



Il Sindaco del Comune di Messina

Commissario Delegato ex O.P.C.M. n. 3721 del 19 Dicembre 2008

COMUNE DI MESSINA - PROCEDURA APERTA, AI SENSI DELL'ART. 53 COMMA 2 LETTERA C) DEL D.LGS 163/06 E S.M.I. PER L'AFFIDAMENTO DELLA PROGETTAZIONE E COSTRUZIONE DEI LAVORI INERENTI LA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE DI TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE - 1° STRALCIO FUNZIONALE - € 80.000.000,00 - O.P.C.M. 3721/08 - CIG. 0429752291. Opera inserita nell'elenco di cui all'art.1 dell'O.P.C.M. 3633 del 2007

PROGETTO DEFINITIVO

(Redatto ai sensi dell'art.25 del D.P.R. n. 554/99 e ai sensi dell'art.8 del Disciplinare di Gara)

PROPONENTE: **SIGENCO S.p.A.**  **SIGENCO**
SISTEMI GENERALI COSTRUZIONE

ELABORATO:	TITOLO:	DATA:
B4bis	RELAZIONE IDRAULICA - DEFINITIVO	MAGGIO 2010

PROGETTISTI:  INTERPROGETTI S.r.l. Ing. Marco PITTORI Ing. Sergio PITTORI collaboratori: ing. Plinio MONTI, ing. Silvia POTENA ing. Andrea PAGNINI, ing. Giulia ZANZA ing. Christian SFERRA arch. Francesca Romana MONASS geom. Alessandro MARCHISELLA  SEACON S.r.l. Ing. Massimo VITELLOZZI collaboratori: Ing. Corrado MONTEFOSCHI Geom. Lorenzo DI BIASE CIPRA S.r.l. Ing. Marco MENEGOTTO collaboratori: Ing. Alessandro CONCETTI	CONSULENTI: Consulenza geotecnica: Prof. Ing. Giuseppe SCARPELLI Dipartimento F.I.M.E.T. dell'Università Politecnica delle Marche  Consulenza opere idrauliche e modellazione fisica delle opere: Prof. Ing. Pierluigi AMINTI Dipartimento di ingegneria civile e ambientale dell'Università di Firenze  Prof. Ing. Enio PARIS Dipartimento di ingegneria civile e ambientale dell'Università di Firenze Consulenza ambientale: Prof.ssa Angela POLETTI Dipartimento di architettura e pianificazione del Politecnico di Milano  Consulenza impiantistica: NEOS Engineering Ing. Emiliano GUCCI
RESPONSABILE DELL'INTEGRAZIONE FRA LE VARIE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE: Ing. Marco PITTORI	RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO: Dott. Ing. Francesco DI SARCINA

Rev. n°	DESCRIZIONE	DATA	REDATTA	APPROVATO
00	Emissione	Mag.10	Ing. M. Pittori	Ing. M. Pittori
	Doc.: 1479			
INTERPROGETTI S.r.l. Via di Priscilla, 116 - 00199 ROMA - Tel. 0686200297 fax: 0686200298 E-mail: INFO@INTERPROGETTI.NET			Società certificata ISO 9001 : 2008 Certificato n° 214513 	

COMUNE DI MESSINA



COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE DI TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE

Indice

1. Premesse.....	3
2. Tipologie opere di protezione ed accosto	3
2.1 <i>Le opere di difesa del Piazzale Sud.....</i>	4
2.1.1 La stabilità geotecnica dell'opera	4
2.1.2 Il dimensionamento idraulico marittimo	5
2.1.3 Verifica della mantellata in tetrapodi.....	5
2.1.4 Dimensionamento berma.....	7
2.1.5 Strati filtro.....	8
2.1.6 Analisi dei fenomeni di run-up e sormonto.....	9
2.1.7 Verifica di danneggiamento dell'opera sotto l'azione del moto ondoso..	12
2.1.8 Coronamento	12
2.2 <i>Le opere di protezione del bacino portuale – il molo foraneo di sopraflutto</i>	13
2.2.1 La stabilità geotecnica dell'opera	13
2.2.2 Azione del moto ondoso incidente sul molo foraneo.....	14
2.2.3 Valutazione della portata di sormonto sul molo foraneo	17
2.3 <i>Le opere di difesa del Piazzale Nord.....</i>	21
2.3.1 Il dimensionamento idraulico marittimo	23
2.3.2 La verifica del requisito del coefficiente di riflessione.....	23
2.4 <i>La banchina interna.....</i>	26
2.4.1 Verifica del requisito del coefficiente di riflessione.....	26
2.4.2 Conclusioni	29
3. Opere di protezione della costa.....	31
3.1 <i>Verifica delle scogliere emergenti.....</i>	31
3.2 <i>Verifica delle scogliere soffolte.....</i>	33

COMUNE DI MESSINA

COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE DI TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE

Relazione idraulica marittima

1. Premesse

La presente relazione illustra le scelte tipologiche e progettuali di tutte le infrastrutture marittime da realizzarsi nell'ambito del progetto della piattaforma logistica in località Tremestieri.

Le scelte effettuate e le verifiche strutturali sono state svolte congiuntamente e coordinatamente con gli studi specialistici riguardanti la geotecnica e le verifiche su modello svolte rispettivamente dall'Università di Ancona e di Firenze di cui alle relazioni B2bis e C1.

2. Tipologie opere di protezione ed accosto

Per la definizione delle tipologie delle opere di accosto e protezione si è partiti dalle sezioni di progetto preliminare a dando di gara, sviluppando una analisi di validazione economica/tecnica e progettuale delle stesse. Per le scelte si è inoltre tenuto in considerazione di quanto riportato nel disciplinare di gara all'art. 7 Requisiti prestazionali dei progetti ammessi a gara in particolare per il rispetto degli invarianti planimetrici.

“Le forme planoaltimetriche devono rispettare quelle indicate negli elaborati grafici del progetto preliminare allegato al bando di gara ed in particolare la tav. C.6 – Planimetria elementi invarianti.

In particolare:

i) Il progetto delle opere, ad eccezione della parte relativa al ripascimento, dovrà svilupparsi esclusivamente all'interno dell'area indicata nella tav. C.6. Non sono permessi sconfinamenti alla sagoma portuale indicata, pena l'esclusione dalla gara. Fanno eccezione a tale limitazione:

1) le opere a gettata, che dipendendo dalla larghezza della berma di testata e dalla pendenza assegnata in progetto alla scarpa, possono fuoriuscire sagoma del progetto preliminare;

2) le opere d'arte di inscatolamento dei torrenti Farota e Guidari, i cui innesti possono essere realizzati, se necessario, a monte della sede ferroviaria e prevederne i relativi attraversamenti;

ii) I contorni planimetrici delle nuove banchine interne e del molo foraneo, che nel loro insieme definiscono lo specchio acqueo interno della nuova darsena,

fino alla congiungente ideale tra le testate del molo sopraflutto della darsena esistente e di quella di progetto devono coincidere con quelli indicati alla tav. C.6. Tuttavia, la linea congiungente i punti A e B, indicata in tratteggio nella tav. C.6 può essere suscettibile di arretramento, per effetto delle necessità progettuali correlate con la costruzione della scogliera di protezione dei piazzali di progetto. La soluzione progettuale dovrà in ogni caso tendere a massimizzare gli spazi sui piazzali;

iii) Le opere di ripascimento (protetto mediante opere foranee opportune tendenti a ridurre la dispersione del materiale sabbioso apportato) previste a nord della foce del torrente **Larderia** devono interessare almeno la fascia costiera compresa tra la predetta foce e la foce del torrente **Zafferia**, cui corrisponde uno sviluppo lineare di costa di circa **1.100,00 m**.

Il materiale sciolto utilizzato per il ripascimento dovrà provenire esclusivamente dai dragaggi operati nella darsena portuale di progetto. Il materiale eventualmente in eccesso può essere deposto su altri tratti costieri limitrofi (e non) a quelli indicati sopra o utilizzato per altre finalità ecologicamente e/o economicamente compatibili".

e prestazionali:

Il sovraccarico accidentale minimo previsto sulle banchine, moli e viabilità interna non può essere mai inferiore a **40 KN/mq**;

- Le opere di banchina relative alla nuova darsena devono essere concepite, giustificando a tal fine le scelte con opportuni riferimenti scientifici, per assicurare i coefficienti di riflessione dell'onda incidente a seguire indicati:

i) Contorni interni al porto, banchi nati e non : **$\leq 40\%$** ;

ii) Mantellate esterne a scogliera: **$\leq 30\%$** .

2.1 Le opere di difesa del Piazzale Sud

Per quanto attiene all'opera di protezione del piazzale Sud si è confermata la scelta tipologica prevista nelle sezioni di progetto preliminare di realizzare una struttura a scogliera con muro paraonde e mantellata in tetrapodi.

2.1.1 La stabilità geotecnica dell'opera

Le verifiche di stabilità geotecniche dell'opera hanno fortemente influenzato le caratteristiche tipologiche infatti, come ampiamente illustrato all'interno della relazione geotecnica (All. B2bis), al fine di rispettare le richieste prestazionali del bando è stato necessario introdurre i seguenti elementi:

- arretrare l'allineamento del molo (congiungente punti A e B) di 3 m;
- inserire un elemento di consolidamento dei terreni (palancole metalliche HZ1080MA ogni 5 m) infisso fino alla quota di -22.00;

- rinforzare il terreno esistente con la posa di una geogriglia tipo Huesker 1250 kN/m
- modificare le pendenze della mantellata da 4/3 a 3/2.
- Imbasare il piede dell'opera sempre alla batimetrica di -9.00 s.l.m.m.

2.1.2 Il dimensionamento idraulico marittimo

Le verifiche strutturali dell'opera sono state condotte con l'ausilio del software BREAKWAT 3.0 sviluppato del Danish Hidraulic Institute (DHI) regolarmente registrato con licenza d'uso in favore della Interprogetti S.r.l.

2.1.3 Verifica della mantellata in tetrapodi

Per il dimensionamento dell'opera si è fatto riferimento all'analisi statistica delle onde estreme riportata nell'allegato F28/29 relazione idraulica marittima del progetto messo a bando, nonché nella risposta al quesito n. 10 del 08/03/2010.

Le caratteristiche dell'onda incidente risultano pertanto essere quelle della tabella 9.VIb di seguito riportata.

Coerentemente al tempo di vita dell'opera stabilito in 50 anni, si è dimensionato le opere con una altezza d'onda con $T_r=50$ anni.

$H_s= 4.38$ m

$T_m= 7.46$ s

$T_p=9.57$ s

Direzione di Provenienza 145°-215° N

Tabella 9.VIb Valutazione dell'altezza d'onda per fissati tempi di ritorno:

Punto 5 - Direzione di provenienza 145-215°N.

Tr	P	Hs	Dir	T _m	T _p
[anni]		[m]	[°N]	[s]	[s]
1	0.714	3.06	140.86	6.18	7.92
2	0.857	3.34	140.15	6.46	8.28
5	0.943	3.66	139.27	6.78	8.70
10	0.971	3.89	138.69	7.00	8.98
50	0.994	4.38	137.53	7.46	9.57
100	0.997	4.58	137.10	7.64	9.8.0
120	0.998	4.63	136.99	7.69	9.85
150	0.998	4.70	136.86	7.74	9.92
200	0.999	4.78	136.70	7.81	10.01
250	0.999	4.83	136.58	7.86	10.08

Innanzitutto è stata effettuata una verifica sulle condizioni di frangimento dell'onda sulle opere in relazione alla quota di imbasamento.

Tenendo conto delle variazioni di livello del mare (vedi studio meteomarinario) dovute alla marea astronomica (+12 cm) al sovrizzo barico (+26 cm) il tirante idrico massimo al piede dell'opera è così determinato:

fondale naturale antistante l'opera: 7.00

sovrizzo complessivo di marea: +38

Tirante idrico nella sezione più critica (SEZ.1) 7.38 m.

Utilizzando la nota espressione di Munk (1952)

$$\frac{H_b}{d_b} = 0.78$$

dove H_b rappresenta l'altezza d'onda al frangimento e d_b il tirante idrico

locale, si ha $\frac{H_b}{d_b} = \frac{H_b}{7.38} = 0.78$; $H_b = 5.75$ m

Pertanto l'onda di progetto si presenta in condizioni di non frangimento.

Nell'attuale opera sono stati utilizzati tetrapodi disposti su due strati.

Per il dimensionamento della mantellata esterna è stata utilizzata la formula classica di Hudson.

$$\gamma_m = 24.0 \text{ kN/m}^3 \quad \text{densità del calcestruzzo}$$

$$\gamma_a = 10.25 \text{ kN/m}^3 \quad \text{densità dell'acqua marina}$$

$$K_D = 7 \quad \text{coefficiente di non danneggiamento in sezione corrente}$$

$$\cot \alpha = 1.5 \quad \text{pendenza della mantellata}$$

che sostituite nella formula di Hudson :

$$P = \frac{\gamma_m H^3}{K_D \left(\frac{\gamma_m}{\gamma_a} - 1 \right)^2 \cot \alpha}$$

danno per P un valore di ca. 137 kN.

Si utilizzano pertanto tetrapodi da 6.3 m^3 ovvero di del peso di 150 kN

Breakwat 3
File New Project New Case Graph Settings Help

Project: Tremestieri
Case: P 1 tetrapodi hudson

P 1 tetrapodi hudson

Structure type	1. Rubble mound structure, 1.1 Conventional breakwater
Response factor	2. Structural response, 2.2 Concrete armour
Formula	Tetrapods Hudson
Output parameter	(M) Armour unit mass
INPUT	
(pa) Armour density	2400 (kg/m3)
(pw) Water density	1025 (kg/m3)
(nt) Number of armour layers	2.00 (-)
(K0) Armour layer coefficient	1.10 (-)
(nv) Volumetric porosity	50.0 (%)
(Wr) Dolosse waist ratio	(-)
(sop) Wave steepness	(-)
(cot(αs)) Structure slope angle	1.50 (-)
(αHs) Wave height factor	1.27 (-)
(KD) Stability coefficient	7.00 (-)
(Conf) Confidence bands	(-)
(N) Number of incident waves	(-)
(sm) Wave steepness	(-)
(Hs) Significant wave height	4.50 (m)
(Nod) No. of displaced units	(-)
(%D) Percent damage	9.00 (%)
OUTPUT (-)	
(M) Armour unit mass	13648 (kg)
(Dn) Nominal armour size	1.78 (m)
(Tp) Peak wave period	(s)
(Hs/δDn) Stability number	2.19 (-)
(Nr/A) Placement density	0.3453 (units/m2)

Diagram labels: $H_s ; \rho_w ; s_m$, $N ; \alpha H_s$, $M_{50} ; \rho_r ; K_D ; n_v ; n_l ; K_S$, Damage level N_{OD} , $\cot(\alpha_s)$

NONE LICENSED TO: Interprogetti User

2.1.4 Dimensionamento berma

La berma o unghia di un'opera di difesa a scogliera ha il compito di sostenere la spinta verticale di gravità esercitata dalla mantellata di copertura del paramento inclinato e degli strati filtro.

Il dimensionamento della berma consiste nel valutare la pezzatura degli elementi che la costituiscono.

La verifica viene effettuata con il metodo proposto da Van Der Meer (1992).

Utilizzando le più recenti formulazioni di Van Der Meer (1992) per la definizione delle dimensioni degli scogli costituenti la berma:

$$\frac{h_t}{h} = 0.253 \left(\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} \right)^{0.7}$$

P 1-berma massi 1-3T	
Structure type	1. Rubble mound structure, 1.1 Conventional breakwater
Response factor	2. Structural response, 2.3 Toe berm stability
Formula	Van der Meer (1988)
Output parameter	(M50) 50% Armour mass
INPUT	
(h) Water depth	10.0 (m)
(pa) Armour density	2650 (kg/m3)
(pw) Water density	1025 (kg/m3)
(Hs) Significant wave height	4.50 (m)
(ht) depth of toe below swl	6.00 (m)
(Nod) No. of displaced units	0.500 (-)
OUTPUT (-)	
(M50) 50% Armour mass	1833.4 (kg)
(ht/h) Relative toe depth	0.6000 (m)
(Dn50) Nominal rock size	0.884 (m)
(Hs/Dn50) Stability number	3.209 (-)
(ht/Dn50) Relative toe depth	6.78 (m)

dove

$$h_t = 6$$

D_{n50}

$$\Delta = \frac{\gamma_m - \gamma_a}{\gamma_a}$$

$$h = 9$$

si ha:

$$M_{50} = 18.3 \text{ kN}$$

quindi si utilizzano masse di dimensioni comprese tra 10 e 30 kN

La larghezza orizzontale minima della berma è invece stimabile utilizzando l'usuale formula di definizione dello spessore degli strati costituenti l'opera; ponendo $n=3$ $K_{\Delta} = 1.0$ si ha:

$$r = nK_{\Delta} \left(\frac{P}{\gamma_m} \right)^{1/3} = 2.50 \text{ m}$$

2.1.5 Strati filtro

Disponendo secondo il criterio di Terzaghi masse di peso medio circa 1/10 del peso dei tetrapodi costituenti la mantellata esterna, ovvero 15kN, e ponendo

$n=2$ $K_{\Delta} = 1.0$ si determina lo spessore totale dello strato filtro, risultante pari ad 1.66 m, valore che verifica la sezione di progetto (1.80), inoltre considerando un peso specifico del pietrame di circa $\gamma_m = 27 \text{ kN/m}^3$, lo spessore medio del singolo masso è ragionevolmente individuabile in circa 0.7 m, quindi il nucleo è protetto sicuramente da almeno 2 serie di blocchi filtro.

2.1.6 Analisi dei fenomeni di run-up e sormonto

Al fine di verificare l'esatto valore del run up e del sormonto, seguendo quanto riportato già negli studi specialisti (All. F28-29 relazione idraulica marittima):

"..sia per la presenza di piazzali da adibire al transito e alla sosta dei veicoli sia per la presenza di onde che sormontano la struttura di protezione anche per tempi di ritorno bassi, risulta necessario condurre un accurato studio dei volumi di sormonto possibili per definirne la compatibilità con l'utilizzo delle aree retrostanti la diga.

È noto che la determinazioni di tali portate sia possibile in modo accurato solo a seguito di prove di laboratorio", è stato dato incarico all'Università di Firenze di realizzare un modello in scala dell'opera progettata e di sottoporlo all'attacco di un moto ondoso incidente con onde con tempo di ritorno almeno cinquantennale. Nella relazione specialistica B3bis sono riportate tutte le prove svolte, le foto delle onde di progetto e tutti i dati di dettaglio.



Modello realizzato

I risultati ottenuti indicano una portata di tracimazione estremamente bassa inferiore a 0,1 l/sm, una completa stabilità della mantellata senza alcuno spostamento di massi dalla mantellata o dalla berma di piede.

Tabella riassuntiva con livello di prova pari al livello del medio mare

LIVELLO	CODICE ONDA	Hm0 [m]	Tp [s]	Kr [%]	q [l/m/s]
FO (0. m s.l.m.)	H900T15	4.0	10	38	0.04
FO (0. m s.l.m.)	H950T15	4.1	10	39	0.05
FO (0. m s.l.m.)	H100T15	4.3	10	36	0.04
FO (0. m s.l.m.)	H105T15	4.3	10	39	0.08
FO (0. m s.l.m.)	H110T15	4.7	10	37	0.07

Durante le prove è emerso che la tracimazione risultava estremamente limitata dato che le onde più alte frangono sulla parte di profilo spianato alla quota di - 9 m s.l.m. e pertanto si è ritenuto opportuno ripetere le misure di tracimazione inserendo un sovrizzo del livello del mare per tener conto dell'alta marea astronomica, della marea meteorologica e di vento per complessivi di 0,7 m, valore maggiore di quello definito nella relazione specialistica a bando pari a 0.38 m ma valutato proprio per studiare le condizioni peggiori possibili. (valore in estrema sicurezza calcolato). Va tenuto conto che il sovrizzo d'onda viene automaticamente riprodotto nel modello in condizioni cautelative dato che la prova è rigidamente bidimensionale e non vengono riprodotti gli effetti di variabilità tridimensionale che attenuano i sovrizzi in condizioni reali.

I risultati sono riportati nella tabella seguente dove risulta che con solo in presenza di onde associate a tempi di ritorno superiori a 100 anni si verificano tracimazioni con portata media superiore a 1, m/s.m

Anche in presenza di onde con altezza significativa pari a 4,8 m, non prevedibili per la zona di studio, le tracimazioni non risultano tali da causare danni a strutture fisse o pavimentazioni in asfalto o calcestruzzo.

Tabella riassuntiva con livello di prova pari a +70 cm sopra il medio mare

F1 (0,7 m s.l.m.)	H900T15	4.1	10	0.59
F1 (0.7 m s.l.m.)	H950T15	4.1	10	0.52

F1 (0.7 m s.l.m.)	H100T15	4.3	10	0.99
F1 (0.7 m s.l.m.)	H105T15	4.2	10	1.47
F1 (0.7 m s.l.m.)	H110T15	4.8	10	2.38

Dai risultati delle prove, riportati nella tabella riassuntiva, si evidenzia come anche in condizioni di massimo di marea pari a 70 cm ed onda con tempo di ritorno 250ennale si hanno solo 2.38 l/s/m di sormonto.

Al fine di valutare la sicurezza quindi dell'opera in condizioni meteo marine eccezionalmente avverse si è fatto riferimento alla recente pubblicazione del manuale europeo sull'overlapping (EUROTOP2007).

Si riportano di seguito i limiti di volume di overlapping estratta dal manuale EuroTop 2007.

Table 3.2: Limits for overtopping for pedestrians

Hazard type and reason	Mean discharge	Max volume ⁽¹⁾
	q (l/s/m)	V _{max} (l/m)
Trained staff, well shod and protected, expecting to get wet, overtopping flows at lower levels only, no falling jet, low danger of fall from walkway	1-10	500 at low level
Aware pedestrian, clear view of the sea, not easily upset or frightened, able to tolerate getting wet, wider walkway ⁽²⁾ .	0.1	20-50 at high level or velocity

⁽¹⁾ Note: These limits relate to overtopping velocities well below $v_c \approx 10$ m/s. Lower volumes may be required if the overtopping process is violent and/or overtopping velocities are higher.

⁽²⁾ Note: Not all of these conditions are required, nor should failure of one condition on its own require the use of a more severe limit.

Table 3.3: Limits for overtopping for vehicles

Hazard type and reason	Mean discharge	Max volume
	q (l/s/m)	V_{max} (l/m)
Driving at low speed, overtopping by pulsating flows at low flow depths, no falling jets, vehicle not immersed	10–50 ⁽¹⁾	100–1,000
Driving at moderate or high speed, impulsive overtopping giving falling or high velocity jets	0.01–0.05 ⁽²⁾	5–50 ⁽²⁾ at high level or velocity

⁽¹⁾ Note: These limits probably relate to overtopping defined at highway.

⁽²⁾ Note: These limits relate to overtopping defined at the defence, but assumes the highway to be immediately behind the defence.

Dalle tabelle sopra riportate si evince l'assoluta sicurezza dell'opera anche nei confronti dell'overtopping.

2.1.7 Verifica di danneggiamento dell'opera sotto l'azione del moto ondoso.

Tale fondamentale verifica è stata sviluppata con l'ausilio del modello idraulico sopra descritto.

L'opera è stata sottoposta ad attacchi di moto ondoso in forma spettrale con tempi di ritorno fino a 250 anni senza mostrare cenni di danneggiamento e cedimento.

Il dettaglio delle prove è riportato nella relazione specialistica.

2.1.8 Coronamento

Per il calcolo orizzontale della spinta si è utilizzato lo schema di Jensen (1983)

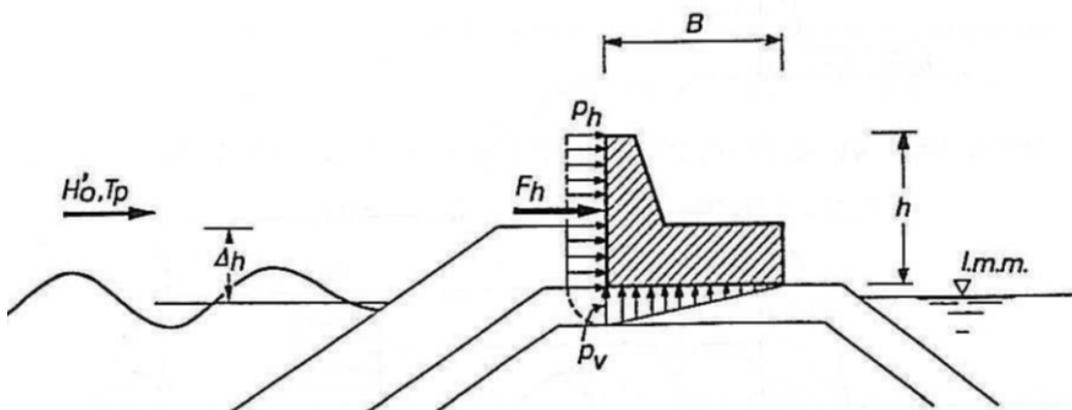


Fig. 67 - Sezione di un muro paraonde nel modello JENSEN.

Estratta da G.Matteotti.- Lineamenti di costruzioni marittime

$$Y = \frac{F_h}{\gamma_a h L_p}$$

Con L_p lunghezza d'onda corrispondente al periodo di picco dello spettro

$$x = \frac{H_0'}{\Delta h}$$

$$y = 0.0515x - 0.026$$

La distribuzione della pressione lungo l'altezza del muro può essere assunta costante pari a

$$P_h = F_h / h$$

Considerando che:

$h = 5.50$ (considerato in favore di sicurezza ininfluenza il taglio)

$H_0' = 1.1 H_s = 4.57$ m Altezza d'onda corrispondente ad un tempo di

ritorno di 250 anni

$$X = 0.624$$

$$Y = 0.00617$$

$$F_h = 44.1 \text{ KN/m}$$

$$P_h = P_v = 8 \text{ KN/m}$$

Verifica alla traslazione (NTC2008 §6.5.3.1.1)

Peso muro $G_k = 450 \text{ KN/m}$

Sottospinta $Q_{vk} = 27.6 \text{ KN/m}$

Spinta orizzontale $Q_{hk} = 44.1 \text{ KN/m}$

Verifica: approccio 2 combinazione A1+M1+R3

Peso netto = $G_k - 1.5Q_{vk} = 408.6$

$$\text{Resistenza allo scorrimento } R = \frac{N \tan\left(\frac{\phi}{\gamma_{rs}}\right)}{\gamma_{rs}}$$

$$R = 175 \text{ KN/m}$$

$$E_d = 44.1 \times 1.5 = 66 \text{ KN/m}$$

$E_d < R$ verificato.

2.2 Le opere di protezione del bacino portuale – il molo foraneo di sopraflutto

2.2.1 La stabilità geotecnica dell'opera

La scelta tipologica realizzativa del molo foraneo di protezione è stata comandata essenzialmente dalla necessità di garantire il soddisfacimento delle prestazioni di stabilità globale indicate nel disciplinare di gara.

La morfologia particolarmente acclive della costa ha condizionato in modo determinante la soluzione costruttiva adottata in progetto per le opere che ricadono in prossimità della scarpata sottomarina, quali il molo foraneo e la scogliera a protezione dei piazzali Sud.

Diverse sono state le soluzioni progettuali tentate, ma per rispettare al contempo i criteri di funzionalità e di stabilità prescritti dalla Normativa (NTC2008) e dal Disciplinare di gara, nel particolare contesto ambientale del sito di Tremestieri, per il molo foraneo risulta necessario **escludere la soluzione a gravità**; il manufatto deve essere invece **fondato in profondità** e dotato di un'elevata solidità di insieme come accade per la soluzione proposta.

2.2.2 Azione del moto ondoso incidente sul molo foraneo

L'onda di progetto da considerarsi per la verifica di stabilità del molo foraneo, come esplicitato nello "Studio Idraulico Marittimo – Relazione" allegato al progetto preliminare "LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE", fa riferimento ad una altezza d'onda H_s pari a 4.54 m caratterizzata da un tempo di ritorno di 250 anni.

Considerato il periodo di ritorno della citata altezza d'onda è possibile assumere che l'azione dell'onda sopra definita sia classificabile, ai fini delle verifiche e della valutazione della sicurezza, come un'azione "variabile" e quindi da sottoporre ai coefficienti parziali corrispondenti all'approccio utilizzato nelle singole verifiche di carattere strutturale o geotecnico (cfr. Tab. 2.6.I delle NTC).

Di seguito si riporta la valutazione dell'azione dell'onda sia per il caso di cresta che per il caso di cavo d'onda determinate con la teoria di Sainflou.

FORMULA DI SAINFLOU (Engineering Manual EM 1110-2 Part VI) - Cresta d'onda

Gamma w	kN/m ³	10,29
Profondità hs	m	15,34
Honda s	m	4,54
Periodo	sec	10,08
Londa largo	m	158,72
Londa	m	112,51
Arg	-	0,69
Arg2	-	0,86
Delta 0	m	0,83
H - Delta0	m	3,71
hs-(H-Delta0)	m	11,63
H + Delta0	m	5,37
hs+(H+Delta0)	m	20,71
P1	kN/m/m	49,64
P2	kN/m/m	33,61

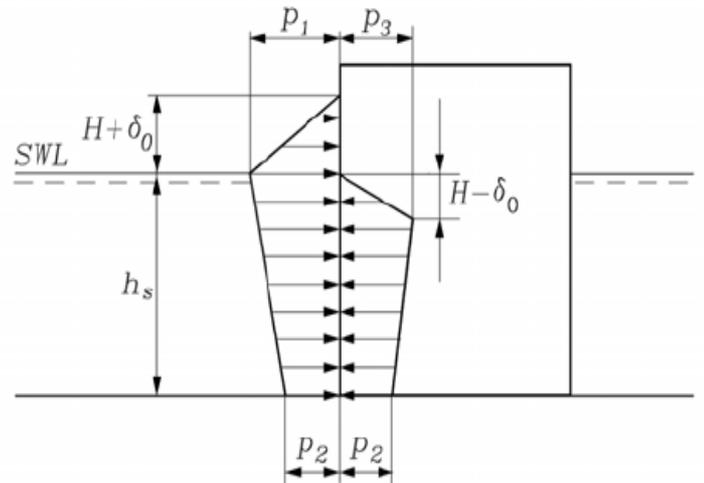
R1 (a quota +1,80 sul l.m.m)	kN/m	133,24
R2 (a quota -7,70 dal l.m.m)	kN/m	515,58
R3 (a quota -5,10 dal l.m.m)	kN/m	

$$p_1 = (p_2 + \rho_w g h_s) \frac{H + \delta_o}{h_s + H + \delta_o}$$

$$p_2 = \frac{\rho_w g H}{\cosh(2\pi h_s / L)}$$

$$p_3 = \rho_w g (H - \delta_o)$$

$$\delta_o = \frac{\pi H^2}{L} \coth \frac{2\pi h_s}{L}$$



H Wave height. In case of irregular waves, H should be taken as a characteristic wave height. In Japan $H_{1/3}$ is used, while in other countries $H_{1/10}$ might be used.

p_1 Wave pressure at the still water level, corresponding to wave crest

p_2 Wave pressure at the base of the vertical wall

p_3 Wave pressure at the still water level, corresponding to wave trough

δ_o Vertical shift in the wave crest and wave trough at the wall

ρ_w Water density

h_s Water depth at the foot of the structure

L Local wave length.

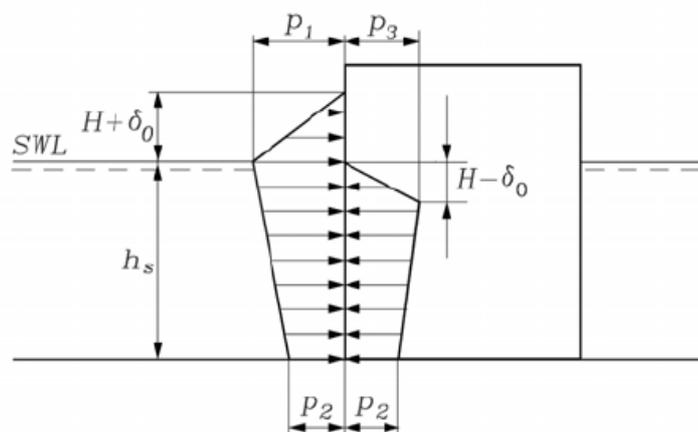
FORMULA DI SAINFLOU (Engineering Manual EM 1110-2 Part VI) - Cavo d'Onda

Gamma w	kN/m ³	10,29
Profondità hs	m	15,34
Hs	m	4,54
Periodo	sec	10,08
Londa largo	m	158,72
Londa	m	112,51
Arg	-	0,69
Arg2	-	0,86
Delta 0	m	0,83
H - Delta0	m	3,71
hs-(H-Delta0)	m	11,63
P3	kN/m/m	38,19
P2	kN/m/m	33,61
R1 (a quota -2,45 dal l.m.m)	kN/m	-70,87
R2 (a quota -9,50 dal l.m.m)	kN/m	- 390,84
R3 (a quota -7,60 dal l.m.m)	kN/m	-26,63

$$p_2 = \frac{\rho_w g H}{\cosh(2\pi h_s / L)}$$

$$p_3 = \rho_w g (H - \delta_o)$$

$$\delta_o = \frac{\pi H^2}{L} \coth \frac{2\pi h_s}{L}$$



H Wave height. In case of irregular waves, *H* should be taken as a characteristic wave height. In Japan $H_{1/3}$ is used, while in other countries $H_{1/10}$ might be used.

*p*₁ Wave pressure at the still water level, corresponding to wave crest

*p*₂ Wave pressure at the base of the vertical wall

*p*₃ Wave pressure at the still water level, corresponding to wave trough

δ_o Vertical shift in the wave crest and wave trough at the wall

ρ_w Water density

h Water depth at the foot of the structure

2.2.3 Valutazione della portata di sormonto sul molo foraneo

Per il calcolo della portata di sormonto sul molo foraneo si fa riferimento alle indicazioni contenute nel "Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures: Assessment Manual (EurOtop Manual , 2007).

La metodologia di calcolo adottata nell' "EurOtop Manual" , distingue l'onda caratteristica incidente sulla struttura in onda incidente impulsiva e non impulsiva in base al valore di h_* dato dalla seguente formula:

$$h_* = 1.35 \frac{h_s}{H_s} \frac{2\pi h_s}{g(T_{m-1,0})^2}$$

in cui:

h_s è la profondità di progetto;

H_s è l'altezza d'onda significativa incidente sulla struttura;

$T_{m-1,0}$ è il periodo medio dell'onda definito da $m-1/m_0$;

m_n è l'n-esimo momento spettrale.

Di seguito vengono mostrati i risultati del calcolo applicato al muro paraonde del molo foraneo di progetto con quota di coronamento pari a 6.50 m dal l.m.m e per le profondità di 7.00 m, 10.00 m e 15 m dal l.m.m , avendo utilizzato come dati di input per H_s e T_p i risultati dell'elaborazione dei dati effettuata nello "Studio Idraulico Marittimo" allegato al "Studio Idraulico Marittimo – Relazione" allegato al progetto preliminare "LAVORI DI COSTRUZIONE DELLA PIATTAFORMA LOGISTICA INTERMODALE TREMESTIERI CON ANNESSO SCALO PORTUALE".

Calcolo di h_* alla profondità di progetto $h_s = 7$ m

T_R	H_s	T_p	$T_{m-1,0}$	h_s	h_*
[anni]	[m]	[sec]	[sec]	[m]	[m]
1	2,97	7,92	7,20	7	0,275
2	3,23	8,28	7,53	7	0,231
5	3,53	8,70	7,91	7	0,192
10	3,73	8,98	8,16	7	0,171
50	4,16	9,57	8,70	7	0,135
100	4,34	9,80	8,91	7	0,123
120	4,38	9,85	8,95	7	0,121
150	4,43	9,92	9,02	7	0,118

200	4,50	10,01	9,10	7	0,114
250	4,54	10,08	9,16	7	0,111

Calcolo di h^* alla profondità di progetto $h_s = 10$ m

T_R	H_s	T_p	$T_{m-1,0}$	h_s	h^*
[anni]	[m]	[sec]	[sec]	[m]	[m]
1	2,97	7,92	7,20	10	0,562
2	3,23	8,28	7,53	10	0,472
5	3,53	8,70	7,91	10	0,391
10	3,73	8,98	8,16	10	0,348
50	4,16	9,57	8,70	10	0,275
100	4,34	9,80	8,91	10	0,251
120	4,38	9,85	8,95	10	0,246
150	4,43	9,92	9,02	10	0,240
200	4,50	10,01	9,10	10	0,232
250	4,54	10,08	9,16	10	0,227

Calcolo di h^* alla profondità di progetto $h_s = 15$ m

T_R	H_s	T_p	$T_{m-1,0}$	h_s	h^*
[anni]	[m]	[sec]	[sec]	[m]	[m]
1	2,97	7,92	7,20	15	1,264
2	3,23	8,28	7,53	15	1,062
5	3,53	8,70	7,91	15	0,881
10	3,73	8,98	8,16	15	0,783
50	4,16	9,57	8,70	15	0,618
100	4,34	9,80	8,91	15	0,565
120	4,38	9,85	8,95	15	0,555
150	4,43	9,92	9,02	15	0,540
200	4,50	10,01	9,10	15	0,522
250	4,54	10,08	9,16	15	0,511

Se h^* è maggiore di 0,3 l'onda incidente è di tipo non-impulsivo; in tal caso la portata di sormonto è data dalla seguente formula:

Probabilistic design, non-impulsive conditions ($h^* > 0,3$)

$$\frac{q}{\sqrt{gH_{m0}^3}} = 0.04 \exp\left(-2.6 \frac{R_c}{H_{m0}}\right) \quad \text{valid for } 0.1 < R_c/H_{m0} < 3.5$$

Nel caso in cui h^* è minore di 0,2 l'onda incidente è di tipo impulsivo e la portata di sormonto è data dalla seguente formula:

Probabilistic design, impulsive conditions ($h^* \leq 0,2$):

$$\frac{q}{h_s^2 \sqrt{gh_s^3}} = 1.5 \times 10^{-4} \left(h_s \frac{R_c}{H_{m0}}\right)^{-3.1} \quad \text{valid over } 0.03 < h_s \frac{R_c}{H_{m0}} < 1.0$$

Quando h^* è compreso tra questi due valori, la portata di sormonto viene calcolata con entrambe le formule e viene utilizzato come valore di progetto quello che genera le condizioni più sfavorevoli.

In definitiva per le profondità di progetto rispettivamente di 7.00 m, 10.00 m e 15.00 m dal l.m.m si ha:

Profondità di progetto $h_s = 7$ m

T_R [anni]	H_s [m]	R_c [m]	q [l/s m]
1	2,97	6,50	3,2
2	3,23	6,50	5,0
5	3,53	6,50	8,1
10	3,73	6,50	10,9
50	4,16	6,50	19,7
100	4,34	6,50	24,9
120	4,38	6,50	26,1
150	4,43	6,50	27,8
200	4,50	6,50	30,3

250	4,54	6,50	32,1
-----	------	------	------

Profondità di progetto $h_s = 10$ m

T_R	H_s	R_c	q
[anni]	[m]	[m]	[l/s m]
1	2,97	6,50	2,2
2	3,23	6,50	3,9
5	3,53	6,50	6,9
10	3,73	6,50	9,7
50	4,16	6,50	18,3
100	4,34	6,50	23,1
120	4,38	6,50	24,2
150	4,43	6,50	25,7
200	4,50	6,50	28,0
250	4,54	6,50	29,3

Profondità di progetto $h_s = 15$ m

T_R	H_s	R_c	q
[anni]	[m]	[m]	[l/s m]
1	2,97	6,50	2,2
2	3,23	6,50	3,9
5	3,53	6,50	6,9
10	3,73	6,50	9,7
50	4,16	6,50	18,3
100	4,34	6,50	23,1
120	4,38	6,50	24,2
150	4,43	6,50	25,7
200	4,50	6,50	28,0
250	4,54	6,50	29,3

Ai fini della valutazione dei risultati si è fatto riferimento alle tabelle di rischio e a quelle della portata media ammissibile così come riportate nell' EurOtop Manual (cfr tabelle 3.2, 3.3 e 3.4).

Il limite di transito pedonale per personale portuale autorizzato viene superato con un'ondazione avente un Tr pari a 10 anni con un relativo overtopping inferiore a 10 l/s m, mentre i veicoli possono circolare, ancorchè a velocità ridotte, fino ad un evento di moto ondoso avente un Tr pari a 250 anni con una massima portata di sormonto pari a circa 32 l/s m. In ogni caso non risulta un rischio di danni alle imbarcazioni ormeggiate all'interno del bacino portuale.

2.3 Le opere di difesa del Piazzale Nord

L'analisi delle sezioni tipologiche di questo tratto di intervento della lunghezza di circa 340 m ha messo in evidenza come la sezione proposta non risolvesse completamente tutte le problematiche connesse alla sicurezza dei piazzali ed alla durabilità dell'opera. In particolare la sezione di progetto preliminare era costituita essenzialmente dalla prosecuzione della banchina interna, con l'aggiunta di asole di sfogo per le sottospinte e di un muro paraonde per proteggere i piazzali.

Il tratto in questione risulta però completamente esposto alla sollecitazione del moto ondoso incidente il paraggio, ed a seguito dei dragaggi necessari alla realizzazione portuale viene ad essere realizzato su fondali di 9 m.

Già nelle relazione specialistica F28/29 idraulica marittima si evidenzia:
"Inoltre, nel caso di moto ondoso proveniente da Sud è possibile osservare altezze d'onda non trascurabili in corrispondenza della banchina posta a Nord del nuovo bacino, comunque non destinata a ospitare navi all'ormeggio. Si suggerisce pertanto di approfondire tale studio nelle fasi successive di progettazione, anche alla luce di eventuali prove su modello fisico, particolarmente volte ad ottenere indicazioni più precise circa l'effettiva capacità antiriflettente dei cassoni adottati."

Sempre nella relazione citata, dall'analisi della figura 12.3, sotto riportata per facilità di consultazione, si evidenzia come proprio in corrispondenza del tratto di opere in questione si abbia una concentrazione dell'energia e della relativa altezza d'onda, proprio a causa della riflessione che l'opera genera.

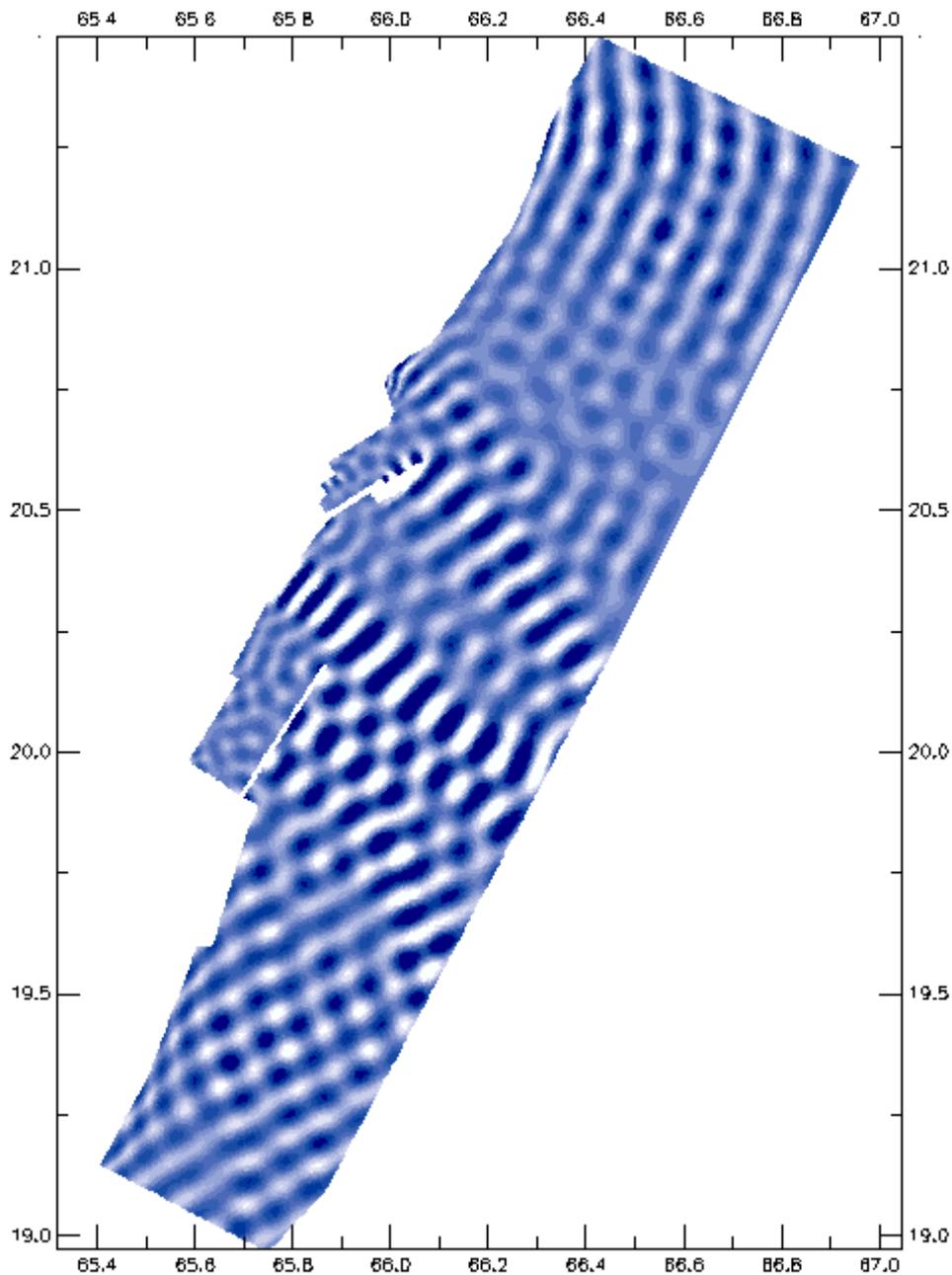


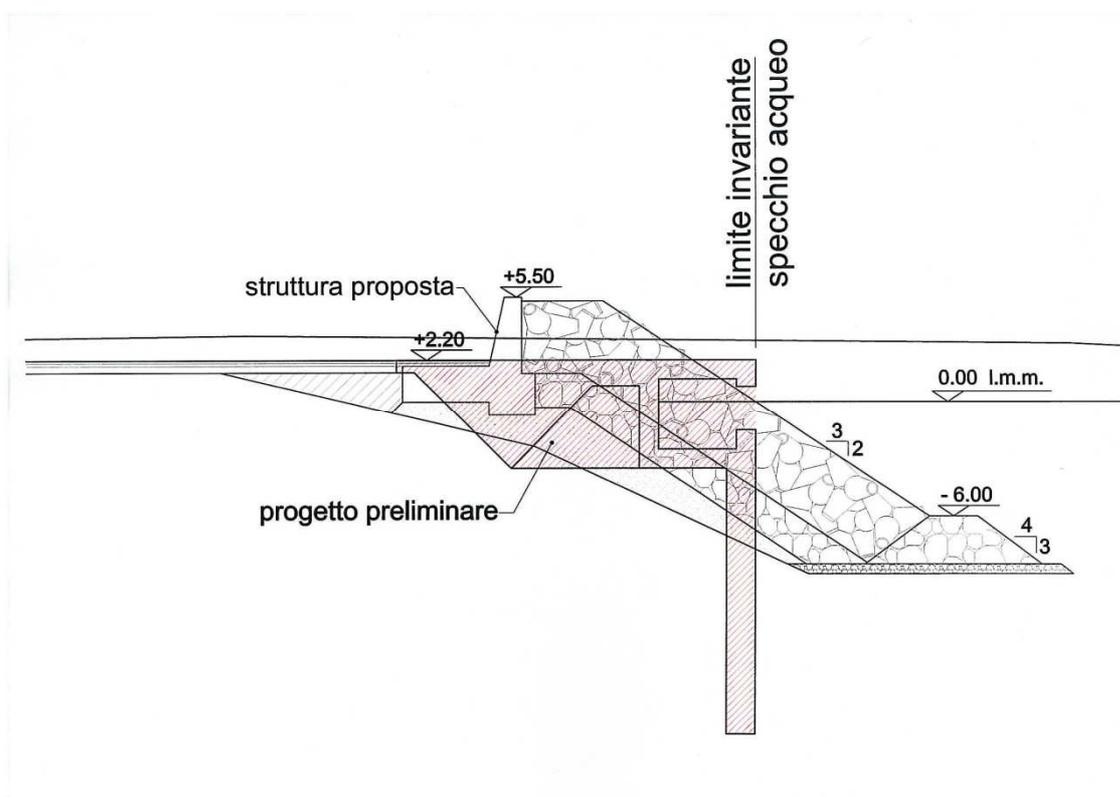
Figura 12.3 - Agitazione all'interno del bacino portuale per un moto ondoso caratterizzato da un'altezza significativa H_s pari a 2.5 m, periodo di picco pari a 7 s e direzione di provenienza $150^\circ N$

Il progetto si è inizialmente orientato verso una soluzione sempre di tipo a banchina verticale ma variando radicalmente tanto la profondità della cella anti risacca, quanto la quota della banchina portandola a +2.60 come previsto dal disciplinare di gara. Tale soluzione oltre ad essere molto complessa dal punto di vista realizzativo, metteva comunque in condizioni di fortissime

sollecitazioni tutta l'opera durante gli eventi ondososi essendo la banchina sostanzialmente soggetta all'attacco di un'onda alta 4.50 m.

A seguito del chiarimento n. 5 del 8/3/2010 che ha evidenziato la possibilità di realizzare un'opera a gettata anziché una banchina ci si è orientati senza indugi sullo studio di una soluzione "tradizionale" di protezione.

Al fine di rispettare il vincolo del contorno dello specchio acqueo indicato nella tavola degli elementi invarianti si è tenuto come punto fisso la linea dello zero dell'acqua secondo la costruzione di seguito riportata.



2.3.1 Il dimensionamento idraulico marittimo

Per quanto attiene al dimensionamento dell'opera, essendo l'esposizione meteo marina, il fondale, il coefficiente di sicurezza per la vita dell'opera, uguali alle opere a gettata di protezione del piazzale Sud le opere hanno il medesimo dimensionamento idraulico marittimo e pertanto valgono i dati sopra riportati dai punti 2.1.2 a 2.1.7

2.3.2 La verifica del requisito del coefficiente di riflessione

Al fine di verificare se le opere progettate rispondessero anche al requisito di avere un coefficiente di riflessione ≤ 0.4 , non potendosi certo affidare alle

relazioni empiriche di bibliografia data l'importanza di avere una struttura effettivamente assorbente che consenta lo smorzamento del moto ondoso nell'avamposto, si è dovuto procedere con la realizzazione di un modello in canaletta idraulica.

Il modello della scogliera è stato costruito in scala 1:44 riproducendo il fondale fino alla profondità di circa 22 m. Alla quota di - 9 m è stato riprodotto lo spianamento previsto con lo scavo della scarpata ed a questa quota è stata costruita la berma di piede con berma alla profondità di 6 m. Lo strato esterno della berma di piede è stato costruito con massi di 2 t



Sezione del modello in fase di costruzione.

La mantellata è stata costruita con doppio strato di tetrapodi da 180 g (pari a circa 15 t in prototipo) su strato filtro in massi naturali di II^a categoria. La mantellata arriva alla quota di poco superiore a 5 m e quindi ripara completamente il muro paraonde, con sommità a + 5,5 m s.l.m., dall'attacco diretto del moto ondoso.

Onde di prova e misure eseguite.

Sulla base dello studio meteo marino l'analisi statistica delle onde estreme, trasferite sotto costa, dello "Studio Idraulico Marittimo" redatto dall'Università di Messina nel 2008, hanno un'altezza significativa compresa fra 3,73 m per le onde associate ad un tempo di ritorno di 10 anni fino a 4,54 m per onde di mareggiate assolutamente eccezionali con tempo di ritorno di 250 anni. Il periodo di picco associato varia fra 9 e 10 s.

Tabella Valutazione dell'altezza d'onda per fissati tempi di ritorno:
Punto 6 - Direzione di provenienza

Tr	P	Hs	Dir	Tm	Tp
[anni]		[m]	[°N]	[s]	[s]
5	0.943	3.53	133.46	6.78	8.70
10	0.971	3.73	132.92	7.00	8.98
50	0.994	4.16	131.89	7.46	9.57

100	0.997	4.34	131.52	7.64	9.80
120	0.998	4.38	131.43	7.69	9.85
150	0.998	4.43	131.33	7.74	9.92
200	0.999	4.50	131.19	7.81	10.01
250	0.999	4.54	131.09	7.86	10.08

Le prove si sono concentrate sulle onde più alte ossia per quelle associate a tempo di ritorno superiori a 50 anni.

Le onde sono state riprodotte con uno spettro tipo JONSWAP con fattore di picco pari a 3.3. I valori di altezza d'onda e periodo usati per le prove sono quelli risultanti dall'analisi delle registrazioni eseguite in prossimità del generatore alla profondità corrispondente a 22 m.

Le sonde posizionate a circa 2 m dalla base della scogliera (alla profondità di 9 m) sono state utilizzate per la misura delle onde incidenti e riflesse e le loro registrazioni sono state utilizzate per la determinazione del coefficiente di riflessione dell'opera. (K_r)

Immediatamente dietro il muro è stato posizionato un raccoglitore per la misura dei volumi di tracimazione. Si tratta di una misura integrale che permette la valutazione della portata media (il l/s riferiti ad un metro di lunghezza dell'opera) senza informazioni sui volumi di tracimazione delle singole onde.

Riprese video e fotografiche hanno permesso di valutare la stabilità della mantellata in tetrapodi e della berma di piede.

Dall'analisi dei dati riportati nella tabella seguente si evidenzia come per tutte le onde con tempo di ritorno dai 10 anni ai 250 anni, la scogliera progettata garantisce un K_r sempre inferiore a 40% perfettamente rispondente alle richieste di bando.

Tabella riassuntiva con livello di prova pari al livello del medio mare

LIVELLO	CODICE ONDA	Hm0 [m]	Tp [s]	K_r [%]
F0 (0. m s.l.m.)	H900T15	4.0	10	38
F0 (0. m s.l.m.)	H950T15	4.1	10	39
F0 (0. m s.l.m.)	H100T15	4.3	10	36
F0 (0. m s.l.m.)	H105T15	4.3	10	39

F0 (0. m s.l.m.)	H110T15	4.7	10	37
----------------------	---------	-----	----	----

2.4 La banchina interna.

Il dimensionamento strutturale della banchina e di tutte le sue singole parti costituenti è ampiamente discusso nelle relative relazioni di calcolo geotecnico (B2bis) e strutturale (F1).

2.4.1 Verifica del requisito del coefficiente di riflessione

In queste sede risulta essenziale evidenziare la rispondenza dell'opera progettata ai requisiti richiesti dal bando. Analogamente a quanto svolto per l'opera foranea sopra descritta, anche in questo caso è stato realizzato un modello in scala ridotta da validare in canaletta idraulica, non potendosi certo affidare a formule empiriche che validino una specifica ed univoca forma progettuale.

Il modello è stato realizzato in scala 1:16 e posizionato sul fondo fisso che ha riprodotto la profondità di posa della banchina a – 9 m s.l.m.

Le celle sono state riempite di massi di diversa pezzatura allo scopo di determinare la stabilità della scarpata e la capacità di assorbimento delle onde incidenti. La dimensione minima dei massi in grado di rimanere stabili sotto le azioni delle onde di prova è risultata di 340 g , pari a 1.4 t di prototipo (figura 6).

In fase di costruzione del modello è stato verificato che la sezione provata ha le dimensioni minime di profondità sufficienti a mantenere al suo interno una scarpata stabile che arrivi a coprire interamente la parete verticale lato terra. Qualora una parte della parete rimanesse scoperta si avrebbe sicuramente un incremento del coefficiente di riflessione.



Figura 5: Modello della banchina con cella antiriflettente.



Figura 6: Modello completato con massi da 340g nel canale pronto per le prove.

Sono state riprodotte due serie di onde la prima serie onde regolari di altezza 0.8 -1.0 m con periodo di 4 e 5 s e due serie di onde irregolari con altezza d'onda (altezza media quadratica) compresa fra 0.5 e 1.3 ossia con altezza significativa compresa fra 0.7 e 1.8 m, con periodo di picco rispettivamente di 4 s e 5.2 s.

Lungo il canale sono state posizionate due serie di sonde: le sonde 1-2-3, distanziate tra di loro di 35 cm e poste a circa 21 m dalla struttura e le sonde 4-5-6-7 poste a circa 10 dalla struttura.

Il coefficiente di riflessione per le onde regolari è stato determinato generando un treno di trenta onde, misurandone le altezze d'onda alle sonde 1-2-3 prima di raggiungere la struttura e misurando le onde riflesse alle stesse

sonde, dopo aver verificato, con prove preliminari, che fosse intercorso un tempo sufficientemente lungo fra il passaggio dell'ultima onda del treno generato e la prima onda riflessa di ritorno. Il valore di altezza considerato è la media dei valori registrati alle tre sonde.

Il coefficiente di riflessione H_r è stato ottenuto come rapporto fra le altezze delle onde riflesse misurate e le corrispondenti altezze d'onda generate.

Dato che con questa procedura le altezze d'onda incidenti e riflesse non possono essere misurate in prossimità della struttura ed esse si attenuano trasmettendosi lungo il canale, è stato determinato un termine correttivo che tiene conto della dissipazione di energia, comparando le misure alle sonde 1-2-3 ed alle sonde 4-5-6-7. Sulla base di questa misura è stato determinato il valore delle altezze d'onda incidenti e riflesse in prossimità della banchina (figura 7).

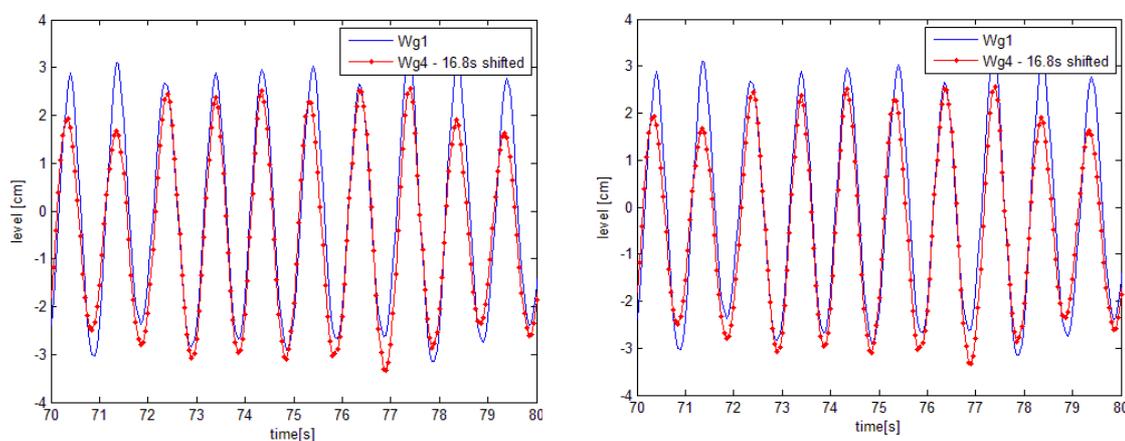


Figura 7: Onde regolari misurate alla sonda 1 e alla sonda 4 (a sinistra H1R e a destra H2R)

Le prove con onde irregolari sono state condotte generando una serie di onde per un tempo sufficiente a condurre una corretta analisi spettrale ma limitato per non risentire degli effetti delle onde ri-riflesse sulla pala del battionde. E' stato generato uno spettro di tipo JONSWAP la cui forma è stata determinata sulla base delle registrazioni effettuate con una sonda posta in prossimità del generatore (figura 8).

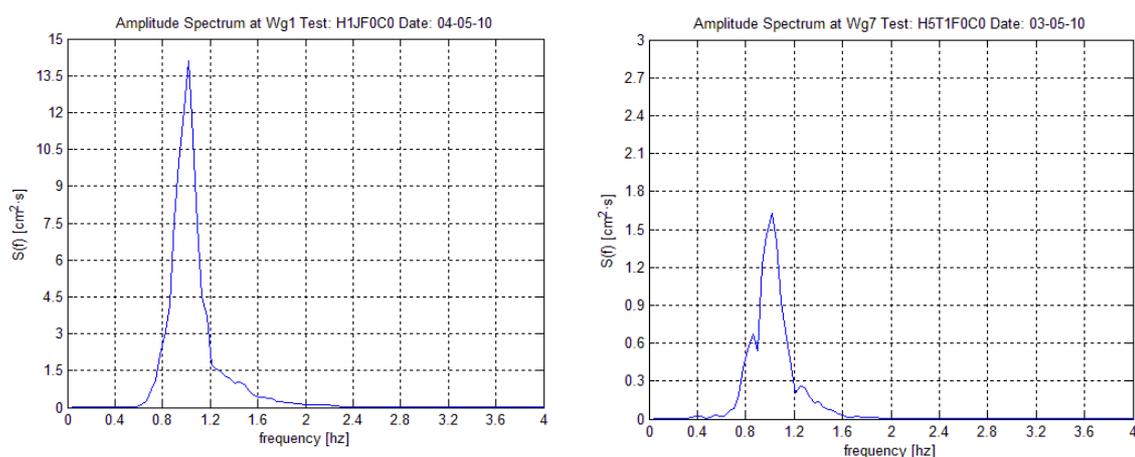


Figura 8: Esempio di spettro registrato in prossimità del generatore (Wg1) e in prossimità della struttura (Wg7)

Il coefficiente di riflessione è stato determinato con un software specifico basato sull'analisi spettrale eseguita su registrazioni contemporanee di una coppia di sonde posizionate a distanza nota fra di loro (coppie 4-5, 5-6 e 6-7) ed il valore riportato è la media fra le tre determinazioni.

In questo caso non è risulta essere necessario apportare correzioni per tener conto della dissipazione di energia in quanto le sonde sono state posizionate in prossimità della banchina.

I risultati delle prove con onde regolari ed irregolari ed i coefficienti di riflessione ottenuti sono riportati nella tabella seguente (tabella 1).

Tabella 1: dati in scala prototipo

CODICE ONDA	Tipologia	H incidente [m]	T [S]	Kr
H1R	ONDA REGOLARE	0.8	4	0.24
H2R	ONDA REGOLARE	1.1	5	0.20
H1RBIS	ONDA REGOLARE	0.8	4	0.21
H2RBIS	ONDA REGOLARE	1.0	5	0.18
H1J	ONDA RANDOM	0.5	4	0.18
H2J	ONDA RANDOM	0.6	5	0.24
H1JBIS	ONDA RANDOM	0.9	4	0.16
H2JBIS	ONDA RANDOM	1.3	5	0.17

2.4.2 Conclusioni

Le prove eseguite hanno permesso di ottenere importanti informazioni ai fini della progettazione della banchina assorbente:

- la dimensione delle celle appare sufficiente e non è necessario un aumento della loro profondità in quanto i coefficienti di riflessione risultano molto contenuti;
- la profondità delle celle non può essere diminuita in quanto la pendenza della scarpata in massi risulterebbe troppo ripida e conseguentemente instabile;
- il peso dei massi nelle celle antiriflettenti è risultato un elemento importante per il funzionamento ottimale della banchina assorbente; esso deve essere dell'ordine di 1,4 t ed è necessario che i massi abbiano una forma compatta ed una dispersione dei pesi quanto più contenuta possibile e comunque non eccedente il peso medio $\pm 20\%$.

3. Opere di protezione della costa

Anche per le opere di protezione della costa si è proceduto con l'esame e la validazione delle proposte a base di gara. Particolare attenzione è stata posta a tutto lo studio F28-29 idraulica marittima nei capitoli 13, 14 e 15.

Gli studi risultano condotti con grande accuratezza e ricchezza di documentazione pertanto se ne sono concordate tutte le considerazioni e conclusioni.

In relazione a quanto sopra, si è proceduto con il dimensionare in termini definitivi le sezioni delle scogliere soffolte e delle scogliere emergenti, nel rispetto delle dimensioni geometriche (profondità e larghezza della berma sommersa, pendenze e dimensioni dei massi) proposte nel progetto preliminare.

Al fine di accogliere inoltre il suggerimento dell'introduzione di pennelli trasversali per interrompere il flusso detritico verso Nord, si sono inseriti n. 5 pennelli di collegamento a terra delle scogliere emergenti, realizzando sostanzialmente dei sistemi "celle" chiusi, entro i quali effettuare lo sversamento delle sabbie e ghiaie di ripascimento.

Al fine inoltre di ottimizzare l'uso della risorsa, il ripascimento protetto è stato anche proposto in un ulteriore tratto di circa 400 m in prosecuzione di quello proposto.

L'insieme planimetrico degli interventi in località Tremestieri è riportato in All. D13.

3.1 Verifica delle scogliere emergenti

La verifica dimensionale dei massi costituenti le scogliere emergenti di protezione litoranea è stata condotta con l'ausilio del software BREAKWAT 3.0 sviluppato del Danish Hydraulic Institute (DHI) regolarmente registrato con licenza d'uso in favore della Interprogetti S.r.l.

Si sono effettuate diverse simulazioni di calcolo con l'applicazione delle formule di Van der Meer e di Van Gent.

I risultati dei calcoli sviluppati hanno evidenziato come per un'onda con tempo di ritorno pari a 50 anni, $H_s=4.16$ m le opere sono stabili con danneggiamento minimo (2% Van der Meer 3% Van Gent), con massi del peso medio di 10 T.

INPUT (Van Gent)		
(cot(α)) Slope angle	-	2
(Dn50-core/Dn50) Ratio rock sizes	-	0.2
(ρ_a) Armour density	kg/m ³	2650
(ρ_w) Water density	kg/m ³	1025
(N) Number of incident waves	-	1500

(Conf) Confidence bands	-	check to use
(Hs) Significant wave height	m	4.16
(S) Damage level	-	3
OUTPUT		
(M50) 50% Armour mass	kg	10102.039
([delta]) Buoyant mass density	-	1.585
(Dn50) Nominal rock size	m	1.562
(Hs/[delta]Dn50) Stability number	-	1.68

The screenshot shows the Breakwat 3 software interface. On the left, there is a project tree for 'Project Tremestieri' with several cases listed, including 'Case: P 0-Scogliere emergenti' which is highlighted in red. Below the tree is a cross-section diagram of a breakwater structure. The diagram shows a rubble mound structure with a slope angle α_s , a core diameter $D_{50-core}$, and an erosion area A_e . The water level is indicated by $H_{2\%}$ and H_s . The diagram also shows the water density ρ_w and the armour density ρ_a .

On the right, the 'P 0-Scogliere emergenti' settings window is open, showing various input and output parameters. The 'INPUT' section includes parameters like Slope angle (2.00), Notional Permeability factor (-), Ratio rock sizes (0.200), Armour density (2650 kg/m3), Water density (1025 kg/m3), Stability coefficient (-), Number of incident waves (1500), Mean wave period (s), Spectral wave period (s), Wave height ratio (-), Wave height factor (-), Confidence bands (check to use), Input table (-), Number of years (year), Cumulative damage input table (-), Significant wave height (4.16 m), Percent damage (%), Damage level (3.00), and Damage prob. in y years (%).

The 'OUTPUT (-)' section includes parameters like (M50) 50% Armour mass (10102 kg), ([delta]) Buoyant mass density (1.58 (-)), (Dn50) Nominal rock size (1.56 m), Breaker parameter (-), Spectral breaker parameter (-), Wave steepness (-), Spectral wave steepness (-), Stability number (1.680 (-)), Output table for Plunging waves (-), and Output table for Surging waves (-).

INPUT(Van der Meer 2003)		
(cot([alpha])) Slope angle	-	2
(P) Notional Permeability factor	-	0.4
([rho]a) Armour density	kg/m3	2650
([rho]w) Water density	kg/m3	1025
(N) Number of incident waves	-	1500
(Tm-1,0) Spectral wave period	s	9
(H2%/Hs) Wave height ratio	-	1.4
(Conf) Confidence bands	-	check to use

(Hs) Significant wave height	m	4.16
(S) Damage level	-	2
OUTPUT		
(M50) 50% Armour mass	kg	9849.092
([delta]) Buoyant mass density	-	1.585
(Dn50) Nominal rock size	m	1.549
([kappa]s,-1) (Spectral) breaker parameter	-	2.757
(sm-1,0) (Spectral) wave steepness	-	0.033
(Hs/[delta]Dn50) Stability number	-	1.694

The screenshot shows the Breakwat 3 software interface. On the left, a project tree for 'Project: Tremestieri' is visible, with 'Case: P 0-Scogliere emerge' selected. The main window displays a 3D rendering of a breakwater structure. Below the rendering is a schematic diagram of a breakwater cross-section with labels for H_{m0} , ρ_w , $T_{m-1,0}$, N , $H_{2\%}/H_s$, Erosion area A_e , M_{50} , ρ_s , 1 , and $\cot(\alpha_s)$. On the right, a table titled 'P 0-Scogliere emergenti' lists various parameters and their values, including input and output values.

Parameter	Value
Structure type	1. Rubble mound structure, 1.1 Conventional breakwater
Response factor	2. Structural response, 2.1 Rock armour
Formula	Modified Van der Meer (2003)
Output parameter	(M50) 50% Armour mass
INPUT	
(cot(alpha)) Slope angle	2.00 (-)
(P) Notional Permeability factor	0.400 (-)
(Dn50-core/Dn50) Ratio rock sizes	(-)
(pa) Armour density	2650 (kg/m3)
(pw) Water density	1025 (kg/m3)
(KD) Stability coefficient	(-)
(N) Number of incident waves	1500 (-)
(Tm) Mean wave period	(s)
(Tm-1,0) Spectral wave period	9.000 (s)
(H2%/Hs) Wave height ratio	1.40 (-)
(alphaHs) Wave height factor	(-)
(Conf) Confidence bands	check to use (-)
(Prob.) Input table	(-)
(y) Number of years	(year)
(SEQ_STORMS) Cumulative damage input table	(-)
(Hs) Significant wave height	4.16 (m)
(%D) Percent damage	(%)
(S) Damage level	2.00 (-)
(PFy) Damage prob. in y years	(%)
OUTPUT (-)	
(M50) 50% Armour mass	9849.1 (kg)
(delta) Buoyant mass density	1.58 (-)
(Dn50) Nominal rock size	1.55 (m)
(sm) Breaker parameter	(-)
([kappa]s,-1) (Spectral) breaker parameter	2.757 (-)
(sm) Wave steepness	(-)
(sm-1,0) (Spectral) wave steepness	0.03289 (-)
(Hs/Dn50) Stability number	1.694 (-)
(Plunging) Output table for Plunging waves	(-)
(Surging) Output table for Surging waves	(-)

3.2 Verifica delle scogliere soffolte

Anche per il dimensionamento delle scogliere soffolte ci si è riferiti alle formule di Van der Meer riscontrando anche in questo caso coerenza con il dimensionamento delle scogliere di progetto preliminare. Le opere sono pertanto rimaste invariate.