



Autorità di Sistema Portuale
dei Mari Tirreno Meridionale
e Ionio

**REALIZZAZIONE DELLA PROSECUZIONE DEL MOLO FORANEO
DEL PORTO VECCHIO DI CROTONE PER MIGLIORARE IL
RIDOSSO IN PRESENZA DI CONDIZIONI METEO AVVERSE
CIG: 945919784C - CUP: F11J18000050005**

PROGETTO DEFINITIVO

GRUPPO DI PROGETTAZIONE INDICATO

Mandatara:



Mandanti:



Ing. Arturo VELTRI

Progettazione:

HYSOMAR - Ing. Alberto BORSANI (Coordinatore e responsabile delle Integrazioni Specialistiche)
HYSOMAR - (Progettazione generale e marittima)
HYPRO - (Progettazione strutturale, impiantistica, paesaggistica ed ambientale)
Ing. Arturo VELTRI - (Modelli specialistici)

Geologia:

HYPRO - Dott. Giuseppe CERCHIARO

Coordinatore della Sicurezza in fase di Progettazione:

HYSOMAR - Ing. Antonella PASTORE (Coordinamento sicurezza in fase di progettazione)

Gruppo di lavoro:

Ing. Gianluigi FILIPPO (HYSOMAR)
Geom. Alfredo VOMMARO (HYSOMAR)
Ing. Maurizio CARUSO (HYPRO)
Ing. Raffaele CIARDULLO (HYPRO)
Ing. Vincenzo SECRETI (HYPRO)



Appaltatore:

FRANCO GIUSEPPE s.r.l



Elaborato:

**RELAZIONE DI STABILITÀ IDRAULICA DELLE OPERE
A GETTATA**

CODIFICA

Al 12 - 2022

CODICE DOCUMENTO

1 0,4 OM R,H 0,3

REV.

0

SCALA

ELABORATO

04.OM.R03

Rev.	Data	Descrizione	Redatto	Controllato	Approvato
0	Giugno 2023	1° EMISSIONE	A. VELTRI	A. PASTORE	A. BORSANI

Visto:

Il Responsabile Unico del Procedimento

Ing. Maria Carmela DE MARIA

“REALIZZAZIONE DELLA PROSECUZIONE DEL MOLO FORANEO DEL PORTO VECCHIO DI CROTONE PER MIGLIORARE IL RIDOSSO IN PRESENZA DI CONDIZIONI METEO AVVERSE”

04.OM.R03 – RELAZIONE DI STABILITÀ IDRAULICA DELLE OPERE A GETTATA

SOMMARIO

PREMESSA	1
1. INQUADRAMENTO GENERALE E STATO DEI LUOGHI.....	1
2. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO	3
3. DIMENSIONI E CARATTERISTICHE STRUTTURALI	5
4. STABILITÀ IDRAULICA E STRUTTURALE	6
4.1. Formule per la verifica della stabilità	6
4.2. Dimensionamento della mantellata	10
4.3. Piede della mantellata	11
4.4. Dimensionamento strati sottostanti e nucleo	12
4.5. Mantellata interna.....	15
5. FORZANTI AGENTI SUL MURO PARAONDE.....	15

“REALIZZAZIONE DELLA PROSECUZIONE DEL MOLO FORANEO DEL PORTO VECCHIO DI CROTONE PER MIGLIORARE IL RIDOSSO IN PRESENZA DI CONDIZIONI METEO AVVERSE”

04.OM.R03 – RELAZIONE DI STABILITÀ IDRAULICA DELLE OPERE A GETTATA

PREMESSA

Per il dimensionamento delle principali componenti geometriche-strutturali dell'opera di difesa costiera si sono assunte le condizioni meteomarine riportate nella relazione meteomarina aggiornata e facente parte del presente progetto a cui si rimanda per maggiori dettagli, tenendo conto anche delle reali esigenze costruttive e verificandone la stabilità strutturale.

Il progetto definitivo riportava già uno studio sul dimensionamento dei massi che costituiscono la mantellata della diga foranea.

Rispetto al progetto definitivo posto a base di gara, che prevedeva massi del tipo Antifer dal peso di circa 7.8 tonnellate, calcolato mediante la formula di Hudson, nel presente progetto vengono proposti massi del tipo Antiferr dal peso di circa 12.0 tonnellate.

Nella presente relazione viene verificata la miglioria proposta in fase di gara, considerando la nuova forzante, determinata nella relazione meteomarina a firma degli scriventi progettisti. Inoltre, considerando i limiti della formula di Hudson, il peso del masso sarà dimensionato confrontando la suddetta formula con la formula di Van der Meer.

Nel proseguo della lettura saranno riportati gli stralci grafici della sezione proposta come miglioria di quella indicata nel progetto posto a base di gara.

1. INQUADRAMENTO GENERALE E STATO DEI LUOGHI

L'area portuale ricade nel territorio costiero di Crotona, comune calabrese che si affaccia sul mar Ionio.



Figura 1.1 – Inquadramento territoriale Porto Vecchio di Crotona

Il territorio di Crotona è caratterizzato da un paesaggio costiero, interessato da coste rocciose e da insenature di sabbia tra le quali quella occupata dall'area interessata al progetto di prolungamento della diga foranea di sopraflutto.

Il Porto Vecchio di Crotona è una delle principali infrastrutture portuali presenti sulla costa Ionica della Regione Calabria. Esso è classificato nella tipologia turistica/peschereccia.

Il porto di Crotona, da Masterplan Regione Calabria, è costituito da due bacini distinti, non comunicanti tra di loro. Il minore, situato nella zona est/sud-est della città, è più antico ed è denominato Porto Vecchio.

Il Porto Vecchio, per i suoi bassi fondali (circa cinque metri) e l'entrata difficoltosa, accoglie prevalentemente unità da diporto e pescherecci della locale marineria da pesca. Nell'ambito del porto è inoltre in esercizio un cantiere navale attrezzato per la

“REALIZZAZIONE DELLA PROSECUZIONE DEL MOLO FORANEO DEL PORTO VECCHIO DI CROTONE PER MIGLIORARE IL RIDOSSO IN PRESENZA DI CONDIZIONI METEO AVVERSE”

04.OM.R03 – RELAZIONE DI STABILITÀ IDRAULICA DELLE OPERE A GETTATA

costruzione di piccole unità di legno e per la riparazione e manutenzione di imbarcazioni da diporto.

Il Porto Vecchio nella zona E-SE della città è protetto da una larga scogliera banchinata internamente. Tutte le banchine sono munite di bitte da ormeggio. È iscritto nella 1° classe della 2° categoria dei porti marittimi nazionali, come da D.M. 04.12.1976 n° 4115.

Il Porto Vecchio presenta uno specchio acqueo di circa 66.000 m² che è racchiuso da circa 1.200 metri di banchina, ricavata lungo le calate interne e la scogliera. Esso presenta fondali variabili da tre a cinque metri ed offre ormeggio ad unità di piccolo tonnellaggio.

Nel bacino, per effetto della rifrazione sui fondali, si riscontrano scarse condizioni di ormeggio in presenza dei moti ondosi provenienti da Sud – Est che sono caratterizzati da elevata occorrenza e da ridotta altezza.

A causa di questi moti ondosi, sono frequenti i depositi nell'imboccatura dell'area portuale, provocando un innalzamento del fondale sabbioso mettendo a rischio le condizioni di navigabilità e l'accesso al porto.

“REALIZZAZIONE DELLA PROSECUZIONE DEL MOLO FORANEO DEL PORTO VECCHIO DI CROTONE PER MIGLIORARE IL RIDOSSO IN PRESENZA DI CONDIZIONI METEO AVVERSE”

04.OM.R03 – RELAZIONE DI STABILITÀ IDRAULICA DELLE OPERE A GETTATA

2. DESCRIZIONE DEGLI INTERVENTI DI PROGETTO

La configurazione del prolungamento del molo foraneo di sopraflutto del Porto Vecchio di Crotona è caratterizzata da un naturale proseguimento del molo foraneo esistente. Il layout di progetto del prolungamento del molo foraneo di sopraflutto del Porto Vecchio di Crotona è mostrato in Figura.

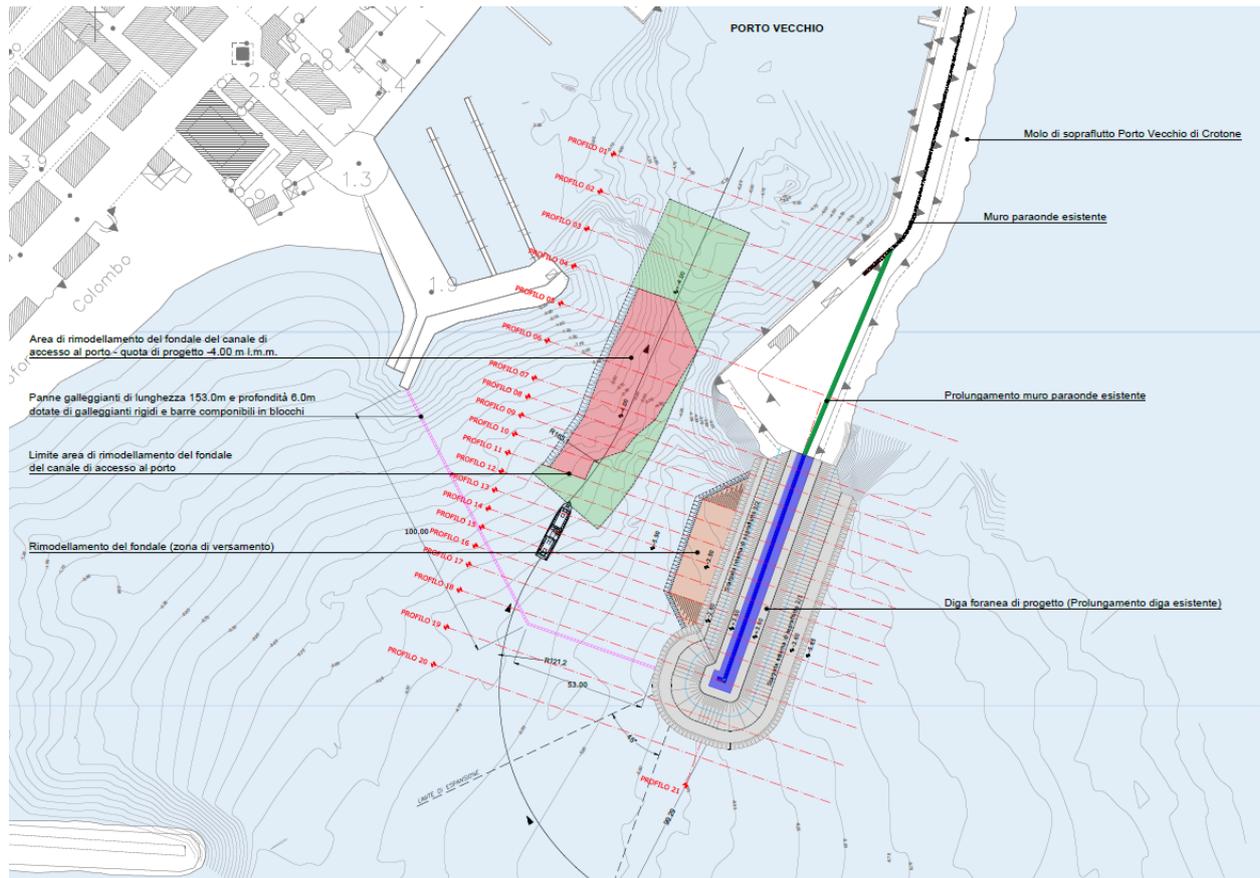


Figura 2.1 - Layout portuale di progetto

L'opera di progetto consiste nei seguenti elementi principali:

- Il prolungamento della diga di sopraflutto a protezione del porto, di lunghezza complessiva di circa 130 m a partire dal tronco radicato al molo esistente, si sviluppa in direzione SW. Il molo è costituito da una scogliera esterna di protezione con mantellata in massi artificiali Antifer (elementi da 5.0 m³), postati in doppio strato in modalità “random” con pendenza 2:1. Lo stesso poggia su

“REALIZZAZIONE DELLA PROSECUZIONE DEL MOLO FORANEO DEL PORTO VECCHIO DI CROTONE PER MIGLIORARE IL RIDOSSO IN PRESENZA DI CONDIZIONI METEO AVVERSE”

04.OM.R03 – RELAZIONE DI STABILITÀ IDRAULICA DELLE OPERE A GETTATA

uno strato filtro costituito da scogli naturali in 1^a categoria (500-1000 kg) con pendenza 2:1 e su una berma al piede costituita da massi naturali di 3^a categoria (3-7 t) con pendenza 2:1. Il molo è dotato di muro paraonde che sovrasta la struttura fino ad una quota massima di + 5,60 m s.l.m.m. La parte interna è costituita da una scogliera con mantellata in scogli naturali di 3^a categoria (3-7 t) e con pendenza 3:2. Lo stesso poggia su uno strato filtro costituito da scogli naturali in 1^a categoria (500-1000 kg) con pendenza 3:2 e su una berma al piede costituita da massi naturali di 2^a categoria (1-3 t) con pendenza 3:2. Le scogliere di protezione e lo strato filtro sono poggiati su un nucleo in Tout Venant. Il piano di posa dei piedi interni ed esterni è costituito da uno scanno di imbasamento in pietrame (100-500 kg) di spessore 70 cm, protetto al fondo da uno strato di geotessuto 400g/mq.

In Fig. 2.2 è riportato uno stralcio di sezione tipo della diga foranea di sopraflutto di progetto.

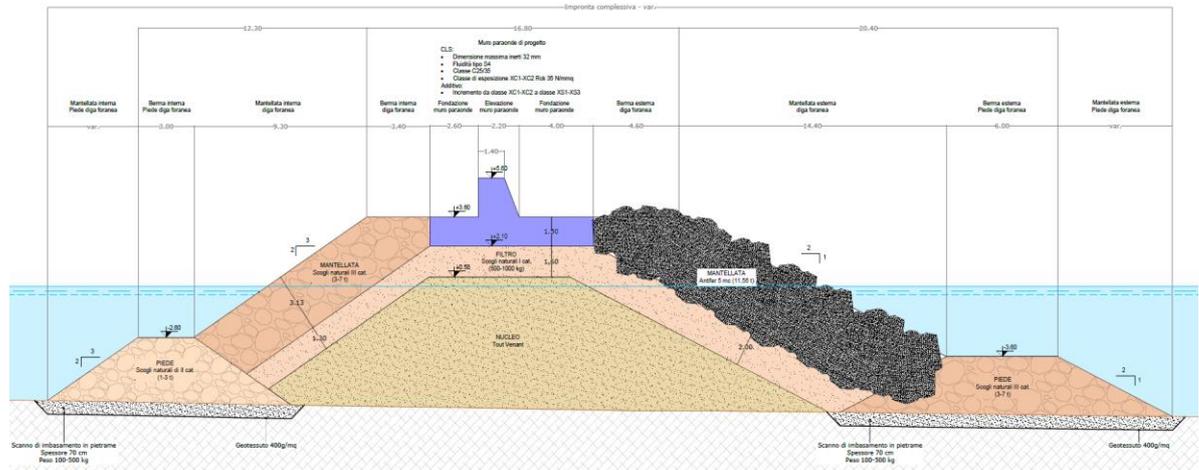


Figura 2.2 - Sezione tipo della diga foranea di Sopraflutto

3. DIMENSIONI E CARATTERISTICHE STRUTTURALI

La diga è costituita da un muro paraonde in cls avente le seguenti caratteristiche:

- quota all'estradosso pari a +5,.60 m s.l.m.m.;
- larghezza all'estradosso pari a 1.40 m ed alla base pari a 2.20 m;
- spessore fondazione pari a 1.50 m;
- profondità complessiva della fondazione pari a 8.80 m.

Il muro paraonde è protetto da una diga foranea di impronta trasversale complessiva circa pari a 60 metri (la larghezza complessiva varia sezione per sezione) poggiata su un fondale sabbioso, avente le seguenti caratteristiche:

- nucleo, a sezione trapezoidale, costituito da Tout Venant con quota di sommità fissata a +0.50 m s.l.m.m.,
- piede interno, costituito in scogli naturali di 2^a categoria (1000-3000 kg), con pendenza 3:2 con quota alla sommità di -2.60 m s.l.m.m., poggiante su scanno di imbasamento in pietrame (100-500 kg) di spessore 70 cm e strato in geotessuto (400 g/m²);
- piede esterno, costituito in scogli naturali di 3^a categoria (3000-7000 kg), con pendenza 2:1 con quota alla sommità di -3.60 m s.l.m.m., poggiante su scanno di imbasamento in pietrame (100-500 kg) di spessore 70 cm e strato in geotessuto (400 g/m²);
- strato filtro dello spessore di 1.30 m dal lato interno e spessore 2.00 m dal lato esterno, costituito in scogli di 1^a categoria (500-1000 kg), con quota di sommità fissata a +2.10 m l.m.m., scarpa interna con pendenza 3:2 e scarpa esterna con pendenza 2:1;
- mantellata esterna dello spessore di 3.40 metri, costituita da massi artificiali di tipo Antifer da 5.00 mc (peso 11.56 t), disposti su due file in modalità “random”, con quota di sommità fissata a +3.60 m s.l.m.m. e larghezza pari a 4.60 metri, scarpa esterna con pendenza 2:1 con larghezza pari a 14.40 m;

“REALIZZAZIONE DELLA PROSECUZIONE DEL MOLO FORANEO DEL PORTO VECCHIO DI CROTONE PER MIGLIORARE IL RIDOSSO IN PRESENZA DI CONDIZIONI METEO AVVERSE”

04.OM.R03 – RELAZIONE DI STABILITÀ IDRAULICA DELLE OPERE A GETTATA

- mantellata interna dello spessore di 3.13 metri, costituita da scogli naturali di 3^a categoria (3-7 t), con quota di sommità fissata a +3.60 m s.l.m.m. e larghezza pari a 3.40 metri, scarpa esterna con pendenza 3:2 con larghezza pari a 9.30 m.

Di seguito vengono riportate le grandezze necessarie per lo studio della stabilità dell'opera:

- Muro paraonde con altezza $h_w=2$ m (5.60 m s.l.m.);
- Berma, costituita da massi artificiali, di lunghezza pari a 4.60 m;
- Mantellata, costituita da elementi antifer, con pendenza della scarpata $b/h=2/1$;
- Piede dell'opera posta ad una profondità di circa 7 m.

4. STABILITÀ IDRAULICA E STRUTTURALE

La verifica della stabilità delle varie parti strutturali di una diga a gettata ha inizio dalla mantellata, cioè dalla parte che interagisce direttamente con i carichi agenti, proteggendo a sua volta il nucleo sottostante. La verifica riguarda sia la stabilità idraulica, ossia la capacità del singolo elemento a restare nella propria sede, sia la stabilità strutturale, cioè la capacità di resistenza a rottura dell'elemento stesso. Alla luce di tale distinzione, si definiscono due tipi di danno: danno relativo alla stabilità idraulica e danno relativo alla stabilità strutturale.

4.1. Formule per la verifica della stabilità

Il dimensionamento della mantellata viene di norma effettuato ricavando il peso P (in N) del singolo elemento mediante l'utilizzo di formule semplici come quella di Hudson (1958):

$$P = \frac{\gamma_m H_s^3}{K_D \left(\frac{\gamma_m}{\gamma_a} - 1 \right)^3 \cot(\alpha)}$$

dove H_s è l'altezza d'onda significativa di progetto incidente sulla barriera, γ_m è il peso specifico dei massi, γ_a è il peso specifico dell'acqua salata, α è l'angolo che la scarpata

“REALIZZAZIONE DELLA PROSECUZIONE DEL MOLO FORANEO DEL PORTO VECCHIO DI CROTONE PER MIGLIORARE IL RIDOSSO IN PRESENZA DI CONDIZIONI METEO AVVERSE”

04.OM.R03 – RELAZIONE DI STABILITÀ IDRAULICA DELLE OPERE A GETTATA

(paramento) forma con l’orizzontale, K_D è un coefficiente di stabilità, determinabile dalla tabella in figura 2, che varia con la forma dei massi, con il numero di strati della barriera, il tipo di onde (frangenti o non), la pendenza della scarpata e se si dimensionano i massi della testata (parte laterale) o del tronco della barriera..

No-Damage Criteria and Minor Overtopping							
Armor Units	n	Placement	Structure Trunk		Structure Head		
			K_D		K_D		
			Breaking Wave	Nonbreaking Wave	Breaking Wave	Nonbreaking Wave	$\text{Cot}\alpha$
Quarystone							
Smooth rounded	2	Random	1.2	2.4	1.1	1.9	1.5 to 3.5
Smooth rounded	>3	Random	1.6	3.2	1.4	2.3	1.5 to 3.0
Rough angular	1	Random		2.9		2.3	1.5 to 3.0
Rough angular	2	Random	2.0	4.0	1.9 1.6 1.3	3.2 2.8 2.3	1.5 2.0 3.0
Rough angular	>3	Random	2.2	4.5	2.1	4.2	1.5 to 3.0
Rough angular	2		5.8	7.0	5.3	6.4	1.5 to 3.0
Parallelepiped	2		7.0 – 20.0	8.5 – 24.0	--	--	--
Tetrapod And Quadripod	2	Special	7.0	8.0	5.0 4.5 3.5	6.0 5.5 4.0	1.5 2.0 3.0
Tribar	2	Random	9.0	10.0	8.3 7.8 6.0	9.0 8.5 6.5	1.5 2.0 3.0
Doios	2	Random	15.8	31.8	8.0 7.0	16.0 14.0	2.0 3.0
Modified cube	2	Random					
Hexapod	2						
Toskane	2						
Tribar	1						
Quarystone (K_{QR})		Random					
Graded angular	--	Random					
		Uniform					
		Random					

Figura 4.1 - Valori consigliati del coefficiente di stabilità, K_D , per diversi tipi di massi

La formula di Hudson può essere riscritta in funzione del numero di stabilità:

$$N_s = \frac{H_s}{\left(\frac{\gamma_m}{\gamma_a} - 1 \right) \cdot D_{n50}} \left(K_D \cot(\alpha) \right)^{1/3}$$

D_n è il diametro nominale dell’elemento ed è legato al peso P (o alla massa) del masso ed al peso specifico del materiale dalla relazione:

$$D_{n50} = \sqrt[3]{\frac{P}{\gamma_m}}$$

Il numero di stabilità viene spesso utilizzato per classificare le opere a gettata dal punto di vista del comportamento della mantellata. Secondo tale classificazione, quando $N_s = 1 \div 4$ le dighe si dicono staticamente stabili, ovvero il loro profilo originario non subisce nel tempo modifiche apprezzabili e, per le mareggiate estreme, sono ammessi solo piccoli danni (dighe a scogliera di tipo tradizionale).

I limiti della formula di Hudson sono:

- l'ipotesi di onde regolari;
- il non tenere conto della durata della mareggiata, della permeabilità della struttura, del tipo di frangimento delle onde e del periodo dell'onda (infatti essa fu ricavata nel campo $d/L = 0,15 \div 0,50$, in cui l'effetto del periodo d'onda non è rilevante).

Per tutti questi motivi, Van der Meer ha ricavato nuove relazioni di stabilità, ottenute dall'analisi di dati sperimentali, che tengono conto dei parametri trascurati da Hudson.

In particolare ha definito il parametro di frangimento medio γ_m che permette di distinguere tra onde frangenti di tipo *plunging* e onde frangenti di tipo *surging* e dato da:

$$\xi_m = \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{\frac{H_s}{L_0}}}$$

Dove:

H_s è l'altezza d'onda significativa al piede dell'opera;

L_0 è la lunghezza d'onda al largo riferita al periodo medio;

α è la pendenza della massicciata.

In Figura 3 sono mostrati i diversi tipi di frangimento in funzione del parametro $m \xi$.

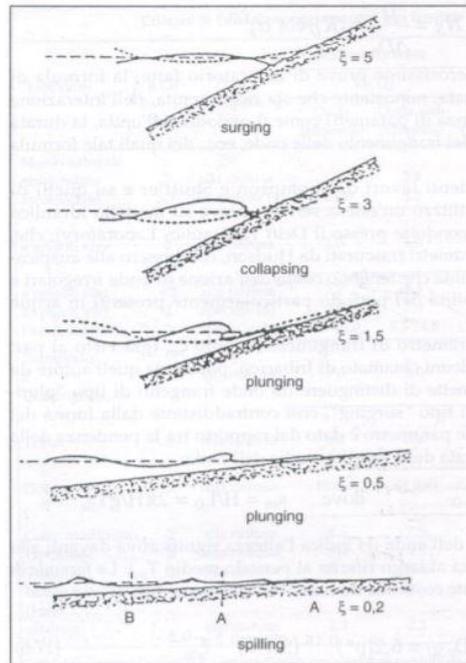


Figura 4.2 - Tipi di frangimento in funzione del parametro ξ m (da Tomasicchio, 2001)

Lo **spilling** (defluimento) è il tipo di frangimento che si manifesta generalmente per lievi pendenze del fondo: la rottura dell'onda avviene gradualmente con formazione di schiuma sulla cresta.

Il **plunging** (cascata) è il tipo di frangimento che si ha generalmente per pendenze elevate del fondo: la rottura dell'onda è brusca e si manifesta con il distacco dalla cresta di un getto liquido.

Il **surging** (ondeggiamento) è una variazione del plunging: la cresta, però, non riesce a ricadere in avanti, ostacolata dal graduale aumento del livello del mare.

Il **collapsing** (collasso) è un caso intermedio fra plunging e surging.

Inoltre, Van der Meer introdusse un parametro critico di surf, ξ_{mc} :

$$\xi_{mc} = \left[6.2 p^{0.31} \sqrt{\tan \alpha} \right]^{\frac{1}{P+0.5}}$$

Le relazioni di calcolo di Van der Meer, sulla scorta di copiose prove sperimentali, tengono conto dell'azione di onde irregolari e comunque degli effetti della variabilità del periodo d'onda:

- per onde frangenti di tipo *plunging* ($\xi_m < \xi_{mc}$)

$$\frac{H_s}{\left(\frac{\gamma_m}{\gamma_a} - 1\right) D_{n50}} = 6.2 p^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} \xi_m^{0.5}$$

- per onde frangenti di tipo *surging* ($\xi_m > \xi_{mc}$)

$$\frac{H_s}{\left(\frac{\gamma_m}{\gamma_a} - 1\right) D_{n50}} = p^{-0.13} \left(\frac{S}{\sqrt{N}}\right)^{0.2} \xi_m \sqrt{\cot(\alpha)}$$

dove, rispetto alla formula di Hudson, H_s è l'altezza d'onda significativa di progetto al largo che frangerebbe sulla barriera, mentre p è il fattore di permeabilità, posto solitamente pari a $0.2 \div 0.4$, S è il grado di danneggiamento ammissibile, posto solitamente pari a 2 (danno incipiente), N è il numero di onde contenute in una mareggiata (variabile da 1000 a 5000 onde).

4.2. Dimensionamento della mantellata

Per il dimensionamento della mantellata le caratteristiche dell'onda considerata sono le seguenti:

Tr (anni)	DIR (°N)	Hs (m)	Tm (s)	Tp (s)
50	88.32	5.11	9.90	12.19

Tabella 4.3: Caratteristiche dell'onda di progetto considerata

Si ricorda che nel progetto definitivo posto a base di gare l'altezza d'onda considerata è pari a 3.97 m.

Visti i limiti della formula di Hudson si è deciso di dimensionare la struttura mediante la formula di Van der Meer. Ciò nonostante verrà effettuato anche il calcolo con la formula di Hudson.

Pertanto, volendo dimensionare la mantellata con **massi naturali**, si è posto:

γ_m , il peso specifico dei massi, pari a 26000 N/m^3 (peso specifico del masso);

γ_a , il peso specifico dell'acqua salata, pari a 10100 N/m^3 ;

cota pari a 2 (con α l'angolo che la scarpata (paramento) forma con l'orizzontale);

p , fattore di permeabilità, pari a 0.4;

S , grado di danneggiamento ammissibile, pari a 2;

N , numero di onde contenute in una mareggiata, pari a 5000.

Ottenendo:

$$\xi_m = \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{\frac{H_s}{L_0}}} = 3.37 \text{ e } \xi_{mc} = \left[6.2 p^{0.31} \sqrt{\tan \alpha} \right]^{\frac{1}{p+0.5}} = 3.77$$

Essendo nella condizione di onde frangenti di tipo *plunging* ($\xi_m < \xi_{mc}$) si è ottenuto:

$$\frac{H_s}{\left(\frac{\gamma_m}{\gamma_a} - 1 \right) D_{n50}} = 6.2 p^{0.18} \left(\frac{S}{\sqrt{N}} \right)^{0.2} \xi_m^{0.5} \rightarrow D_{n50} = 0.68 \text{ m e } P = 857.12 \text{ kg}$$

Se si considera la formula di Hudson si ottiene:

$$P = \frac{\gamma_m H_s^3}{K_D \left(\frac{\gamma_m}{\gamma_a} - 1 \right)^3 \cot(\alpha)} = 6474.58 \text{ kg} \rightarrow D_{50} = 1.35 \text{ m}$$

Pertanto, per garantire una maggiore sicurezza, per la mantellata si è scelto di posare in opera massi artificiali di tipo ANTIFER di diametro nominale pari a 1.70 m, di peso specifico pari all'incirca a 2400 kg/m³, di peso all'incirca pari a 11500 kg, posizionati in due strati in modalità “*random*”.

In questo caso il livello di danneggiamento massimo atteso risulta pari a circa $S = 1.4$.

4.3. Piede della mantellata

Il piede della mantellata ha la funzione di sostenere e di proteggere il filtro, la mantellata ed il terreno sottostante dall'azione diretta del moto ondoso. Il dimensionamento dei massi al piede è determinato principalmente dalla profondità dell'acqua sopra la cresta in rapporto all'altezza d'onda incidente. All'aumentare della profondità si riduce l'azione idrodinamica e di conseguenza il peso dei massi necessario.

Secondo quanto previsto dal criterio di dimensionamento generale il peso dei massi è dell'ordine di $P/10$ rispetto al peso P dei massi di mantellata e la profondità della

sommità del doppio strato dovrebbe essere maggiore di 1 Hs sotto il livello marino per non subire gli effetti della ridiscesa dell'onda in corrispondenza del cavo ed evitare il frangimento diretto. La verifica di stabilità del piede può essere effettuata con la moderna formula di Gerding (1993):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{50}} = \left(0.24 \frac{h_t}{D_{50}} + 1.6 \right) N_{od}^{0.15}$$

dove:

h_t = profondità cresta;

N_{od} = è il numero di danneggiamento (≤ 0.5 nessun danno, $0.5 \leq N_{od} \leq 2$ leggero spianamento, ≥ 4 completo spianamento);

Δ è la densità relativa in galleggiamento = $(\rho_{massi} / \rho_{acqua} - 1) = 1.378$.

Dai calcoli effettuati, e considerando un valore di N_{od} pari a 0.5, per la sezione corrente risulta necessario l'impiego di massi con diametro pari a 1.264 m e peso pari a 5.25 t. Pertanto, per la stabilità del piede della mantellata saranno utilizzati massi di terza categoria.

4.4. Dimensionamento strati sottostanti e nucleo

Affinché una mantellata sia stabile, tali devono risultare anche gli strati sottostanti e il nucleo.

Il nucleo, disposto nella parte centrale dell'opera a gettata, è formato generalmente da un ammasso lapideo ottenuto da materiale di cava.

La funzione dello strato filtro consiste nella protezione del nucleo dall'azione del moto ondoso, che potrebbe asportare il materiale fine che lo costituisce. A sua volta lo strato posto direttamente sotto la mantellata deve essere formato da pietrame di dimensioni tali da non poter essere asportato attraverso i vuoti esistenti tra gli elementi della mantellata. Lo strato filtro, inoltre, deve fornire alla mantellata un sufficiente contrasto allo scivolamento.

Per il dimensionamento dello strato filtro si può scegliere lo schema di una diga a gettata con permeabilità all'incirca pari a 0.4 ovvero con proporzioni e rapporti dati dalle seguenti relazioni:

“REALIZZAZIONE DELLA PROSECUZIONE DEL MOLO FORANEO DEL PORTO VECCHIO DI CROTONE PER MIGLIORARE IL RIDOSSO IN PRESENZA DI CONDIZIONI METEO AVVERSE”

04.OM.R03 – RELAZIONE DI STABILITÀ IDRAULICA DELLE OPERE A GETTATA

$$D_{n50,mantellata} / D_{n50,filtra} = 2$$

$$Spessore_{mantellata} = 2D_{n50,mantellata}$$

$$Spessore_{filtra} = 1 \div 1.5D_{n50,mantellata}$$

Per il filtro in oggetto si sono scelti massi naturali di diametro nominale pari a 0,8 m, di peso specifico pari all'incirca a 2600 kg/m³, di peso all'incirca pari a 1000 kg (I categoria), posizionati su due strati. Per il nucleo si è scelto del materiale misto cava (Tout Venant).

Le seguenti figure mostrano le dimensioni del masso Antiferri proposto in fase di offerta migliorativa.

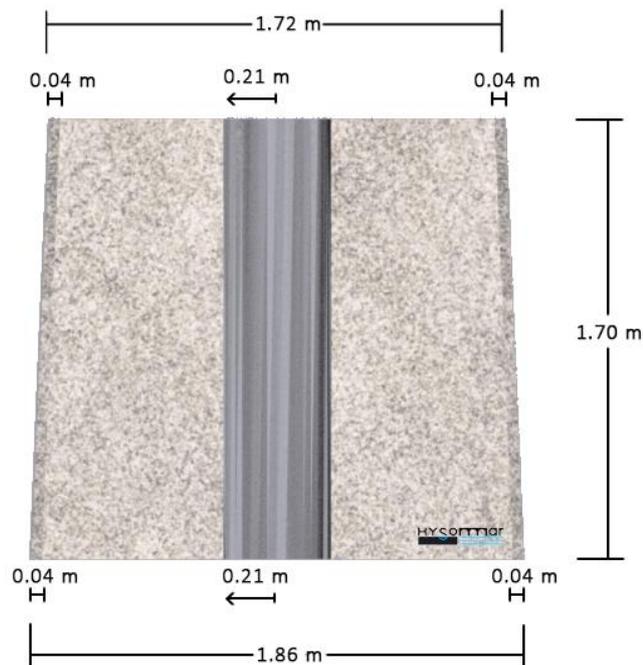


Figura 4.4 - Vista laterale del masso artificiale Antiferri proposto

“REALIZZAZIONE DELLA PROSECUZIONE DEL MOLO FORANEO DEL PORTO VECCHIO DI CROTONE PER MIGLIORARE IL RIDOSSO IN PRESENZA DI CONDIZIONI METEO AVVERSE”

04.OM.R03 – RELAZIONE DI STABILITÀ IDRAULICA DELLE OPERE A GETTATA



Figura 4.5 - Vista dall'alto del masso artificiale Antifer proposto



Figura 4.6 - Vista prospettica del masso artificiale Antifer proposto

4.5. Mantellata interna e piede interno

L'aumento dei diametri della mantellata interna e/o del piede della mantellata non incrementa di molto la stabilità dell'opera. La mantellata interna risulta vulnerabile alla tracimazione. La sezione tipo proposta per l'opera da realizzare produce un esiguo valore di portata tracimabile (v. relazione di verifica alla tracimazione). Pertanto, per la mantella e il piede interno sono stati utilizzati, rispettivamente, massi di terza e seconda categoria.

5. FORZANTI AGENTI SUL MURO PARAONDE

Il massiccio di coronamento è una struttura resistente a gravità ed ha la funzione di ridurre la portata tracimante. Il massiccio è realizzato in conglomerato cementizio gettato in opera non armato. Il dimensionamento di una qualsiasi struttura vede, per prima cosa, la definizione delle forze agenti sulla struttura stessa.

Pertanto, si è fatto riferimento alle condizioni di carico elementari di seguito elencate:

- carichi permanenti:
 - peso proprio;
 - spinta idrostatica;
 - spinta idrodinamica;
- carichi variabili:
 - sovraccarico accidentale;
- carichi sismici:
 - spinta idrodinamica dell'acqua in condizioni sismiche;
 - forze di inerzia sismica.

Le forze idrodinamiche agenti sulla struttura di coronamento (muro paraonde) sono causate dall'azione della corrente pulsante che si sviluppa nella fase di risalita delle onde incidenti e che è funzione del tempo e dello spazio. Pertanto, la pressione lungo il paramento verticale del manufatto può ritenersi dovuta alla somma di un contributo di tipo statico e di un contributo di tipo dinamico.

“REALIZZAZIONE DELLA PROSECUZIONE DEL MOLO FORANEI DEL PORTO VECCHIO DI CROTONE PER MIGLIORARE IL RIDOSSO IN PRESENZA DI CONDIZIONI METEO AVVERSE”

04.OM.R03 – RELAZIONE DI STABILITÀ IDRAULICA DELLE OPERE A GETTATA

Le sottopressioni che agiscono al di sotto del manufatto sono strettamente correlate alla porosità dello strato di materiale granulare sottostante e alla presenza di eventuali drenaggi alla base della struttura di coronamento.

Nella figura 7 vengono illustrate le forzanti agenti sul muro paraonde:

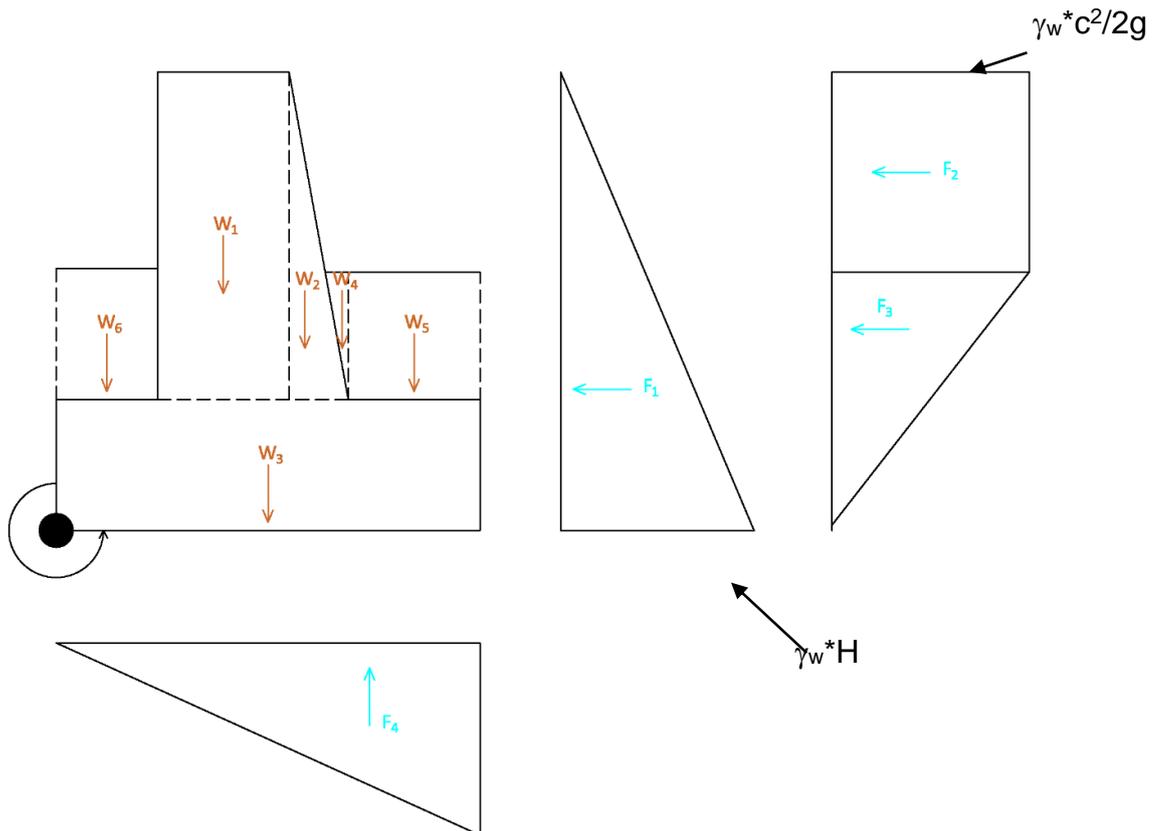


Figura 5.1 - Forzanti agenti sul muro paraonde

dove:

$W_{\text{strutti}} = W_1 + W_2 + W_3$ è il peso della struttura;

W_4 , W_5 e W_6 sono i pesi dei massi e/o terreno gravante sulla fondazione che in questo caso sono pari a 0;

F_1 è la spinta idrostatica;

F_2 e F_3 sono la spinta idrodinamica;

“REALIZZAZIONE DELLA PROSECUZIONE DEL MOLO FORANEO DEL PORTO VECCHIO DI CROTONE PER MIGLIORARE IL RIDOSSO IN PRESENZA DI CONDIZIONI METEO AVVERSE”

04.OM.R03 – RELAZIONE DI STABILITÀ IDRAULICA DELLE OPERE A GETTATA

F_4 è la sottospinta.

Considerando un peso specifico del cls pari a $\gamma_{cls} = 2500 \text{ kg/m}^3$, si è ottenuto:

$$W_1 = 7000 \text{ kg}, W_2 = 2000 \text{ kg}, W_3 = 33000 \text{ kg}$$

Non essendoci massi sulla fondazione:

$$W_4 = 0 \text{ kg}, W_5 = 0 \text{ kg}, W_6 = 0 \text{ kg}$$

Invece, considerando un peso specifico dell'acqua pari a $\gamma_w = 1020 \text{ kg/m}^3$, si è ottenuto per la spinta idrostatica:

$$F_1 = 6248 \text{ kg} \text{ e } F_4 = 15708 \text{ kg}, \text{ formula generale pari a } F_w = \frac{1}{2} \gamma_w H^2$$

La spinta idrodinamica può essere valutata pari a $c^2/2g$ essendo c la celerità dell'onda frangente, e assunta con distribuzione uniforme per la parte direttamente esposta al frangente, variabile linearmente da $c^2/2g$ a zero per la parte protetta dalla mantellata (si è considerata una celerità dell'onda al frangimento pari a 2.5 m/s) così da ottenere:

$$F_2 = 650 \text{ kg} \text{ e } F_3 = 325 \text{ kg}$$

In condizioni sismiche va, inoltre, valutato l'incremento della spinta dell'acqua, pari a:

$$E_{wd} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H^2 = 54.9 \text{ kg}$$

E_{wd} = incremento della spinta dell'acqua;

k_h = coefficiente sismico orizzontale = 0.041.

Infine, vanno determinate le forze inerziali (verticali e orizzontali):

$$F'_v = k_v * F_v$$

$$F'_h = k_h * F_h$$

k_h = coefficiente sismico orizzontale = 0.041;

k_v = coefficiente sismico verticale = 0.5 $k_h = 0.021$;

“REALIZZAZIONE DELLA PROSECUZIONE DEL MOLO FORANEO DEL PORTO VECCHIO DI CROTONE PER MIGLIORARE IL RIDOSSO IN PRESENZA DI CONDIZIONI METEO AVVERSE”

04.OM.R03 – RELAZIONE DI STABILITÀ IDRAULICA DELLE OPERE A GETTATA

 F_v = forze verticali; F_h = forze orizzontali; $F_v'w_1 = 287 \text{ kg}$, $F_v'w_2 = 82 \text{ kg}$, $F_v'w_3 = 1353 \text{ kg}$, $F_v'h_1 = 143,5 \text{ kg}$, $F_v'h_2 = 41 \text{ kg}$, $F_v'h_3 = 676,5 \text{ kg}$.

- Verifica al ribaltamento

Nell'ipotesi di un meccanismo di collasso, a seguito del ribaltamento del massiccio intorno al

centro di rotazione O riportato in figura 3, la verifica va effettuata utilizzando la seguente disuguaglianza:

$$\frac{R_d}{\gamma_R} \geq E_d$$

dove:

- R_d : resistenza di calcolo, che tiene conto delle forze con effetti stabilizzanti (momento stabilizzante);
- E_d : sollecitazione di calcolo, che tiene conto delle forze con effetti destabilizzanti (momento destabilizzante).
- γ_R coefficiente parziale pari nelle NTC 2018 a 1.15 (per la verifica al ribaltamento).

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione. Pertanto, deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio di corpo rigido (EQU).

“REALIZZAZIONE DELLA PROSECUZIONE DEL MOLO FORANEO DEL PORTO VECCHIO DI CROTONE PER MIGLIORARE IL RIDOSSO IN PRESENZA DI CONDIZIONI METEO AVVERSE”

04.OM.R03 – RELAZIONE DI STABILITÀ IDRAULICA DELLE OPERE A GETTATA

	Effetto	Coefficiente Parziale γ_F (o γ_E)	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti G_1	Favorevole	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

Figura 5.2 - Coefficienti parziali sulle azioni in condizioni statiche e sismiche

Determinati i bracci delle spinte rispetto al centro di rotazione O si è ricavato in condizioni statiche:

$$R_d / \gamma_R = 138 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$E_d = 87 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Mentre in condizioni sismiche, dove i coefficienti parziali γ_G sono posti pari a 1, si è ottenuto:

$$R_d / \gamma_R = 154 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$E_d = 95 \text{ t} \cdot \text{m}$$

Poiché, in entrambi i casi risulta $R_d / \gamma_R > E_d$ la verifica al ribaltamento è soddisfatta.