

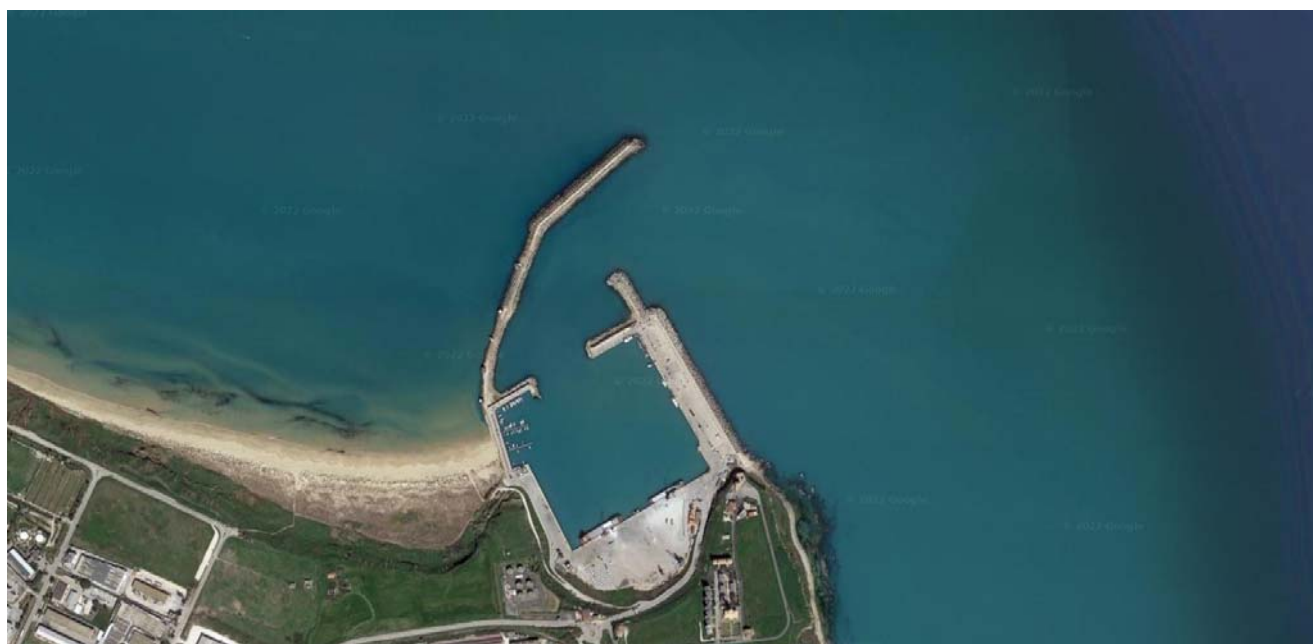


Finanziato
dall'Unione europea
NextGenerationEU

INTERVENTO DI RIFERIMENTO EX ALL.2 DEL D.M. N.492 DEL 03.12.2021

COMPLETAMENTO INFRASTRUTTURA AL PORTO DI VASTO

INTERVENTI DI POTENZIAMENTO ED AMPLIAMENTO - FASE 1
BANCHINA LEVANTE / MOLO MARTELLO / MOLO SOPRAFLUTTO
CUP E37H21010820006 - CIG 9365148C9A



SOGGETTO AGGREGATORE
A.R.I.C.
Agenzia Regionale
Informatica e Committenza

R.U.P.
Ing. Alessandro PENTIMALLI

GRUPPO DI PROGETTAZIONE (R.T.P.)

Progettazione:

SZ STUDIO ZOPPI
INGEGNERIA
& ASSOCIATI

Piazza Armando Diaz, 3
60123 Ancona
e-mail: info.studiozoppi@gmail.com
pec: studiozoppi@pec.it
tel. e fax: 071 2076581

Dott. Ing. Giuseppe Di Cosmo
Dott. Ing. Caterina Zoppi
Dott. Ing. Paolo Zoppi (Coordinatore)
Dott. Ing. Gianmarco Belvederesi (Collaboratore)

Geologia:

Dott. Geologo Giordano Fortuna

Via G. Leti, 45
63900 Fermo
e-mail: fortunageo@libero.it
mob.: 347 123 7883

STATO PROGETTO:

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICO - ECONOMICA (P.F.T.E.)

TITOLO ELABORATO:

Relazione di calcolo preliminare

ELABORATO:

R.04

REVISIONE	N.	DATA	DESCRIZIONE	Redatto	Approvato	DATA	DICEMBRE 2022
		00	10/01/2023	Prima emissione	Ing. Di Cosmo G.	Ing. Zoppi P.	SCALA

A TERMINE DI LEGGE CI RISERVIAMO LA PROPRIETA' DI QUESTO ELABORATO CON DIVIETO DI RIPRODURLO RENDENDOLO NOTO A TERZI ANCHE PARZIALMENTE SENZA NOSTRA AUTORIZZAZIONE

INDICE

1.	PREMESSA GENERALE	2
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3.	DETERMINAZIONE DELL'ONDA DI PROGETTO	4
3.1	DETERMINAZIONE DEL TEMPO DI RITORNO PER L'AZIONE MARITTIMA	4
3.2	DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DELL'ONDA DI PROGETTO.....	6
4.	DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI COSTRUTTIVI	7
4.1	MANTELLATA	7
4.2	STRATI FILTRO	7
4.3	PIEDE DELLA MANTELLATA.....	8
4.4	MURO PARAONDE.....	8
4.4.1	PORTATA DI TRACIMAZIONE DEL MURO PARAONDE	9

1. PREMESSA GENERALE

Il presente progetto di fattibilità tecnico – economica ha lo scopo di adeguare e potenziare le infrastrutture del porto di Vasto al fine di soddisfare la crescente domanda del mercato.

In particolare, l'intervento oggetto del presente P.F.T.E. prevede l'ampliamento della banchina di Levante situata all'interno del Porto di Vasto al fine di consentire l'installazione dei binari ferroviari e l'uso del piazzale per lo stoccaggio di merci.

Nella presente relazione vengono riportati i calcoli condotti per le verifiche di dimensionamento preliminare delle strutture marittime che riguardano l'ampliamento della banchina di Levante del porto di Vasto, denominato anche Porto di Punta Penna (Figura 1).

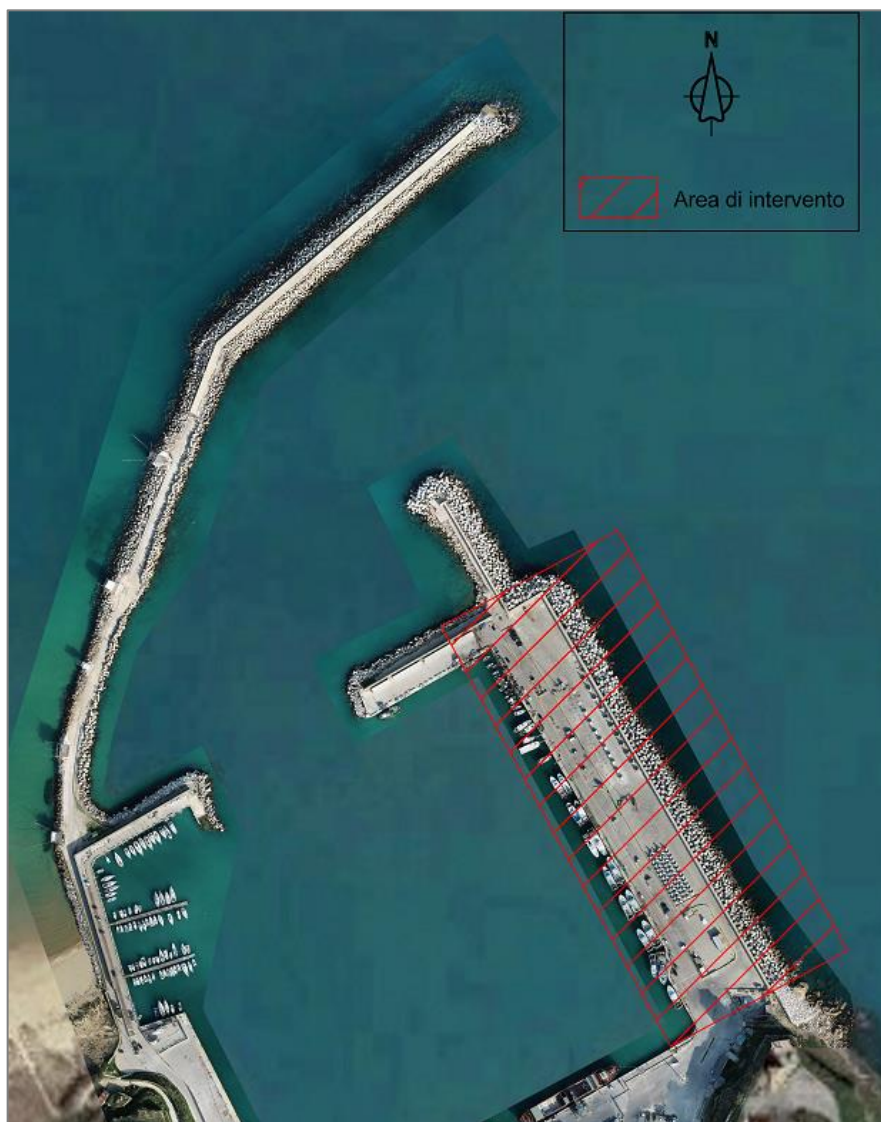


Figura 1. Indicazione banchina di levante

Nella Figura 1 è indicata in rosso la banchina di Levante che andrà allargata con un terrapieno verso mare fino al raggiungimento di una larghezza complessiva di 70,00 m, come da incarico ricevuto.

La presente relazione descrive le verifiche preliminari dell'opera per la stabilità della mantellata e degli strati filtro della nuova mantellata.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Di seguito si riportano le normative e le istruzioni nazionali ed europee secondo le quali sono stati condotti i calcoli di predimensionamento riportati nei capitoli successivi:

- L. 5/11/1971 n. 1086 – Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e da struttura metallica;
- L. 2/2/1974 n. 64 – Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;
- D.M. 17/1/2018 – Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni";
- Circ. 21/1/2019 n. 7 – Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"»;
- "Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime" – Ministero dei Lavori Pubblici – Consiglio Nazionale delle Ricerche (GNDCI);
- EAU 2004 – "Recommendations of the Committee for Waterfront Structures Harbour and Waterways".

3. DETERMINAZIONE DELL'ONDA DI PROGETTO

Nei paragrafi successivi si riportano le modalità di definizione del tempo di ritorno adottato per la scelta delle caratteristiche dell'onda di progetto utilizzata per le verifiche dell'opera.

3.1 DETERMINAZIONE DEL TEMPO DI RITORNO PER L'AZIONE MARITTIMA

Per definire il periodo di ritorno degli eventi ondosi da considerare nel predimensionamento delle opere, si è fatto riferimento alle "Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime" edite a cura del Consiglio Superiore LL.PP. nel 1996 che definiscono il tempo di ritorno con la seguente relazione:

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

funzione dei seguenti parametri:

- a) *tipo di infrastruttura;*
- b) *livello di sicurezza richiesto;*
- c) *rischio di perdite di vite umane;*
- d) *danneggiamento ammesso;*
- e) *ripercussione economica in caso di danneggiamento.*

In questa fase si sono definiti, in accordo con il Committente, i principi base che disciplineranno l'uso e il livello di sicurezza atteso per le opere previste in progetto in modo tale da definire il tempo di ritorno da considerare ai fini del dimensionamento.

Di seguito vengono riportati i principi base assunti per la definizione del tempo di ritorno:

a) Tipo di infrastruttura

L'opera in oggetto è stata cautelativamente inquadrata come ad "**uso generale**", da intendersi come "opere di difesa di complessi civili, commerciali e industriali, che non siano destinati ad uno specifico scopo e per i quali non è chiaramente identificabile il termine della vita funzionale dell'opera".

b) Livello di sicurezza

Per l'opera in oggetto è stato assunto un "**livello di sicurezza tra 1 e 2**". In particolare, il livello 1 è richiesto per "opere o installazioni di interesse locale e ausiliario, comportanti un rischio minimo di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di collasso della stessa (difese costiere, opere in porti minori o marina, scarichi a mare, strade litoranee, ecc.)" ed il livello 2 per "opere e installazioni di interesse generale, comportanti un moderato rischio di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di collasso dell'opera (opere di grandi porti, scarichi a mare di grandi città, ecc.)".

c) Rischio di perdite di vite umane

Per quanto riguarda il rischio di perdita di vita umana, in linea generale, si considera:

- *rischio limitato se non è logico prevedere alcuna perdita di vite umane in seguito al danneggiamento;*
- *rischio elevato se sono preventivabili delle perdite di vite umane.*

Per l'opera in progetto si ritiene che il **rischio di perdite di vite umane sia limitato**.

d) Danneggiamento ammesso

Per l'opera è stata individuata la specifica condizione di danneggiamento:

- *danneggiamento incipiente per strutture flessibili o comunque riparabili;*
- *danneggiamento totale per strutture rigide per le quali è difficile riparare il danno.*

Si ritiene quindi di poter assumere una condizione di **danneggiamento incipiente** per tutte le opere a gettata, che di fatto sono assimilabili a strutture flessibili e riparabili.

e) Ripercussione economica

Per quanto riguarda la ripercussione economica derivante da eventuali danni e rischi di perdite di vite umane, in linea generale, si definisce:

- *ripercussione economica bassa nel caso in cui il rapporto fra i costi diretti del danneggiamento, sommati a quelli indiretti dovuti alla perdita di funzionalità delle opere protette ed il costo totale per la realizzazione dell'opera è minore di 5;*
- *ripercussione economica media nel caso in cui questo rapporto è compreso tra 5 e 20;*
- *ripercussione economica alta nel caso in cui questo rapporto è maggiore di 20.*

La definizione di questi costi richiederebbe un'analisi economica di dettaglio che dovrebbe considerare differenti scenari di rischio. In via preliminare è stata assunta una ripercussione economica **medio bassa**. Il caso del Porto di Vasto va considerato come infrastruttura civile di uso generale con un livello di sicurezza compreso tra 1 e 2 (Tabella 1). Cautelativamente si può dunque assumere un tempo di vita dell'opera pari a 30 anni.

Tabella 1. durata minima di vita per opere o strutture di carattere definitivo Tv.

Tipo dell'opera	Livello di sicurezza richiesto		
	1	2	3
	VITA DI PROGETTO (anni) T _v		
Infrastrutture di uso generale	25	50	100
Infrastrutture ad uso specifico	15	25	50

In funzione del rischio di perdite di vite umane, delle condizioni di danneggiamento e della ripercussione economica è possibile definire la massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa dell'opera P_f secondo la seguente Tabella 2:

Tabella 2. Massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita operativa dell'opera P_f.

Tipo di danno	Ripercussione economica	Rischio per la vita umana	
		Limitato	Elevato
Danneggiamento incipiente	Bassa	0.50	0.30
	Media	0.30	0.20
	Alta	0.25	0.15
Distruzione totale	Bassa	0.20	0.15
	Media	0.15	0.10
	Alta	0.10	0.05

Nel caso in esame si può considerare un rischio limitato di perdita di vita umana ed una ripercussione economica medio-bassa. Assumendo il criterio del danno incipiente si impone P_f= 0,45 e quindi

$$T, = 30/[-\ln (0.55)] = 50 \text{ anni}$$

3.2 DETERMINAZIONE DELLE CARATTERISTICHE DELL'ONDA DI PROGETTO

Le condizioni meteomarine utilizzate sono state desunte dalla relazione idraulico-marittima e dallo studio meteomarino redatti da Modimar s.r.l. e messi a disposizione dalla Stazione Appaltante. In particolare, in Tabella 3 si riportano le caratteristiche del moto ondoso al largo e a riva associate al tempo di ritorno di 50 anni calcolato al paragrafo precedente.

Tabella 3 caratteristiche moto ondoso - Tr 50 anni.

Caratteristiche moto ondoso al largo				Caratteristiche moto ondoso a riva	
Settore 320°N – 50°N		Settore 50°N – 130° N		Settore 320°N – 50°N	Settore 50°N – 130° N
Hs [m]	Tp [s]	Hs [m]	Tp [s]	Hs [m]	Hs [m]
7.3	12.0	4.3	9.3	6.8	3.9

Per valutare l'altezza significativa massima al frangimento si utilizza l'espressione di Kamphuis:

$$H_s = 0.56 \times e^{3.5m} \times h = 6.10 \text{ m}$$

dove:

- $m = 0.01$ - pendenza del fondale antistante l'antemurale
- $h = 10.5 \text{ m}$ - profondità di frangimento

4. DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DEGLI ELEMENTI COSTRUTTIVI

Nei paragrafi successivi si riporta il dimensionamento e le verifiche degli elementi costruttivi dell'opera. In particolare: mantellata, strato filtro, piede della mantellata e muro paraonde.

4.1 MANTELLATA

Per la verifica del peso del singolo elemento costituente la mantellata è stata applicata la formula di stabilità di Hudson:

$$M = \frac{\rho_c H^3}{\Delta^3 K_D \text{ctg}(\alpha)}$$

dove:

- ρ_c : densità degli elementi costituenti la mantellata (cls 2.400,00 kg/m³);
- H : altezza d'onda significativa al piede dell'opera (6,10 m);
- Δ : densità relativa rispetto alla densità dell'acqua di mare posta pari a 1.030,00 kg/m³ (1,03);
- $\text{ctg } \alpha$: pendenza della mantellata (3/2);
- K_D : coefficiente di stabilità dell'elemento, funzione della forma, pendenza del paramento, tipo di onda, numero di strati e percentuale di danneggiamento assunta. Nel caso in esame con mantellata costituita da massi artificiali in doppio strato, per onde non frangenti, il valore di K_D può essere assunto pari a 7.5 per la sezione del corpo diga.

Dalla formula di Hudson si ottiene un valore del peso minimo del singolo masso pari a 20,60 t.

Si utilizzeranno blocchi in cls aventi un volume di 9,60 m³ con un peso di 22,08 t.

4.2 STRATI FILTRO

Per evitare il sifonamento del nucleo è necessario interporre sopra il nucleo e al di sotto della mantellata delle scogliere tradizionali almeno uno strato filtro costituito da massi naturali disposti in duplice strato di peso medio variabile tra 1/15 e 1/10 del peso dei massi sovrastanti. Nel caso di progetto la mantellata è costituita da massi artificiali di circa 22,00 t, per cui si è previsto di utilizzare 2 serie di filtri: il primo con massi da 1-3 t e il secondo con massi da 0,2-0,5 t. Per determinare la dimensione (spessore) del filtro si è utilizzata la seguente espressione:

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

dove:

n: numero degli strati pari a 2;

k: coefficiente di strato pari a 1,05;

γ_m : peso specifico della roccia pari a 2600,00 kg/m³;

P: peso medio dei massi.

Per il filtro con massi naturali da 1 - 3 t si ottiene:

$$P = W50 = 2,00 \text{ t} - k=1,05 - n = 2 \quad S = 1,90 \text{ m}$$

Per lo strato filtro con massi naturali da 0,20 – 0,50 t si ottiene:

$$P = W_{50} = 0,35 \text{ t} - k = 1,05 - n = 2 \text{ S} = 1,00 \text{ m}$$

4.3 PIEDE DELLA MANTELLATA

Il piede della mantellata ha la funzione di proteggere il filtro ed il terreno sottostante dall'azione diretta del moto ondoso.

Come regola generale il peso degli scogli è dell'ordine di $P/10$ rispetto al peso P dei massi di mantellata e la profondità della sommità del doppio strato è al di sotto di $1.0 H$, 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 formula di Gerding (1993) valida per soli massi naturali con peso specifico di 2.68 t/m^3 e generalizzata da Burchart (1995) per qualsiasi peso specifico dei massi naturali e per elementi parallelepipedi in cls:

$$N_s = \frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} = \left(0,4 \frac{h_t}{\Delta \cdot D_{n50}} + 1,6 \right) N_{od}^{0,15}$$

dove:

h_t : profondità cresta;

N_{od} : numero di danneggiamento ($\leq 0,50$ nessun danno, $0,50 < N_{od} \leq 2$ danno accettabile, $N_{od} > 4$ completo spianamento); tali valori sono validi per una berma costituita da 3 massi in larghezza e 2 in altezza; per una larghezza della berma maggiore si può considerare un valore di danno accettabile maggiore.

Nel caso di progetto la berma, realizzata con massi 3,00 -7,00 t presenta i seguenti valori:

$W_{50} = 5,00 \text{ t} - D_{n50} = 1,24 \text{ m}$;

$N_s = 3,20$ - numero di stabilità;

$h_t = 5,50 \text{ m}$ - profondità quota sommitale.

Dalla formula risulta $N_{od} = 2,75$ per cui essendo la berma costituita da progetto da 5 massi in larghezza e 2 in altezza, il danno è accettabile.

4.4 MURO PARAONDE

Nel progetto è previsto lo spostamento dell'attuale muro paraonde avente la funzione di limitare la tracimazione (over topping) delle onde in caso di mareggiata.

Il massiccio di coronamento attuale, realizzato con due massi sovrapposti dal peso ciascuno di circa 29,00 t, è imbasato a quota + 2,00 m s.l.m., la quota della pavimentazione retrostante è di + 2,55 m e la quota di sommità del muro è fissata a + 6,00 m s.l.m.m.

Per la verifica di stabilità, si è utilizzata la metodologia proposta da F. L. Martin ("Wave loads on mobile mound breakwater crown walls" - F. L. Martin, M. A. Losada, R. Medina – Coastal Engineering 1999), che definisce, per onde frangenti di tipo surging e collapsing, la distribuzione delle pressioni indotte sul muro paraonde. Tale criterio, quindi, non può essere applicato nel caso di impatto di eventi di "shock".

La metodologia si basa sulla considerazione sperimentale che una singola onda può generare sulla proiezione verticale due distinte sollecitazioni massime dette: forza da impatto ("impact force") e forza di pulsazione ("pulsating force").

Per determinare la distribuzione delle pressioni da impatto, Martin suggerisce di utilizzare le seguenti espressioni:

- per la parte del muro non protetta dalla scogliera:

$$P_{s0} = C_{w1} \times \rho_w \times g \times S_o$$

– per la parte del muro protetta dalla scogliera:

$$P_{s1} = C_{w2} \times C_{w1} \times \rho_w \times g \times S_o$$

dove:

C_{w1} è funzione del massimo run-up, dell'altezza d'onda di progetto e della pendenza della scarpata;

C_{w2} è funzione della larghezza della berma e della lunghezza d'onda relativa al periodo di picco;

$\rho_w = 10,30 \text{ kN/m}^3$ - densità dell'acqua;

$g = 9,81 \text{ m/s}^2$ – accelerazione di gravità;

S_o è il massimo run-up previsto sulla berma della scogliera;

La distribuzione delle pressioni da pulsazione (idrostatiche) è data da:

$$P_p(z) = C_{w3} \times \rho_w \times g \times (S_o + A_c - z)$$

dove:

z è la quota di calcolo rispetto al l.m.m.;

C_{w3} è un parametro adimensionale, funzione delle caratteristiche della scogliera;

A_c è l'altezza della berma rispetto al l.m.m.;

La stabilità del massiccio di coronamento è stata verificata nelle condizioni più sfavorevoli e cioè con fondali di 10,50 m, con $H_s = 6,10 \text{ m}$ e mantellata con massi artificiali ($P = 0,45$).

Per la resistenza alla traslazione orizzontale si assume un coefficiente di attrito tra cls e pietrame sottostante pari a 0,60

In conclusione, il massiccio risulta verificato.

4.4.1 Portata di tracimazione del muro paraonde

Per quanto riguarda la portata di tracimazione, essendo la geometria del muro paraonde e della mantellata invariata rispetto all'attuale, si riportano le conclusioni del calcolo della tracimazione eseguito nel progetto del 2007 "Lavori di riqualificazione e potenziamento delle infrastrutture portuali" e si rimanda alle successive fasi progettuali il calcolo esecutivo della portata di tracimazione:

"Dalla verifica predetta il muro paraonde riesce a limitare sufficientemente il sormonto in condizioni ordinarie, in condizioni estreme di tempesta sarà necessario interdire l'accesso al molo di sopraflutto di persone e veicoli. La portata di tracimazione estrema non è comunque tale da causare danni alla sovrastruttura di banchina."