



Autorità di Sistema Portuale
del Mare Adriatico Meridionale

Bari, Brindisi, Manfredonia, Barletta, Monopoli

PORTO DI BARLETTA

Lavori di prolungamento dei moli foranei del porto di Barletta, secondo le previsioni del vigente piano regolatore portuale.
progetto definitivo



titolo
relazione specialistica. calcolo e disegno del prolungamento del molo foraneo e dell'opera di difesa del bacino portuale dall'insabbiamento

elaborato

6.1

data e aggiornamenti

01		
00	dicembre 2021	emissione

progetto

ing. Francesco Di Leverano
AdSP MAM
Direttore Dip. Tecnico

ing. Eugenio Pagnotta
AdSP MAM
Funzionario Dip. Tecnico

prof. ing. Ugo Tomasicchio
studio tecnico
Bari

responsabile unico del procedimento

ing. Paolo Iusco



Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti
Servizi Integrati Infrastrutture e Trasporti
S.I.I.T. Puglia – Basilicata • Settore Infrastrutture
UFFICIO OPERE MARITTIME di BARI

PORTO DI BARLETTA

Progetto per il prolungamento del molo foraneo secondo le previsioni del vigente piano regolatore portuale, nonché per verificare la officiosità del passo marittimo e ridurre la tendenza all'insabbiamento.

a cura del prof. ing. Ugo Tomasicchio

1) -Premessa

1)- Il Consiglio Superiore dei LL. PP., Sezione 3^a, con voto n. 497 espresso nell'adunanza del 20/7/77, reso esecutivo con Decreto del Ministro LL. PP., dette parere favorevole alla proposta di P.R.P. di Barletta sottoposta al suo esame, con la prescrizione di verificare la soluzione del prolungamento dei moli delimitanti l'imboccatura portuale ai fini:

- *“di ridurre l'insabbiamento del bacino ed eliminare la formazione di una barra all'imboccatura stessa;*
- *della sicurezza della navigazione alla bocca;*
- *di assicurare condizioni di sicurezza delle navi all'ormeggio”.*

Con successivo voto n. 553 del 23.03.1983, relativo alla proposta di variante di P.R.P. per la realizzazione di una darsena turistica nell'area a SUD-EST interna del bacino portuale, il Consiglio Superiore dei LL. PP., nel ribadire il precedente parere,

prescrisse che “*l’esecuzione delle opere di prolungamento del molo di ponente fosse preceduta da prove su modello ai fini di una conferma delle previsioni di Piano o di utili indicazioni di miglioramento, verificando anche la eventuale fattibilità di detta darsena turistica*”.

2) - L’Ufficio del Genio Civile per le OO.MM. di Bari, territorialmente competente, ha redatto la perizia di spesa n. 4002 in data 04.09.2001, approvata con D.M. 428/4794 del 10.07.2002, ed ha eseguito i rilievi topografici e batimetrici all’interno del porto e lungo la linea di costa latistante, nonché il prelievo di campioni per analisi granulometriche, sedimentologiche, chimiche-fisiche e microbiologiche, propedeutiche alla progettazione delle nuove opere e al dragaggio dei fondali;

- i risultati dei rilievi batimetrici e delle analisi granulometriche- sedimentologiche sono stati resi nell’anno 2003;

- per progettare il prolungamento del molo foraneo e la difesa del bacino portuale dall’insabbiamento, opere la cui esecuzione, sollecitata in quanto ritenuta non differibile, è stata finanziata nell’ambito del PRUSST denominato “Direttrice Ofantina” oggetto del protocollo d’intesa sottoscritto fra Ministero e Comuni dell’area Ofantina in data 23.10.2000, è stato ritenuto necessario richiedere l’apporto di conoscenze professionali specialistiche, che i funzionari tecnici di detto Ufficio non posseggono;

- nel caso di specie, ricorrevano⁽¹⁾ gli estremi per affidare a professionisti esterni tre incarichi distinti di consulenza, rispettivamente in materia di modelli idraulici, costruzioni marittime e verifica della sicurezza di navigabilità all’imboccatura portuale;

- sono state, così, affidate tre consulenze attinenti ai seguenti campi di studio:

a₁ - raccolta ed elaborazione statistico-probabilistica delle informazioni sui venti e sulle onde atte a ben definire il clima meteo-marino del paraggio, nonché le caratteristiche delle onde massime provenienti dal settore di traversia con determinato tempo di ritorno;

a₂ - studio della trasformazione dell’onda nel trasferimento dal largo alla costa mediante modello di rifrazione;

b₁ - calcolo e disegno del prolungamento del molo foraneo e dell’opera di difesa del

¹ Ai sensi dell’art. 17 comma 4 della <<legge quadro in materia di LL.PP.>> 11.02.1994 n. 109 come successivamente modificata,

bacino portuale dall'insabbiamento;

a₃ - verifica, mediante modello numerico della diffrazione e riflessione dell'onda entrante nel bacino, della soluzione progettuale proposta (prolungamento del molo, imboccatura) al fine di accertare le condizioni di sicurezza della nave all'entrata, in evoluzione e all'ormeggio;

a₄ - studio dei processi di trasporto dei sedimenti lungo la costa con il confronto fra situazione attuale e quella prevedibile dopo l'esecuzione delle nuove opere sia nel porto che al contorno; lo studio dovrà essere supportato da elementi probanti, con riferimento alla lettura dell'ambiente circostante;

c - verifica - mediante l'impiego di apposito modello con simulatore tipo Shipsim o equivalenti - della sicurezza della nave in navigazione nel canale di accesso al porto nelle condizioni di difficoltà climatiche particolarmente avverse con venti e onde traversieri rispetto alla rotta di ingresso in occasione delle mareggiate con H_s (max) e periodo $T = 5 \div 10$ secondi;

b₂ - verifica delle nuove strutture e disegno di particolari costruttivi.

3) - la presente relazione contiene la risposta ai quesiti di cui alle precedenti lettere **b₁** e **b₂**.

2) - *Il clima meteomarinario del paraggio*

Per la conoscenza del clima del vento nel paraggio di Barletta, si è fatto ricorso ai dati registrati alla stazione anemografica dell'aeroporto di Bari-Palese aperta sul mare e posto a 10 metri di altezza sul suo livello medio, cioè in condizioni ottimali per la ricostruzione del moto ondoso con il noto metodo S.P.M. descritto sullo "*Shore Protection Manual*, volume I".

Nella relazione di consulenza a firma dei proff. ingg. G. R. Tomasicchio e F. Rivero è stato ricostruito il moto ondoso nel paraggio di Barletta, con l'applicazione dei fetches efficaci di detto paraggio parzialmente ridossato dal promontorio del Gargano.

Ma dati certamente più affidabili circa il clima ondoso sono ricavabili dalle registrazioni della boa ondometrica di Monopoli gestita dall'ARPAC e riportati sul relativo sito web.

Anche questi dati sono stati utilizzati nello studio dei suddetti Consulenti, che li hanno trasferiti, dal paraggio di Monopoli a quello di Barletta, modificandoli in proporzione alle diverse lunghezze dei fetches efficaci dei due paraggi.

I risultati ottenuti con i due diversi metodi, abbastanza simili, portano a valori delle onde estreme, nel paraggio di Barletta e limitatamente al settore di traversia compreso fra Ponente e Maestrale ridossato dal promontorio del Gargano, inferiori rispetto a quelli dell'analogo settore del paraggio di Monopoli. I dati così ottenuti sono stati utilizzati per le ricerche di cui alle lettere a_3 e a_4 dell'incarico di consulenza.



Figg. 1 e 2



Figg. 3 e 4

Fig. 5 - Ubicazione della boa di Monopoli



Distr. direz. del moto ondoso dal 1990-01-01 00:00:00.0 al 2002-01-01 00:00:00.0
 Stazione di Monopoli, parametro HS e DM.

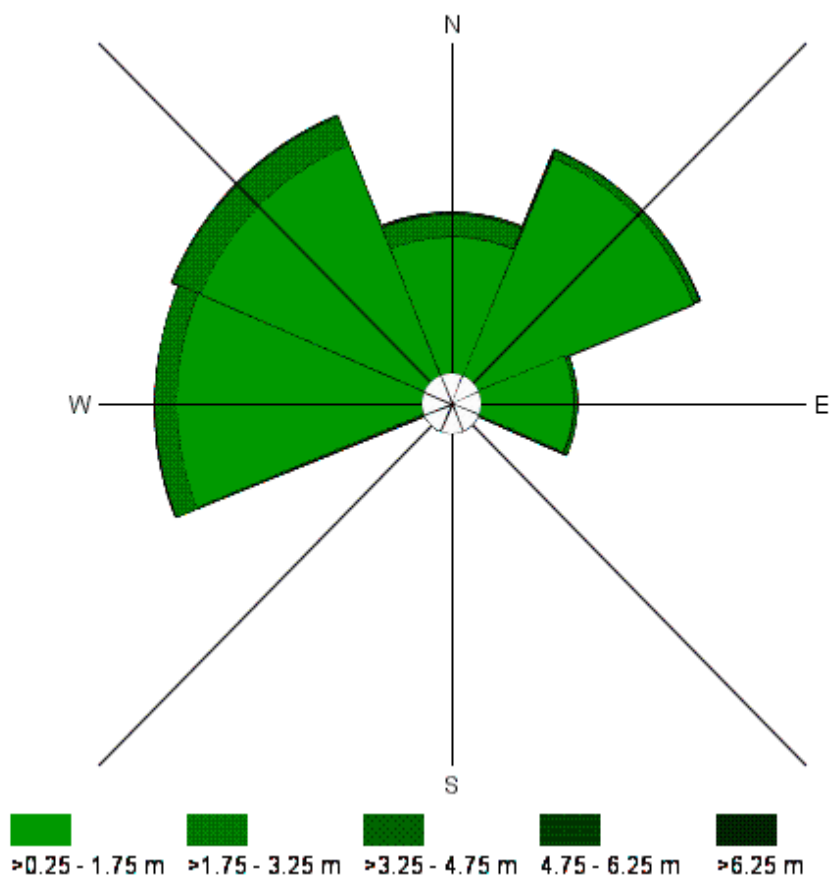


Fig. 6

Grafico rilevamenti dal 1990-01-01 00:00:00.0 al 2002-01-01 00:00:00.0

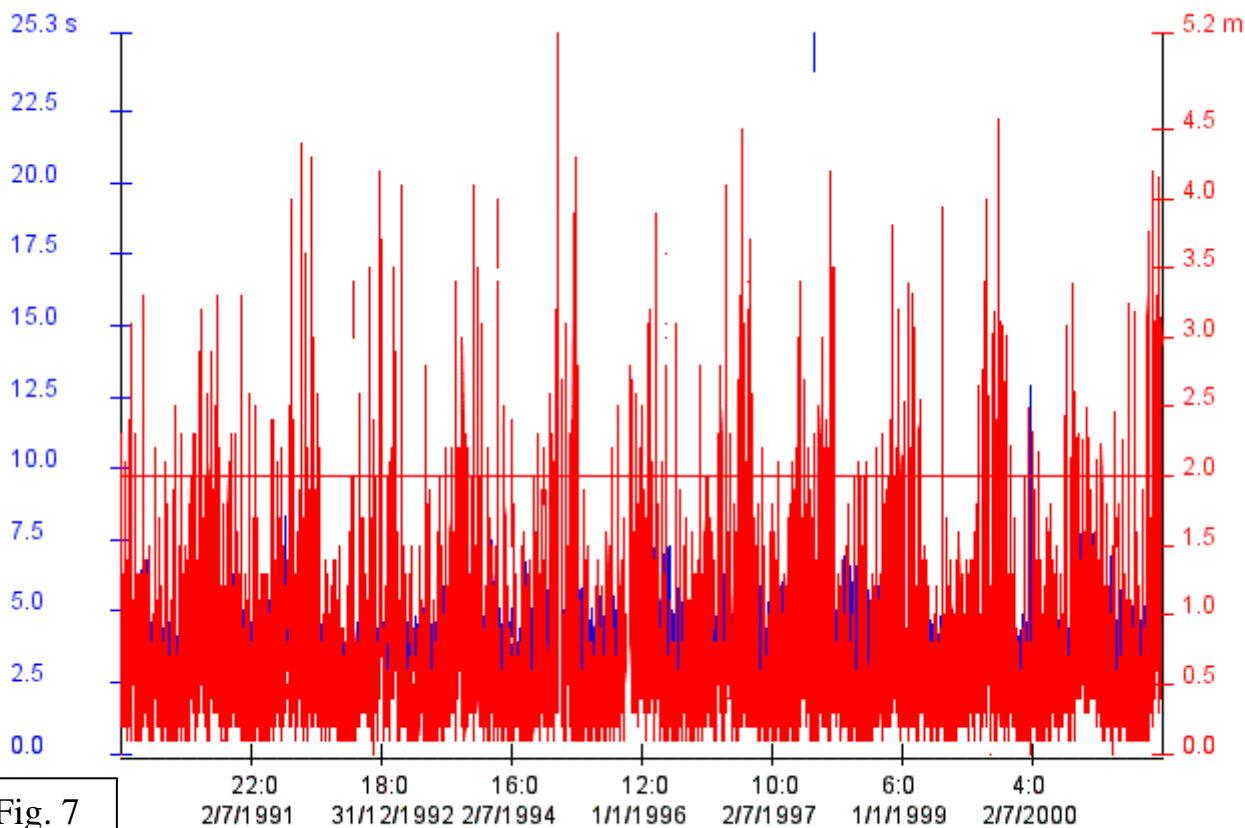


Fig. 7

Stazione di Monopoli, parametro TM. Sono disponibili 33271 rilevamenti, mancanti 2490 rilevamenti
 Stazione di Monopoli, parametro HS. Sono disponibili 33493 rilevamenti, mancanti 2268 rilevamenti

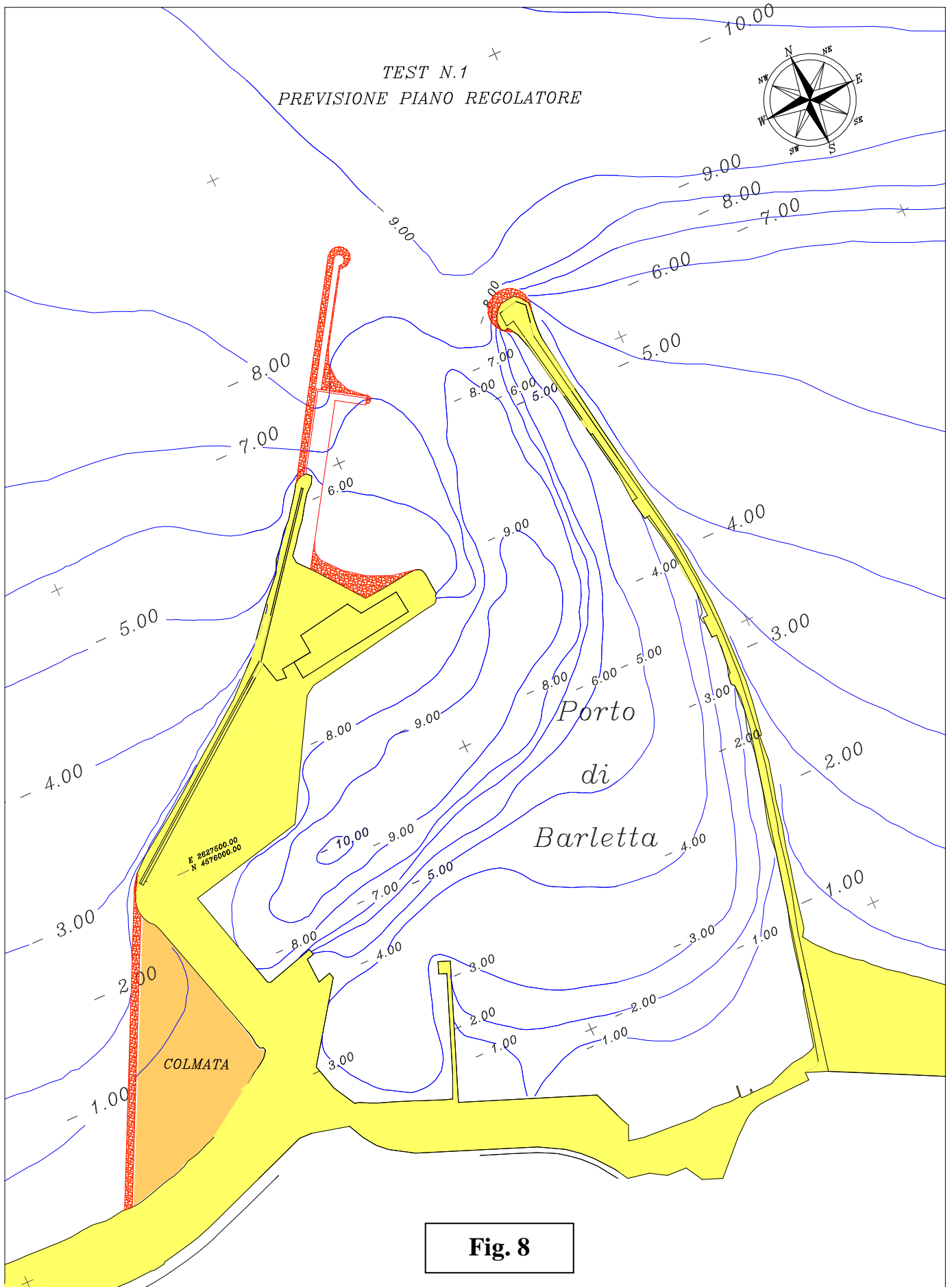
Tabella 1

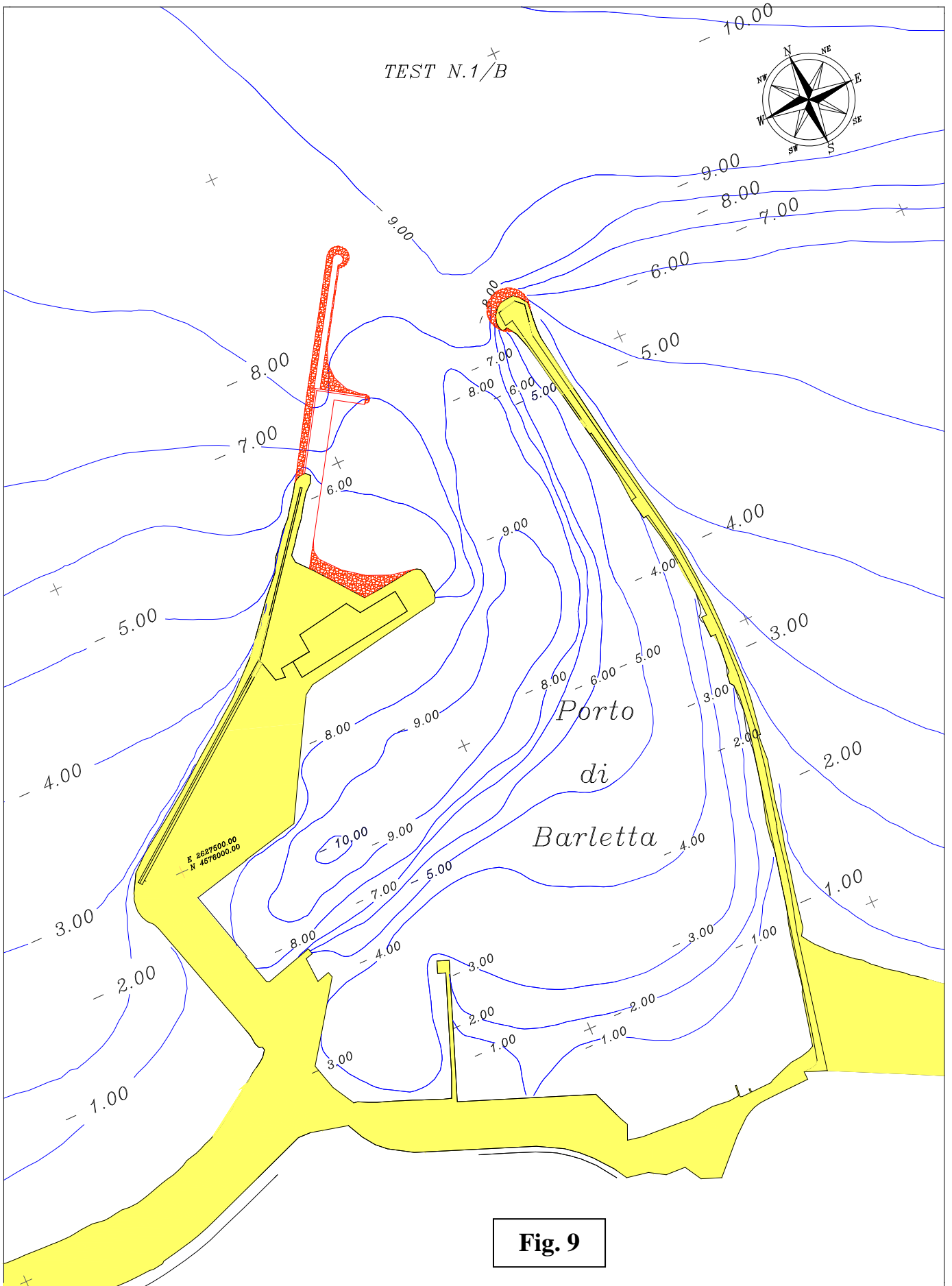
Tabella rilevamenti per il periodo compreso tra il giorno 01.1.1990 e il giorno 01.1.2002 su **Monopoli**

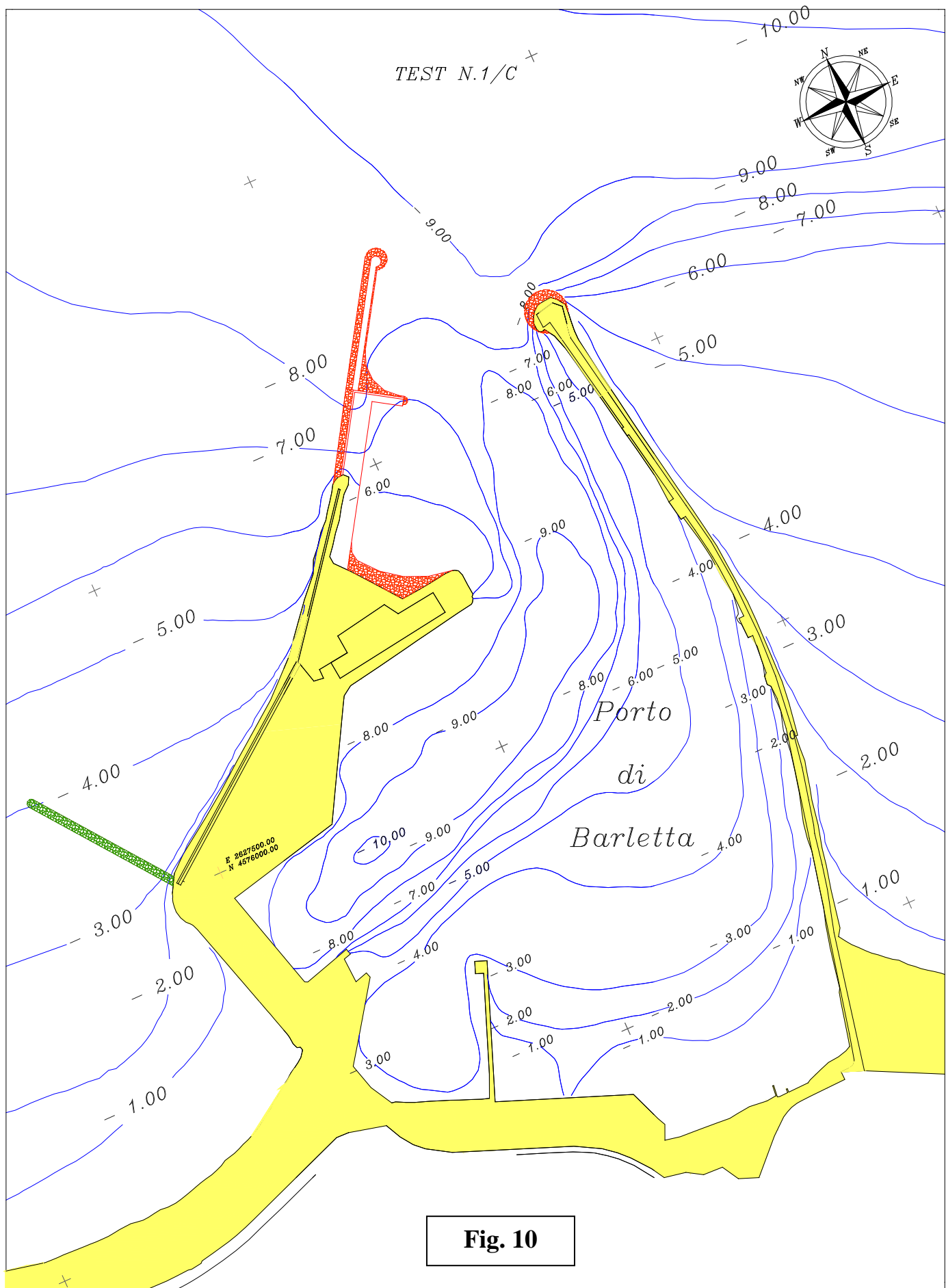
Sull'ordinata **altezza significativa spettrale del moto ondoso**. Sull'ascissa **il periodo medio**

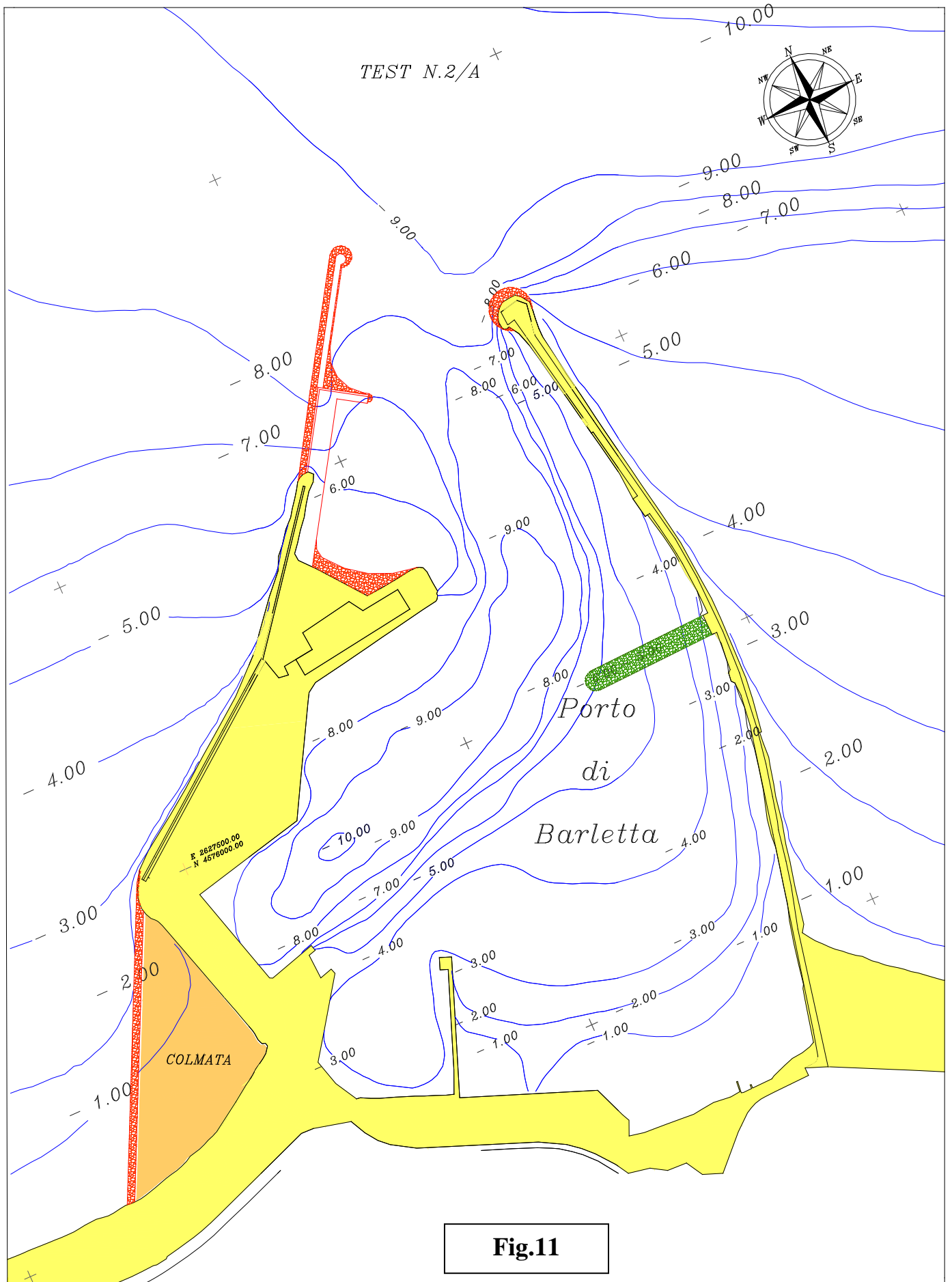
I rilevamenti sono su base **trioraria**

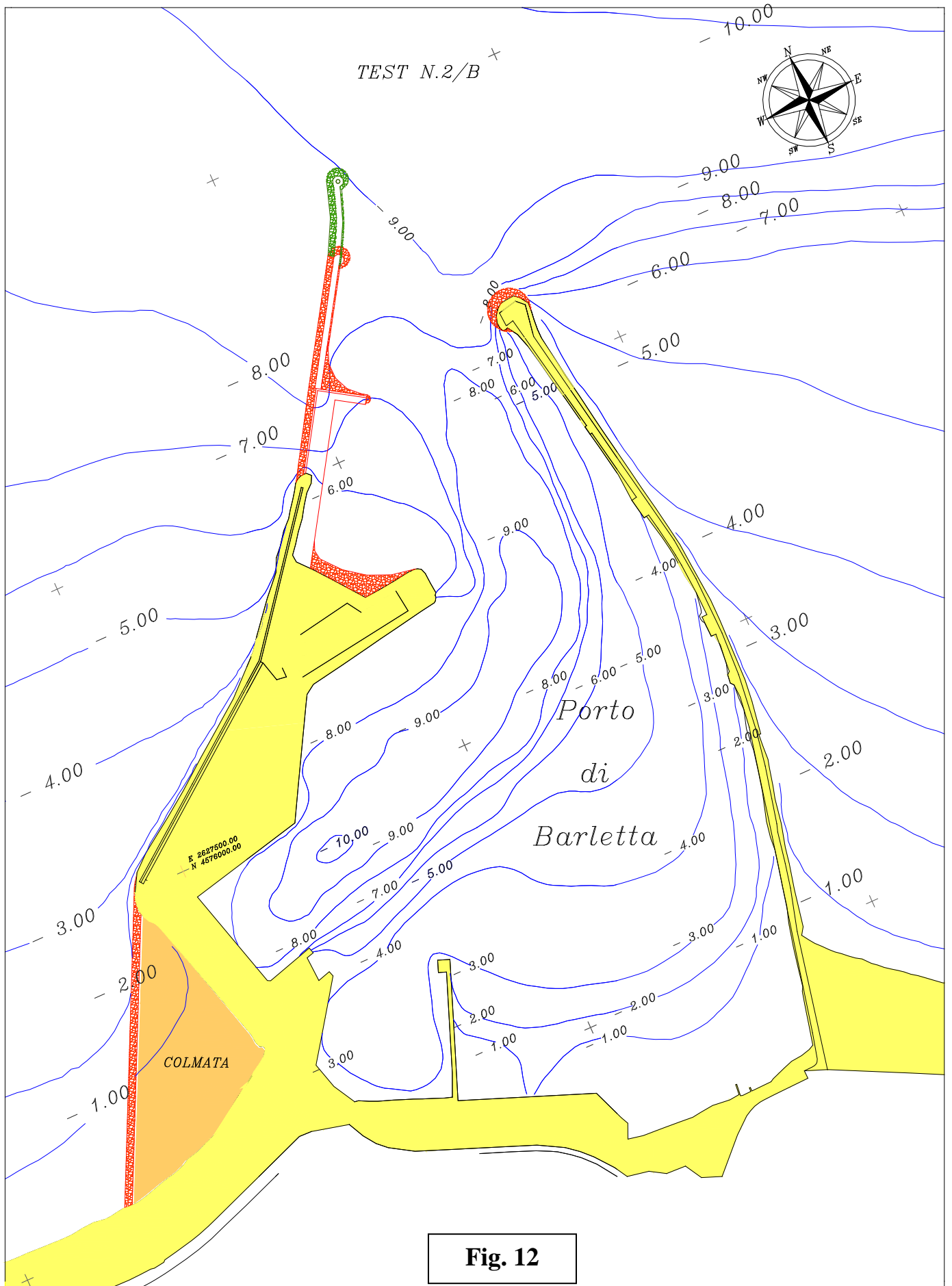
m	RILEVAMENTI: attesi 35064, mancanti 1793 (=5.11% attesi); CALME (<=0.5): totali 21999 (=66.12% rilevamenti effettivi);																				TOT					
>9.5																					0					
<=9.5																					0					
<=9.0																					0					
<=8.5																					0					
<=8.0																					0					
<=7.5																					0					
<=7.0																					0					
<=6.5																					0					
<=6.0																					0					
<=5.5																					0					
<=5.0																				5	5					
<=4.5														1	4	4	4				13					
<=4.0													1	8	53	36	10				108					
<=3.5										2	17	39	164	53	4						279					
<=3.0										44	43	171	139	26	1						424					
<=2.5									1	98	136	156	98	35	3						527					
<=2.0							4	125	211	417	231	60	27	6							1081					
<=1.5						68	591	982	1120	812	239	148	102	13	2						4077					
<=1.0					15	761	1261	1239	713	423	177	88	68	12	1						4758					
<=0.5	1			15	713	3960	8041	4984	2375	1060	495	185	98	51	9	2				1	9	21999				
TOT	1	0	0	15	713	3975	8870	6840	4722	3202	2329	1049	710	640	162	24	9	0	0	0	0	33271				
s	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	6.5	7.0	7.5	8.0	8.5	9.0	9.5	10.0	10.5	11.0	11.5	12.0	12.5	13.0

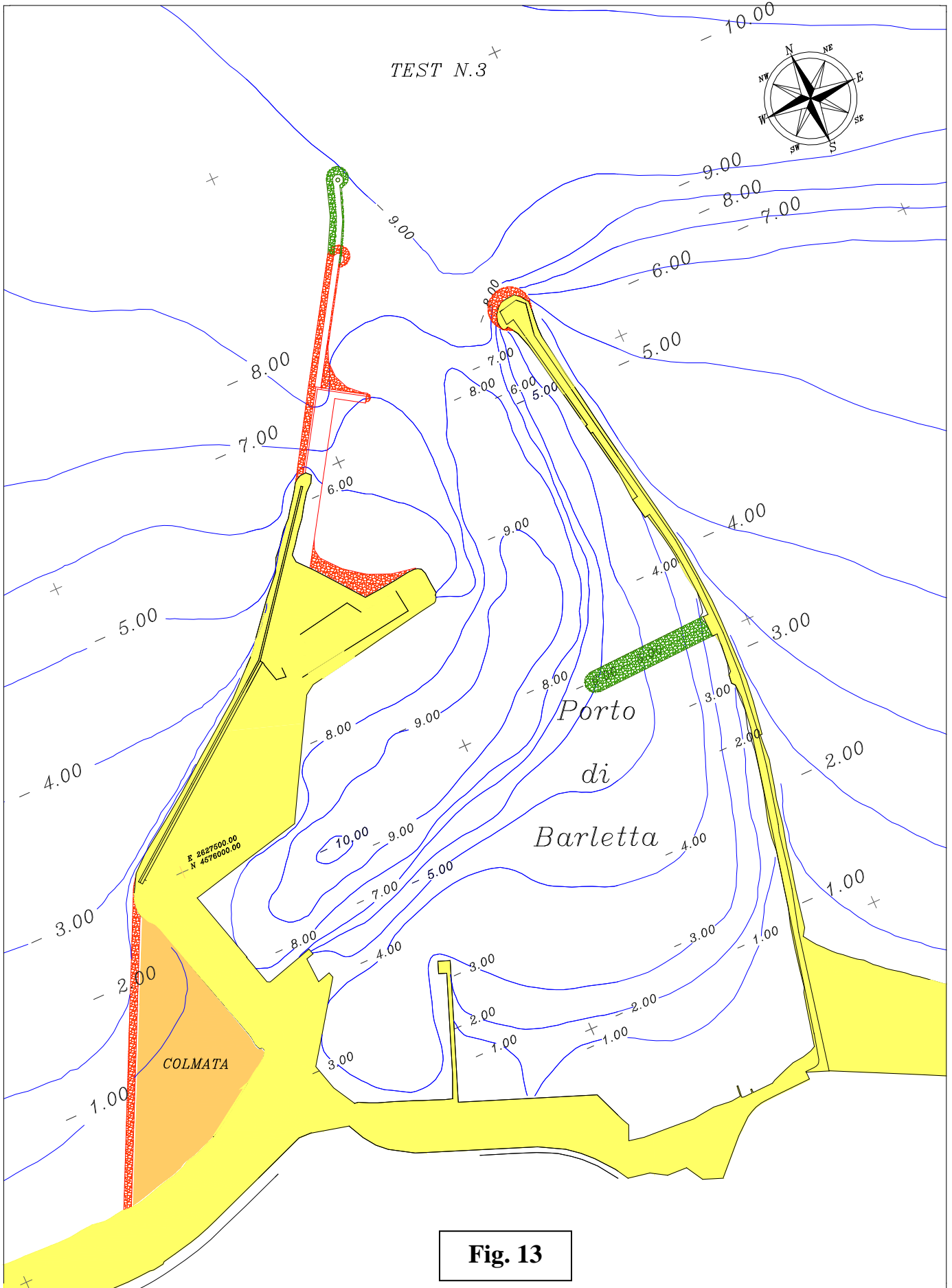


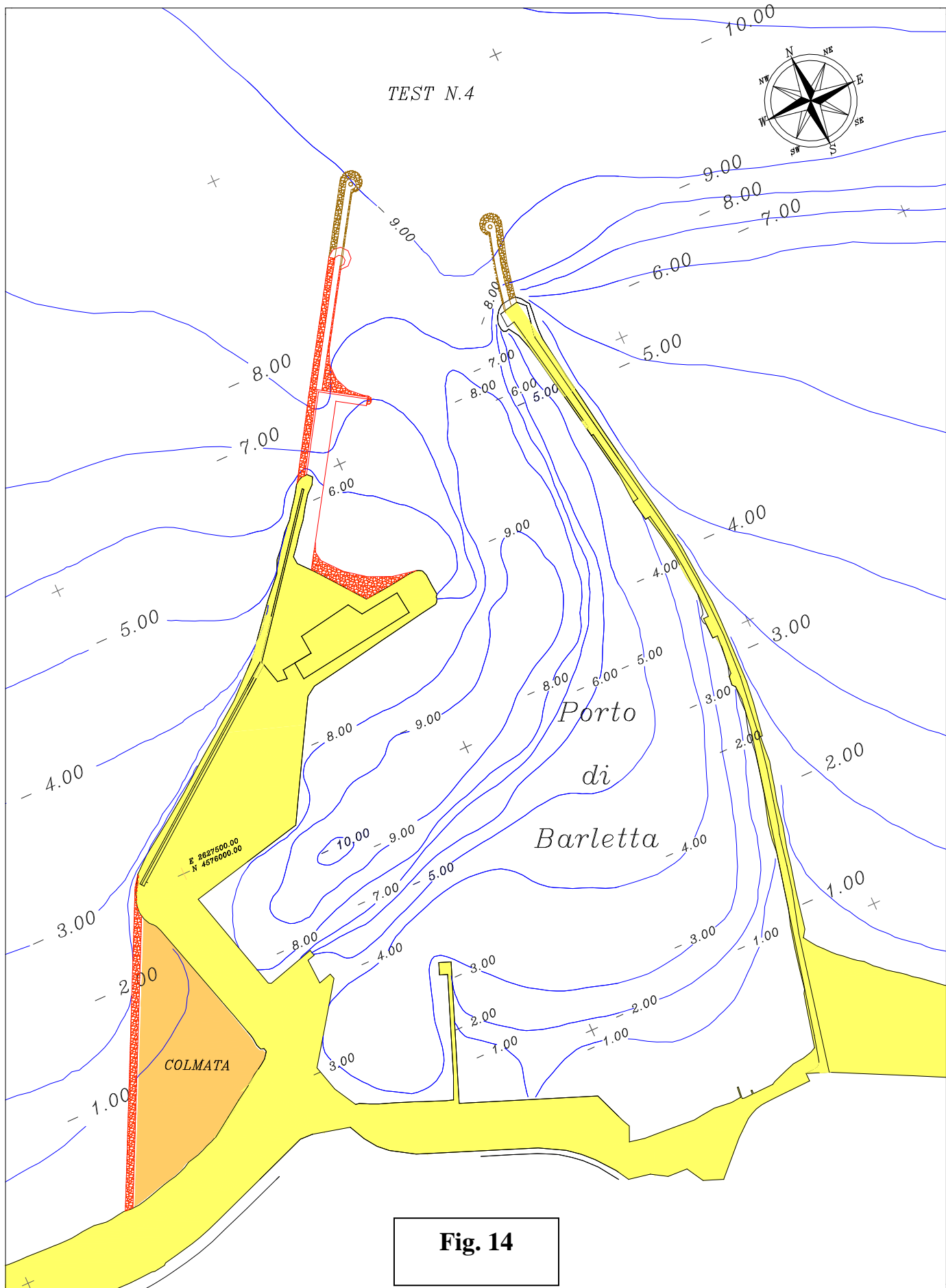












3) - Le nuove configurazioni proposte

Alcuni dei layouts dallo scrivente proposti sono rappresentati nelle precedenti figure n. 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, sottoposte ai tests n. 1, 1/B, 1/C, 2/A, 2/B, 3, 4.

In esse sono state indicate:

- con colore giallo le opere esistenti,
- con colore rosso le opere previste nella proposta di P.R.P. su cui il Consiglio Superiore dei LL. PP. ha espresso parere favorevole con prescrizioni, di cui si è detto nella premessa,
- con il colore verde le nuove opere proposte in variante con lo scopo di ridurre il rischio di formazione della barra di sabbia alla bocca, di assicurare la navigabilità del canale d'entrata,
- di migliorare le condizioni idrodinamiche nel bacino e all'ormeggio.

3.1 - Larghezza e profondità dell'imboccatura

La nave di progetto, come individuata nel presente incarico di consulenza, ha una lunghezza di m 200 e un pescaggio di m 7,5. Il franco di navigazione all'imboccatura si è assunto pari a m 1,50.

Di conseguenza, in tutte le soluzioni proposte e assoggettate alle prescritte prove su modello, si è assegnata al canale di ingresso una larghezza pari o superiore ai m 200 ed una profondità di m 9,0.

Nelle figure seguenti sono disegnate le alternative proposte dallo scrivente, oltre quella (test n.1) relativa alla proposta di P.R.P. che ha ottenuto parere favorevole con prescrizioni da parte del Consiglio Superiore dei LL. PP., di cui si è detto in premessa. Nelle verifiche effettuate a cura dei predetti proff. ingg. G. R. Tomasicchio e F. Rivero, sono state sottoposte ad indagine anche le alternative indicate come tests 1/B, 1/C, 2/A, 2/B, 3 e 4, in numero maggiore rispetto a quanto richiesto nelle condizioni di incarico.

Come ben chiarito nella relazione di consulenza a firma dei surricordati proff. ingg. F. Rivero e G.R. Tomasicchio, la soluzione ottimale si è rivelata quella indicata come test 4. Questa è caratterizzata di un ulteriore prolungamento di entrambi moli, oltre le previsioni del PRP 1977 ora sottoposto a verifica, prolungamento che si è reso necessario per assicurare all'imboccatura i fondali necessari alla navigazione del canale di entrata alle navi in progetto (- 9 m), tenuto anche conto che detto PRP già prevedeva l'escavazione dei fondali all'interno del porto fino a -9 m di profondità. È poi chiaro che il prolungamento dei moli allontana ulteriormente il pericolo della creazione di una barra di sabbia all'entrata (come oggi avviene meno spesso a causa dei ridottissimi apporti dell'Ofanto) e migliora le condizioni idrodinamiche all'interno del bacino portuale in perfetta ottemperanza alle indicazioni dettate dal Consiglio Superiore dei LL. PP..

3.2 - Le condizioni di navigabilità all'entrata

La verifica di sicurezza della navigabilità del canale d'ingresso è stata affidata dall'Ufficio OO. MM. al CETENA. In attesa di questi risultati, che si ritiene confermeranno la bontà della soluzione n. 4 risultata ottimale, si sono di seguito affrontati e risolti i problemi di proporzionamento e verifica della struttura del prolungamento dei moli, la cui testata si è portata su un fondale di - 9 metri, per i motivi già innanzi illustrati

4) - *Determinazione delle caratteristiche dell'onda di progetto*

Si è già anticipato al paragrafo 2 come, nella relazione di consulenza a firma dei predetti prof. ingg. G.R. Tomasicchio e F. Rivero, sono riportati i risultati dell'analisi statistico - probabilistica della popolazione delle onde al largo del paraggio di Barletta. Il clima ondoso di detto paraggio si è ottenuto con un doppio criterio di stima:

- il primo, ricostruendo il clima ondoso al largo di Barletta con il noto metodo S.M.B. partendo dalle registrazioni anemografiche della stazione ITAV di Bari-Palese e con i fetches efficaci del paraggio di Barletta,
- il secondo, trasportando al paraggio di Barletta i dati ondometrici registrati alla boa di Monopoli dal 1989 al 2002 con il criterio di proporzionalità dei fetches efficaci ricavati per entrambi i paraggi.

Tuttavia, ai fini della scelta dell'onda di progetto e a vantaggio della sicurezza, si sono utilizzati, nell'analisi statistico-probabilistica, i dati registrati alla boa di Monopoli senza tenere alcun conto della riduzione delle altezze d'onda dovuta al ridosso del Gargano.

I valori estremi delle altezze d'onda H_s , distinti per i vari settori di traversia del paraggio di Barletta, sono stati riportati su carta probabilistica a fronte della probabilità di non superamento P , come di seguito riassunto.

Settore	N	ENE
Hs, soglia	3.0 m	3.0 m
N° osservazioni	18	13
Tempo medio effettivo	11,22 anni	11,22 anni
N° mareggiate/anno (λ)	1.6	1.16

Tabella II. Parametri che definiscono il campione di dati utilizzati per caratterizzare il regime estremo direzionale. Boa di Monopoli

È appena il caso di ricordare che, per poter ricavare da detti grafici il valore di H_{Smax} da utilizzare nel calcolo di stabilità delle dighe, si sono seguite le Istruzioni Tecniche per la Progettazione delle Dighe Marittime redatte dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici. Da dette Istruzioni sono riprese le tabelle seguenti, in cui sono

indicati i valori di L (vita utile dell'opera) e di P* (Probabilità di accadimento per verifica a danneggiamento incipiente) per le varie ipotesi.

Tabella III

Vita di progetto, *L*

livello di sicurezza →	1	2	3
Infrastruttura ↓			
uso generale	25	50	100
uso specifico	15	25	50

Il livello di sicurezza 1 si riferisce ad opere di interesse locale, il cui collasso comporti un rischio minimo di perdita di vite umane o di danni ambientali. Il livello di sicurezza 2 si riferisce ad opere, il cui collasso comporti un moderato rischio di perdita di vite umane o di danni ambientali. Il livello 3 è per opere di interesse sopranazionale, il cui collasso comporti un elevato rischio di perdita di vite umane o di danni ambientali.

Tabella IV

Probabilità di accadimento per verifica a danneggiamento incipiente, P*

Ripercussione economica	Rischio limitato per vita umana	Rischio elevato per vita umana
Bassa	0.50	0.30
Media	0.30	0.20
Alta	0.25	0.15

Il periodo di ritorno T_r , in corrispondenza del quale valutare l'altezza d'onda significativa di progetto, viene determinato tramite la seguente relazione proposta da Borgman (1963):

$$P^* = \left(1 - \frac{1}{T_r}\right)^L \quad (1)$$

ove P* = probabilità che in un dato tempo L (L numero di anni di vita dell'opera) si abbia, o venga superato, un dato evento con periodo di ritorno T_r . Nella (1), per definizione di periodo di ritorno, $1/T_r$ definisce la probabilità che l'evento avvenga nei prossimi 12 mesi.

Nel nostro caso, avendo posto L = 50 anni e P* (probabilità di rischio) = 0,30, si ottiene⁽²⁾, dalla suddetta formula di Borgman, il tempo di ritorno $T_R \cong 140$ anni e, quindi, P = 0,995, dove P indica la probabilità di non superamento dell'altezza d'onda calcolata (essendo $T_R = 1/(1-P)$). Per dette condizioni di probabilità di non superamento P, si ricava, dal diagramma di figura 15, l'altezza d'onda estrema al largo $H_S = m 6.0$ per il settore di provenienza NNE, il più temibile.

² Secondo le predette Istruzioni tecniche

**Régimen extremal direccional. Selección método POT $H_s > 3.00$ m
Ajuste MC a la distribución Gumbel. Temporales componente ENE**

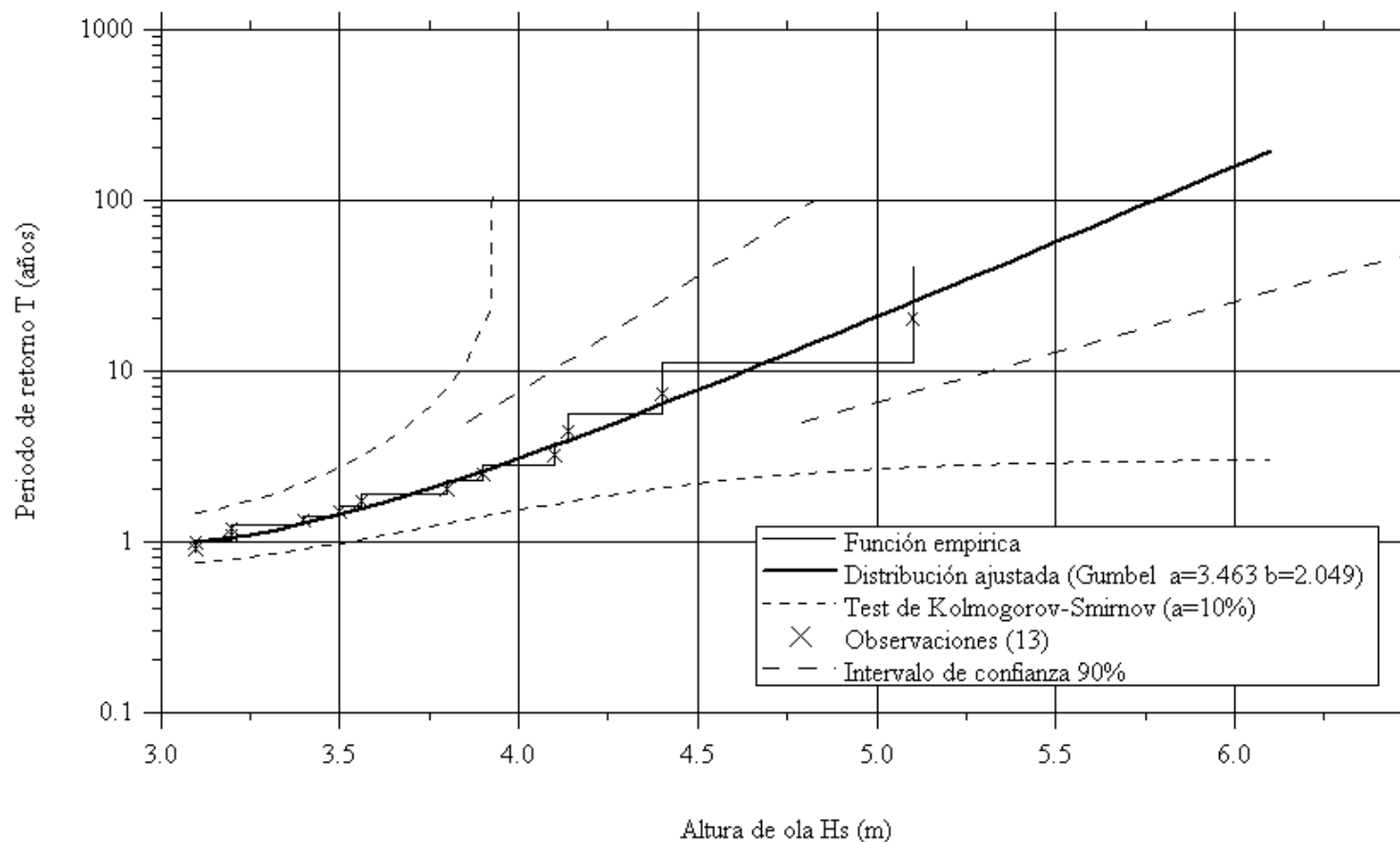


Figura 15. Regime estremo. Distribuzione Gumbel. Settore ENE. Boa Monopoli.

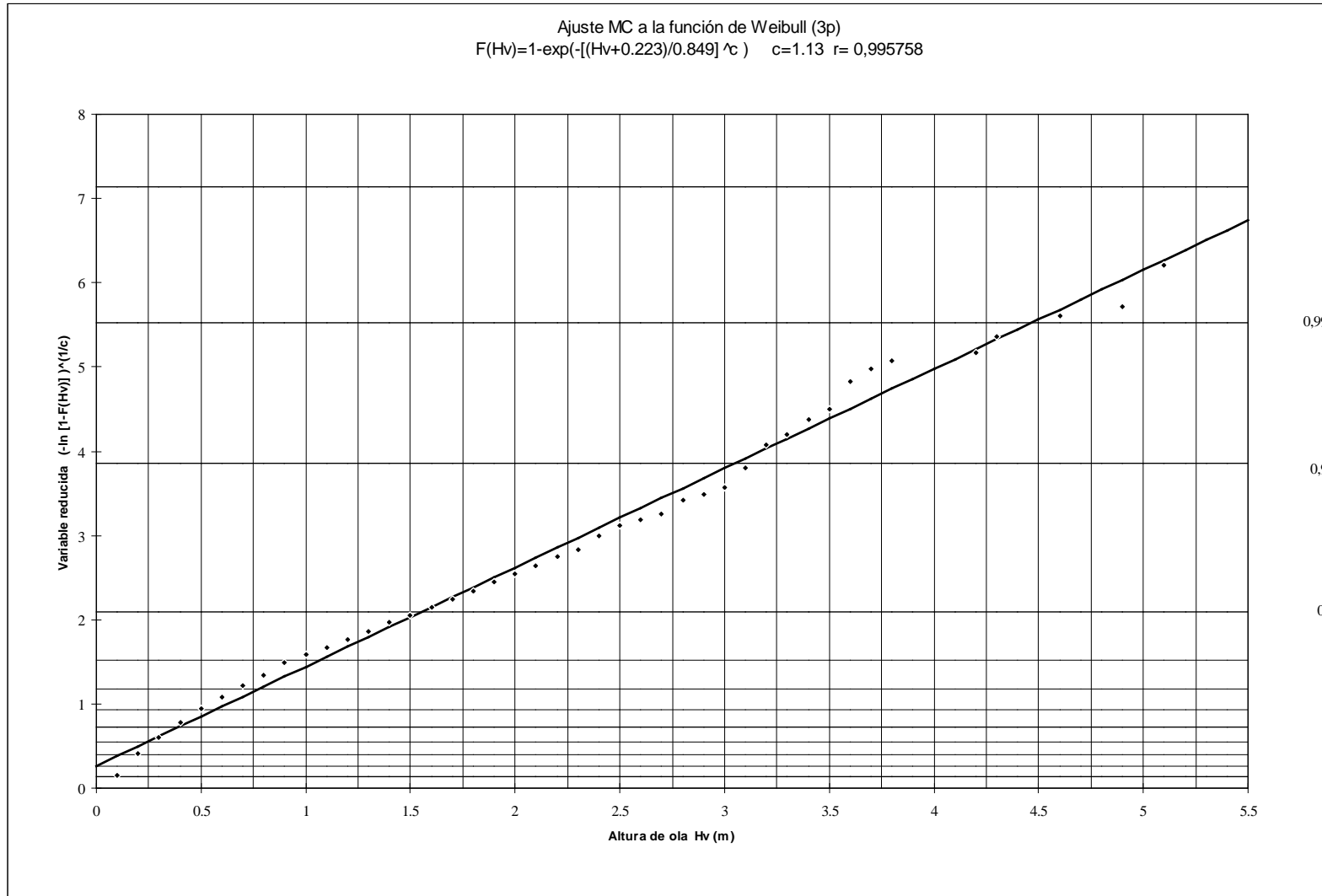


Figura 16. Regime estremo di moto ondoso, settore ENE. Boa di Monopoli.
 Distribuzione di Weibull

Per il settore di traversia proveniente dalla direzione intorno Nord, si è ottenuto, analogamente, $H_s = m 5,4$. Questi valori di altezze d'onda saranno utilizzati, trasportati alla costa, nel calcolo di stabilità delle dighe.

Hs (m) associata ad un periodo di ritorno di 140 anni		
	Weibull	Gumbell
Settore N	5,0	5,4
Settore ENE	6,0	5,9

Per individuare, poi, l'altezza d'onda massima frangente H_b al piede della testata del molo di sopraflutto, utilizziamo la formula di Y. Goda⁽³⁾ :

$$\frac{H_b}{L_0} = A \left\{ 1 - \exp \left[-1,5 \frac{\pi h}{L_0} (1 + 15 \tan^{4/3} \theta) \right] \right\}$$

avendo posto:

$A = 0,18$ valore del coefficiente nel caso di onde frangenti random ;

$T = 9$ s;

$L_0 = 1,56T^2$;

$d = 9$ (profondità al piede della testata del molo di sopraflutto);

$\theta = 0,05$ angolo fra il fondo del mare e il piano orizzontale;

si ottiene $H_b = 4,60$ m

$H_{\text{mean}} = 2,97$ m

$H_{\text{rms}} = 3,25$ m

$H_{10\%} = 5,49$ m

$H_{02\%} = 6,22$ m

$H_{\text{max}} = 7,61$ m (alla profondità di 10,16 m)

Detti valori sono di poco superiori a quelli ricavati dai detti proff. ingg. F. Rivero e G.R Tomasicchio nella loro più approfondita indagine svolta con l'utilizzo di modelli più avanzati. Infatti, la formula di Goda non tiene conto dell'effetto della rifrazione dell'onda, il cui coefficiente è risultato di poco inferiore all'unità.

5) - Verifica statica delle nuove strutture di difesa

Di seguito vengono riportati in dettaglio i calcoli di verifica della stabilità del prolungamento della diga di ponente:

- 5.1) diga di ponente a scogliera (sezione corrente);
- 5.2) sezione di testata della diga di ponente a scogliera
- 5.3) verifica alla tracimazione della diga di ponente;

³ pagg.72-73 in "*Random seas and design of maritime structures*" .University of Tokio Press. Anche nel Manuale CEM, 2002, Vol. VII - II

- 5.4) verifica di stabilità del massiccio di coronamento con il muro paraonde;

5.1)- Calcolo di stabilità del prolungamento della diga di ponente a scogliera (sezione corrente)

Nella verifica di stabilità della diga, esposta alle traversie di Maestrale e Tramontana, si preferisce, a vantaggio della sicurezza, assumere quale valore dell'altezza d'onda di progetto quello desunto dall'analisi probabilistica riferita al settore di Tramontana, che è maggiore. Sempre a vantaggio della stabilità, si è assunto uguale a 1 il coefficiente di rifrazione, che pure è inferiore all'unità, come è risultato dalle indagini fatte dai proff. ingg. G. R. Tomasicchio e F. Rivero.

Il calcolo di stabilità della mantellata si è pertanto condotto assumendo i valori di H_{Smax} e T ottenuti per tale settore di traversia, anche per tenere conto del fatto che la testata sarà senza dubbio interessata dai mari da essa provenienti.

A) - Calcolo di verifica della stabilità della mantellata

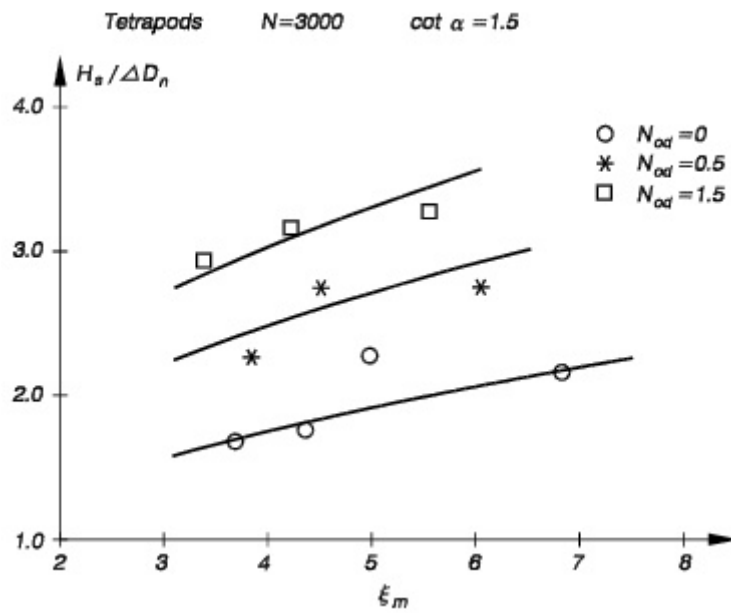
La verifica di stabilità idraulica della mantellata si è condotta ipotizzando una diga di massi artificiali (tetrapodi) e quindi utilizzando la formula di [d'Angremond, van der Meer, and van Nes \(1994\)](#) valida per opere soggette ad onde limitate dalla profondità del fondale al piede della struttura⁽⁴⁾.

Dette formule per la stabilità idraulica della mantellata sono quasi esclusivamente basate su tests di modelli in piccola scala. Prove su modelli a grande scala per una verifica delle formule sono state condotte in pochi casi. Gli adattamenti delle formule dovuti alle esperienze su prototipi non sono riportati in letteratura.

Di seguito distinguiamo la stabilità del tronco della struttura da quella della testata.

Le formule di stabilità per la mantellata del tronco sono riportate di seguito limitatamente all'uso dei tetrapodi.

⁴ Le practical formulae for hydraulic stability of armor layers utilizzate sono quelle riportate nella recente edizione del Coastal Engineering Manual (2002) del CERC, US Army Corps of Engineers.



[d'Angremond, van der Meer, and van Nes \(1994\)](#) for depth-limited waves

$$N_s = \frac{H_{2\%}}{\Delta D_n} = 1.4 \left(3.75 N_{od}^{0.5} / N_z^{0.25} + 0.85 \right) s_{om}^{-0.2}$$

In deep water the ration $H_{2\%} / H_s = 1.4$ for Rayleigh distributed waves. in shallow water this ratio decreases with decreasing relative water depth due to wave breaking.

Table VI-5-38

Tetrapod and Tribar Breakwater Head Section Stability, No Overtopping

Regular, head-on waves.

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

where	H	Characteristic wave height (H_s)			
	D_{n50}	Equivalent cube length of median rock			
	M_{50}	Median mass of stone armor unit, $M_{50} = \rho_s (D_{n50})^3$			
	ρ_s	Mass density of stone			
	ρ_w	Mass density of water			
	Δ	$(\rho_s / \rho_w) - 1$			
	α	Slope angle			
	K_D	Stability coefficient			
Head section stability.					
K_D -values by Shore Protection Manual (1984) , $H = H_{1/10}$, 0% to 5% damage					
Armor Unit	Placement	Layers	Breaking waves ¹	Nonbreaking waves ²	Slope angle cot α
Tetrapod	Random	2	5.0 ³	6.0	1.5
			4.5	5.5	2.0
			3.5	4.0	3.0
Tribar	Random	2	8.3	9.0	1.5
			7.8	8.5	2.0
			6.0	6.5	3.0
Tribar	Pattern	1	7.5	9.5	(not given)
¹ Depth-limited breaking with waves breaking in front of and on the armor slope.					
² No depth-limited breaking occurs in front of the armor slope.					
³ K_D values shown in italics are unsupported by test results and are provided only for preliminary design purposes.					

Applicando la formula di [d'Angremond, van der Meer, and van Nes \(1994\)](#) innanzi riportata, ricaviamo, per cota = 1,5:

- Diametro medio equivalente del tetrapodo **D = m 2,6**

- Peso del tetrapodo **W = 38,700 t**,

essendo:

Tabella I

Altezza d'onda al piede	H_S	4.6 (m)
Periodo dell'onda al largo	T_p	9 (s)
Quota della cresta	R_c	5,20 (m.s.l.m.)
Larghezza della cresta	B	8 (m)
Profondità al piede	h_m	9.00
Larghezza della berma al piede	B_p	6,00 (m)
Pendenza della mantellata	Cota α	1,5
Coefficiente di stabilità (δ_c/δ_w-1)	Δ	1,2
Parametro di frangimento	ξ_m	3,01

Si ottiene pertanto:

Tabella II

Diametro del cubo equivalente	D	2.6 (m)
Peso medio del masso	W	39 (t)
Volume del tetrapodo	V	18 m ³

Non diverso risultato si ottiene, utilizzando la seconda delle formule innanzi riportate e ponendo $H = H_{1/10}$, $\cot\alpha = 1,5$ e $K_D = 4,5$ (v. SPM vol.II).

Il peso del tetrapodo scelto è minore del valore di 40 tonnellate, al di sopra del quale le Istruzioni Tecniche per la Progettazione delle Dighe Marittime, redatte dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, suggeriscono delle verifiche su prototipi al fine di accertarne anche la stabilità strutturale.

B) – Stabilità dello strato di transizione e del filtro

La stabilità dello strato di transizione e del filtro è assicurata se viene rispettata per entrambi la nota regola dei filtri rovesci del Terzaghi, per cui,

1) per lo strato sottostante la mantellata, si ha:

- $D_{15,i} \geq D_s/10; \approx 4 \text{ t}$ (s ed i indicano, rispettivamente lo strato superiore e l'inferiore);
- $D_{85,i} \geq D_s/20 \approx 2 \text{ t}$

2) per il nucleo:

- $D_{15,i} \geq 500 \text{ Kg}$
- $D_{85,i} \geq 100 \text{ kg}$

C) - Calcolo degli spessore della mantellata, del sottostrato e del numero di massi di mantellata

Lo spessore dello strato è dato dalla formula (S.P.M. 1984, vol.II)

$$r = nK_{\Delta} \left(\frac{W}{W_r} \right)^{1/3}$$

dove:

- r = spessore medio strato,
- $n = 2$ (numero dei massi compreso nello spessore),
- W = peso masso.
- W_r = peso specifico = $2,2 \text{ t/m}^3$,
- K_{Δ} = coefficiente sperimentale = 1,04 per massi alla rinfusa.

Si ricava in tal modo,

- 1) lo spessore della mantellata $r = 5,42$ m
- 2) lo spessore dello strato di transizione $r = 2,3$ m

Il numero N_r dei massi della mantellata con porosità media $P = 50$ in percento e per una superficie A è dato da:

$$\frac{N_r}{A} = 2K_{\Delta} \left(1 - \frac{P}{100} \right) \left(\frac{W_r}{W} \right)^{2/3}$$

e, per $A = 1 \text{ m}^2$, si ha $N_r = 0,504/\text{m}^2$.

D) - Stabilità della berma al piede

La berma al piede ha l'importante compito di impedire che le onde frangenti sulla struttura provochino l'erosione al piede della mantellata e quindi lo scivolamento in massa degli elementi che la compongono. La berma può essere realizzata con gli stessi massi della mantellata e, in tal caso, sarà certamente stabile. Spesso, tuttavia, per motivi di costo, si preferisce realizzarla con elementi più piccoli. La berma viene quindi posizionata ad una profondità $h_t \geq 1,5H_s$, cioè tale che non venga interessata dalla diretta azione delle onde frangenti.

Indicando con h la profondità del fondale dinanzi alla diga, la formula per la stabilità del piede è data (van der Meer):

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 8,7 \left(\frac{h_t}{h} \right)^{1,43}$$

Il campo di validità della formula è:

$$3 < h_t / D_{n50} < 25$$

che fa riferimento, per onde limitate dal fondale ($H_s / h \cong 0,5$), al danneggiamento corrispondente alla rimozione di due massi per ogni tratto longitudinale di lunghezza pari a quella di un masso.

Si noti che se la berma è alta rispetto al fondale ($h_t / h = 0,5$), la sua stabilità è inferiore rispetto alla situazione in cui è più vicina al fondale ($h_t / h = 0,8$). La stessa relazione non è valida per fondali di profondità superiori ai $20 \div 25$ m.

Nel nostro caso, in cui $h = 9$ m, $h_t = 7$ m, si ha $D_{n50} = 0,66$ m, $W \div 800$ Kg.

E) - Strato di fondazione

Le strutture marittime richiedono una profonda valutazione dei diversi aspetti che concorrono alla stabilità delle fondazioni.

L'azione dell'onda contro una struttura in pietrame, anche a profondità normalmente considerate non interessate da tale azione, crea turbolenza nella struttura e nel terreno sottostante, per cui il terreno stesso può essere trascinato all'interno della struttura, con conseguente affondamento del pietrame .

Se si devono collocare grosse pietre direttamente sul terreno sabbioso, in un'area interessata da onde e correnti che agiscono sul fondo (come nella surf-zone), il pietrame dovrà essere sistemato nella sabbia a profondità tale che il materiale fino non sia disturbato dalle correnti. Può essere richiesta una maggiore quantità di pietrame per tener conto di sensibili assestamenti.

Una struttura in pietrame può anche essere protetta da un eccessivo assestamento dovuto a percolazione, scalzamento o erosione, con l'interposizione di uno strato filtro. Un simile accorgimento è consigliabile per la protezione della fondazione di una struttura in pietrame, tranne nel caso in cui le profondità eccedano di circa tre volte la massima altezza d'onda, oppure quando la velocità delle correnti antistanti è troppo debole per muovere la dimensione media del materiale di fondazione, o, ancora, se il piano di sedime è costituito da materiale duro e durevole (come un letto roccioso). Il criterio per la costruzione del filtro può essere ancora quello di Terzaghi già visto innanzi. Può essere usato un filtro in geotessile o di ghiaia, ma i terreni argillosi, quelli limosi ed alcuni di sabbia devono prima essere coperti da uno strato di sabbia grossolana.

Nel caso in esame, in cui già si è previsto uno strato filtro in pietrame, si lascia nella discrezionalità del progettista e/o direttore dei lavori l'aggiunta di un filtro in geotessile.

5.2) - Sezione di testata della diga di ponente a scogliera

La testata della diga sarà realizzata, come di consueto, a tronco di cono; i massi della mantellata avranno lo stesso peso e volume della sezione corrente della diga, ma la pendenza della scarpata sarà minore e pari a 2/1 ($\cot\alpha = 2$).

5.3)- Verifica alla tracimazione della diga di ponente;

Nel dimensionamento di una diga a gettata è necessario valutare il sormonto di masse d'acqua per la stabilità e la sicurezza della diga stessa, nonché delle opere, persone e mezzi a tergo.

L'elemento geometrico principale, che condiziona l'entità della tracimazione, è l'altezza della cresta R_c (v. fig. 4 in "Istruzioni"⁽⁵⁾). Ulteriori parametri geometrici influenzanti sono: la pendenza della mantellata⁽⁶⁾, la larghezza e profondità della berma e la sua altezza rispetto a quella del muro paraonde.

⁵ "Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime" Ministero dei LL.PP. e C.N.R.

⁶ Nel caso di paramento con pendenza non costante, si prenderà come pendenza quella media misurata dal piede fino alla sommità del muro paraonde.

Per strutture molto permeabili ($p^* > 0,4$) come la nostra, in cui il nucleo è in pietrame, la risalita dell'onda R_{ux} sopra il l.m.m., per mantellata in massi artificiali e scarpa costante e per livello di superamento significativo, è circa :

$$\frac{R_{ux}}{H_s} = d$$

dove $d \div 1,35$ e $H_s = m\ 4,60$.

Pertanto, $R_{ux} \approx 6,30$ m e quindi l'altezza di risalita dell'onda risulta circa pari all'altezza del muro paraonde, che è stata assunta pari a + 6,50 m sul l.m.m..

Metodi empirici permettono di valutare l'entità della tracimazione Q in (l/m)s. Per il suo calcolo, di seguito, si utilizza la formula di J. van der Meer richiamata nella nuova edizione del "Manuale di ingegneria portuale e costiera"⁽⁷⁾:

$$Q = Q_b \frac{\sqrt{gH_s^3}}{\sqrt{\frac{s_{op}}{\tan \alpha}}} \quad (\text{m}^3/\text{s per m di lunghezza})^{(8)}$$

dove:

$$Q_b = 0,06 \exp(-5,2R_b);$$

$$R_b = \frac{R_c}{H_s} \frac{\sqrt{s_{op}}}{\tan \alpha} \frac{1}{\gamma_b \gamma_h \gamma_f \gamma_\beta};$$

g = accelerazione di gravità;

H_s = altezza d'onda significativa = m 4,6;

s_{op} = ripidità dell'onda = $\frac{2\pi H_s}{g T_p^2} = 0,0364$ (con H_s calcolata al piede dell'opera e

T_p periodo medio posto pari a 9 s);

$R_c = 6,50$ m altezza della cresta della diga rispetto al livello medio del mare;

$\gamma_b \gamma_h \gamma_f \gamma_\beta$ (fattori di riduzione della portata di tracimazione per l'influenza della berma, pendenza del fondale antistante la diga, scabrezza della mantellata e angolo di incidenza dell'onda (valori riportati nella tabella innanzi).

Nel nostro caso, si ha:

$$Q = 1,37E-06 \text{ m}^3/\text{s per m}$$

valore che risulta inferiore a quello di 1×10^{-6} m³/s per metro consigliato dalle "Istruzioni Tecniche Italiane", e dalle "British Standards"⁽⁹⁾ per evitare danni sia

⁷ Autori: U. e G.R. Tomasicchio; anno 2001 - Ed. BIOS, pagg. 408-409

⁸ valida per $\xi_{op} < 2$;

⁹ Nella tavola seguente (British Standards, vol.VII, Maritime Structures) vengono riportati i volumi d'acqua ammissibili per evitare danni o pericolo a persone e veicoli.

alle persone che alle cose transitanti sulla banchina a ridosso del muro paraonde. Pertanto, detto valore è senz'altro accettabile per un tratto di diga non banchinato e, quindi, non liberamente transitabile da persone.

5.4)- Verifica di stabilità del massiccio di coronamento con il muro paraonde

In figura sono indicate le dimensioni del massiccio di carico e del muro paraonde protetto dalla spinta dinamica dell'onda frangente dalla scogliera di mantellata con cresta a + 6 m sul l.m.m.

Il taglione affondato nel pietrame ha la funzione di assicurare meglio la stabilità del massiccio di carico alla traslazione.

Per detta verifica di stabilità, si usa il metodo suggerito dal C.E.R.C.⁽¹⁰⁾ e riportato nel Manuale richiamato nella nota (8). Si ottiene, pertanto, che le pressioni statica p_s e dinamica p_m agenti sulla parete possono così valutarsi con le formule (v. fig.18-28 di pag. 384 ed. 1^a):

$$p_m = \gamma \frac{d_b}{2} (1 - x_1 / x_2)^2 \quad \text{t/m,}$$

$$p_s = \gamma (d_s + h_c) \quad \text{t/m}$$

Con l'applicazione delle stesse, si ricava la totale forza di spinta orizzontale $F_A = 20$ t/m

Avendo posto il peso dell'unità di volume del conglomerato cementizio del massiccio di coronamento pari a 2200 kg/m^3 , si ha $P = 57,2$ t/m (peso per metro di lunghezza del massiccio di coronamento).

E pertanto:

$$R = 0,6 \times P = 0,6 \times 57,2 = 34,3 \text{ t/m;}$$

$$R/F_A = 1,7 > 1,4.$$

In definitiva, si ottiene che la forza resistente d'attrito $R = 0,6 P$, pari a circa 34 t/m, supera la spinta dell'onda nel rapporto $34/20 = 1,7$ superiore al minimo coefficiente di sicurezza 1,3 consigliato dalle Istruzioni tecniche italiane (che va maggiorato a 1,4 per zona sismica - sempre secondo dette Istruzioni). Si noti che si è assunto pari a 0,6

Condizione	(m^3 / m)/s
disturbo per le persone	4×10^{-6}
inconvenienti per i veicoli	1×10^{-6}
pericolo per le persone	3×10^{-5}
impossibilità di passaggio per i veicoli	2×10^{-5}

¹⁰ Coastal Engineering Research Center, USA Army Corps of Engineers.

il coefficiente di attrito fra cls e pietrame, in considerazione della previsione del taglione).

6) - Considerazioni ambientali

Nel caso della costruzione del molo di un nuovo porto le possibili principali conseguenze che possono derivarne alla costa sono:

- l'interruzione, parziale o totale, del naturale trasporto dei sedimenti lungo costa prodotta dalle opere che si protendono sul mare;
- l'insabbiamento del nuovo bacino portuale e la formazione di una barra di sabbia alla sua imboccatura, che ne impedisca o almeno ne riduca la navigabilità.

Nel caso in esame, nessuna maggiore modifica può essere prodotta dal semplice prolungamento dei moli esistenti, prolungamento che verrà realizzato per soddisfare agli obiettivi del PRP e, in particolare, ai fini “di ridurre l'insabbiamento del bacino ed eliminare la formazione di una barra all'imboccatura stessa;

- della sicurezza della navigazione alla bocca;
- di assicurare condizioni di sicurezza delle navi all'ormeggio”, nonché di “verificare la eventuale fattibilità della darsena turistica”.

Infatti, il prolungamento dei moli, la cui testata sarà fondata su profondità di almeno -9 m rispetto al livello di medio mare calmo, potrà assicurare l'ingresso nel porto di navi aventi lunghezza fino a 200 m (distanza fra le testate dei moli) e con pescaggio di $7,5 \div 8$ m, così da assicurare un franco di navigazione non inferiore al metro. Inoltre, come è stato accertato dalle verifiche su modello condotte dai proff. ingg. F. Rivero e G. R. Tomasicchio, le nuove opere, così come definite planimetricamente nella figura n.14 relativa al test n. 4 (quella risultata ottimale sotto i vari punti di vista analizzati), assicurano:

- la protezione dell'imboccatura da fenomeni di insabbiamento che possano dar luogo alla formazione di una barra di sabbia,
- un netto miglioramento delle condizioni idrodinamiche all'interno del porto,
- la sicurezza della navigabilità del canale di entrata fino all'ormeggio alle banchine.

Il consulente
(prof. ing. Ugo Tomasicchio)