omonimo utilizzato nello Shore Protection Manual (1977 e 1984) in relazione al coefficiente di stabilità della formula di Hudson, dove lo stesso è definito come al massimo il 5% degli elementi dislocati entro la zona che si estende dalla metà dell'altezza della cresta ad una profondità sotto il livello medio del mare paria H_s .

Danno intermedio:

variabile tra moderato e severo, gli elementi sono dislocati senza causare l'esposizione degli strati sottostanti all'attacco diretto delle onde.

Collasso:

gli strati sottostanti sono esposti all'attacco diretto delle onde.

Valga considerare come nella produzione di studi sperimentali da parte di molti autori, si possa sintetizzare che le formulazioni da prendere in considerazione attengono sia alla tipologia di struttura in esame che alla sua risposta idraulica-marittima (sommerse, soggette ad overtopping, non sommergibili).

5.3 Livello di danno di progetto

In una mantellata monostrato di elementi in calcestruzzo esapodi tipo Accropode, il comportamento di questi elementi sotto attacco ondoso può essere differente da un sistema convenzionale a doppio strato. L'azione iniziale del moto ondoso dopo la costruzione può comportare un cedimento dello strato per l'aumento dei contatti tra le unità adiacenti. Le successive tempeste, per danneggiare la struttura, devono quindi superare questo aumentato livello di interblocco.

D'altronde le unità appartenenti ad una mantellata monostrato devono essere maggiormente attenzionate rispetto a quelle di una mantellata a doppio strato, in quanto:

- dopo l'inizio del dissesto, lo strato sottostante risulterà più esposto all'azione dei marosi;
- il singolo strato di protezione è più suscettibile di una progressione improvvisa di danneggiamenti.

³ Van der Meer, 1988

In considerazione del grado di interblocco di una mantella a strato singolo, questa viene progettata generalmente per un livello definito “nessun danno” o “danno iniziale”; anche livelli con una probabilità bassa di danno, inferiore al 5%, non sono accettati.

La valutazione del danno in uno strato di mantellata a singolo strato si basa comunemente sul numero di unità dislocate e viene identificato con uno dei seguenti parametri:

N_{0d} = numero di unità dislocate all’interno di una striscia di larghezza D_n (diametro nominale dell’elemento definito come dimensione del cubo equivalente) lungo la scarpa,

N_d = percentuale di danno riferita al numero di elementi dislocati sul numero totale di unità inizialmente presenti nello strato della mantellata.

I valori di N_{0d} e di N_d sono stati studiati e tabellati per differenti tipologie di elementi in calcestruzzo. Per mantellate realizzate con elementi tipo Ecopode/Accropode i valori relativi ai livelli di danno di progetto sono i seguenti:

Numero di danno	Livello di danno		
	Danno iniziale	Danno intermedio	Collasso
N_{0d}	0	-	> 0,5
N_d	0%	1-5%	≥ 10%

Appare utile evidenziare come la scelta di $N_{0d} = 0$ come “danno iniziale” risulta a vantaggio di sicurezza essendo equivalente ad una percentuale di danno N_d pari a zero.

5.4 Interazione onda/struttura

L’interazione tra onda e struttura è riconducibile ai seguenti termini:

- risposta idraulica (runup, overtopping, riflessione e trasmissione)
- risposta strutturale alle forzanti.

Il livello di runup è uno dei fattori importanti nella progettazione di opere costiera giacché determina il livello della cresta dell’opera in riferimento all’accettabilità o meno che avvenga l’overtopping.

L’overtopping occorre in tutti quei casi in cui la cresta dell’opera foranea progettata è inferiore rispetto al livello di runup. L’overtopping, se ammissibile, deve essere compatibile con la funzione e l’operabilità stessa della struttura foranea (Cfr. Paragrafo 5.4.2 a pag. 28).

La trasmissione dell’onda è strettamente dipendente dalla tipologia dell’opera, se permeabile o meno e se sormontabile o meno.

La riflessione dell’onda riveste aspetti molto delicati giacché questa può provocare disturbi all’accessibilità del naviglio, soprattutto se di piccole dimensioni, e, nei casi maggiori, all’interazione con le condizioni ondose che interessano i litorali, anche aumentando l’impatto delle onde sui processi di evoluzione dei litorali sabbiosi.

La risposta strutturale alle forzanti è rappresentata dal duplice aspetto:

- stabilità idraulica degli elementi costituenti l’opera
- integrità strutturale degli elementi costituenti l’opera.

5.4.1 Runup e rundown

Il runup ed il rundown sono la massima e minima elevazione della superficie d’acqua, misurata rispetto al LMM, a seguito del frangimento dell’onda sull’opera foranea.

Queste grandezze dipendono dal tipo di frangimento in cui occorre l'onda. I tipi di frangimento vengono identificati in base al "parametro di surf-similarity", e quest'ultimo è messo in relazione al parametro di frangimento, detto anche "numero di Iribarren".

5.4.2 Overtopping

L'overtopping accade quando la cresta del muro dell'opera di coronamento è al disotto del massimo runup possibile.

I criteri di progetto dell'overtopping includono due livelli:

- 1) overtopping nelle condizioni di esercizio ordinario
- 2) overtopping durante le condizioni estreme di progetto durante le quali potrebbero essere ammissibili alcuni danni alle installazioni permanenti ed alle strutture

Le onde generate dall'overtopping hanno un periodo molto inferiore rispetto a quelle dell'onda che le ha generate.

Molto importante è considerare gli spruzzi e lo spray che può arrivare a danneggiare merci e cose anche molto distanti in funzione dei venti.

È importante notare che la portata media di overtopping per unità di struttura, così come definita, nulla dice in termini dell'effettiva portata di overtopping per le onde considerate individualmente.

Tuttavia quest'ultima informazione riveste una importanza capitale, giacché è questo valore che determina effettivamente il danno più o meno grave a persone o a cose.

5.4.3 Riflessione

Se la riflessione dell'onda sulle strutture è significativa, questa componendosi con l'agitazione naturale, può provocare uno stato del mare molto confuso, con onde molto ripide che spesso arrivano al frangimento.

Questo è un problema tipico di molti ingressi di porti, dove la manovrabilità soprattutto del piccolo naviglio è rischiosa.

Inoltre le onde riflesse incrementano l'erosione potenziale delle spiagge poste in posizione adiacente alla struttura.

Il bilancio energetico applicato all'onda incidente vuole che:

$$E_i = E_r + E_d + E_t$$

stando i pedici per incidente, riflessa, dissipata e trasmessa.

5.4.4 Trasmissione

La trasmissione dell'onda a tergo della struttura foranea avviene per overtopping o per penetrazione, nel caso che la struttura sia permeabile).

Il periodo dell'onda trasmessa è circa la metà di quello dell'onda incidente.

5.5 Calcolo della stabilità idraulica degli elementi della mantellata

La condizione più severa da considerare per il calcolo di qualsiasi parte di una struttura a gettata è usualmente la combinazione del livello idrico e dell'onda estrema al largo che producano una onda incidente che franga direttamente sulla struttura.

Goda (1985) raccomanda di utilizzare un'onda di progetto computata ad una distanza $5H_s$ dal piede della struttura, per tener conto della distanza di trasferimento delle grandi onde frangenti.

Bisogna inoltre tener conto della variazione di profondità per il calcolo di ogni segmento della struttura, e ciò è tanto più vero per i pennelli e i moli perpendicolari alla riva. In particolare una struttura perpendicolare alla riva potrebbe sopportare il maggior attacco delle onde in segmenti intermedi, anziché alla testata.

5.5.1 Stabilità della sezione di testata

A parità di condizioni di mare, la testata di una scogliera in genere sopporta danneggiamenti più estesi e frequenti del tronco. Una ragione è dovuta alla concentrazione delle velocità, in alcuni casi aggravata dalla rifrazione delle onde. Altra ragione è il supporto ridotto degli elementi vicini.

5.5.2 Stabilità e protezione del piede

Il piede della berma è finalizzato al sostenimento della mantellata e a contrastare il danneggiamento per scalzamento al piede.

In acque molto basse (con onde di progetto limitate dalla profondità) il piede è sufficientemente costituito da una o due file ulteriori di massi della mantellata. È anche possibile utilizzare massi di dimensioni inferiori rispetto quelli della mantellata.

Per le acque profonde non è essenziale che la mantellata di massi primari si estenda fino al fondo. In tali casi il piede può crearsi ad una profondità inferiore.

La stabilità del piede della berma è determinata da: altezza dell'onda, profondità dell'acqua alla cima del piede, larghezza del piede, densità dei blocchi.

I fondali rocciosi non garantiscono una buona fondazione per i piedi della berma (pendenza del fondo e superfici relativamente poco scabre).

I massi del piede su fondali duri possono essere meglio sostenuti da una incisione (trincea) o da ancoraggi.

La profondità della protezione del piede necessaria per prevenire lo scalzamento può essere definita a seguito della stima della profondità di scalzamento con metodi appositi.

6 Scogliera

6.1 Calcolo dimensioni elementi mantellata

6.1.1 Modelli di calcolo utilizzati

Di seguito sono descritte le formule empiriche utilizzate per il dimensionamento della struttura.

Hudson fece una serie di prove per sviluppare una formula che determini la stabilità dell'elemento unitario (scoglio, masso artificiale in calcestruzzo, etc.) costituente il frangiflutti. La formula di stabilità, basata su risultati estensivi di laboratorio su modelli fisici e poi testati in larga scala, è:

$$W = \frac{w_r H_i^3}{k_D (S_r - 1)^3 \cot \theta}$$

dove:

W = peso dell'elemento unitario del primo strato;

w_r = peso specifico del materiale che costituisce l'elemento unitario;

H_i = altezza d'onda di progetto;

K_D = coefficiente di stabilità dell'elemento unitario di protezione (tabellato in funzione della tipologia di elemento utilizzato);

$S_r = w_r/w_w$ = peso specifico immerso del materiale;

w_w = peso specifico dell'acqua;

θ = angolo di inclinazione della struttura lato mare rispetto l'orizzontale.

Il coefficiente dimensionale di stabilità, K_D , tiene conto oltre che della pendenza della struttura e dell'altezza d'onda di progetto anche delle seguenti variabili:

- forma dell'elemento unitario;
- numero di strati di elementi unitari che formano la mantellata;
- comportamento in sito dell'elemento di protezione;
- scabrezza della superficie dell'elemento di protezione;
- tipo di onda che attacca la struttura (franta, non franta);
- parte della struttura dimensionata (riccio, tronco);
- angolo d'attacco dell'onda.

I valori del coefficiente di stabilità globale di Hudson, K_D , per i massi artificiali tipo ACCROPODE, valgono come da letteratura, in condizioni di non frangimento, ovvero nel caso di pendenza del fondale inferiore all'1% in condizioni di frangimento:

- 16 in tronco-struttura;
- 12,3 in testata.

Per pendenze del fondale superiori all'1%, in condizioni di onda frangente, si devono applicare valori inferiori di K_D .

Nel caso in esame lo stato del mare di progetto determina condizioni di non frangimento e, sebbene le pendenze medie siano dell'ordine del 10%, a seguito di confronto con la CLI (Concrete Layer Innovation), società detentrica dei brevetti, che ha testato tali elementi, sono stati confermati i valori del coefficiente K_D valevoli per fondali con pendenza dell'1%.

Tuttavia la CLI, per tale tipologia di mantellate *single-layer*, visionato il progetto e la specificità morfologica dei fondali locali, ha suggerito l'effettuazione di prove su modello fisico che sono state quindi richieste al Committente.

6.1.2 Calcolo della mantellata

Come già detto la mantellata dell'opera è prevista del tipo "single layer" in elementi tipo ACCROPODE. Gli elementi vengono calcolati sulla scorta delle indicazioni del laboratorio idraulico marittimo Sogreah che ha condotto diverse prove specifiche su modello fisico. I risultati ottenuti sono stati tuttavia confrontati con quanto riportato da studi condotti da altri autori, verificando che possono ritenersi adeguatamente cautelativi (Van der Meer 1988b e Burcharth et al. 1998).

Stabilità idraulica della struttura

Formula di Hudson, 1974

(scogliere naturali, due strati, senza overtopping, vedi condizioni)

$$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot \alpha)^{1/3} \quad \text{or} \quad M_{50} = \frac{\rho_s H^3}{K_D \left(\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1\right)^3 \cot \alpha}$$

$H=H_s$ (m) in SPM 1977 e $H=H_{1/10}$ in SPM 1984

D_{n50} (m), dimensione del cubo mediano equivalente

M_{50} (m), massa media degli scogli, $M_{50} = r_s D_{n50}^3$

V_{n50} (m³), volume del cubo mediano equivalente

r_w (kg/m³), densità dell'acqua

r_s (kg/m³), densità della roccia

$D = r_s/r_w - 1$

$\cot \alpha$, cotangente angolo della scarpata

K_D , coefficiente di stabilità, vedi p.es. SPM 1977 e 1984

K_{Dt} , coefficiente di stabilità per la testata

d , profondità al piede lmm (m)

Total surge (m)

escursione di marea (m)

DATI

6,60

1025

2400

1,34

1,33

16

12,3

11

1,59

1,03

d (m)	H (m)	TRONCO			TESTATA		
		D_{n50} (m)	M_{n50} (kg)	V_{n50} (m ³)	D_{n50} (m)	M_{n50} (kg)	V_{n50} (m ³)
9,97	6,60	1,78	13.431,82	5,60	1,94	17.472,29	7,28
10,32	6,60	1,78	13.431,82	5,60	1,94	17.472,29	7,28
10,67	6,60	1,78	13.431,82	5,60	1,94	17.472,29	7,28
11,02	6,60	1,78	13.431,82	5,60	1,94	17.472,29	7,28
11,36	6,60	1,78	13.431,82	5,60	1,94	17.472,29	7,28
11,71	6,60	1,78	13.431,82	5,60	1,94	17.472,29	7,28
12,06	6,60	1,78	13.431,82	5,60	1,94	17.472,29	7,28
12,41	6,60	1,78	13.431,82	5,60	1,94	17.472,29	7,28
12,76	6,60	1,78	13.431,82	5,60	1,94	17.472,29	7,28
13,11	6,60	1,78	13.431,82	5,60	1,94	17.472,29	7,28

NOTE:

MANTELLATA SCOGLIERA RADENTE

Formula di Van der Meer

per ACCROPODE, ECOPODE

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 2,5$$

con

H_s , altezza d'onda incidente sulla scogliera

$\Delta = \rho_s/\rho_w - 1$

ρ_w (kg/m³), densità dell'acqua

ρ_s (kg/m³), densità della roccia

N_s , minimo numero di stabilità di progetto

D_{n50} (m), dimensione del cubo mediano equivalente 1,97

6.1.3 Larghezza della cresta

La larghezza della berma dipende principalmente dal grado di overtopping ammissibile. Una generale assunzione per il dimensionamento della berma soggetta al fenomeno dell'overtopping è che la larghezza minima sia pari a 3 volte la larghezza dell'elemento unitario.

La larghezza della berma è ottenuta dalla seguente equazione:

$$B = nk_{\Delta} \left(\frac{W}{w_r} \right)^{1/3}$$

dove:

B= larghezza della cresta;

n = numero di elementi unitari;

k_{Δ} = coefficiente di spessore (tabellato in funzione della tipologia di elemento utilizzato);

COMMITTENTE



Autorità di Sistema Portuale
del Mare di Sicilia Occidentale

PROGETTAZIONE



Progetti
CONTRACTING e opere
SUSTAINABLE IDEAS LAB

envi**tekk** environmental technologies
www.envitek.eu



W = peso dell'elemento unitario del primo strato;
 w_r = peso specifico del materiale che costituisce l'elemento unitario;

LARGHEZZA DELLA CRESTA

condizioni di overtopping

$$B = nk_{\Delta} \left(\frac{W}{w_a} \right)^{1/3} = 6,3$$

con:

B (m), larghezza minima della cresta

n , numero di elementi unitari

k_{Δ} , coefficiente di piano

W , peso dell'elemento primario della mantellata

w_a , peso specifico degli elementi della mantellata

3
1,15
13800
2300

Per conformità alla sezione dell'opera già realizzata si è scelta di assumere una larghezza della cresta pari a 10 m.

6.2 Caratteristiche degli elementi della mantellata

I risultati ottenuti, considerando un peso specifico del calcestruzzo di 2400 kg/m³, portano ad elementi da 5,6 m³ per il tronco e 7,28 m³ per la testata.

In funzione di quanto sopra si è optato per utilizzare per il tronco un elemento di dimensione da 6,0 m³, le cui caratteristiche complessive sono quelle di seguito riportate:

COMMITTENTE



Autorità di Sistema Portuale
del Mare di Sicilia Occidentale

PROGETTAZIONE



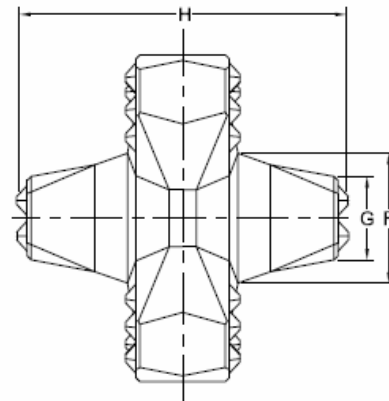
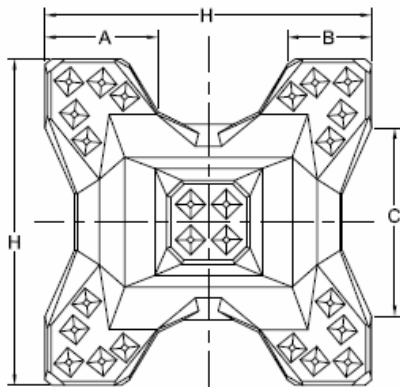
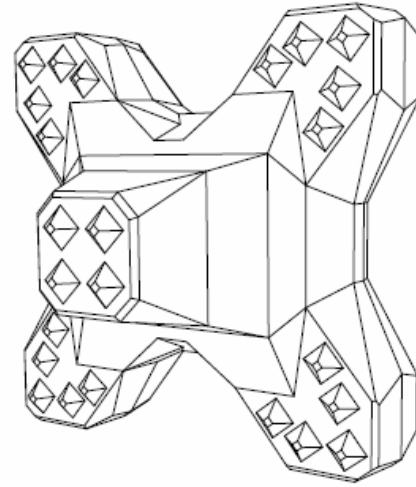
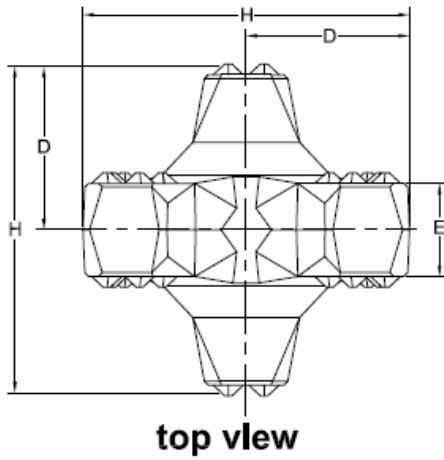
Progetti
CONTRACTING e opere
SUSTAINABLE IDEAS LAB

envi**tekk** environmental technologies
www.envitek.eu



EO 9001

ACCROPODE™ II GEOMETRY



COMMITTENTE



Autorità di Sistema Portuale
del Mare di Sicilia Occidentale

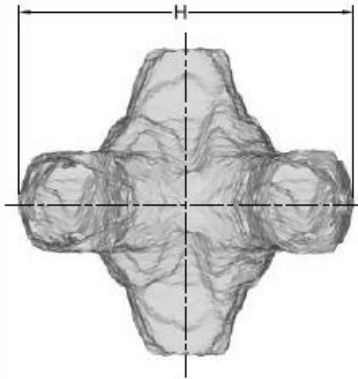
PROGETTAZIONE



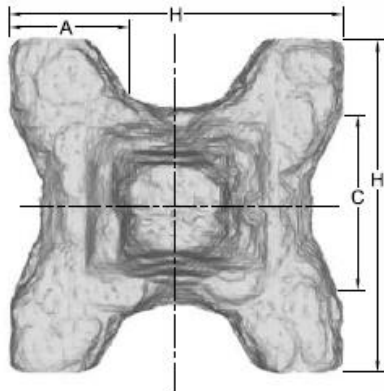
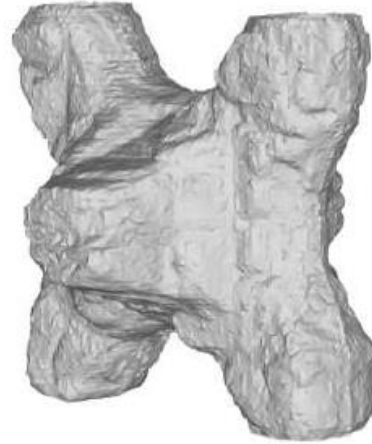
ELEMENTI MANTELLATA TIPO: ACCROPODE II™

Volume dell'elemento	V (m ³) =	6,000
Dimensioni dell'elemento	H (m) =	2,74
	A (m) =	0,96
	B (m) =	0,68
	C (m) =	1,59
	D (m) =	0,48
	E (m) =	0,20
	F (m) =	0,64
G (m) =	0,68	
Spessore della mantellata	T (m) =	2,46
Consumo di calcestruzzo	m ³ /m ²	1,112
Numero elementi / 100 m ²		18,54
Caratteristiche del sottostrato (d _s = 2.65 t/m ³)	W _{min} (t) =	1,00
	W _{max} (t) =	2,00
	spessore (m) =	1,90
Dimensioni della griglia di impacchettamento degli elementi	coefficiente di impacchettam.	0,612
	D _H (m) =	3,285
	D _V (m) =	1,642

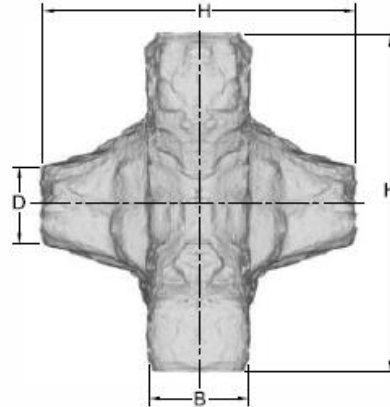
ECOPODE™ GEOMETRY



top view



front view



side view

ELEMENTI MANTELLATA TIPO: ECOPODE™

Volume dell'elemento	V (m ³) =	6,000
Dimensioni dell'elemento (* valori indicativi poiché dipendenti dal tipo di roccia simulata)	H (m) =	2,737
	A* (m) =	0,99
	B* (m) =	0,82
	C* (m) =	1,42
	D* (m) =	0,66
Spessore della mantellata	T (m) =	2,46
Consumo di calcestruzzo	m ³ /m ²	1,112
Numero elementi / 100 m ²		18,54
Caratteristiche del sottostrato (d _s = 2.65 t/m ³)	W _{min} (t) =	1,00
	W _{max} (t) =	2,10
	spessore (m) =	2,00
Dimensioni della griglia di impacchettamento degli elementi	coefficiente di impacchettam.	0,612
	D _H (m) =	3,285
	D _v (m) =	1,642

Per la testata, in funzione delle maggiori sollecitazioni che si possono verificare, verranno invece utilizzati elementi da 8 m³.

6.3 Durabilità delle opere

I massi sono realizzati in calcestruzzo non armato. Pertanto la durabilità del manufatto del quale costituiscono la parte preponderante è connessa ai requisiti di durabilità del singolo masso e quindi alle cause di degrado che può presentare il calcestruzzo in ambiente marino.

I principali fenomeni di degrado sono:

- disgregamento prodotto dalla reazione espansiva dell'alluminato tricalcico;
- decalcificazione superficiale dovuta all'idratazione dei silicati di calcio;
- azione disgregante dei sali marini che cristallizzano con espansione di volume (nelle parti emerse e nelle zone di bagnasciuga).

Per contrastare tali fenomeni occorre:

- scegliere componenti dell'impasto di calcestruzzo in modo da limitare le reazioni chimiche che portano alla degradazione del calcestruzzo;
- scegliere un mix design tale da ottenere calcestruzzi poco permeabili per ridurre la penetrazione dell'acqua di mare;
- adottare opportuni criteri in fase esecutiva atti a controllare e a ridurre la comparsa di fessure a tali da garantire un'adeguata protezione del blocco dall'acqua di mare.
- effettuare un'ideale vibratura e costipazione del calcestruzzo in fase di getto.

Alla luce di quanto sopra il calcestruzzo deve essere confezionato con cemento pozzolanico o d'altoforno, adatto per un ambiente fortemente aggressivo (ambiente marino) e deve possedere le seguenti caratteristiche:

- classe di resistenza: C30/C37
- classe d'esposizione: XS3
- densità minima: 2.40 t/m³
- massimo rapporto acqua cemento: 0,45
- massima temperatura di getto: 30 °C
- classe di consistenza: S2
- diametro massimo degli inerti: D_{max}=40 mm.

6.4 Contenimento della perdita di massi dello strato sottostante la mantellata e del materiale fino del nucleo (filtro)

Sopra il nucleo e al di sotto della mantellata delle scogliere tradizionali è necessario, per evitare il sifonamento del nucleo, interporre almeno uno strato filtro costituito da massi naturali di peso medio variabile tra 1/10 e 1/15 del peso dei massi sovrastanti; nel nostro caso i massi naturali appartengono alla classe 1.000-1.400 kg nel tronco e 1.300-1900 kg nella testata.

In entrambi i casi verranno quindi utilizzati massi di seconda categoria (peso degli elementi compreso tra 1.000 e 3.000 kg).

Per determinare la dimensione (spessore) del filtro si è utilizzata la seguente espressione:

$$S = n \times k \times (W_{50} / \gamma_m)^{1/3}$$

dove:

- n = 2 - numero degli strati
- k=1.02 - coefficiente di strato
- $\gamma_m = 2.6 \text{ t/m}^3$ - peso specifico della roccia
- $W_{50} = 2 \text{ t}$ - peso medio dei massi naturali

Sostituendo i valori numerici si ottiene:

$$S = 1,9 \text{ m.}$$

In linea con le indicazioni fornite dalla CLI per gli elementi artificiali tipo Ecopode e Accropode, lo spessore del filtro è stato incrementato a 2 n nel tronco e a 2,1 m nella testata.

6.5 Dimensionamento dei massi della mantellata lato porto

La mantellata della scogliera lato porto, nell'ultimo tratto non banchinato tra lo sporgente ed il riccio di testata, sarà realizzata in roccia naturale.

La pendenza di progetto della mantellata lato porto è pari a 3/2 ed il peso specifico di progetto per i massi naturali è posto pari a 2.600 kg/m³. Tale valore risulta compatibile con le caratteristiche dei materiali che possono essere estratti dalle cave presenti nell'area di interesse.

Per stabilire il peso dei massi della mantellata è stata applicata la formula di Hudson:

$$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot \alpha)^{1/3}$$

dove:

- H è posta pari all'onda significativa H_s ("Rock Manual" – doc. CIRIA C683) che per la mantellata lato porto è 3,2 m;
- Δ è pari a $(\gamma_s/\gamma_0 - 1)$;
- α è l'angolo formato dalla scarpata con il fondale;

- K_D è il coefficiente di danneggiamento nullo, che sintetizza le caratteristiche relative alla forma, all'angolo di attrito interno e all'indice dei vuoti;
- D_{n50} è il diametro medio degli elementi della mantellata.

In particolare K_D per massi naturali a spigoli vivi a doppio strato e alla rinfusa vale per tratto tronco-conico, in zona non frangente 4,0.

Si ottengono massi con peso medio di 2.000 kg e si conviene di utilizzare scogli di 2° categoria con peso tra 1 e 2 tonnellate con uno spessore medio dello strato di 1,9 m e pendenza 3/2.

COMMITTENTE



Autorità di Sistema Portuale
del Mare di Sicilia Occidentale

PROGETTAZIONE

