

INDICE

1	Descrizione del paraggio	2
3	Descrizione delle problematiche connesse con il molo foraneo.....	4
5	Descrizione delle problematiche di insabbiamento dell’imboccatura.....	8
6	Descrizione del lay-out progettuale.....	9
8	Descrizione delle soluzioni progettuali	11
8.1	Rifiorimento della mantellata esterna e sistemazione del piede	13
9	Progettazione della mantellata a protezione del muro paraonde	16
9.1	Verifica del peso del masso della mantellata	17
9.2	Descrizione della formula di Hudson.....	19
9.3	La fase di cantierizzazione	21
10	Verifica della tracimazione nello stato attuale e nello stato di progetto	23
11	Indicazioni circa la qualità dei calcestruzzi per i massi tipo Antifer	30
12	Monitoraggio delle strutture	33

1 Descrizione del paraggio

L'area oggetto d'intervento si affaccia sul Mar Tirreno ed è situata nella parte centro-meridionale della Regione Calabria (Figura 1), nella parte Nord del territorio comunale di Tropea, ai confini con il comune di Parghelia (Figura 2). Il settore di traversia è compreso fra 249 °N e 56 °N, con normale al litorale pari a 336 °N (Figura 3).



Figura 1: Ubicazione territoriale.



Figura 2: Ubicazione di dettaglio dell'area di studio - cartografia base Google Earth.

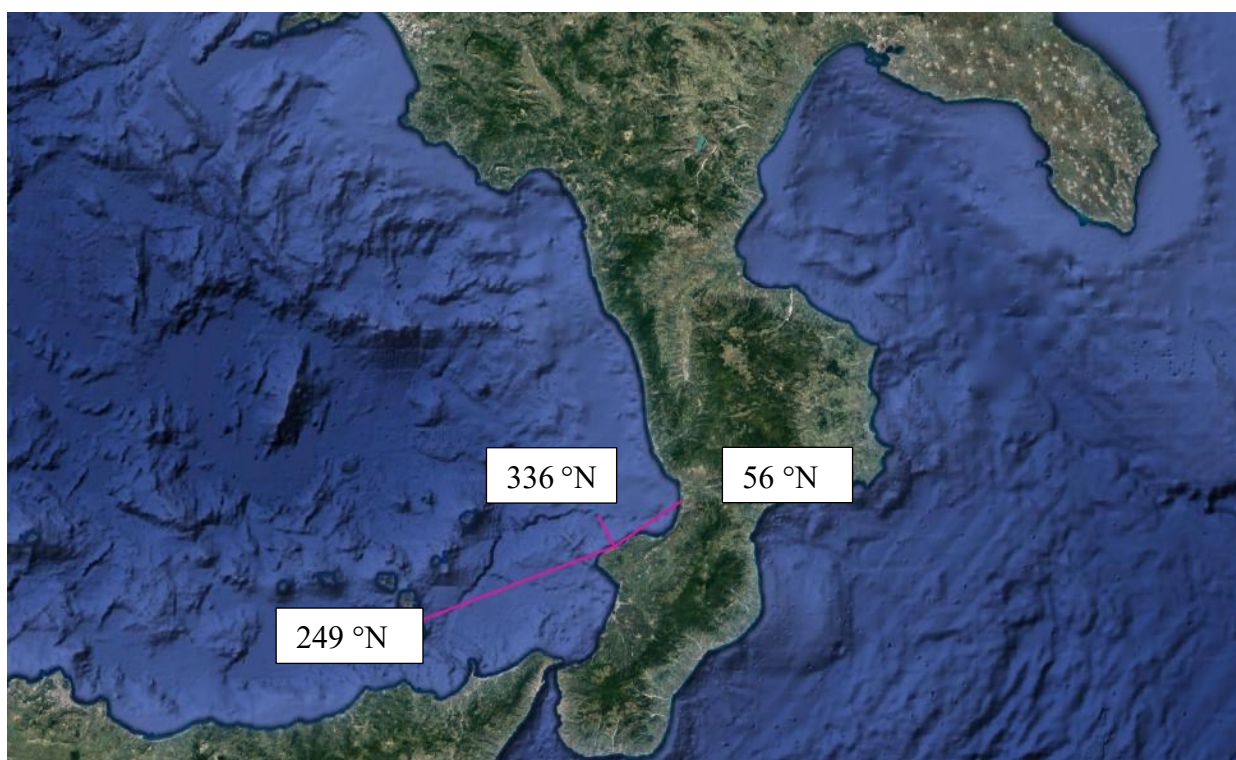


Figura 3: Settore di traversia.

3 Descrizione delle problematiche connesse con il molo foraneo

Il molo foraneo del porto di Tropea (Figura 4) ha una lunghezza complessiva di circa 480 m.

Nella prima porzione dell'opera, lunga 85 m a partire dalla radice (Figura 5), è presente una platea in calcestruzzo che costituisce una berma posizionata prima della mantellata esterna che, in questo tratto, è costituita da blocchi cubici in calcestruzzo.

Il resto della mantellata è realizzata, invece, con massi artificiali gettati alla rinfusa del tipo Antifer (nel seguito della relazione denominati semplicemente Antifer), aventi altezza pari a 1.6 m e con un peso pari a circa 10 t.

Il muro paraonde (Figura 6) ha uno spessore in sommità di circa 1 m con quota, mediamente, di +5.50 m s.m.m.

I massi Antifer sono appoggiati su una mantellata di massi naturali che, a vista, appaiono essere mediamente di II° categoria.



Figura 4: Vista del molo foraneo del porto di Tropea

Il muro paraonde appare in buono stato di conservazione, eccetto per qualche zona limitata in cui sono presenti scotichi localizzati dovuti all'usura.

Il problema fondamentale del molo foraneo è rappresentato dalla mantellata esterna che si presenta in diversi punti con pendenze del paramento estremamente ripide e con diffusi dissesti dovuti al cedimento del piede a mare della struttura.

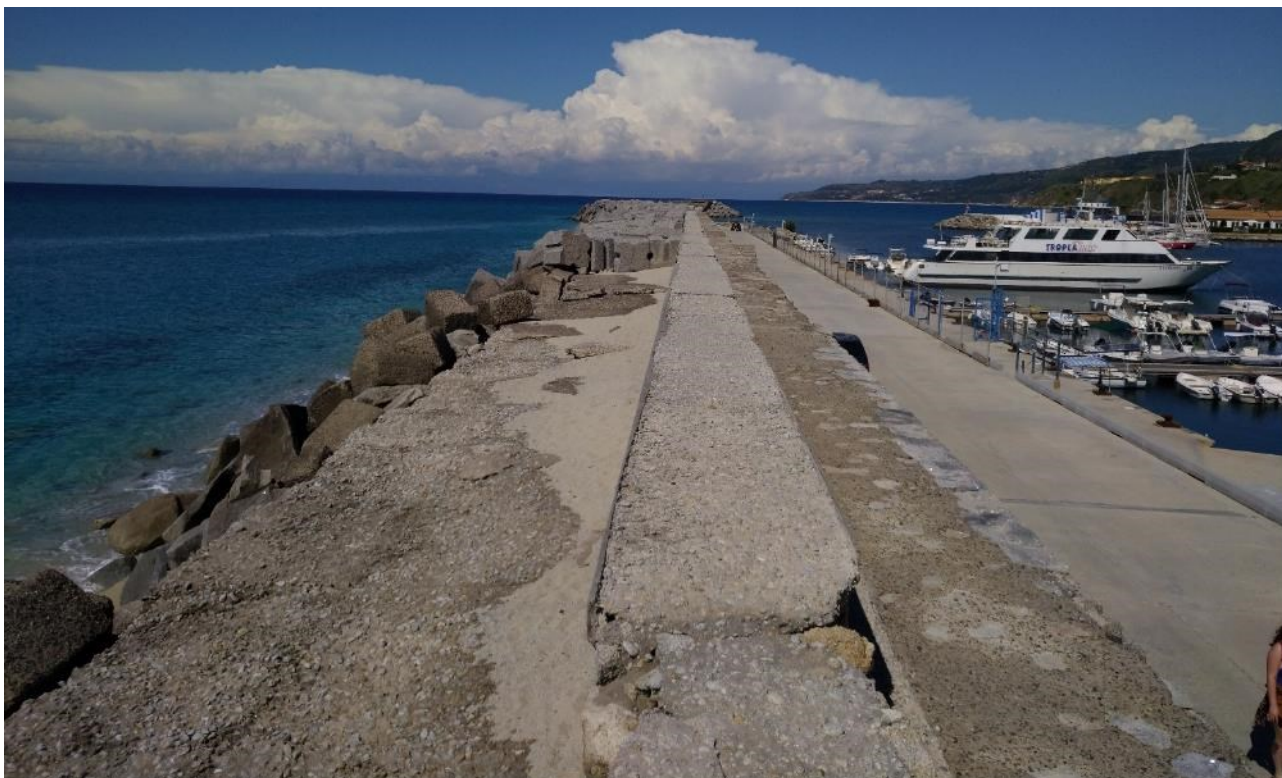


Figura 5: Vista del molo foraneo – dalla radice.

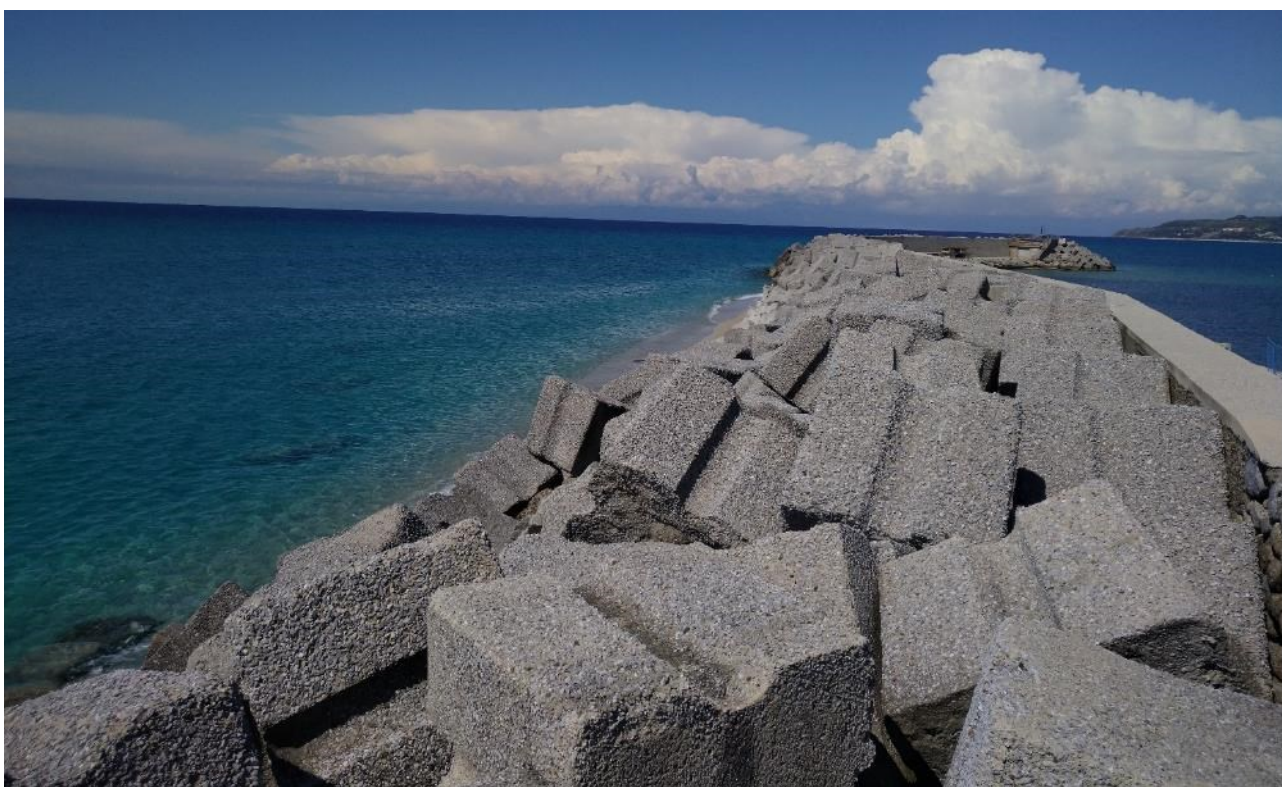


Figura 6: Vista del molo foraneo e della mantellata di protezione- tratto finale.



Figura 7: Vista della mantellata nel tratto ad elevata ripidità.

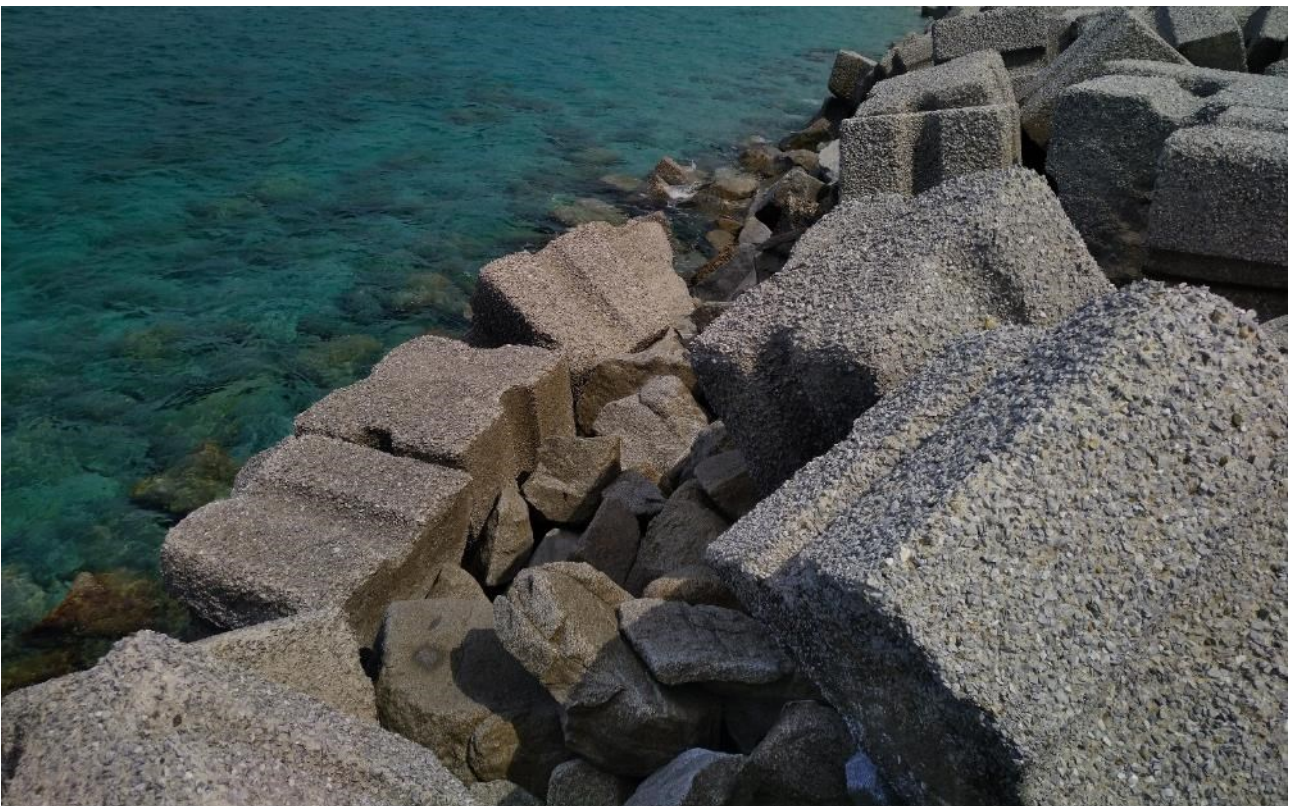


Figura 8: Vista dei dissesti al piede della mantellata.

Con riferimento alla successiva Figura 9, è possibile individuare tre diverse zone della mantellata, ognuna caratterizzata da una specifica problematica strutturale:

- nel Tratto A1 manca totalmente la protezione della mantellata con i massi tipo Antifer;
- nel Tratto A2 è presente un dissesto caratterizzato da un generalizzato scivolamento del piede della mantellata che comporta la riduzione della superficie resistente alle onde e una forma del paramento caratterizzata da un’elevatissima ripidità;
- nel Tratto A3 i dissesti sono sporadici ma manca una efficace protezione al piede.



Figura 9: Vista aerea del molo foraneo rilevata dal drone nel marzo 20202, con individuazione dei tratti soggetti a diversi problemi strutturali.

La causa dei dissesti in atto appare essere fondamentale legata al cedimento del piede della scarpata che ha determinato uno scivolamento e un crollo progressivo dei massi Antifer. A causa di tali fenomeni oggi la mantellata si presenta con il paramento esterno a pendenza prossima ai 90°. Questa condizione, oltre che comportare una riduzione della capacità di resistere alle mareggiate, comporta l’insorgenza dei fenomeni di tracimazione (overtopping) del muro paraonde anche per eventi ondosi ordinari.

5 Descrizione delle problematiche di insabbiamento dell'imboccatura

Una delle problematiche che affliggono il porto di Tropea è la presenza di accumuli di sabbia in corrispondenza dell'imboccatura (Figura 10), tale da determinare difficoltà di accesso e manovra per i natanti più grandi.

La genesi dell'accumulo di sabbia in corrispondenza dell'imboccatura è dovuta (come evidenziato ed ampiamente trattato nelle relazioni meteomarina e morfodinamica, in cui sono riportati i risultati della modellazione matematica) all'aggiramento della testata del molo di sopraflutto da parte dei sedimenti che seguono la deriva litoranea prevalente, da Ovest a Est, sospinti dalle correnti indotte dal moto ondoso (Figura 11).



Figura 10: Accumuli di sabbia in corrispondenza dell'imboccatura – Ortofoto marzo 2020.



Figura 11: Schema dell'andamento prevalente delle correnti indotte dal moto ondoso

6 Descrizione del lay-out progettuale

Al fine di risolvere le problematiche in atto di dissesto della mantellata, della tracimazione da parte del moto ondoso e, infine, ridurre l’accumulo di sabbia in corrispondenza dell’imboccatura portuale, dopo opportune valutazioni supportate dalle verifiche modellistiche, si è optato per la soluzione progettuale che prevede i seguenti interventi, evidenziati in Figura 12 nei tratti in cui è stato precedentemente suddiviso il muro paraonde, riproposto in Figura 13 :

- il rifiorimento della mantellata esterna con il ripristino di pendenze opportune a contenere la risalita dell’onda (run-up) e la tracimazione dell’estradosso della struttura;
- la formazione di una importante e consistente berma al piede della mantellata per la stabilizzazione allo scivolamento;
- la costruzione di due pennelli, di lunghezza limitata, con lo scopo di favorire lo sviluppo di una spiaggia davanti al molo foraneo e ridurre il transito dei sedimenti verso l’imboccatura.

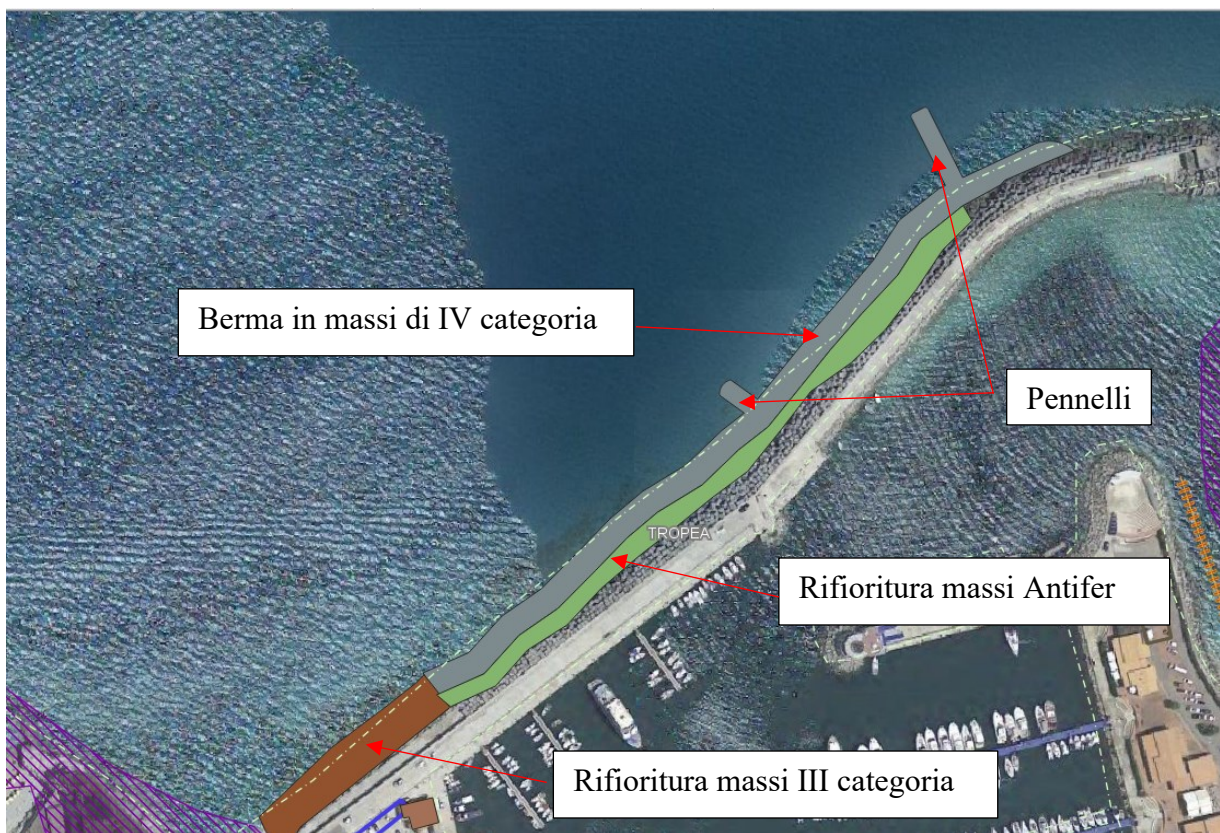


Figura 12: Schema planimetrico delle opere di progetto per ripristino della mantellata e la limitazione dell’insabbiamento dell’imboccatura.



Figura 13: Suddivisione schematica del muro paronde

8 Descrizione delle soluzioni progettuali

Per la ricerca di soluzioni progettuali che risolvano i problemi della mantellata di protezione, esistono queste esigenze confliggenti:

- 1) la stabilità della sezione della mantellata;
- 2) la problematica della tracimazione;
- 3) la lunghezza complessiva del rinforzo;
- 4) gli impatti ambientali e paesaggistici.

I progettisti, a seguito di un approfondimento progettuale eseguito a seguito delle osservazioni ricevute in conferenza dei servizi, hanno previsto per la protezione al piede, l'utilizzo di massi di IV categoria, ovvero massi dal peso compreso fra 7 e 12 t che si sovrappone al peso di 10 t dei massi in Antifer esistenti e previsti in progetto, rispetto ai previsti massi di III categoria.

La determinazione di utilizzare massi naturali e non artificiali come elementi di rinforzo della barriera esistente, rappresenta una scelta basilare per la progettazione eseguita. Tale impostazione progettuale soddisfa oltre che i criteri prettamente tecnici, come in seguito meglio illustrato, anche criteri paesaggistici e ambientali, tenuto conto che ci si trova in un'area protetta dal punto di vista ambientale e paesaggistico.

Una struttura composita, come quella progettata, garantisce il massimo grado di protezione del piede dell'opera, evitando nel tempo l'espletarsi di fenomeni erosivi localizzati che possono portare al cedimento del piede e, conseguentemente, al crollo parziale della mantellata, come è già avvenuto in passato.

Questo approccio è condiviso dalla larghissima parte dei manuali tecnici sulle strutture marittime. Nella collezione di immagini della successiva Figura 14, sono riportate alcune tra le innumerevoli sezioni tipologiche di progetti realizzati che prevedono strutture miste, in blocchi artificiali per la mantellata e in massi naturali per la protezione del piede.

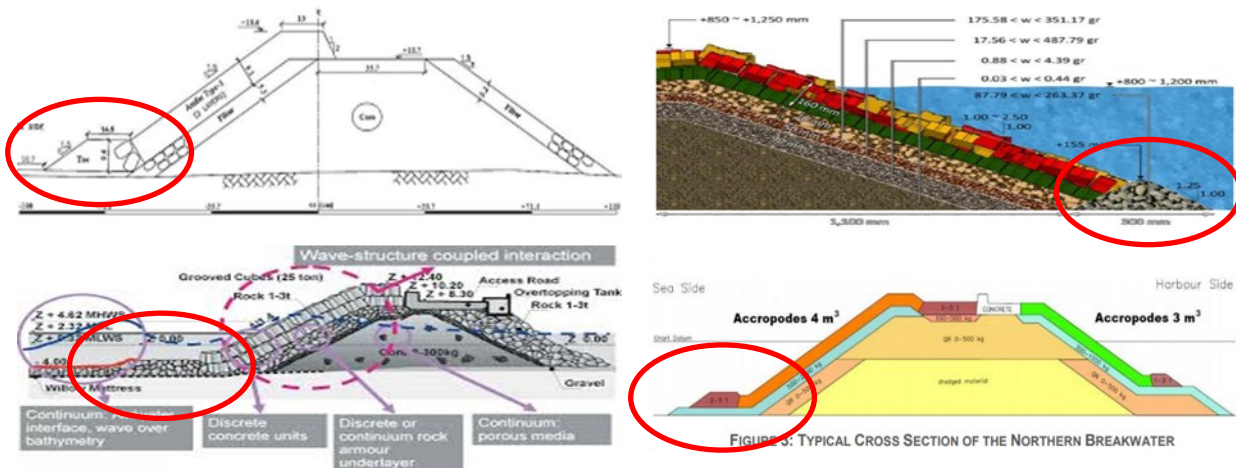


Figura 14: Alcuni esempi tratti dalla recente bibliografia internazionale di sezioni composite di moli foranei con l'utilizzo di massi artificiali (Antifer, e Accropodes nell'ultima figura) stabilizzati da una berma al piede in massi naturali. (dall'alto a sinistra in senso orario: 1) S. Hooman Mousavi, M. R. Kavianpour & O. Aminoroayaie Yamini, "Experimental analysis of breakwater stability with antifer concrete block", 2016; 2) A. Najafi-Jilani, M. Zakiri, Niri, Nader, "Simulating three dimensional wave run-up over breakwaters covered by antifer units", 2014; 3) John-Paul Latham, Julian Mindel, Jiansheng Xiang, Romain Guises, Xavier Garcia, Chris Pain, "Coupled FEMDEM/Fluids for coastal engineers with special reference to armor stability and breakage", 2009; 4) Peter Van Gelderen and Stephen Auld, "Innovative Technique for Single Layer Armor Unit Placement", 2016).

Tale disanima è confortata da molta altra bibliografia che mette in evidenza come la stabilità del piede dell'opera in blocchi artificiali sia preferibilmente affidata ad una berma in massi naturali. La soluzione proposta dal gruppo di progettazione risulta, quindi, in linea con le indicazioni e le esperienze italiane ed internazionali sull'argomento.

Il fatto che la protezione al piede si erga anche sopra il livello medio del mare (da 2,5 a 3 m s.l.m.) deriva dal fatto che i fondali su cui la protezione si va ad attestare sono estremamente limitati e la necessità di utilizzare massi di peso importante impone una geometria dimensionalmente altrettanto significativa.

Inserire in questa sezione esistenti massi artificiali, adeguatamente stabilizzati in fondazione con pietrame, in modo da distribuire efficacemente le tensioni sul terreno (principio del filtro inverso di Terzaghi) avrebbe necessitato un importante scavo al piede del paramento attuale; questa operazione oltre che onerosa dal punto di vista economico e dei tempi di realizzazione, sarebbe stata estremamente pericolosa per il rischio dei crolli della scarpata.

Le onde incidenti, quindi, andranno ad impattare innanzitutto sulla nuova berma di massi naturali qui progettata e la gran parte dell'energia sarà, quindi, assorbita e dissipata da questi massi. Prima di entrare nel merito della descrizione della configurazione progettuale implementata a seguito del parere e della successiva riunione, si vuole presentare una disanima descrittiva delle motivazioni per le quali il gruppo di progettazione non condivide la posa di massi Antifer come protezione al piede.

I massi Antifer, infatti, hanno una geometria pressoché cubica e, quindi, hanno un'alta probabilità di offrire localmente all'impatto con l'onda una superficie verticale che, come noto dall'idraulica marittima, esalta i fenomeni riflessivi. Se questo non è macroscopicamente evidente lungo la mantellata, dove il getto alla rinfusa dei blocchi realizza una adeguata pendenza, lo è localmente nei pressi del fondale dove la prima fila di massi artificiali, sull'ipotetica berma in Antifer, non può che essere realizzata affiancando i singoli elementi, come rappresentato nella seguente Figura 15.

In tale immagine si nota che, per quanto sia stata realizzata una struttura di fondazione in massi naturali (che si estende a nostro parere non abbastanza al largo per proteggere il piede dell'opera) l'attacco delle onde sulla struttura avviene sulla superficie verticale delle prime file di Antifer.

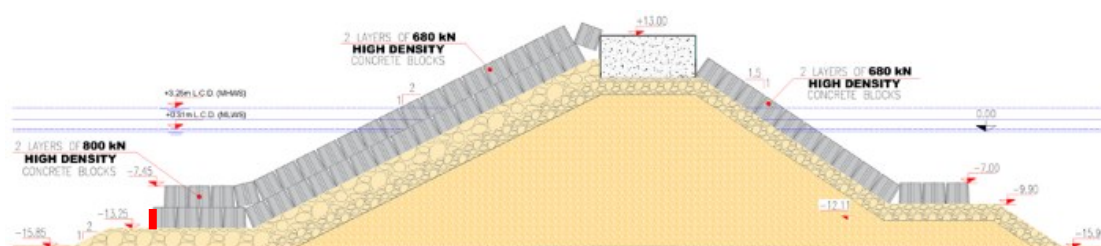


Figura 15: Esempio di mantellata in Antifer senza berma di protezione in massi naturali (Paulo Rosa-Santos, Francisco Taveira-Pinto, Daniel Clement, Tomás Cabral, Felipe Fiorentin, Filipe Belga and Tiago Morais, "Experimental Study of a Hybrid Wave Energy Converter Integrated in a Harbor Breakwater", 2019)

Rispetto ad una soluzione come questa, la realizzazione di una berma di appoggio e protezione in massi naturali permette, nel punto di attacco della sollecitazione ondata al piede dell'opera, di offrire all'onda incidente non una parete verticale costituita dalle facce piane degli Antifer affiancati, bensì una superficie porosa, costituita dalla geometria dei massi naturali, in grado di abbattere consistentemente i fenomeni locali di riflessione che, nel tempo, se non adeguatamente evitati possono essere in grado di erodere anche il sottofondo dell'opera.

A tal fine, per come previsto in progetto, non saranno consentite lavorazioni per la posa “a specchio” della mantellata, ma la posa dovrà avvenire il più possibile “alla rinfusa”, al fine di garantire la corretta porosità dell’ammasso atto ad assorbire l’energia dell’onda impattante e ridurre al minimo i fenomeni di riflessione e risalita con conseguente tracimazione.

La protezione al piede in massi naturali, sostanzialmente simile a quelle riportate in Figura 14, nel nostro caso è stata dimensionata in modo da realizzare anche una consistente berma orizzontale (larga da 7 a 9 m) che associata alla pendenza della mantellata in Antifer è in grado di assicurare alla struttura un profilo composito efficace per il contenimento dei fenomeni di risalita dell’onda e, conseguentemente, utile ad azzerare l’eventualità della tracimazione.

La larghezza della berma (da 7 a 9 m che corrisponde alla posa di un numero di massi di IV categoria compresi fra 4 a 6) garantisce la stabilità degli Antifer posati sul paramento superiore.

8.1 Rifiorimento della mantellata esterna e sistemazione del piede

A seguito delle osservazioni giunte in conferenza dei servizi e, in particolare, dall’ufficio periferico del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Provveditorato interregionale per le OO.PP. Sicilia – Calabria, Ufficio 6-Tecnico e OO.MM. per la Calabria (ex Genio Civile Opere Marittime di Reggio Calabria) la soluzione progettuale è così configurata:

- 1) nel “Tratto A1” (sezioni 1-5 comprese) si è scelto di mantenere la presenza di massi naturali, considerando che i fondali antistanti la diga inducono il frangimento di onde energeticamente significative in uno spazio abbastanza distante dalla diga e, quindi, la protezione con massi “Antifer” non appare strettamente necessaria dal punto di vista tecnico.;
- 2) nel tratto “A2” dalla sezione 5 alla sezione 7 la scelta progettuale è ricaduta su una sezione trasversale composita, così come indicata nella successiva Figura 16.

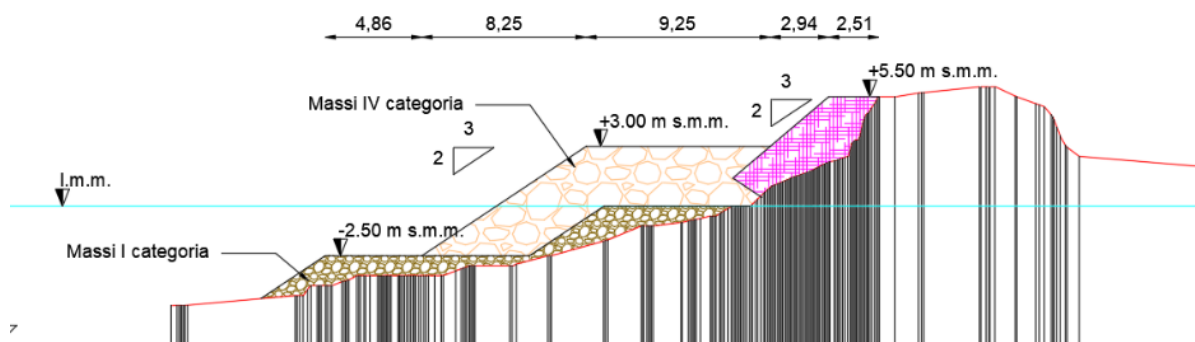


Figura 16: Sezione tipo del tratto compreso fra la sezione 5 e la sezione 7

Come è possibile osservare i nuovi Antifer saranno poggiati sui massi di IV categoria e davanti sarà presente una berma in massi di IV categoria lunga oltre 9 m, prima dell’inizio del tratto obliquo con pendenza 3:2. I massi di IV categoria saranno poggiati su un letto di massi di I categoria. Nel seguito saranno descritte le verifiche progettuali eseguite e descritte le modalità di esecuzione delle opere;

- 3) il tratto compreso fra la sezione 7 e la sezione 10 sarà costituito da un unico ammasso di massi di IV categoria (Figura 17).

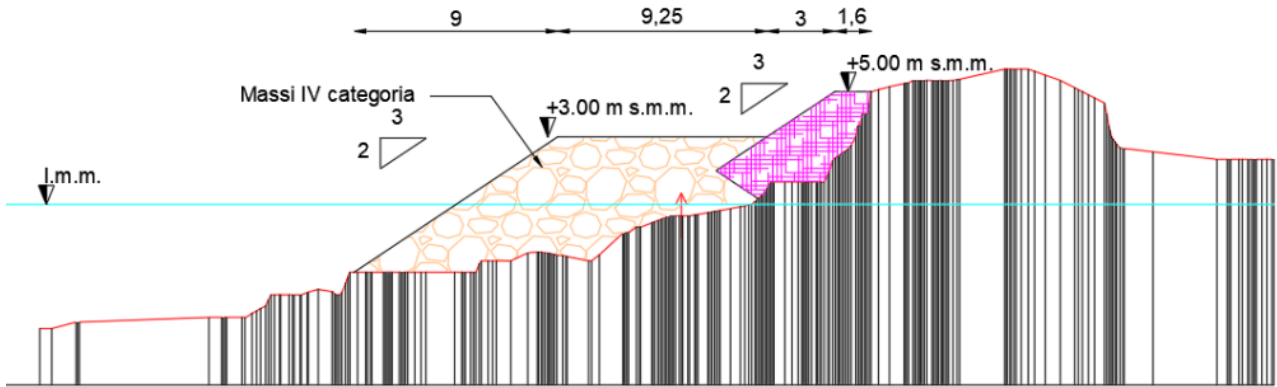


Figura 17: sezione tipo del tratto 7-10

Questa scelta è legata al fatto che attualmente il fondale antistante la mantellata di protezione è tappezzato da massi provenienti dal dissesto della mantellata ed è quindi inutile prevedere un livellamento del fondale, essendo invece preferibile ricoprire quello che c'è;

- 4) per il tratto compreso fra la sezione 10 e la sezione 20 si è deciso di utilizzare di nuovo una sezione composita che, a differenza del tratto compreso fra le sezioni 5 e 7, presenta una berma in sommità di massi di IV categoria più stretta (circa 7 m) e una seconda berma, posta al piede dei massi di IV, realizzata in massi di I categoria ed altrettanto pronunciata (circa 5 m);

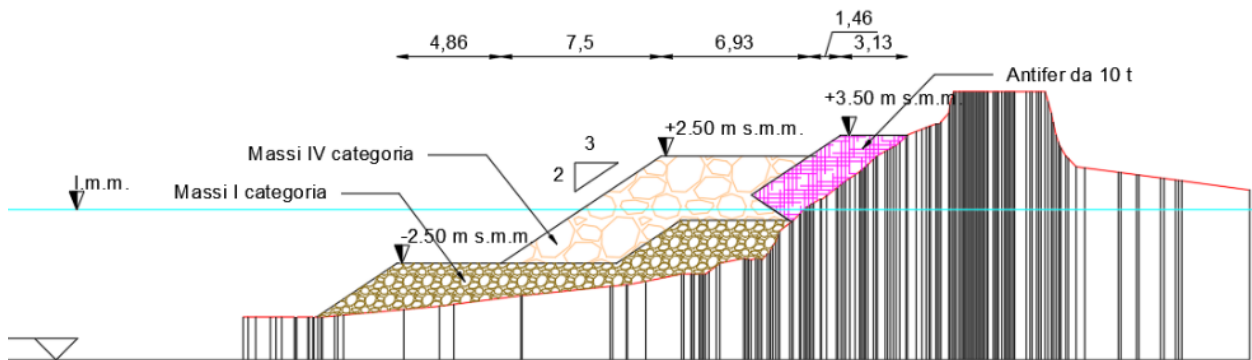


Figura 18: sezione composita per il tratto compreso fra la sezione 10 e la sezione 20

- 5) il tratto finale dell'intervento di protezione (sezioni 21 e 22) sarà realizzato con la posa di massi di IV categoria davanti agli Antifer esistenti, con la formazione di una berma di circa 7 m di larghezza (Figura 19). In questo caso l'unghia al piede dei massi di IV categoria è più contenuta rispetto al tratto precedente in quanto in tale tratto, ormai lontano dal punto angolare dello sviluppo planimetrico prima individuato, il molo risulta meno dissestato.

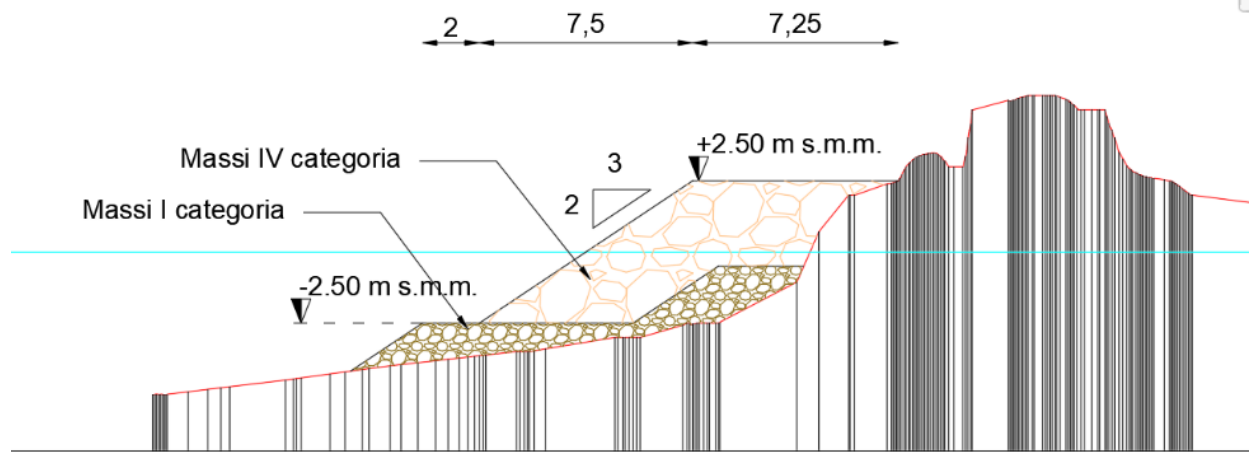


Figura 19: Sezione trasversale per il tratto compreso fra le sezioni 21 e 22

Come si è visto, quindi, l'impostazione progettuale non ha fatto solo riferimento ad una disomogeneità dei materiali accuratamente determinata, ma si è adattata alle situazioni locali esistenti nello spirito dell'ottimizzazione del progetto sia sotto il profilo dell'efficacia che sotto il profilo dei costi.

Per quanto riguarda, infine, i pennelli, essi sono stati progettati con gli stessi criteri delle barriere sopra descritte. La sola sezione di testata del pennello 2, quello più lungo, è stata prevista in Antifer a causa delle sollecitazioni ondose cui sarà sollecitata per l'entità dei fondali su cui poggia.

9 Progettazione della mantellata a protezione del muro paraonde

La concezione progettuale della ricarica, prevista in progetto, della mantellata del molo di sopraflutto si basa sulla constatazione che quella attuale, a causa dei fenomeni di fatica cui è stata sottoposta nel corso degli anni, non è più sufficientemente stabile alle sollecitazioni dovute alle azioni pulsanti delle mareggiate e, di conseguenza, non garantisce la protezione agli allagamenti dovuti alla risalita delle onde di tempesta.

La mantellata di progetto, quindi, deve avere le seguenti caratteristiche:

- resistere alle azioni delle onde;
- essere dotata di un piede di fondazione che sostenga efficacemente il paramento, evitando i crolli dei massi artificiali che la struttura ha patito nel corso della sua vita;
- impedire la risalita delle onde che determina, nella situazione attuale, la tracimazione del muro paraonde.

In primo luogo si è verificato che i massi esistenti abbiano un peso sufficiente a resistere all'azione delle onde, facendo riferimento non ovviamente alla situazione attuale, ma al profilo del paramento che sarà ricostruito con la rifioritura della mantellata.

Con riferimento alla successiva Figura 20, si nota che i massi hanno le seguenti caratteristiche:

- $H=1.6$ m;
- $A=1.73$ m;
- $B=1.61$ m;
- $C=0.152$ m;
- $D=0.038$ m;
- $r=0.194$ m.

Considerando, in via precauzionale, un peso specifico del calcestruzzo pari a 2.4 t/m^3 si ottiene il peso del singolo masso, P , pari a 10 t.

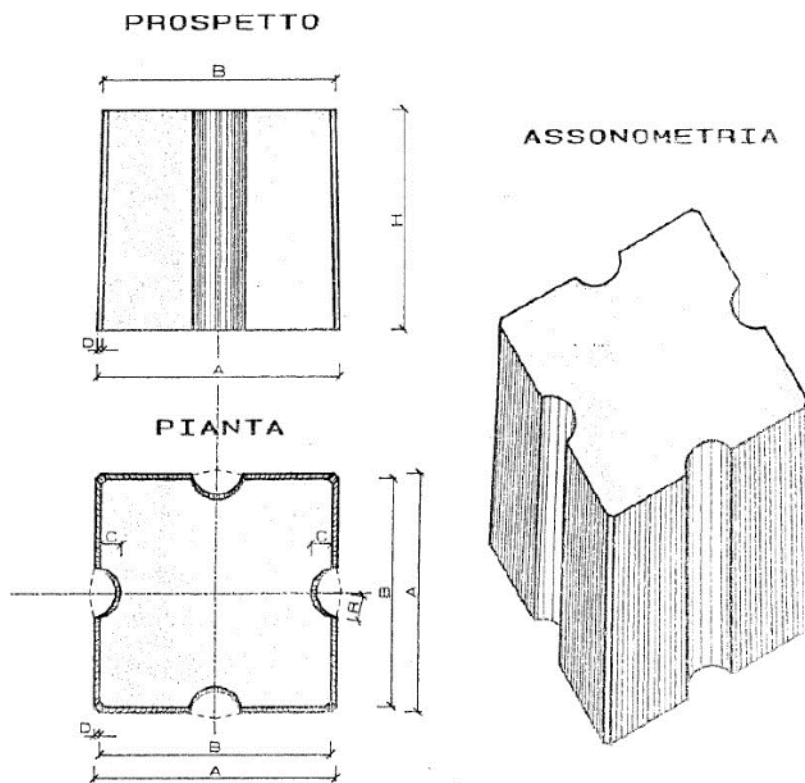


Figura 20: Caratteristiche geometriche degli Antifer presenti sulla mantellata.

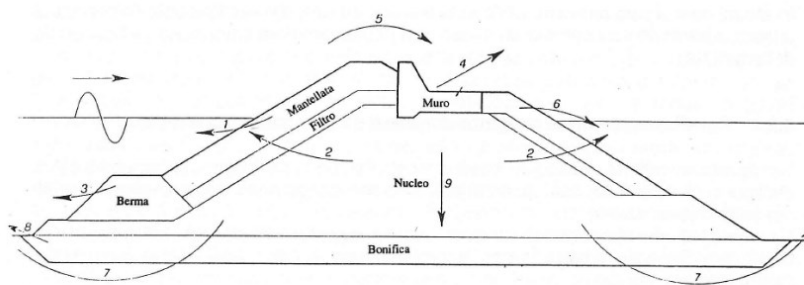
9.1 Verifica del peso del masso della mantellata

Il peso dei massi è stato calcolato attraverso l'applicazione delle relazioni di letteratura validate da decenni di utilizzo e riportate, oltre che all'interno di tutti i manuali di costruzioni marittime italiani e stranieri, anche nelle citate "ISTRUZIONI TECNICHE PER LA PROGETTAZIONE DELLE DIGHE MARITTIME" – redatte dal MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI- Consiglio Superiore e dal CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE - Gruppo Nazionale Difesa Catastrofi Idrogeologiche (Pubbl. GNCDI n. 1450, 1996). In queste istruzioni, fra l'altro, a pagina 21 è presente il capitolo dedicato alle dighe a gettata (o a scogliera) e pagina 26 (figura 3, riportata in Figura 21 del presente rapporto tecnico) è rappresentata una sezione tipo con i possibili fenomeni di collasso.

Le scelte progettuali rappresentate nel progetto hanno tenuto conto di questi fenomeni e delle raccomandazioni conseguenti.

Il calcolo del peso dei massi della mantellata esterna è stato eseguito con il criterio di Hudson, adottando il criterio di frangimento dell'onda di Kampius. Il calcolo è stato ripetuto anche con il criterio di Van der Meer in modo da avere un termine di confronto riguardo agli ordini di grandezza. Per rimanere a vantaggio di sicurezza si è considerato per tutte le sezioni una profondità di frangimento pari a 5 m s.m.m. che corrisponde, considerando la pendenza media del fondale e i sovralti di marea e di water set-up, all'altezza di un'onda frangente pari a 3.38 m con un periodo medio (il massimo fra i periodi per le onde con questa altezza) pari a 10.25 s. La pendenza della scarpata è stata considerata pari a 3:2, come da integrazioni progettuali.

Nella successiva Tabella 1 sono riportati i dati di base dimensionali.



- | | |
|---|------------------------------------|
| 1 Rimozione degli elementi della mantellata | 6 Danneggiamento paramento interno |
| 2 Rimozione dei fini | 7 Collasso della fondazione |
| 3 Erosione della berma al piede | 8 Erosione del fondale al piede |
| 4 Spostamento del muro paraonde | 9 Assesamento del frangiflutti |
| 5 Sormonto e tracimazione | |

Fig. 3

Figura 21: Schema di sezione tipo per una diga a gettata

Tabella 1: dati generali per il calcolo del peso dei massi della mantellata

h	5.00	m	Profondità fondale (non considerando water set-up e marea)
h _{mar}	0.40	m	Innalzamento di marea
h _{wsup}	0.40	m	Innalzamento dovuto al water set-up
H _{calc}	5.80	m	Altezza del fondale in corrispondenza dell'opera
p	0.01		Pendenza media della spiaggia sommersa
H	3.38	m	Altezza d'onda al frangimento
T _p	10.25	s	Periodo dell'onda (il maggiore fra le onde frangenti)
γ_m	2.60	t/m ³	Peso specifico massi naturali
γ	1.03	t/m ³	Peso spec.acqua
pm	0.35		Permeabilità della mantellata
cotg α	1.50		Pendenza della scarpata
α	0.59	rad	Angolo scarpata
α	33.69	gra	Angolo scarpata
Δ	1.53		

Con questi valori al contorno la formula di Hudson restituisce un peso dei massi pari a 9.45 t, corrispondenti alla IV categoria, per le sezioni di testata delle opere (in corrispondenza di un $K_D=2$: massi naturali a spigoli vivi con un doppio strato) e un peso pari a 4.73 t, corrispondenti alla III categoria, per le sezioni correnti delle opere (in corrispondenza di un $K_D=4$: massi naturali a spigoli vivi con un doppio strato). Le sezioni di cui si sta trattando in questo progetto sono tutte sezioni correnti (la testata è ben distante) e per questo erano stati scelti massi di III categoria nella prima versione del progetto. Per tutte le motivazioni prima esposte, in questa integrazione, si prevede invece, a favore di sicurezza, l'utilizzo di massi di IV categoria, come se si stessero considerando le sollecitazioni indotte in corrispondenza della testata dell'opera.

D'altra parte l'applicazione della formula di Van der Meer, per le opere in massi naturali, considerando una mareggiata da 1000 onde restituisce il peso dei massi pari a 9.7 t, ovvero una IV categoria.

Per quanto riguarda la berma al piede (posta a una profondità di 2.5 m rispetto al medio mare) è stato utilizzato il criterio di Van der Meer per le opere sommerse, considerando il grado di danneggiamento

pari a 2. La metodologia proposta da Van der Meer propone l'impiego di un numero di stabilità N_s^* funzione della profondità h al piede dell'opera, della quota h_c del coronamento della struttura rispetto al fondo e del grado di danneggiamento ammissibile S .

L'applicazione del modello ha restituito un valore del peso dei massi pari a 0.47 t, il limite inferiore dei massi di I categoria; prevedere, quindi, massi di I categoria risulta essere a vantaggio di sicurezza.

9.2 Descrizione della formula di Hudson

Per la verifica dei massi della mantellata esterna è stata applicata la formula di Hudson che è la storica formula per il dimensionamento dei massi delle mantellate delle opere marittime ed è tutt'ora quella più utilizzata, anche nelle recenti applicazioni per i massi artificiali di nuova generazione.

Dal calcolo del peso del singolo masso W_{50} si ricava il diametro medio equivalente del masso con le seguenti formule

$$D_{50} = \sqrt[3]{\frac{W_{50}}{\gamma_s}},$$

$$W_{50} = \frac{H^3 \gamma_s}{K_D \Delta^3 \cot(\alpha)}$$

nelle quali:

- H : Altezza d'onda di progetto (m);
- W_{50} : Peso del singolo masso (espresso in kN);
- γ_s : Peso specifico del materiale costituente il masso (espresso in kN/m³);
- γ : Peso specifico dell'acqua di mare 10.10 kN/m³;
- $\Delta = \frac{\gamma_s}{\gamma} - 1$
- α : angolo della scarpata, $\cot(\alpha)$ è la cotangente dell'angolo;
- K_D : coefficiente idrodinamico di stabilità, funzione del tipo di masso (con i valori riportati in Tabella 3).

L'altezza d'onda di progetto è stata valutata al frangimento con l'ausilio dello schema di Kampius.

La formulazione dell'altezza d'onda al frangimento prevede che:

$$H = 0.56 * e^{3.5*m} * d_b,$$

dove:

- m è la pendenza del tratto di costa antistante l'opera che si va a dimensionare;
- d_b (m) è l'altezza di imbasamento dell'opera.

Il valore dell'altezza di imbasamento, rispetto al medio mare, ha tenuto conto degli effetti di soprizzo della superficie libera dovuti all'effetto delle maree astronomiche e meteorologiche (dovute all'innalzamento del mare per fenomeni di variazione di pressione atmosferica) durante gli eventi di tempesta.

Tabella 2: Valori dei coefficienti K_D della formula di Hudson, tratti dalle Istruzioni tecniche per la progettazione ed esecuzione delle dighe marittime "Ministero dei Lavori Pubblici" (da Tomasicchio, 2002).

Elemento	n (3)	Posa in opera	Sezione corrente		Testata		Scarpa Cot α
			K_D (2)		K_D		
			Onda frangente	Onda non frangente	Onda frangente	Onda non frangente	
Masso naturale arrotondato	2	alla rinfusa	1.2	2.4	1.1	1.9	da 1.5 a 3.0
arrotondato	>3	alla rinfusa (4)	1.6 (4)	3.2	1.4 (4)	2.3	
a spigoli vivi	2	alla rinfusa	2.0	4.0	1.9	3.2	1.5
a spigoli vivi	<3	alla rinfusa	2.2	4.5	1.6	2.8	2.0
a spigoli vivi	2	speciale (6)	5.8	7.0	1.3	2.3	3.0
Parallelepipedo (7)	2	speciale (1)	7.0-20.0	8.5-24.0	--	--	
Tetrapodo e	2	alla rinfusa	7.0	8.0	5.0	6.0	1.5
Quadripodo					4.5	5.5	2.0
					3.5	4.0	3.0
Tribar	2	alla rinfusa	9.0	10.0	8.3	9.0	1.5
					7.8	8.5	2.0
					6.0	6.5	3.0
Dolos	2	alla rinfusa	15.8(8)	31.8(8)	8.0	16.0	2.0(9)
					7.0	14.0	3.0
Cubo modificato	2	alla rinfusa	6.5	7.5	--	5.0	(5)
Hexapod	2	alla rinfusa	8.0	9.5	5.0	7.0	(5)
Toskane	2	alla rinfusa	11.0	22.0	--	--	(5)
Masso naturale assortiti	-	alla rinfusa	2.2	2.5	--	--	

(1) Avvertenza: i valori di K_D scritti in *italico* non sono stati prodotti da apposite prove di laboratorio e, pertanto, sono riportati solo per consentire una progettazione preliminare dell'opera.
(2) Per pendenze comprese tra 1/1.5 e 1/5.
(3) n è il numero di elementi compresi nello spessore della mantellata (numero di strati).
(4) Non è consigliato l'uso di un singolo strato nelle mantellate di massi naturali sottoposte a onde frangenti. Nel caso di onde non frangenti, è ammissibile il singolo strato solo nel caso di una attenta posa in opera di massi.
(5) Nelle more dell'acquisizione di più dettagliate informazioni sulla variazione del coefficiente k_D con la pendenza, l'uso del k_D dovrebbe essere limitato a pendenze comprese tra 1/1.5 e 1/3. Alcune prove su elementi di mantellata in testata mostrano una relazione funzionale tra k_D e pendenza.
(6) Speciale posa in opera con l'asse maggiore del masso posto normalmente al piano della mantellata.
(7) Massi sagomati con forma parallelepipedica quando la maggiore dimensione lineare è circa 3 volte più grande della piccola (Markle e Davidson, 1979).
(8) I valori si riferiscono al criterio di *non danneggiamento* (spostamenti e oscillazioni dei massi < 5%); se non si tollera l'oscillazione dei dolos (< 2%) occorre ridurre il k_D del 50% (Zwamborn e Van Niekerk, 1982).
(9) La stabilità del dolos su pendenze superiori a 1/2 dovrebbe essere indagata con apposite prove su modello in funzione delle locali condizioni al contorno.

Tabella 3: Valori dei coefficienti K_D , tratti dallo Shore Protection Manual (da Tomasicchio, 2002).

Tipo di elemento	Numero di strati	Collocamento in opera	K_D	P
Massi naturali:				
a spigoli arrotondati	2	alla rinfusa	1.02	38
a spigoli vivi	2	" "	1.00	37
a spigoli vivi	≥ 3	" "	1.00	40
Cubo modificato	2	" "	1.10	47
Tetrapodo 2	"	" 1.04	50	
Quadripodo	2	" "	0.95	49
Esapodo	2	" "	1.15	47
Tribar	2	" "	1.02	54
Dolos	2	" "	0.94	56
Massi naturali	Granulometria assortita di spessore minimo $\geq 2(W_{50}/\gamma_c)^{1/3}$	" "	--	37

9.3 La fase di cantierizzazione

La scelta del gruppo di progettazione per quanto concerne la fase realizzativa è stata relativa all’utilizzo esclusivo di mezzi terrestri, eccetto che per le attività di controllo che saranno affidate a barchini di appoggio.

I massi, quindi, saranno posati in opera con mezzi terrestri, al fine di consentire una disposizione accurata e una prima stabilizzazione per effetto del transito dei mezzi.

Allegata alla presente relazione è presente anche una tavola di progressione nella costruzione della sezione trasversale, concepita utilizzando unicamente mezzi terrestri, ad integrazione dell’elaborato A.1.15 PLANIMETRIA DI CANTIERE PER GLI INTERVENTI MARITTIMI.

La prima fase della posa della mantellata avverrà con la posa del nucleo in massi di I categoria (Figura 22)

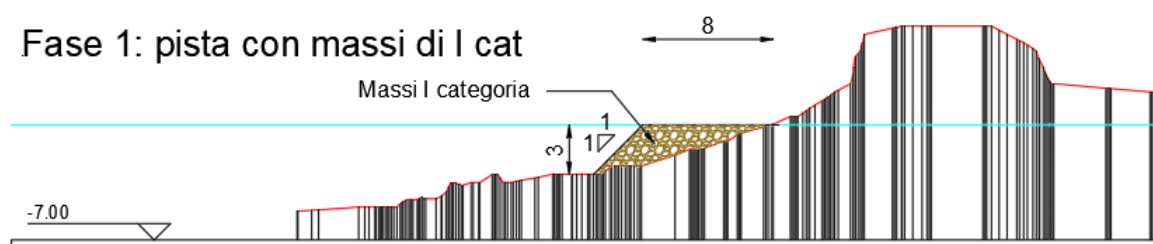


Figura 22: Posa della pista di transito dei mezzi

La posa avverrà fino al livello medio del mare e la scarpata avrà pendenza 1:1, in quanto si tratta di una mera opera di cantiere. La larghezza della sommità della berma sarà pari a 8 m, per consentire un’agevole movimentazione dei mezzi di cantiere (autocarri e pale meccaniche). Il costipamento dovuto al passaggio dei mezzi aumenterà la concatenazione fra i massi, determinando un incremento della stabilità della mantellata.

Completata questa fase, sarà posata la prima fila dei massi di IV categoria che saranno intasati con pietrisco per consentire il passaggio degli automezzi (Figura 23).

In questo modo sarà preparato lo spazio in cui alloggiare gli Antifer, come si vede dalla successiva fase 3 (Figura 24).

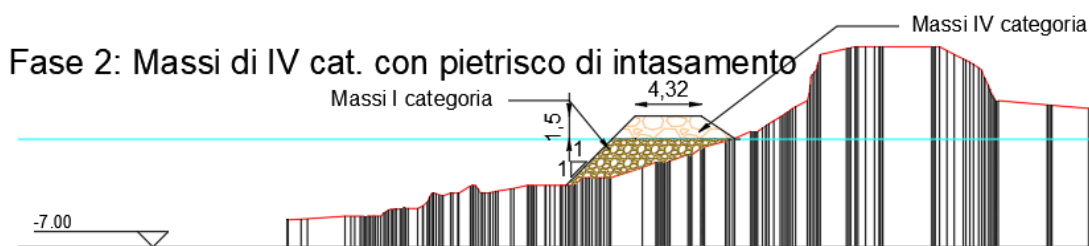


Figura 23: Posa della prima fila di massi di IV categoria

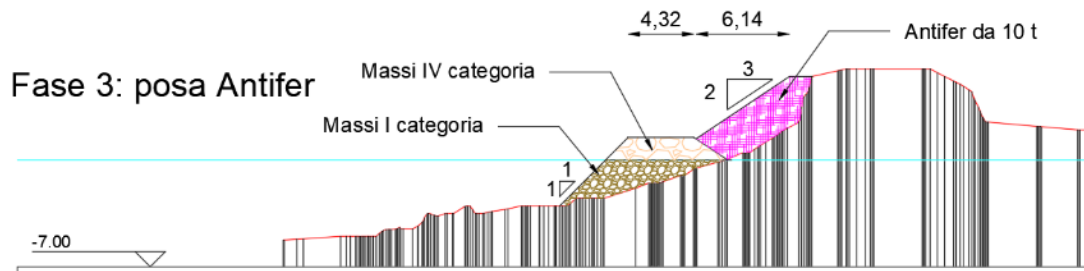


Figura 24: Posa degli antifer

Una volta completata la posa degli Antifer, il cui piede sarà assicurato dalla presenza dei massi di IV categoria ben stabilizzati dal passaggio degli automezzi, con l'ausilio degli escavatori a braccio telescopico, sarà formato il piano di appoggio dei massi di I categoria e l'addolcimento della sezione del nucleo dell'opera in massi di I categoria, fino a formare una pendenza 3:2 (Figura 25).

Fase 4: posa imabasamento con l'uso di escavatore a braccio telescopico

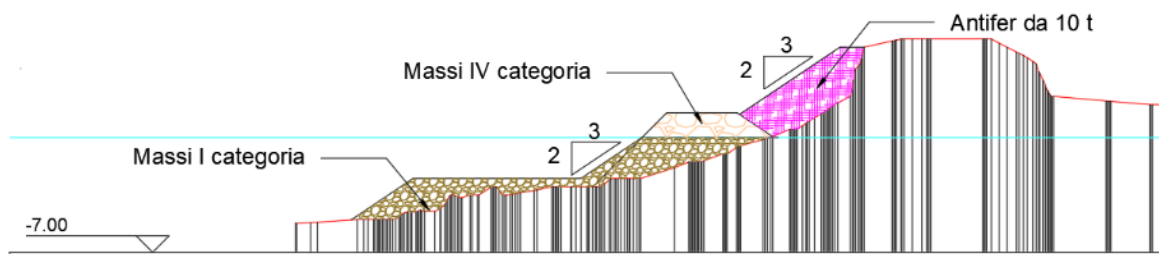


Figura 25: Formazione del piano di appoggio e della berma al piede della mantellata di massi in IV categoria

L'ultima fase di lavorazione riguarderà il completamento della berma di massi in IV categoria con la costruzione della scarpata con pendenza 3:2 (Figura 26).

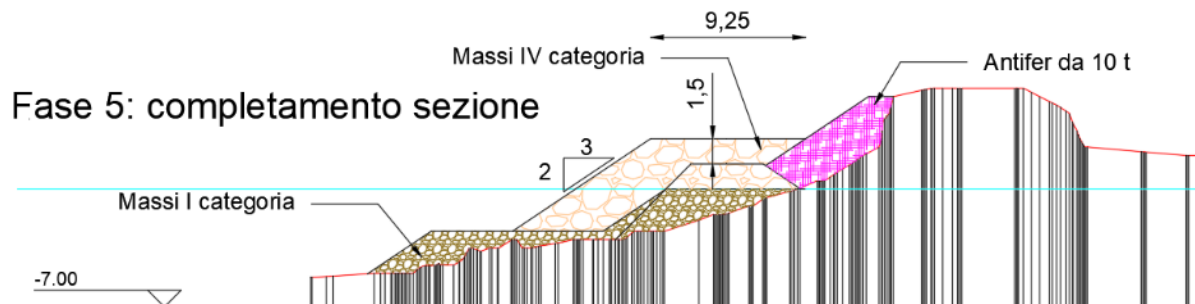


Figura 26: Completamento della sezione

10 Verifica della tracimazione nello stato attuale e nello stato di progetto

Al fine di verificare la capacità delle opere di progetto di determinare sensibili miglioramenti in riferimento ai fenomeni di tracimazione del molo foraneo che creano problemi alla fruibilità dell'infrastruttura portuale, si è eseguito il calcolo del “run-up”, e della connessa risalita delle onde sul paramento del molo foraneo, utilizzando l'approccio di Van der Meer.

La massima risalita dell'onda su un litorale è determinabile a partire dai seguenti 4 fattori, i primi tre dei quali forniscono l'indicazione sul “water set-up”, dato dalla concorrenza di marea astronomica, meteorologica e del cinematismo delle onde al frangimento:

- 1) il sopralzo dovuto al vento;
- 2) il sopralzo dovuto al livello barometrico inverso;
- 3) il sopralzo di marea astronomica;
- 4) il “run-up”, cioè la risalita dell'onda lungo la mantellata.

Il “water set-up”, complessivamente è l'effetto della trasformazione di energia cinetica in potenziale delle onde, necessaria per alimentare le correnti di ritorno che riportano verso il largo l'acqua sospinta verso la riva con il frangimento.

Dopo un primo abbassamento nella zona dei frangenti, il livello medio locale del mare aumenta avvicinandosi alla linea di riva (sia essa di battigia naturale o artificiale), ove si ha un massimo pari a circa un sesto dell'altezza d'onda frangente.

Il calcolo del water set-up avviene quindi attraverso la seguente relazione:

$$S_w = 0.15d_b - \frac{0.536\sqrt{H_b^3}}{T\sqrt{g}}$$

Il sopralzo di vento si genera quando esso comincia a spirare sulla superficie del mare: la sua azione tangenziale tende in primo luogo a spingere la massa d'acqua verso la costa, accelerandola.

Il calcolo avviene considerando la seguente relazione implicita, risolta per successive iterazioni:

$$S_v = \left[\frac{kU^2 x_p}{g(D_p - d - S_v)} \right] \ln \left(\frac{D_p}{d + S_v} \right)$$

essendo:

- U la velocità, costante, del vento foraneo di tempesta di lunga durata diretto verso la costa, assunto normalmente pari a circa 100 km/h (27.78 m/s);
- D_p la profondità della piattaforma continentale, pari a 200 m;
- x_p l'estensione della piattaforma continentale, che risulta pari alla distanza, nella direzione del vento, fra la profondità D_p e la profondità d , dove si calcola il sopralzo (in questo caso, si pone d pari a 0 sulla linea di riva, ove viene calcolato il sopralzo di vento): per la conformazione batimetrica al largo nel caso di applicazione, il valore di x_p risulta 6076 m;
- k è un coefficiente empirico pari a $3 \cdot 10^{-6}$.

La limitata estensione della piattaforma continentale fa sì che il sopralzo di vento sia un termine pressoché trascurabile per il paraggio in esame ai fini del calcolo del sopralzo totale.

Le variazioni di livello marino determinate da un aumento o da una diminuzione della pressione atmosferica sono indicate, come già accennato, come effetto barometrico inverso, poiché ad un aumento di pressione dell'area corrisponde un abbassamento dell'acqua sottostante e viceversa.

L'effetto della marea è dovuto all'interazione gravitazionale fra la terra e la combinazione dell'effetto del Sole e della Luna.

I dati di pressione e marea dal 01/01/2010 sono consultabili sul portale www.mareografico.it. Al fine di ottenere dati utili al caso in esame, sono stati analizzati i dati acquisiti dai mareografi di Palinuro (Figura 27) e Messina (Figura 28) entrambi parte della Rete Mareografica Nazionale (RMN), i più vicini e affidabili all'area in esame.

Le registrazioni orarie analizzate vanno dal 01/01/2010 al 03/12/2020, per una durata complessiva di quasi 11 anni, sufficiente per uno studio mareografico della zona in esame.

In Figura 29 e Figura 30 sono riportati gli andamenti temporali dei livelli mareali registrati per le due stazioni, mentre in Figura 31 e Figura 32 i dati di pressione atmosferica.

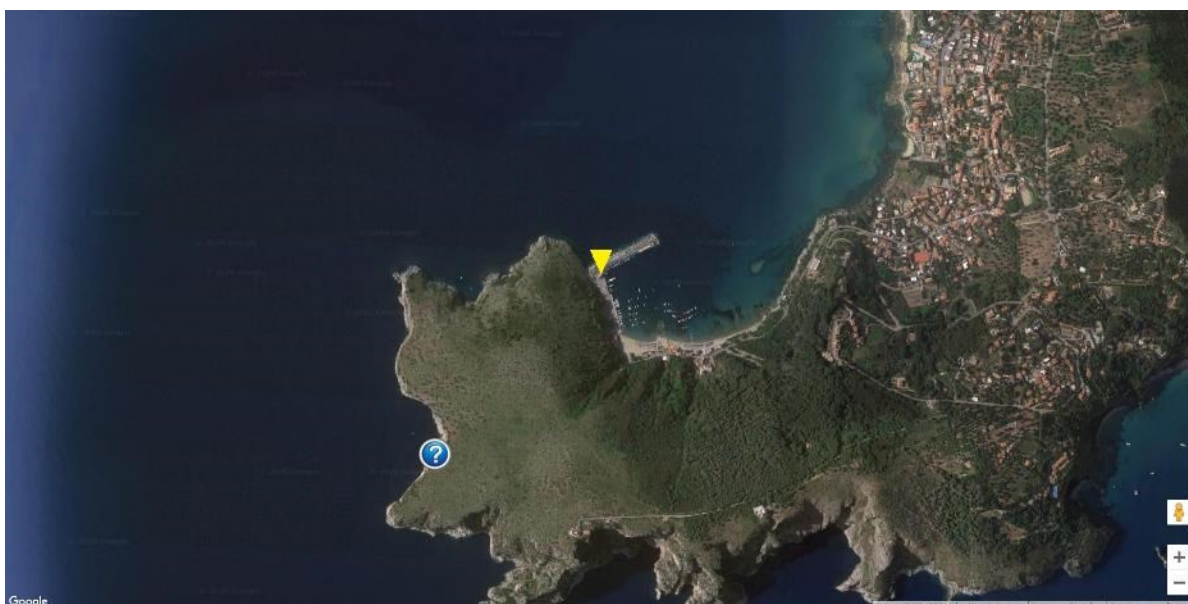


Figura 27: Individuazione planimetrica e struttura del Mareografo di Palinuro – fonte www.mareografico.it.



Figura 28: Individuazione planimetrica e struttura del Mareografo di Messina – fonte www.mareografico.it.

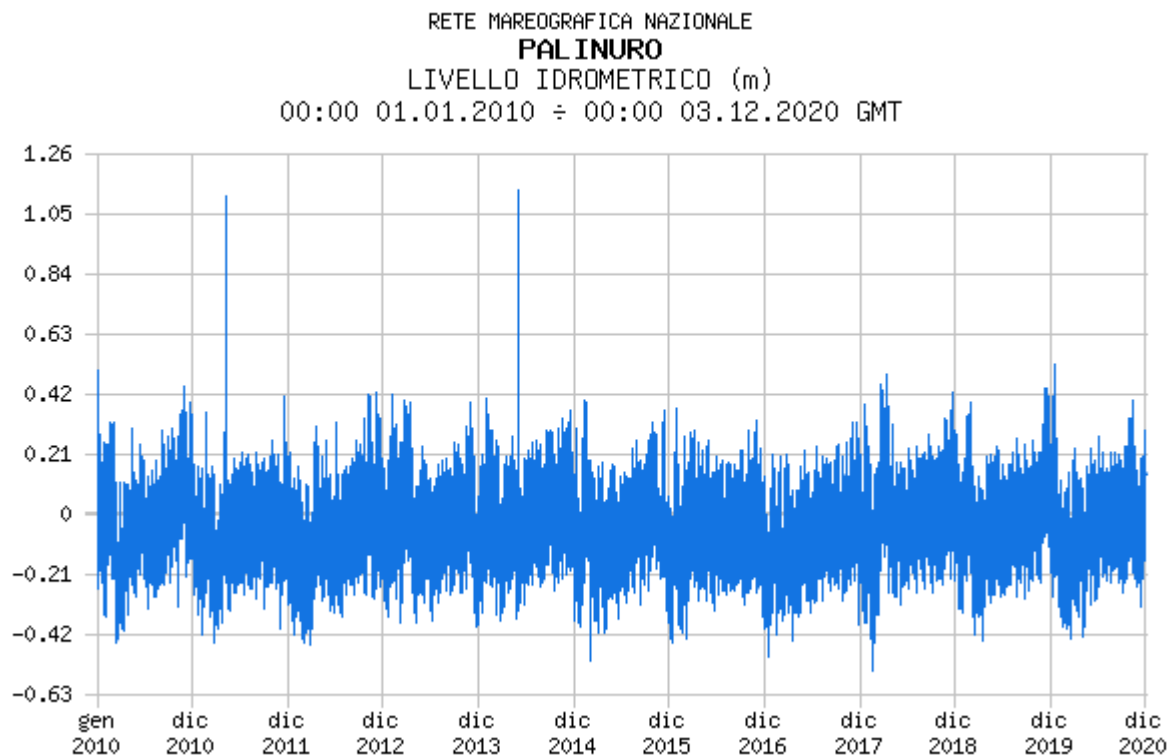


Figura 29: Andamento dei dati di marea registrati dal mareografo di Palinuro.

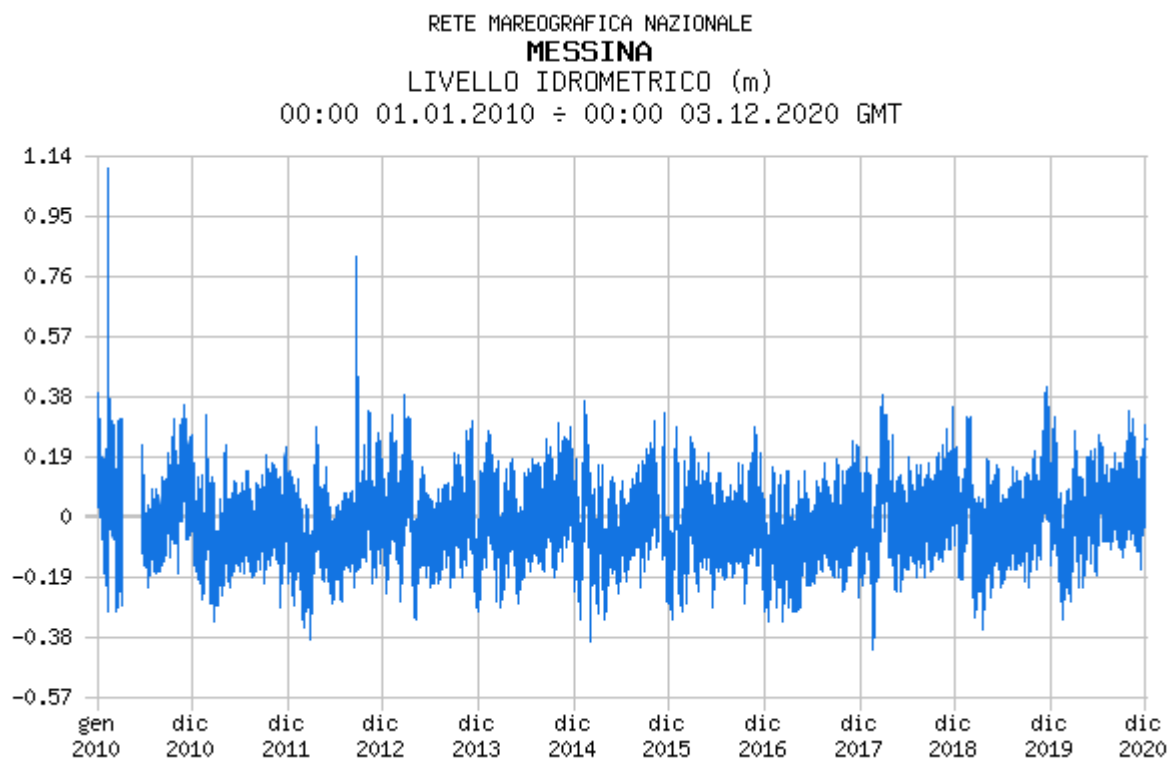


Figura 30: Andamento dei dati di marea registrati dal mareografo di Messina.

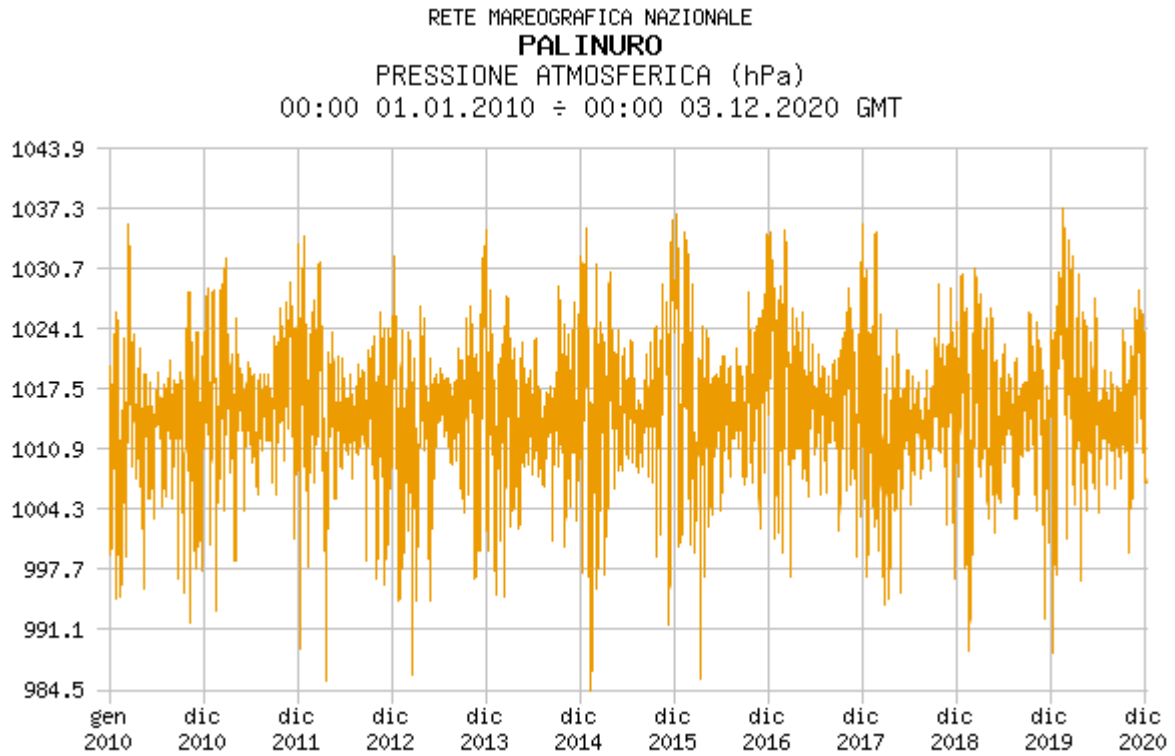


Figura 31: Andamento dei dati di pressione atmosferica registrati dal mareografo di Palinuro.

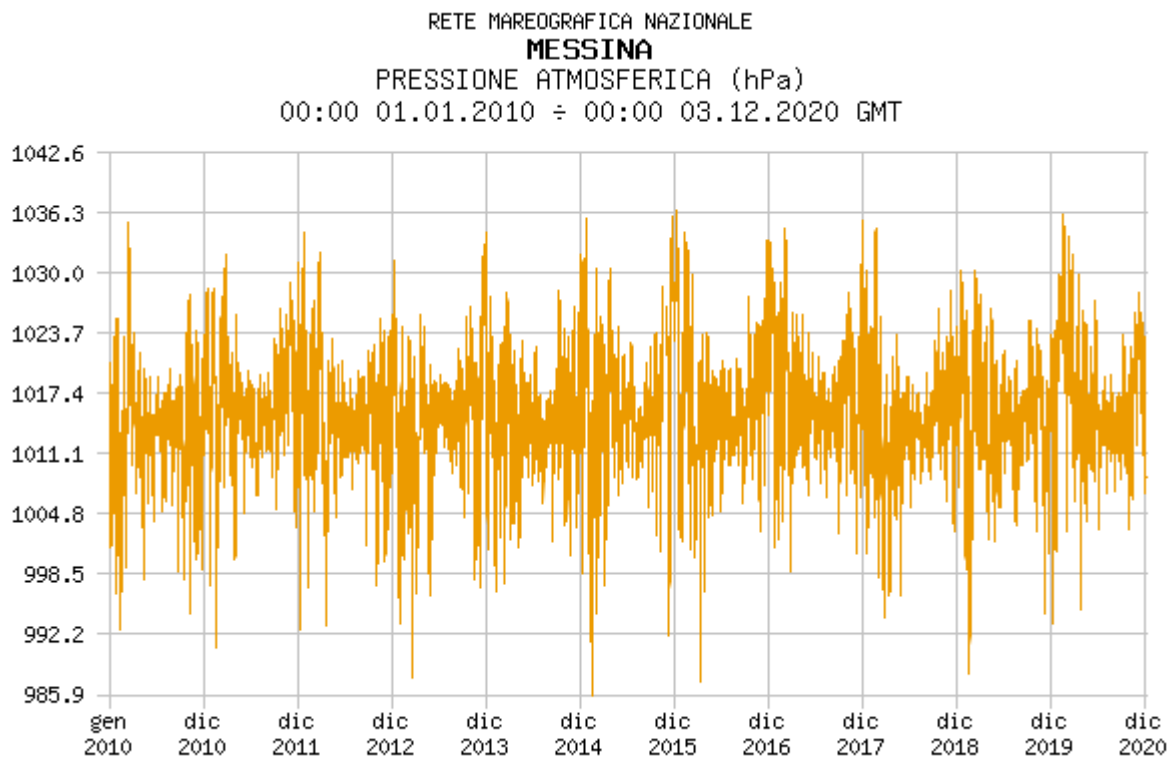


Figura 32: Andamento dei dati di pressione atmosferica registrati dal mareografo di Messina.

Dall'analisi delle registrazioni su può considerare che per entrambi i parametri si possa assumere un livello di sopralzo massimo pari a 40 cm.

Il “run up” (cioè la risalita del moto ondoso) è definito come la quota più alta raggiunta dall’acqua su una spiaggia nel corso di una mareggiata. In generale, a parità di altezza d’onda al frangimento, il run up è tanto maggiore quanto maggiori sono la lunghezza d’onda e la pendenza della spiaggia emersa. Convenzionalmente, si intende run up di uno stato di mare la quota di spiaggia che viene superata in media da 2 onde su 100, essendo il valore di norma definito come $R_{u2\%}$.

Con riferimento ad un assegnato stato di mare, viene determinato il massimo valore del run up, $R_{u2\%}$, utilizzando la relazione empirica proposta da Waal e Van Deer Meer (1992):

$$R_{u2\%} = 1.5H_{sb}\xi\gamma_r\gamma_b\gamma_h\gamma_\beta \quad \text{se } \xi < 2$$

$$R_{u2\%} = 3H_{sb}\gamma_r\gamma_b\gamma_h\gamma_\beta \quad \text{se } \xi \geq 2$$

Nella relazione di Waal e Van Deer Meer, il run up dipende dai due seguenti fattori:

- H_{sb} , altezza d’onda significativa al frangimento riferita ad un tempo di ritorno considerato;
- ξ , numero di Irribarren o parametro di frangimento, che risulta pari a:

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{H_{sb}}{L_{p0}}}} = 0.32$$

essendo:

- $\tan(\alpha)$ la pendenza media della spiaggia sottocosta, pari nel nostro caso al 12% del profilo della mantellata;
- L_{p0} la lunghezza di picco in acque profonde pari a $1.56 \cdot T_{p0}^2$, essendo T_{p0} il periodo di picco dell’evento con tempo di ritorno 100 anni;

Nelle formule per il calcolo del run up, i valori di γ rappresentano fattori di riduzione che tengono conto di diversi fattori. In particolare (Waal e Van Deer Meer, 1992):

- γ_r è il coefficiente di riduzione dipendente dalla scabrezza;
- γ_b è il coefficiente di riduzione dipendente dalla presenza di strutture a berma;
- γ_h è il fattore di riduzione che tiene conto dell’influenza del moto ondoso in acque basse;
- γ_β è il fattore di riduzione che tiene conto della direzione d’incidenza del moto ondoso rispetto alla struttura.

Il calcolo della massima risalita dell’onda sulla mantellata ha tenuto conto di tutte le componenti, considerando un coefficiente di contemporaneità pari a 0.95 per gli effetti meteorologici.

In definitiva è stata applicata la seguente formulazione:

$$R_{max} = 0.95 \cdot (S_w + S_v + S_M + S_B) + R_u$$

Un esempio di calcolo è riportato in Tabella 4, mentre in

Tabella 5 sono riportati i dati ricavati dalle elaborazioni effettuate con riferimento allo stato di fatto e allo stato di progetto, che sono rappresentati nelle successive Figura 33 e Figura 34.

Tabella 4: Calcolo di massima risalita dell'onda per la sezione 1 nello stato di fatto.

Calcolo del Water set-up			
d_b	3,86	m	Profondità di frangimento
H_b	3,01	m	Altezza d'onda al frangimento
T	10,18	m	Periodo di picco dell'onda
S_w	0,49	m	Sovralzo di set-up
Calcolo del Wind set-up			
U	27,78	m/s	Velocità del vento di calcolo
D_p	200,00	m	Profondità della piattaforma continentale
x_p	6000,00	m	Estensione della piattaforma continentale
d	4,66	m	Profondità di calcolo del sovrалzo
S_v	0,03	m	Sovralzo dovuto al vento
$\tan(\alpha)$	0,307		Pendenza media della mantellata
H_b	3,011	m	Altezza d'onda al frangimento
L_p	161,630	m	Lunghezza d'onda di picco riferita ad H_b
ξ	2,25		Numero di Irribarren
c_1	3,00		Coefficiente maggiorativo
γ_r	0,85		Coefficiente di scabrezza
γ_b	0,85		Coefficiente per presenza berma
γ_h	0,90		Coefficiente delle acque basse
γ_β	0,90		Coefficiente di incidenza del moto ondoso
R_u	5,29	m s.m.m.	Massimo valore di Run-up
R_{max}	6,54	m s.m.m.	Massima risalita dell'onda

Tabella 5: Determinazione dei parametri di risalita dell'onda sul molo foraneo nello stato di fatto e di progetto e confronto fra i due casi.

Sezione	Stato di fatto				Stato di progetto				ΔRmax	ΔRmax%
	Ru	Rmax	Z max	Sz	Ru	Rmax	Z max	Sz		
	m	m s.m.m.	m s.m.m.	m	m	m s.m.m.	m s.m.m.	m	m	
1	5,29	6,54	5,5	1,04	2,62	3,86	5,5	-1,64	-2,67	-40,89%
2	5,48	6,75	5,5	1,25	2,71	3,98	5,5	-1,52	-2,77	-41,07%
3	6,04	7,37	5,5	1,87	2,89	4,21	5,5	-1,29	-3,15	-42,80%
4	6,16	7,49	5,5	1,99	3,05	4,37	5,5	-1,13	-3,12	-41,67%
5	6,12	7,44	5,5	1,94	2,95	4,27	6,06	-1,79	-3,18	-42,67%
6	6,16	7,49	6	1,49	3,05	4,44	6	-1,56	-3,05	-40,69%
7	6,85	8,23	6	2,23	3,39	4,77	6	-1,23	-3,46	-42,07%
8	6,85	8,23	6	2,23	3,39	4,77	6	-1,23	-3,46	-42,07%
9	6,85	8,23	6	2,23	3,39	4,77	6	-1,23	-3,46	-42,07%
10	6,85	8,23	5,5	2,73	3,39	4,77	6	-1,23	-3,46	-42,07%
11	6,85	8,23	5,5	2,73	3,39	4,77	6	-1,23	-3,46	-42,07%
12	6,85	8,23	5,5	2,73	3,39	4,77	6	-1,23	-3,46	-42,07%
13	6,85	8,23	6	2,23	3,39	4,77	6	-1,23	-3,46	-42,07%
14	6,85	8,23	5,5	2,73	3,35	4,72	6	-1,28	-3,51	-42,59%
15	6,85	8,23	5,5	2,73	3,35	4,72	6	-1,28	-3,51	-42,59%
16	6,85	8,23	5,5	2,73	3,39	4,77	6	-1,23	-3,46	-42,07%
17	6,42	7,77	5,77	2,00	3,39	4,77	6,7	-1,93	-3,00	-38,64%
18	6,70	8,07	5,5	2,57	3,31	4,68	5,5	-0,82	-3,39	-41,98%
19	6,85	8,23	5,5	2,73	3,39	4,77	5,5	-0,73	-3,46	-42,07%
20	6,85	8,23	5,5	2,73	3,39	4,77	5,5	-0,73	-3,46	-42,07%

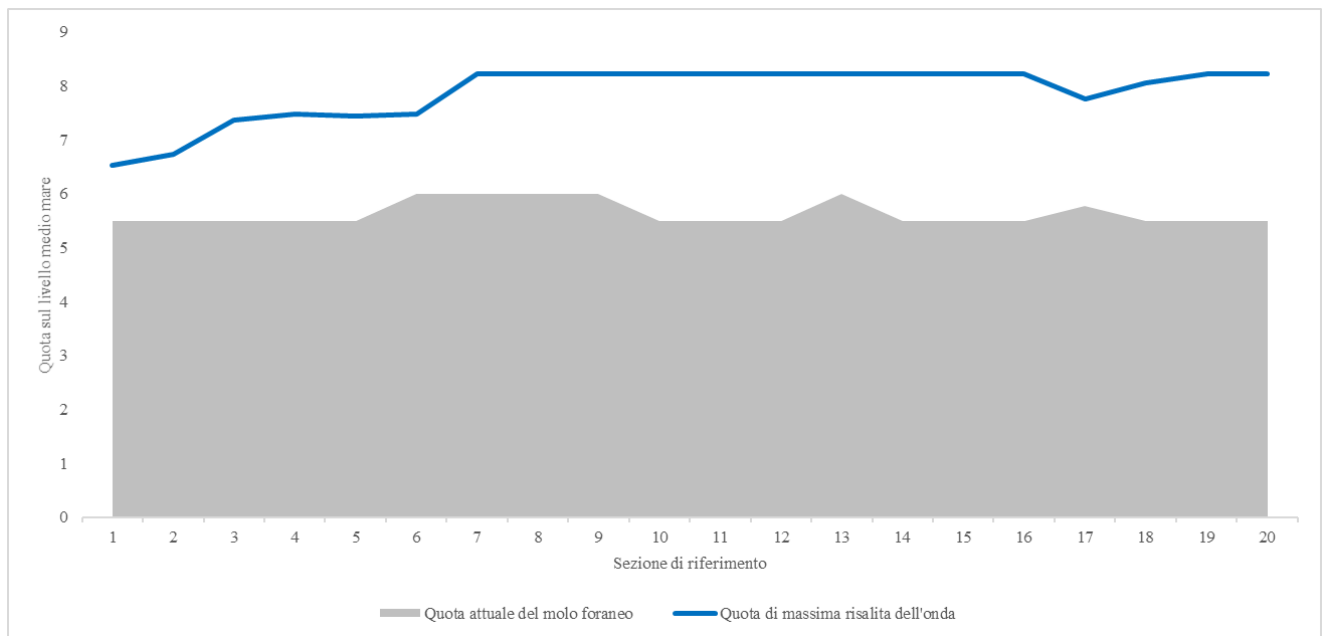


Figura 33: Grafico del massimo livello di soprizzo nello stato attuale.

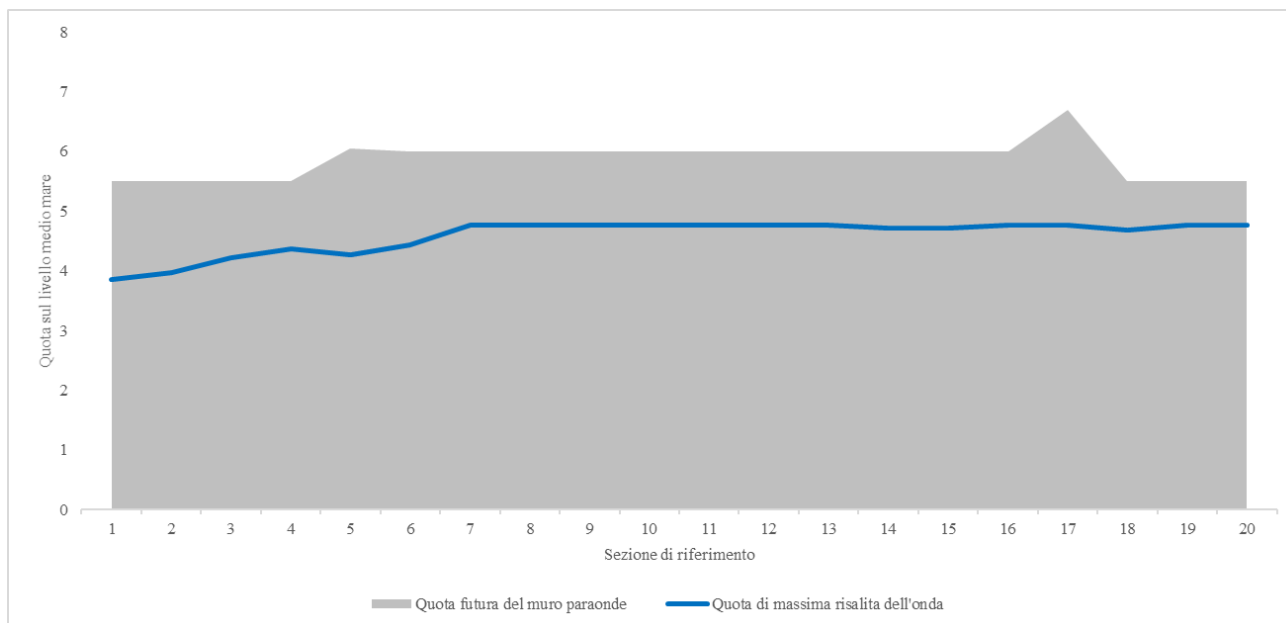


Figura 34: Grafico del massimo livello di sopralzo nello stato di progetto.

Dall'analisi dei risultati si evidenzia che le opere di progetto consentono una riduzione media di oltre il 40% della risalita dell'onda rispetto allo stato attuale dell'opera.

Si conclude anche che, nelle condizioni strutturali che si otterranno con la realizzazione dell'intervento di rifiorimento e sistemazione della mantellata, si determina l'auspicata condizione di non tracimabilità del molo di sopraflutto.

11 Indicazioni circa la qualità dei calcestruzzi per i massi tipo Antifer

Nel presente paragrafo vengono fornite alcune indicazioni generiche sul confezionamento appropriato del calcestruzzo, da cui discendono le motivazioni che hanno indotto all'utilizzo, per gran parte delle sistemazioni della mantellata, dei massi artificiali Antifer, confermando la scelta originaria effettuata all'epoca della prima realizzazione del molo di sopraflutto.

Il calcestruzzo, come ampiamente noto, è un conglomerato costituito da una miscela di legante idraulico (cemento), aggregati (sabbia, ghiaia) ed additivi, con eventuali aggiunte minerali, ed acqua.

Il legante, idratandosi con l'acqua, indurisce e conferisce alla miscela una resistenza tale da renderlo simile ad una roccia.

Il confezionamento del calcestruzzo viene oggi normalmente effettuato nelle centrali di betonaggio o in appositi impianti di cantiere, mentre è quasi scomparso il confezionamento artigianale-manuale, se non per piccolissime quantità.

Di conseguenza, le indicazioni sulle quantità dei singoli componenti al giorno d'oggi hanno perso di significato. Oggi si tende infatti a richiedere un calcestruzzo con prestazioni ben definite e la sua composizione, in base ai requisiti che esso dovrà possedere, è oggetto di un apposito studio, chiamato "mix design", che tiene conto di numerose variabili quali la resistenza, la durabilità, l'aggressività dell'ambiente, il contenuto d'aria inglobata, il rapporto acqua/cemento, gli additivi e via dicendo.

Il calcestruzzo, una volta in cantiere, va gettato in un'apposita cassaforma. Esso, infatti, ha l'apparenza di un fluido denso ma privo di forma: la cassaforma serve, appunto, a dare forma al calcestruzzo e a creare, quindi, pilastri, travi, solai, solette, fondazioni o, come nel caso in esame, massi artificiali.

Una volta gettato nella cassaforma, il calcestruzzo va opportunamente vibrato, onde evitare la formazione all'interno del manufatto di bolle d'aria, che potrebbero accorciare drasticamente la vita dell'acciaio eventualmente annegato nella struttura, oltre a creare pericolose discontinuità nel materiale.

Una volta messo a riposo nella cassaforma, il calcestruzzo ha bisogno di maturare per un certo periodo. È questo il periodo in cui l'acqua reagisce con il cemento generando il fenomeno dell'idratazione, che trasforma i granelli di cemento in cristalli i quali, interagendo tra loro, induriscono il manufatto.

Durante la maturazione il calcestruzzo, essendo costituito da leganti idraulici, ha bisogno di rimanere il più possibile in ambiente umido (Umidità Relativa % > 95%), per garantire il processo di idratazione. Per questo motivo, per ottenere il massimo sviluppo di resistenza è necessario ritardare il più possibile l'operazione di rimozione dei casseri (la cosiddetta “scasseratura”), a meno che si utilizzino tecniche di stagionatura differenti, come la bagnatura delle superfici del calcestruzzo indurito.

Durante la maturazione è bene non accelerare l'evaporazione dell'acqua, perché si possono manifestare lesioni, tipiche da ritiro igrometrico. Il clima, in questa fase, è di fondamentale importanza: l'aria secca può accelerare l'evaporazione e quindi il ritiro.

Anche la temperatura dell'aria è importante: temperature troppo elevate (superiori ai 30-35°C) possono generare eccessiva evaporazione, mentre temperature troppo basse (inferiori allo 0°) possono produrre nella struttura dannosissimi cristalli di ghiaccio, che abbattano la resistenza finale del manufatto.

Gli additivi nel conglomerato sono scelti anche in base al clima durante il quale dovrà avvenire la maturazione del calcestruzzo, onde evitare i predetti problemi.

Si deve oltretutto fare attenzione allo spessore del manufatto: se l'elemento strutturale che si sta gettando ha il lato minore molto grande (superiore a 70-80 cm) possono verificarsi delle lesioni (ancora più importanti di quelle da ritiro) dovute all'eccessivo calore di idratazione sviluppato nel cuore della struttura; infatti il processo di idratazione, che avviene nelle prime ore del getto, provoca un innalzamento della temperatura del calcestruzzo.

La scelta di un masso in calcestruzzo piuttosto che in pietra naturale è dovuta a diverse ragioni.

La principale è l'azione del moto ondoso che risulta rilevante a tal punto da rendere necessario l'utilizzo di massi che garantiscano un peso notevole (oltre le 20 t) mentre i massi naturali sono invece limitati a pezzature decisamente inferiori (intorno alle 10-12 t). Tra l'altro i massi naturali non sono facilmente reperibili e trasportabili, a differenza dei massi artificiali che sono realizzati in opera.

Il grafico di Figura 35 riassume la distribuzione dei materiali esistenti in commercio esprimendo la densità in funzione del prezzo (in scala logaritmica per rendere i dati confrontabili).

È evidente come, per densità variabili dai 2000 a oltre 3000 Kg/m³ (ovvero densità compatibili con le dimensioni geometriche convenzionali e con il modello utilizzato per il dimensionamento dei massi), i massi artificiali in calcestruzzo siano nettamente più convenienti, per effetto del costo della materia prima, rispetto alla roccia naturale.

Inoltre, con la possibilità di realizzare i manufatti direttamente in loco (i massi sono realizzati e stoccati in cantiere in attesa della loro posa in opera) si abbattano i costi di trasporto.

La possibilità di poter confezionare con sufficiente accuratezza il contenuto del calcestruzzo tramite il “mix design” permette di ottimizzarne il comportamento in esercizio, ottenendo, infine, migliori garanzie sulle prestazioni e sulla durabilità del masso rispetto a blocchi monolitici in pietra naturale (costituita principalmente da rocce carbonatiche o ignee intrusive).

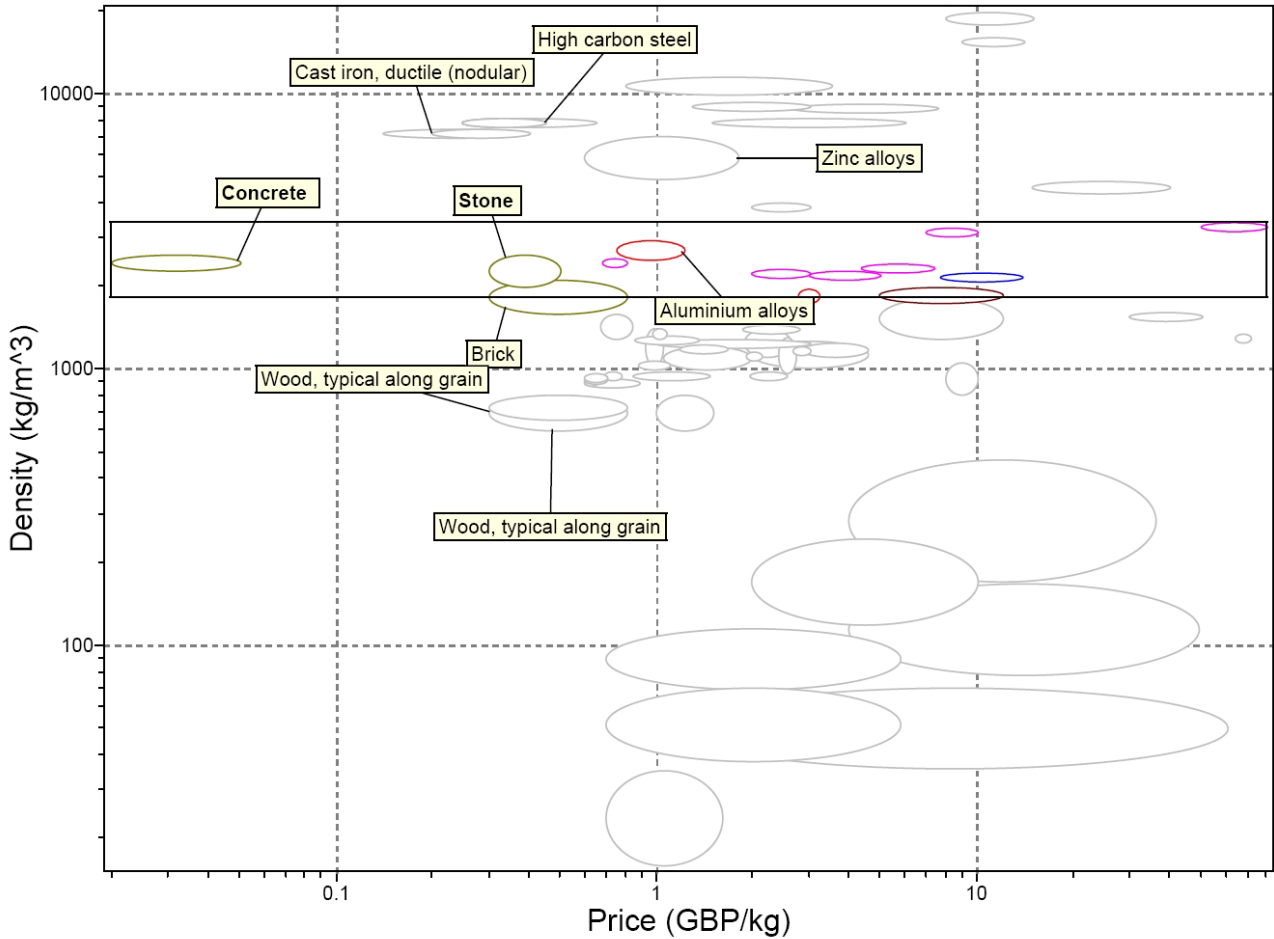


Figura 35: Grafico densità vs prezzo per i massi naturali e in calcestruzzo - fonte “CES Edupack 2005” .

12 Monitoraggio delle strutture

Il monitoraggio per la verifica dell'integrità delle opere potrà essere effettuata tramite:

- il rilievo delle sezioni trasversali e delle sagome delle opere da monitorare;
- il confronto tra le sezioni rilevate durante il monitoraggio con le sezioni di progetto e le sezioni ottenute dai rilievi in prima e seconda pianta;
- il rilievo geomorfologico subacqueo delle opere e del fondale circostante;
- la verifica di eventuali interferenze negative con la flora algale e le biocenosi esistenti.

I rilievi andranno riferiti al caposaldo di livellazione fissato in fase di progettazione. Inoltre dovrà essere posta particolare cura alle sagome dei manufatti di nuova realizzazione al fine di valutare la stabilità delle opere all'attacco del moto ondoso ed eventuali cedimenti intervenuti.

Nei primi anni, infatti, è previsto che i massi si assestino per trovare un proprio equilibrio nel fondale sabbioso, anche in conseguenza del manifestarsi di diversi eventi di mareggiata. Sarebbe opportuno che tale controllo fosse comunque realizzato, nella fase iniziale di vita dell'opera, ogni qual volta si presentino condizioni meteomarine particolarmente importanti.

Il confronto tra le sezioni rilevate durante il monitoraggio con quelle di progetto e con quelle derivante dai rilievi di prima e seconda pianta ha lo scopo di verificare che le eventuali differenze rilevate si mantengano entro limiti accettabili e consentano al manufatto di svolgere correttamente la propria funzione.

Il rilievo geomorfologico subacqueo delle opere e del fondale circostante ha lo scopo di evidenziare alterazioni che potrebbero verificarsi ai piedi delle opere marittime. Eventuali difformità nelle configurazioni degli imbasamenti delle opere marittime potrebbero comportare l'alterazione degli equilibri strutturali delle stesse opere, e quindi rendere potenzialmente instabile il manufatto. Il rilievo subacqueo dovrà essere condotto lungo tutto il perimetro delle opere e dovrà comprendere un'analisi ispettiva delle zone di fondale contigue.

Il monitoraggio dell'area portuale dovrà essere condotto attraverso le seguenti azioni:

- riprese fotografiche delle opere dallo stesso punto di osservazione almeno una volta ogni 6 mesi;
- rilievo topografico-batimetrico delle sezioni del fondale;
- confronto tra le sezioni rilevate durante il monitoraggio con quelle di progetto e con i rilievi di prima e seconda pianta;
- prelievo di sedimenti e analisi granulometriche.

Tutti i dati raccolti dovranno essere restituiti su base CAD ed essere archiviati in un database.

La cadenza temporale del monitoraggio potrà essere regolata in base ai risultati del rilievo di prima e seconda pianta ed in conseguenza del regime meteomarino che insiste nel sito.