Revisione	Data	Oggetto revisione	Redatto	Redatto	Verificato	Approvato
003	11/10/2019	REVISIONE GENERALE				
001	.....	PRIMA EMISSIONE	Ing.	Ing.	Arch.	Arch. .....

COMUNE DI GENOVA

AREA RISORSE TECNICO OPERATIVE	Direttore Ing. Stefano PINASCO
DIREZIONE INFRASTRUTTURE E DIFESA DEL SUOLO	Direttore Ing. Stefano PINASCO
SETTORE ATTUAZIONE OPERE IDRAULICHE	Direttore Dott. Arch. Roberto VALCALDA

CAPO PROGETTO ...	RESPONSABILE UNICO PROCEDIMENTO **Ing. Stefano PINASCO**

RAGRUPPAMENTO:

Capogruppo / Mandataria

STUDIO BALLERINI INGEGNERI ASSOCIATI

Mandanti

INJECTOSOND ITALIA S.r.l.

PRINCIPE S.r.l.

ARAN PROGETTI S.r.l.

Simone Parodi Ingegnere

Computi metrici e Capitolati
...
...

Rilievi
...
...

Coordinatore per la Sicurezza (in fase di Progettazione)

Studi Geologici
...

Relazione Paesaggistica
...

Intervento/Opera

Progetto Definitivo-Esecutivo delle opere per l'adeguamento funzionale del molo di protezione e delle banchine del porticciolo di Nervi, in Comune di Genova, al fine della stabilizzazione del fondale del paraggio in corrispondenza del porticciolo stesso

Oggetto della tavola

RELAZIONE IDRAULICA MARITTIMA

Municipio LEVANTE	IX
Quartiere	
Serie tavole	
N° prog. tav.	N° tot. tav.
Scala	Data 08-2019

Tavola N°

Livello Progettazione	Definitivo	ARCHITETTONICO/STRUTTURALE

Codice MOGE	Codice PROGETTAZIONE	Codice OPERA	Codice ARCHIVIO
----	---	---	---

I DISEGNI E LE INFORMAZIONI IN ESSI CONTENUTE SONO PROPRIETA' ESCLUSIVA DEL COMUNE DI GENOVA E NON POSSONO ESSERE MODIFICATI, RIPRODOTTI, RESI PUBBLICI O UTILIZZATI PER USI DIFFERENTI DA QUELLI PER CUI SONO STATI REDATTI, SALVO AUTORIZZAZIONE SCRITTA.

SOMMARIO

1 Premesse 1

1.1 Generalità 1

1.2 Scopo del lavoro 3

1.3 Dati utilizzati 3

2 Caratteristiche delle onde e analisi degli eventi estremi 5

2.1 Altezze d'onda 5

3 Il modello numerico 15

3.1 Caratteristiche del sito 15

3.2 Batimetria 15

3.3 La trasformazione delle onde 16

3.4 L'attacco ondoso di progetto 17

4 Risultati 18

5 Progetto dell'opera di difesa esterna 25

5.1 Descrizione dell'opera 25

5.2 Parametri di progetto 25

5.3 Dimensionamento della mantellata 26

5.4 Valutazione del run-up e della tracimazione 30

5.4.1 Run-up 30

5.4.2 Overtopping 33

6 Bibliografia 39

Appendice A TELEMAC-MASCARET 1

1 Introduzione 2

2 TELEMAC-2D (Versione 6.3) 3

3 TOMAWAC (Versione 6.1) 5

1 PREMESSE

1.1 Generalità

Il Porticciolo di Nervi è situato in corrispondenza dell'insenatura naturale presente allo sbocco del torrente Nervi in Comune di Genova.

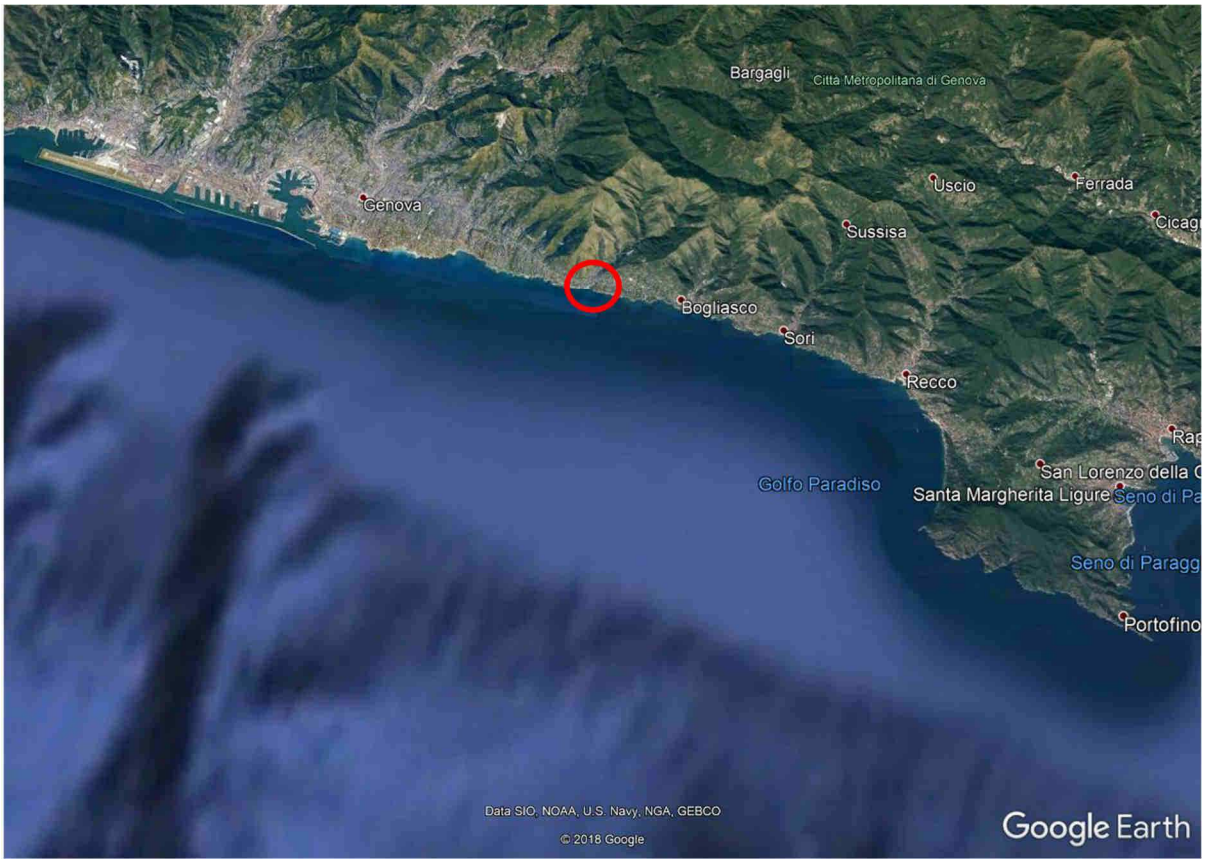


Figura 1 Ubicazione del paraggio di Nervi



Figura 2 Vista aerea del Porticciolo di Nervi

Preliminarmente si è effettuata, ai fini progettuali, un'analisi semplificata sulla base delle formule empiriche riportate nella usuale letteratura tecnica. Successivamente si sono effettuate le opportune analisi numeriche su modello matematico al fine di verificare l'attendibilità dei risultati preliminari ottenuti e di approfondire le interferenze dovute alla presenza di ostacoli e alcuni fenomeni più complessi, quali:

- interferenza tra l'onda trasmessa oltre la barriera soffolta e quella riflessa dalla scogliera esistente;
- penetrazione del moto ondoso attraverso l'imboccatura portuale;
- agitazione interna allo specchio acqueo portuale e dissipazione dell'energia in corrispondenza delle superfici assorbenti al contorno;
- andamento delle correnti e relative velocità.

I risultati ottenuti in via preliminare sono coerenti con quelli ottenuti dalle analisi numeriche, anche se più cautelativi.

Per nostra esperienza, sentito anche il parere di alcuni cattedratici da noi interpellati, sarebbe estremamente opportuna l'esecuzione di prove su modello fisico in scala adeguata per trovare conferma e/o apportare le eventuali modifiche che fossero opportune.

1.2 Scopo del lavoro

La presente indagine ha per scopo la stima delle caratteristiche del moto ondoso al largo delle coste liguri, nel paraggio antistante il litorale tra del porticciolo di Nervi. Il settore di traversia è compreso tra 140° N e 230° N, con estensione variabile sino a più di 500 km in direzione 220° N. La spiaggia sommersa ha una pendenza rilevante, con fondali che raggiungono a breve distanza dalla costa profondità maggiori di 100 m; l'unità fisiografica del paraggio sotto costa è intuitivamente delimitata da Punta Portofino a Sud e da Genova verso Nord, con allineamento medio della linea di costa prossimo a 100° - 280° N.

1.3 Dati utilizzati

Si è fatto uso dei dati del KNMI (Istituto Reale Metereologico dei Paesi Bassi) rilevati nella zona tra 7°-11° E e 42°-45° N nel periodo 1961-1980, elaborati per ottenere la distribuzione direzionale dell'altezza e del periodo delle onde. Sebbene i dati del KNMI siano in gran parte stimati e non misurati, e quindi in qualche misura soggettivi, sono ritenuti attendibili, con il vantaggio di essere rilevati in mare aperto senza interferenze dovute alle coste o ai bassi fondali; l'altezza è da assimilarsi alla altezza d'onda significativa. Nel ventennio 1961-1980, nella regione in esame, sono state eseguite circa 46.000 stime e misurazioni utili, con una media di 7.42 rilevazioni giornaliere. La statistica, maggiormente significativa verso il baricentro della distribuzione areale delle osservazioni, è comunque utilizzabile, con opportuni accorgimenti, per il paraggio in studio.

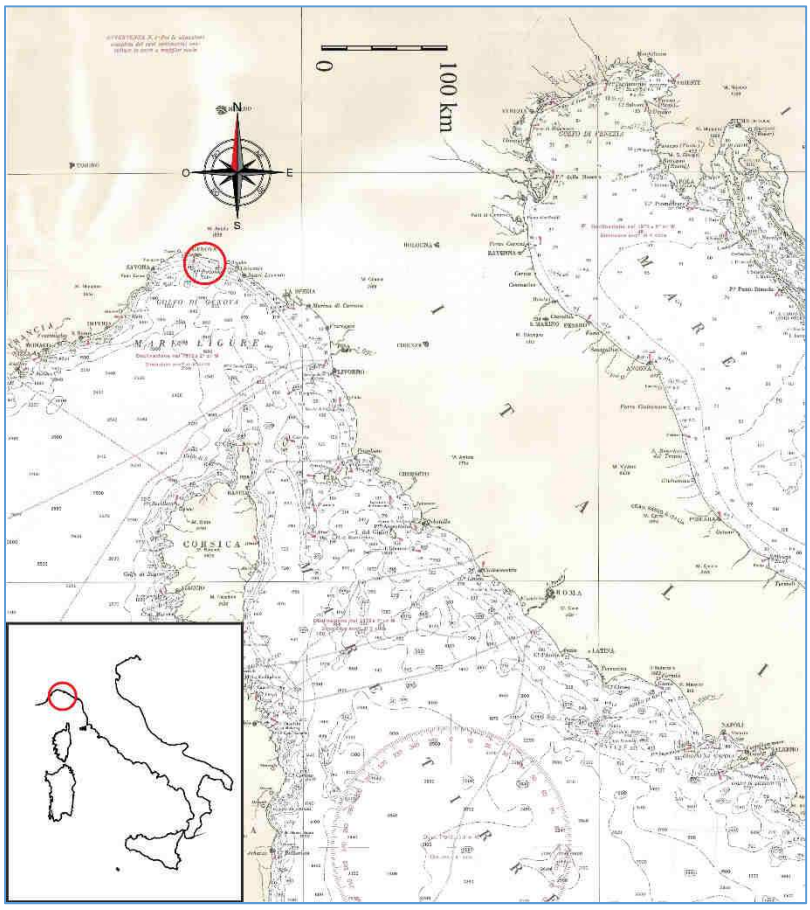


Figura 3. Paraggio di Genova Nervi.

2 CARATTERISTICHE DELLE ONDE E ANALISI DEGLI EVENTI ESTREMI

2.1 Altezze d'onda

In Tabella 1e in Tabella 2 sono riportati gli eventi al variare dell'altezza e del periodo dell'onda. La distribuzione direzione è visibile in Figura 4 e in Figura 5, rispettivamente. Le distribuzioni direzionali delle onde riportano le maggiori onde provenienti da W, con significativi contributi di tutto il quadrante S-W, dove i fetch geografici sono più estesi. Il quadrante N-E, ruotando verso N, è interessato da onde di altezza progressivamente più ridotte.

Tabella 1. Distribuzione direzionale delle altezze d'onda. Elaborazione dati KNMI nel settore 7°-11° E e 42°.7-45° N, periodo 1961-80. Direzioni tra 90° e 240° N.

H (m)/ DD (°N)	**1.0**	**2.0**	**3.0**	**4.0**	**5.0**	**6.0**	**>6.0**	**Totale**
90	1300	334	50	11	4	0	0	1699
100	624	152	34	6	3	0	0	819
110	533	132	16	2	1	15	0	699
120	606	133	21	5	0	0	0	765
130	579	173	19	3	0	1	0	775
140	726	212	24	6	0	0	0	968
150	545	150	17	4	0	0	0	716
160	691	199	18	5	0	0	0	913
170	524	117	22	0	0	0	0	663
180	1049	238	33	2	0	1	0	1323
190	625	155	27	5	0	0	0	812
200	991	344	59	4	1	1	0	1400
210	762	385	74	17	4	0	0	1242
220	1087	527	117	25	9	0	0	1765
230	1102	560	152	30	7	2	1	1854
240	1139	588	168	47	11	7	1	1962

Tabella 2. Distribuzione direzionale dei periodi delle onde, in classi di ampiezza 3 s. Elaborazione dati KNMI nel settore 7°-11° E e 42°-45° N, periodo 1961-80. Direzioni tra 90° e 240° N.

T (s)/DD (°N)	calma	3	6	9	12	>12	tot
90	741	845	175	8	0	16	1769
100	322	399	85	3	2	16	811
110	317	324	77	1	16	16	735
120	307	378	73	4	3	16	765
130	298	415	71	4	1	16	789
140	398	473	101	5	1	17	978
150	303	321	84	3	0	17	711
160	368	451	92	5	0	16	916
170	292	302	67	3	1	16	665
180	616	597	123	3	1	20	1340
190	293	387	83	6	1	16	770
200	500	693	170	9	3	16	1375
210	394	626	191	18	2	16	1231
220	531	930	262	25	1	16	1749
230	392	526	197	16	2	12	1145
240	431	730	283	15	1	11	1471

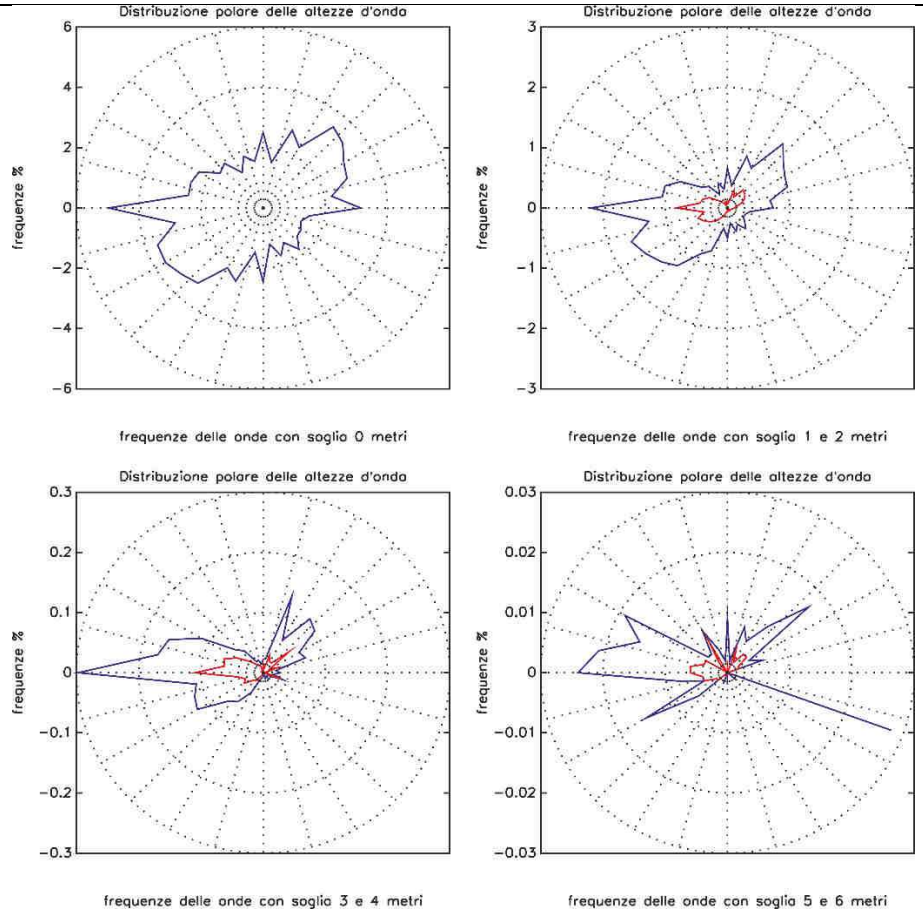


Figura 4. Distribuzione direzionale in frequenza delle onde per classi di altezza d'onda. Elaborazione dati KNMI settore 7'-11°E 42°-45°N anni 1961-1980.

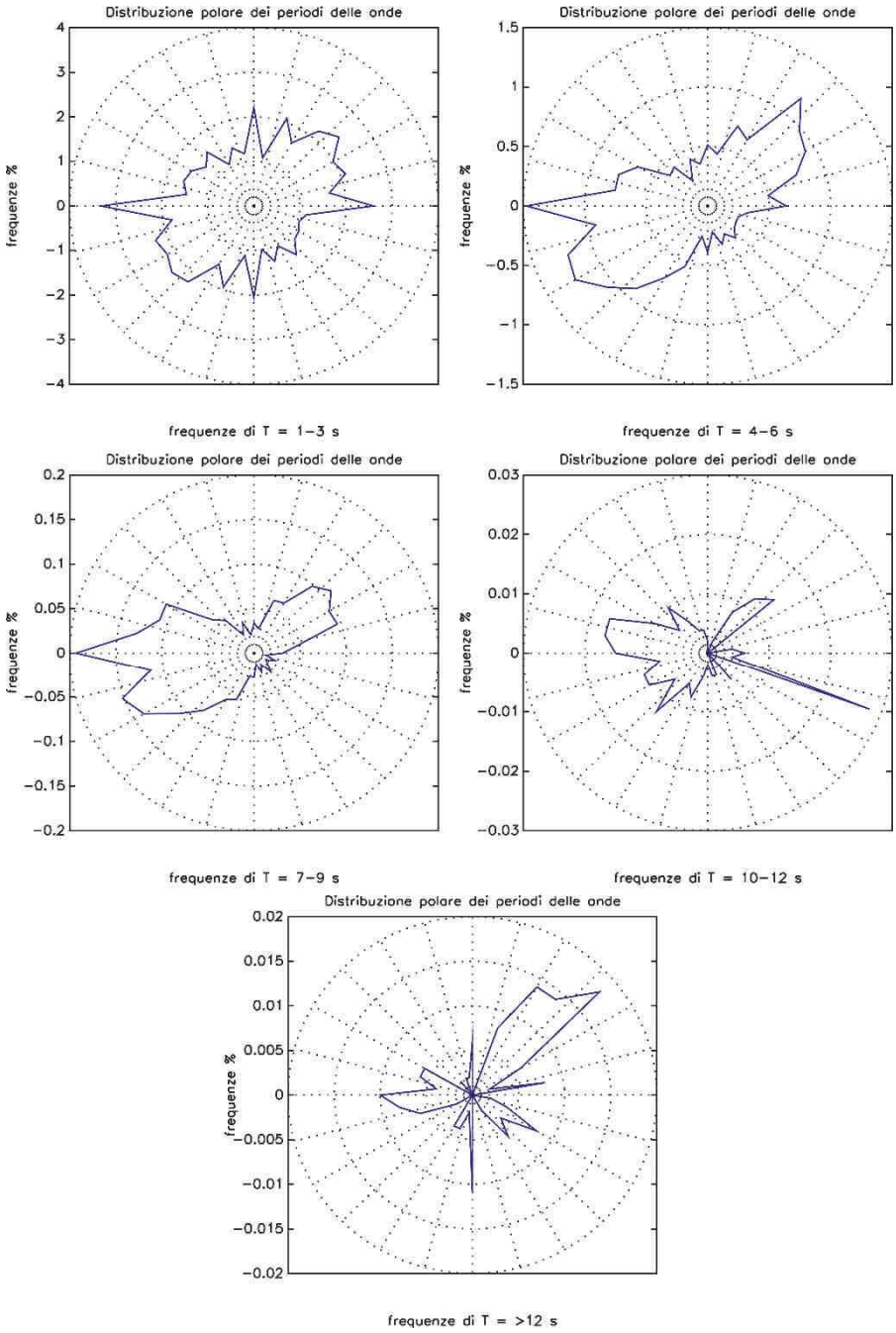


Figura 5. Distribuzione direzionale in frequenza delle onde per classi di periodo d'onda. Elaborazione dati KNMI settore 7'-11°E 42°-45°N anni 1961-1980.

La distribuzione degli estremi delle onde è stata stimata suddividendo il settore di traversia nei due sottosettori, 130-180 °N e 180-220 ºN. La distribuzione di probabilità delle onde estreme, separatamente per i due settori, è stata calcolata secondo la distribuzione di Fisher-Tippet II:

$$P(H) = exp\left[-\left(1 + \frac{H - B}{kA}\right)^{-k}\right]$$

con la seguente funzione inversa:

$$H = B - kA\left[1 - \left(-\ln P\,(H)\right)^{-1/k}\right]$$

Nella progettazione di molte opere risulta significativo definire, insieme all'onda di progetto con fissato tempo di ritorno, la probabilità di superamento di tale onda durante la vita della struttura, detta anche probabilità di incontro. Secondo Borgman (1963) tale probabilità è esprimibile nella forma:

$$E = 1 - \left(1 - \frac{\delta}{Tr}\right)^{L/\delta}, \frac{Tr^2}{\delta L} \gg 1$$

E = probabilità di superamento di H nell'intervallo di tempo L

L = vita utile di progetto della struttura

Tr = tempo di ritorno

δ = intervallo di tempo medio tra i dati.

Una buona approssimazione della precedente equazione è

$$E \approx 1 - exp\left(-\frac{L}{Tr}\right).$$

In generale, fissato il tempo di vita utile dell'opera e il rischio ammissibile (legato alla natura della struttura, a valutazioni economiche, ecc.), si calcola il tempo di ritorno dell'onda di progetto al largo e, quindi, l'altezza dell'onda di progetto al largo.

Per opere o installazioni comportanti un elevato rischio di perdita di vite umane o di danno ambientale in caso di collasso, le Istruzioni Tecniche per la Progettazione di Dighe Marittime indicano un livello di sicurezza tra 2 e 3, corrispondente a una vita di progetto di 25 o di 50 anni nel caso di infrastrutture a uso specifico, quale un pontile per l'attracco di petroliere. La probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita dell'opera è riportata in Tabella 3.

Tabella 3. Probabilità di danneggiamento ammissibile sulla base del livello di danno e di rischio.

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

Per strutture flessibili il danneggiamento incipiente è inteso come il livello di danneggiamento al di sopra del quale il danno è apprezzabile e risulta necessario intervenire con lavori di riparazione. Per rischio limitato di vite umane si intende il caso in cui, a seguito del danneggiamento, non è logico prevedere perdita di vite umane; se questa è preventivabile, il rischio è elevato. Per ripercussione economica bassa, media o alta si intendono i casi nei quali

il rapporto tra i costi diretti del danneggiamento sommati a quelli indiretti legati alla perdita di funzionalità della struttura e il costo totale delle opere è minore di 5, tra 5 e 20 o maggiore di 20.

Nel caso in esame si assume una ripercussione economica media e un rischio di vita umana limitata per il caso di danneggiamento incipiente, corrispondente a una probabilità di superamento E = 0.25 per una vita di progetto di 50 anni. Per il caso di distruzione totale la probabilità di superamento deve essere non superiore a E = 0.10.

Il tempo di ritorno dell'onda di progetto, associato a una vita utile dell'opera *L* e per la probabilità di danneggiamento *E* è pari a:

$$Tr = \frac{r}{1-(1-E)^{r/L}}$$

Anche il periodo dell'onda potrebbe essere calcolato su base statistica. Tuttavia, è conveniente calcolarlo in relazione alle caratteristiche dell'onda di progetto. Un limite inferiore al periodo delle onde è posto dalla massima ripidità. Secondo Battjes (1970), la ripidità limite delle onde in acque profonde è:

$$\frac{2\pi H}{gT^2} \leq \frac{1}{16}.$$

Una buona approssimazione al limite superiore del periodo dell'onda, fissata l'onda di progetto, è fornita dalla relazione (Grancini, 1979)

$T = 4.062H^{0.513}$,

ritenuta valida nel Mediterraneo.

Le curve di rischio sono riportate in Figura 6 e i valori di altezza e periodo d'onda corrispondenti a differenti valori di vita dell'opera e di probabilità di danneggiamento sono riportati in

Tabella 4 e in

Tabella 5 per i due settori.

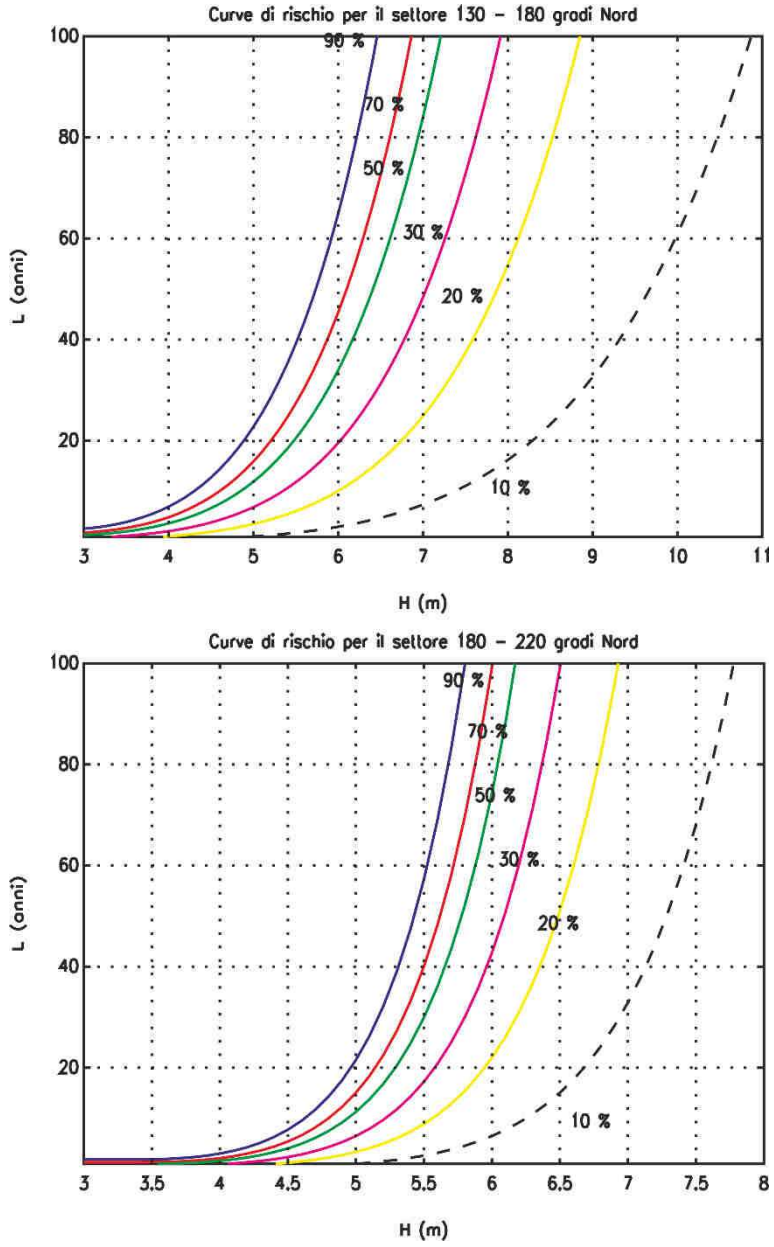


Figura 6. Curve di rischio per le altezze d'onda secondo Borgman e Fretchet.

Tabella 4. Settore 130°-180° N. Caratteristiche delle onde per differenti percentuali di rischio E e tempi di vita utile dell'opera L.

E	10%		20%		30%		50%		70%		90%	
L (anni)	H(m)	T(s)	H(m)	T(s)	H(m)	T(s)	H(m)	T(s)	H(m)	T(s)	H(m)	T(s)
5	6.56	10.66	5.78	9.99	5.35	9.60	4.78	9.06	4.36	8.65	3.90	8.17
10	7.38	11.32	6.50	10.61	6.01	10.19	5.37	9.63	4.89	9.18	4.39	8.67
25	8.61	12.25	7.59	11.48	7.01	11.03	6.27	10.42	5.71	9.93	5.12	9.39
50	9.67	13.01	8.53	12.19	7.88	11.71	7.05	11.06	6.42	10.54	5.75	9.97
100	10.87	13.81	9.58	12.95	8.85	12.43	7.92	11.74	7.21	11.19	6.47	10.58

Tabella 5. Settore 190°-220° N. Caratteristiche delle onde per differenti percentuali di rischio E e tempi di vita utile dell'opera L.

E	10%		20%		30%		50%		70%		90%	
L (anni)	H(m)	T(s)	H(m)	T(s)	H(m)	T(s)	H(m)	T(s)	H(m)	T(s)	H(m)	T(s)
5	5.85	10.06	5.45	9.69	5.21	9.48	4.89	9.17	4.64	8.93	4.37	8.65
10	6.25	10.40	5.83	10.03	5.57	9.80	5.23	9.49	4.96	9.24	4.66	8.95
25	6.82	10.87	6.35	10.48	6.08	10.25	5.71	9.92	5.41	9.66	5.09	9.36
50	**7.28**	11.25	6.78	10.84	6.49	10.60	6.09	10.26	5.78	9.99	5.43	9.68
100	7.78	11.63	7.24	11.21	6.93	10.96	6.50	10.61	6.17	10.33	5.80	10.02

Tali risultati concordano con le analisi di Boccotti (1986) relative al settore di interesse, secondo quanto riportato nel diagramma in Figura 7, dal quale si desume che l'onda con periodo di ritorno Tr = 25 anni ha un'altezza di 7.50 m e un periodo di 12 s

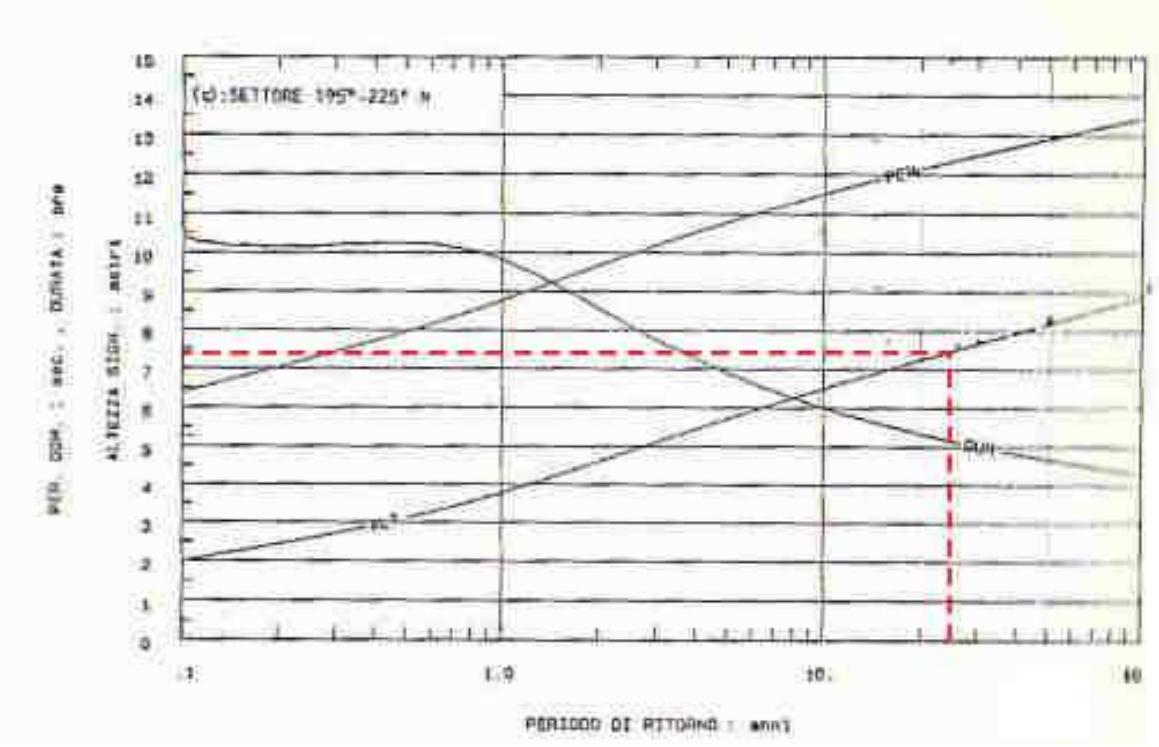


Figura 7. Altezza e periodo dell'onda al variare del tempo di ritorno, per il paraggio di interesse (da Boccotti, 1986).

Le registrazioni con la boa ondametrica della Rete Ondametrica Nazionale presso La Spezia (Figura 8), concordano con le analisi eseguite. La Tabella 6 riporta le altezze d'onda registrate ed estrapolate a 10 e 50 anni. Per il settore di interesse, La Spezia 195-260 °N, le registrazioni dei dati continui riportano H = 7.10 m (registrata) e H= 7.80 m (con Tr = 50 anni).

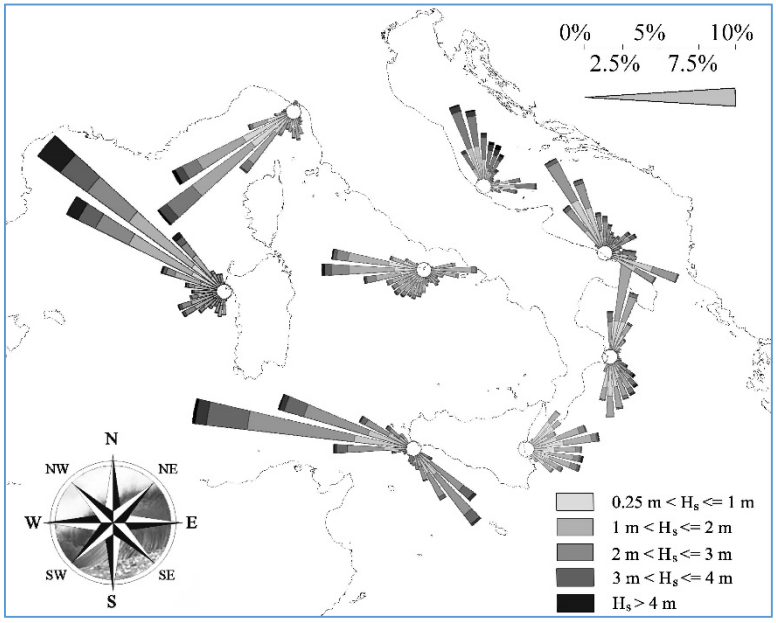


Figura 8. Regimi di moto ondoso per le 8 stazioni di misura originali RON (da Piscopia et al., 2003)

Tabella 6. Confronto tra i risultati delle analisi degli eventi estremi effettuate sui dati triorari e su quelli continui della RON-SIMN (legenda: H_{max}=altezza significativa massima osservata; H_{10} = altezza significativa con tempo di ritorno decennale; H_{50} = altezza significativa con tempo di ritorno cinquantennale). (da Piscopia et al., 2003)

	Dati Triorari			*Dati Continui*			*Differenze*		
Stazione di misura	H_{max}	H_{10}	H_{50}	H_{max}	H_{10}	H_{50}	H_{max}	H_{10}	H_{50}
Alghero (170-220)	5.2	4.1	**6.0**	5.2	4.1	**6.0**	0.0	0.0	**0.0**
Alghero (220-275)	5.5	5.5	**6.6**	6.3	5.9	**7.3**	0.8	0.4	**0.7**
Alghero (275-335)	9.1	8.8	**9.7**	9.8	9.7	**10.8**	0.7	0.9	**1.1**
Catania (30-90)	5.1	4.8	**5.7**	5.3	5.1	**6.3**	0.2	0.3	**0.6**
Catania(90-150)	5.7	5.4	**6.4**	6.3	5.7	**6.9**	0.6	0.3	**0.5**
Crotone (350-90)	4.7	4.4	**5.0**	4.9	4.8	**5.4**	0.2	0.4	**0.4**
Crotone (90-210)	5.6	5.5	**5.9**	6.2	6.0	**6.7**	0.6	0.5	**0.8**
La Spezia (135-195)	5.8	4.4	**6.5**	5.8	4.4	**6.5**	0.0	0.0	**0.0**
La Spezia (195-260)	6.6	6.2	**7.1**	7.1	6.6	**7.8**	0.5	0.4	**0.7**
Mazara (100-180)	5.2	4.9	**5.6**	6.2	5.5	**6.7**	1.0	0.6	**1.1**
Mazara (260-320)	5.9	6.0	**6.7**	6.6	6.4	**7.3**	0.7	0.4	**0.6**
Monopoli (310-10)	4.4	4.4	**5.0**	4.5	4.5	**5.0**	0.1	0.1	**0.0**
Monopoli (10-70)	5.1	4.6	**5.6**	5.2	4.9	**5.8**	0.1	0.3	**0.2**
Monopoli (70-130)	3.3	3.2	**3.8**	3.8	3.5	**4.6**	0.5	0.3	**0.8**
Pescara (320-10)	5.2	5.1	**6.0**	5.3	5.4	**6.6**	0.1	0.3	**0.6**
Pescara (10-70)	5.8	5.2	**5.8**	6.2	5.8	**6.6**	0.4	0.6	**0.8**
Pescara (70-130)	3.4	2.4	**3.2**	3.7	3.5	**4.1**	0.3	1.1	**0.9**
Ponza (70-190)	4.2	4.0	**4.7**	4.5	4.1	**5.1**	0.3	0.1	**0.4**
Ponza (190-250)	5.5	5.4	**6.6**	5.5	5.4	**6.6**	0.0	0.0	**0.0**
Ponza (250-310)	7.1	6.3	**7.5**	7.9	7.1	**8.6**	0.8	0.8	**1.1**

3 IL MODELLO NUMERICO

3.1 Caratteristiche del sito

In Figura 9 è riportata la posizione del porticciolo di Nervi, Comune di Genova, ed è evidenziata l'area di interesse per la modellazione numerica.



Figura 9. Posizione del porto di Nervi e inquadramento dell'area modellata.

3.2 Batimetria

Sulla base dei dati batimetrici forniti dal Committente è stata predisposta una batimetria di calcolo a maglia triangolare (mesh di calcolo), che copre un tratto di litorale esteso lungo costa e verso il largo per circa 5 km, fino alla profondità di circa 100 m.

La *mesh* di calcolo è stata costruita utilizzando l'approccio a maglia flessibile: la risoluzione spaziale al largo (lunghezza media dei lati dei triangoli) è di circa 40 m; sotto costa la risoluzione è maggiore, fino ad arrivare a elementi con lato pari a 2 m (1.5 nel caso della geometria di progetto).

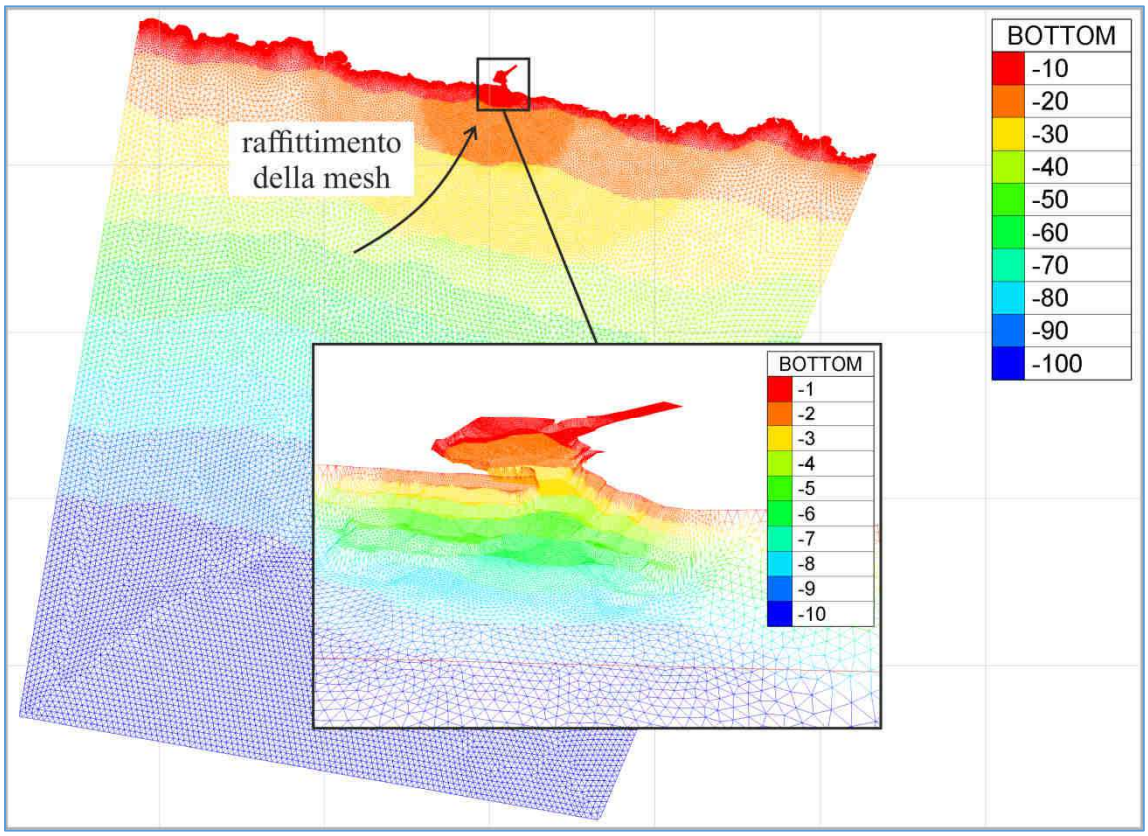


Figura 10. Mesh di calcolo nello stato di fatto.

3.3 La trasformazione delle onde

Le onde di mare, propagandosi dal largo sotto costa, sono soggette a rifrazione e *shoaling*, con variazione di direzione, lunghezza e altezza. In presenza di frontiere rappresentate da dighe, pennelli, opere antropiche o strutture naturali che delimitano bacini, sono soggette anche a diffrazione e riflessione. In letteratura sono riportati numerosi modelli di trasformazione delle onde. Nel presente Studio si è fatto uso del modello implementato nel software open-source TELEMAC (AA.VV., 2014) con il modulo addizionale ARTEMIS. Nel modello adottato, ogni attacco ondoso è rappresentato spettralmente. Si è assunta una distribuzione in frequenza al largo di tipo JONSWAP (Hasselman *et al.* 1973).

L'integrazione delle equazioni che descrivono il processo è eseguita discretizzando il fondale con *mesh* triangolari non strutturate (Figura 10).

La riflettenza delle frontiere è stata desunta da dati di letteratura. In particolare, le pareti verticali hanno riflettenza R = 0.99, le gettate a scogliera R = 0.40 (SPM, 1984), le spiagge R = 0.30 (Goda, 1995), le banchine verticali assorbenti R = 0.70.

3.4 L'attacco ondoso di progetto

Allo scopo di verificare l'effetto delle nuove opere in progetto, è stato analizzato lo scenario di un'onda corrispondente a una probabilità di superamento E = 10% per una vita utile dell'opera L = 50 anni, con altezza d'onda significativa Hs = 7.50 m e periodo T = 12 s, proveniente da 210°N, discretizzata in frequenza con 15 componenti, con spettro di tipo JONSWAP.

I risultati, in forma di zone di equiagitazione, sono visibili nelle figure seguenti per lo stato attuale e lo stato di progetto a e B, rispettivamente. Nello stato di progetto A si registra una modesta riduzione dell'agitazione ondosa all'interno del bacino, meno evidente per il progetto B. In entrambe le ipotesi di progetto l'altezza d'onda in corrispondenza della diga foranea è significativamente ridotta.

4 RISULTATI

In Tabella 7 sono riportate le principali caratteristiche delle simulazioni eseguite con geometria relativa allo stato di fatto.

Tabella 7. Parametri delle simulazioni eseguite nello stato di fatto.

Simulazione	Hs	DD	Tp	Q
	(m)	(°N)	(s)	(m^3/s)
Sim_01	7.5	210	12	0
Sim_02	3.75	210	8.69	0
Sim_04	3.75	210	8.69	50

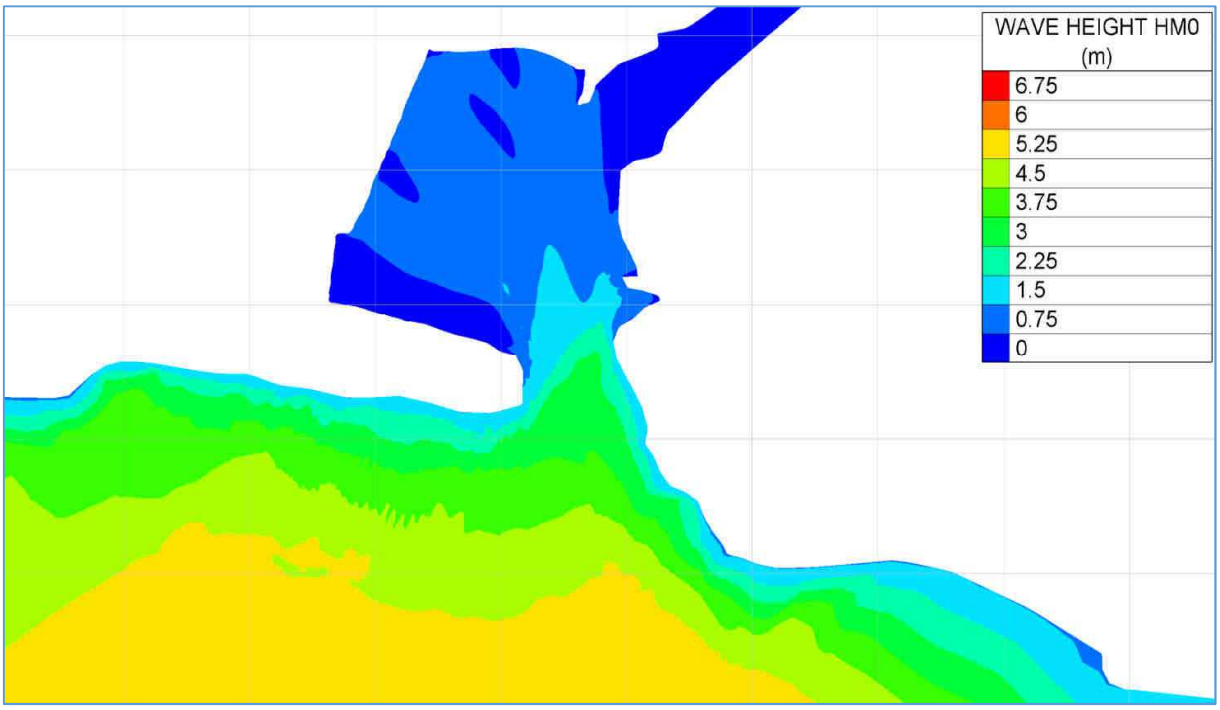


Figura 11. Simulazione No 1, stato di fatto. Altezza d'onda. Hs =7.5 m, DD=210 °N, Tp = 12 s, Q = 0 m^3/s.

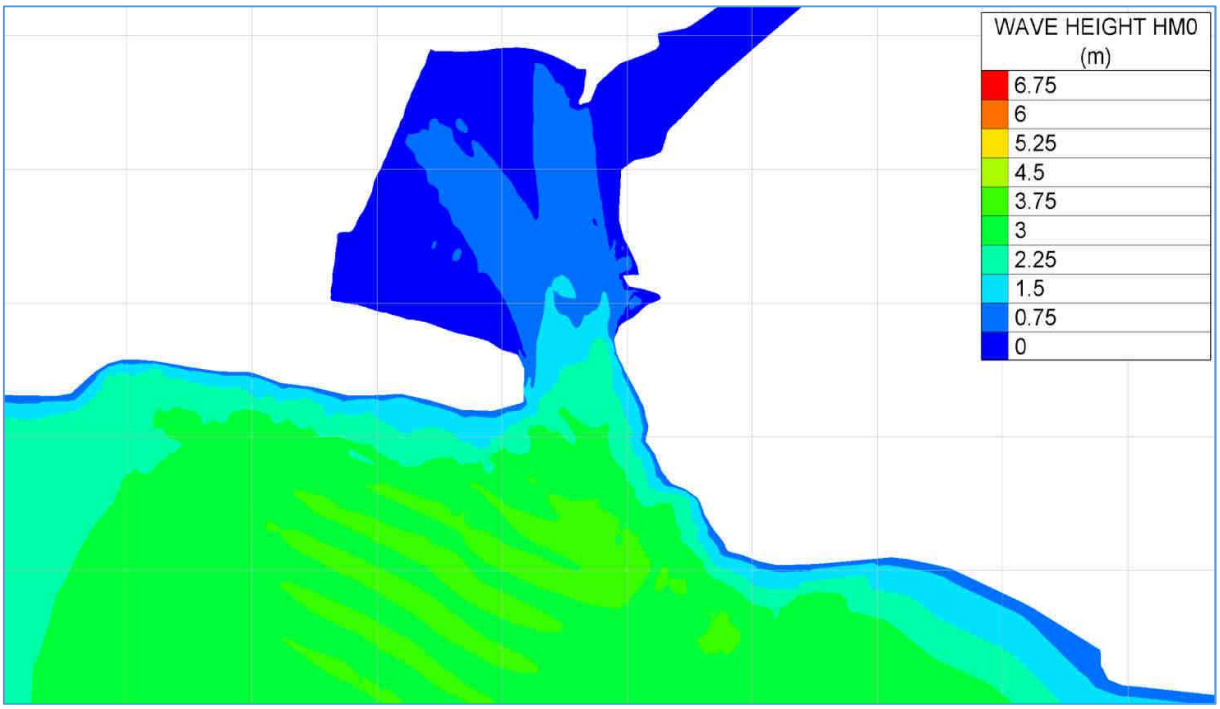


Figura 12. Simulazione No 2, stato di fatto. Altezza d'onda. Hs =3.75 m, DD=210 °N, Tp = 8.69 s, Q = 0 m³/s.

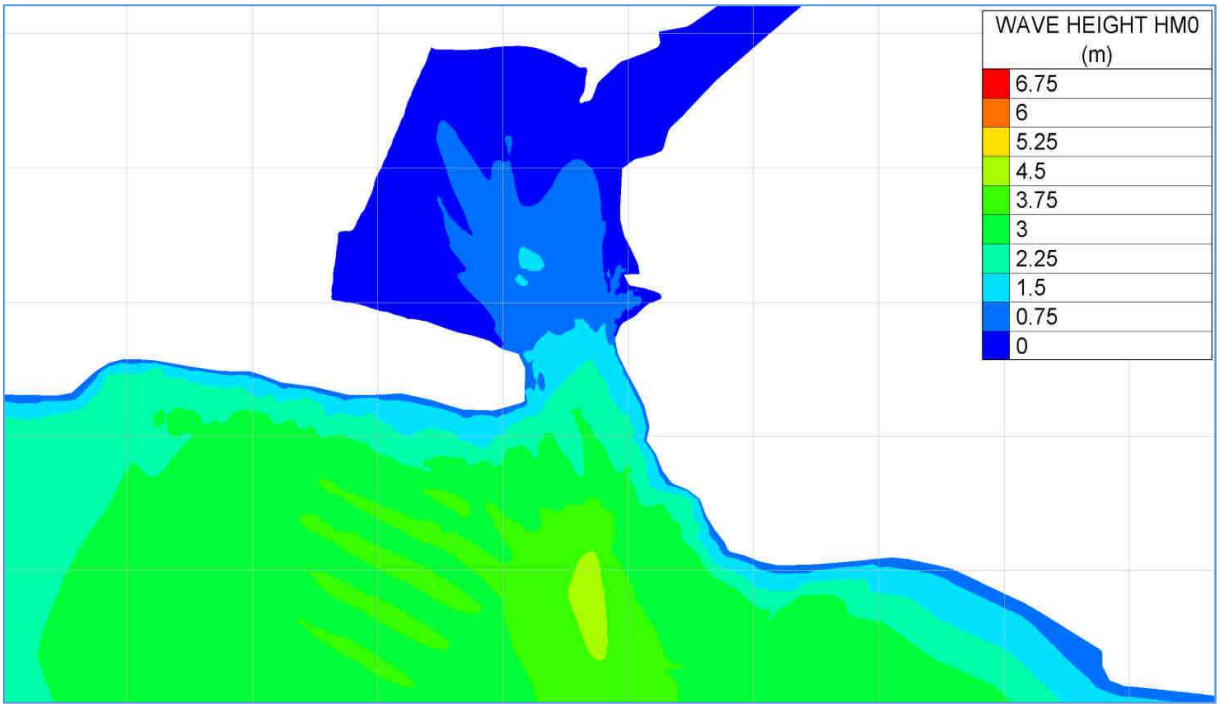


Figura 13. Simulazione No 4, stato di fatto. Altezza d'onda. Hs =3.75 m, DD=210 °N, Tp = 8.69 s, Q = 50 m³/s.

In Figura 13 è possibile osservare che la corrente in uscita dal torrente Nervi (Q =50 m^3/s) non determina sostanziali modificazioni del campo ondoso in prossimità dell'imbocco del porticciolo.

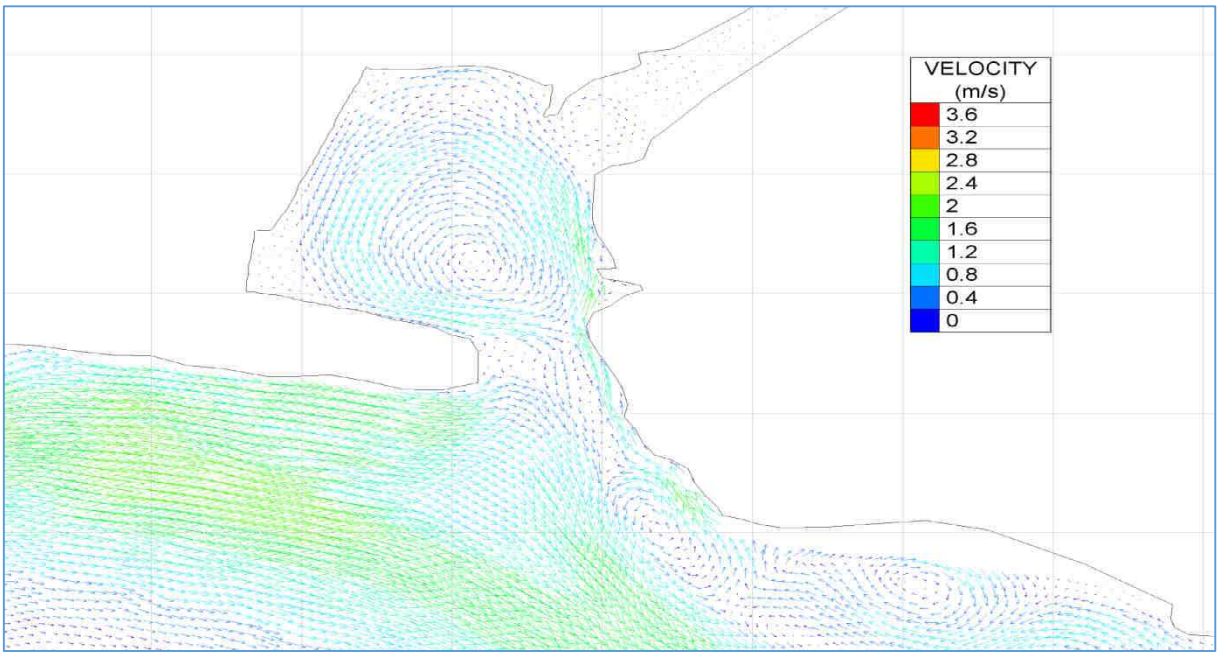


Figura 14. Simulazione No 1, stato di fatto. Campo di velocità. Hs =7.5 m, DD=210 °N, Tp = 12 s, Q = 0 m³/s.

In Tabella 8 sono riportate le principali caratteristiche delle simulazioni eseguite con geometria di progetto (soluzione A: scogliera soffolta completa).

Tabella 8. Parametri delle simulazioni eseguite per lo stato di progetto A (con prolungamento della soffolta).

Simulazione	**Hs**	**DD**	**Tp**	**Q**
	(m)	(°N)	(s)	(m^3/s)
Sim_05	7.5	210	12	0

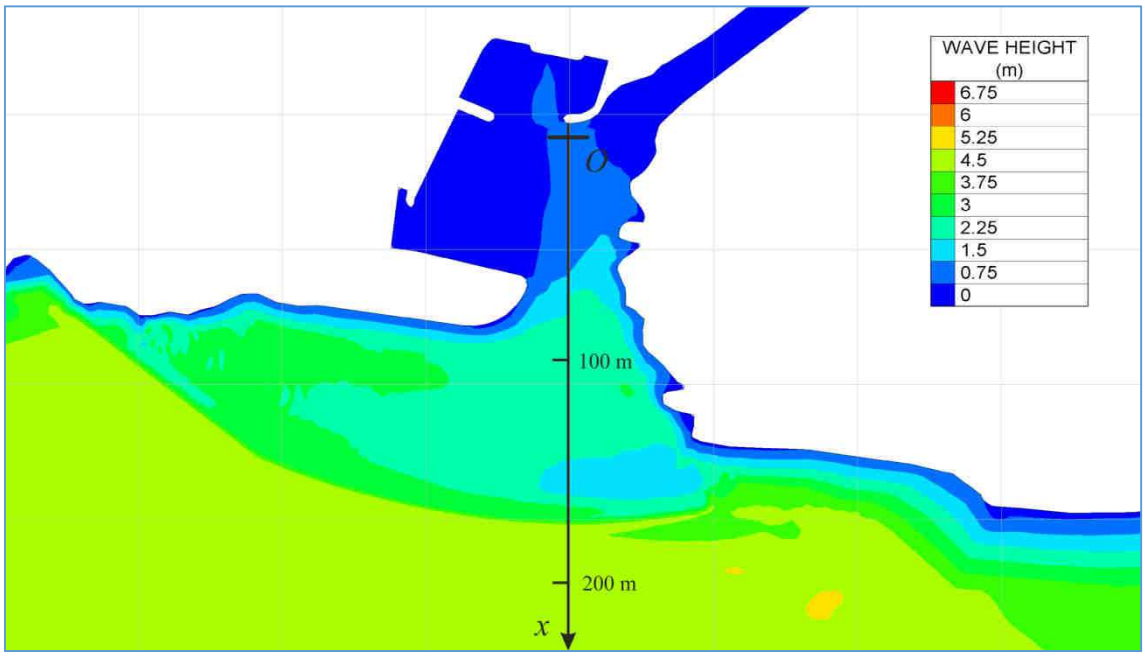


Figura 15. Simulazione No 5, progetto A (con prolungamento della soffolta). Altezza d'onda. Hs =7.5 m, DD= 210 °N, Tp = 12 s, Q = 0 m³/s.

In Tabella 8 sono riportate le principali caratteristiche delle simulazioni eseguite con geometria di progetto (soluzione B: scogliera soffolta di dimensioni ridotte).

Tabella 9. Parametri delle simulazioni eseguite per lo stato di progetto B (senza prolungamento della soffolta).

Simulazione	**Hs**	**DD**	**Tp**	**Q**
	(m)	(°N)	(s)	(m^3/s)
Sim_07	7.5	210	12	0

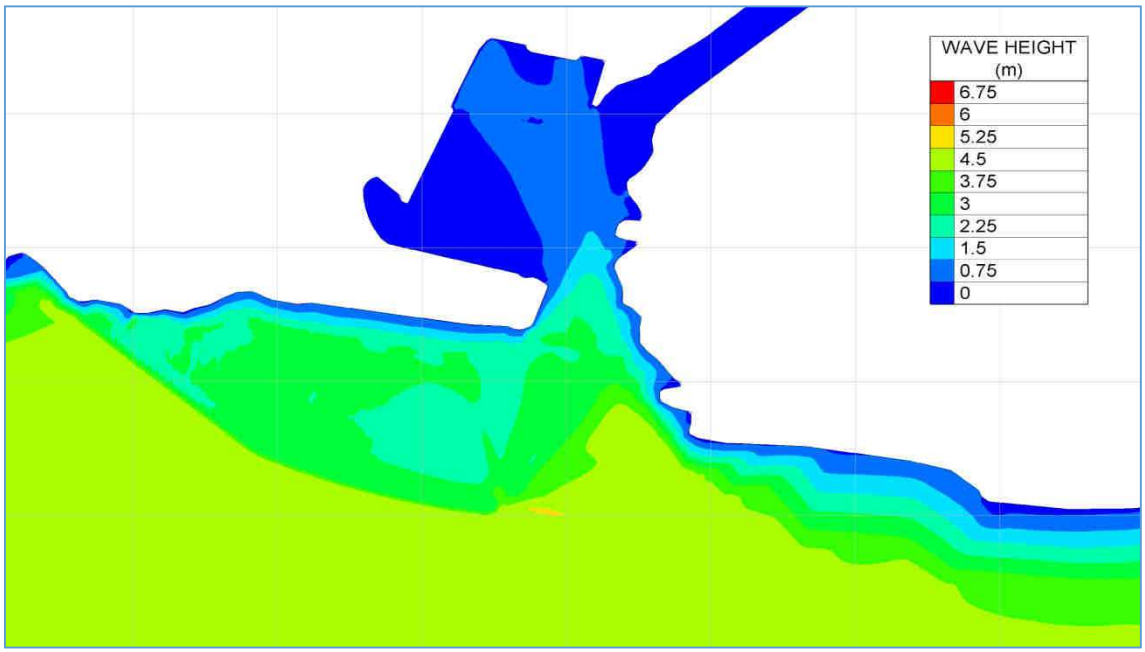


Figura 16. Simulazione No 7, progetto B (senza prolungamento della soffolta). Altezza d'onda. Hs =7.5 m, DD=210 °N, Tp = 12 s, Q = 0 m³/s.

In Figura 17 è possibile osservare un confronto tra le altezze d'onda lungo la coordinata definita in Figura 15 per le simulazioni di maggiore interesse (Sim_01, Sim_05 e Sim_07).

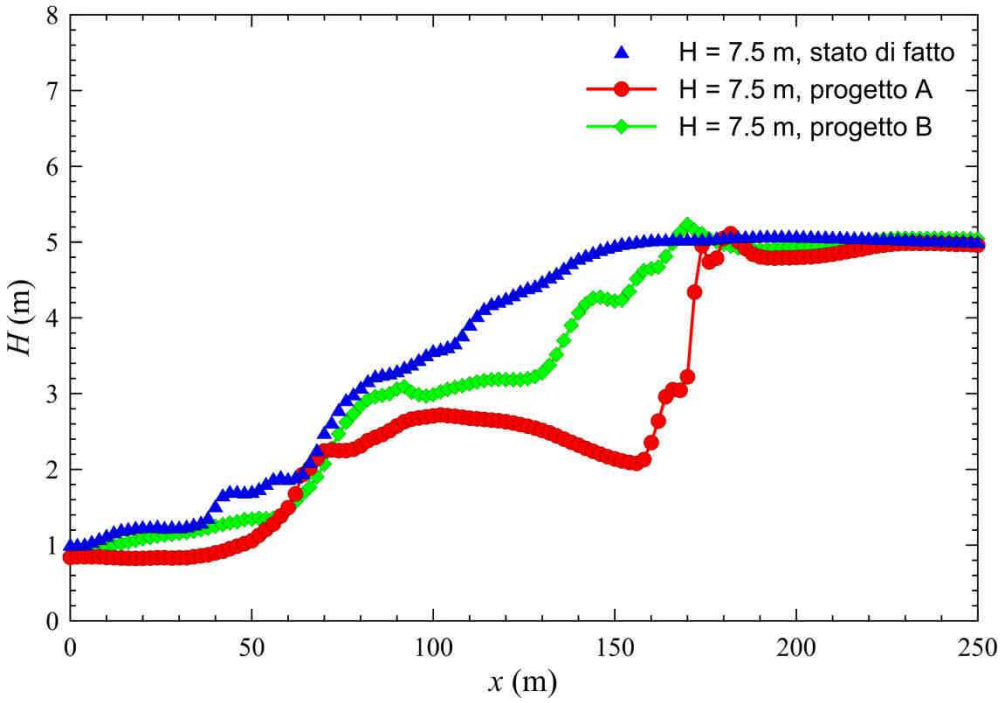


Figura 17. Confronto tra l'altezza d'onda nello stato di fatto (triangoli) e di progetto (cerchi per la soluzione A e rombi per la soluzione B). I dati sono estratti lungo l'asse definito in Figura 15. Hs =7.5 m, DD= 210 °N, Tp = 12 s, Q = 0 m³/s.

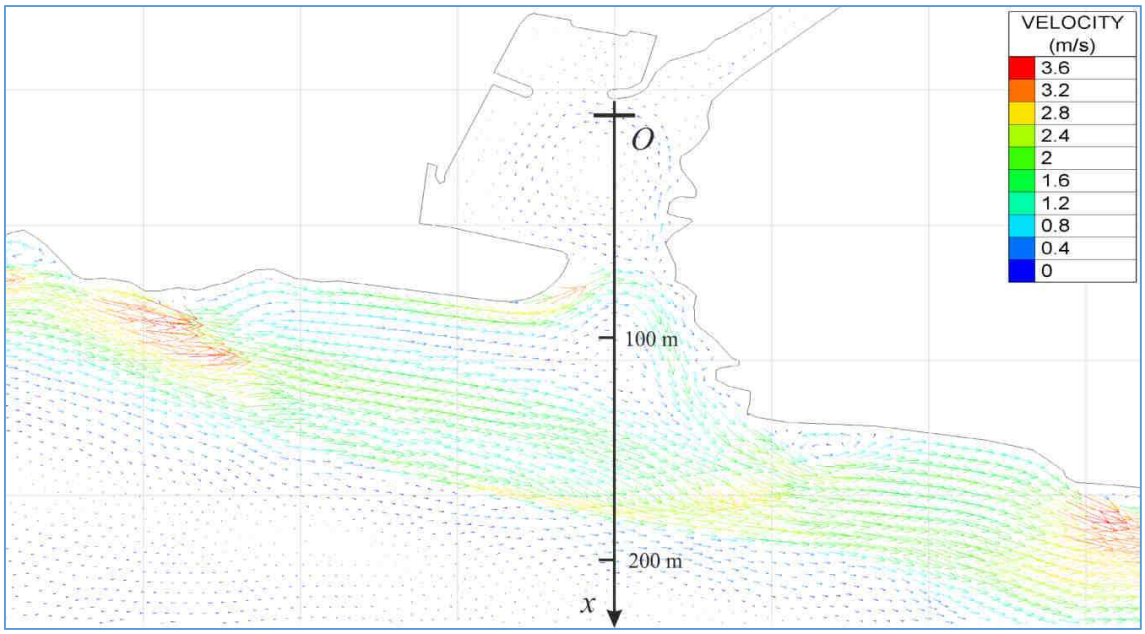


Figura 18. Simulazione No 5, progetto A (con prolungamento della soffolta). Campo di velocità. Hs =7.5 m, DD=210 °N, Tp = 12 s, Q = 0 m³/s.

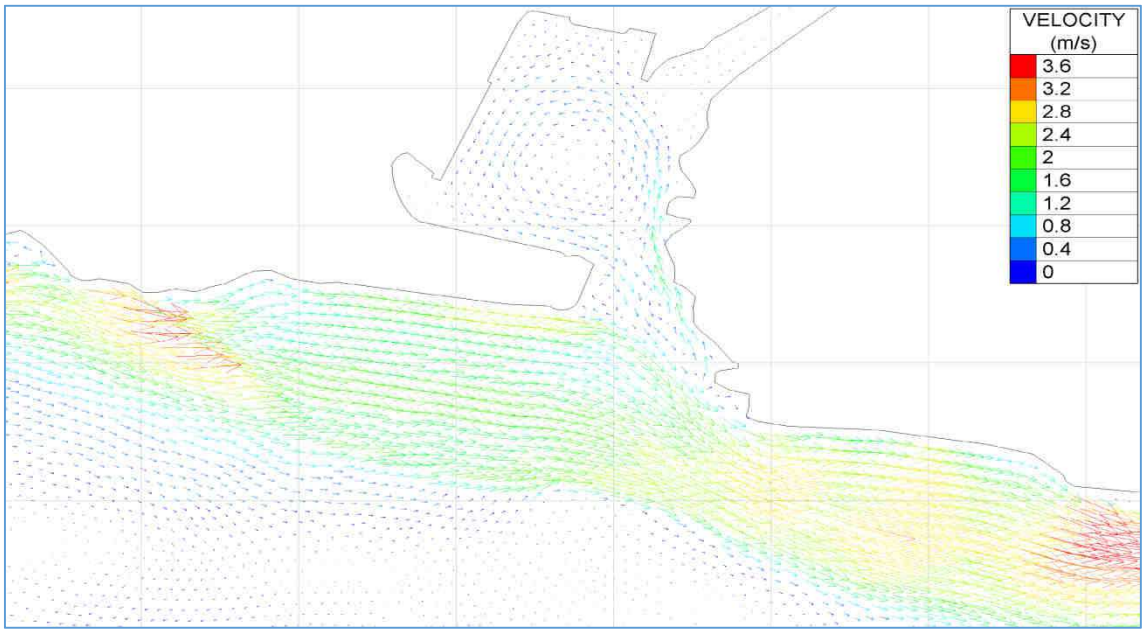


Figura 19. Simulazione No 7, progetto B (senza prolungamento della soffolta).. Campo di velocità. Hs =7.5 m, DD=210 °N, Tp = 12 s, Q = 0 m³/s.

In Figura 20 è possibile osservare un confronto tra la velocità indotta dalle correnti lungo la coordinata definita in Figura 18 per le simulazioni di maggiore interesse (Sim_01, Sim_05 e Sim_07).

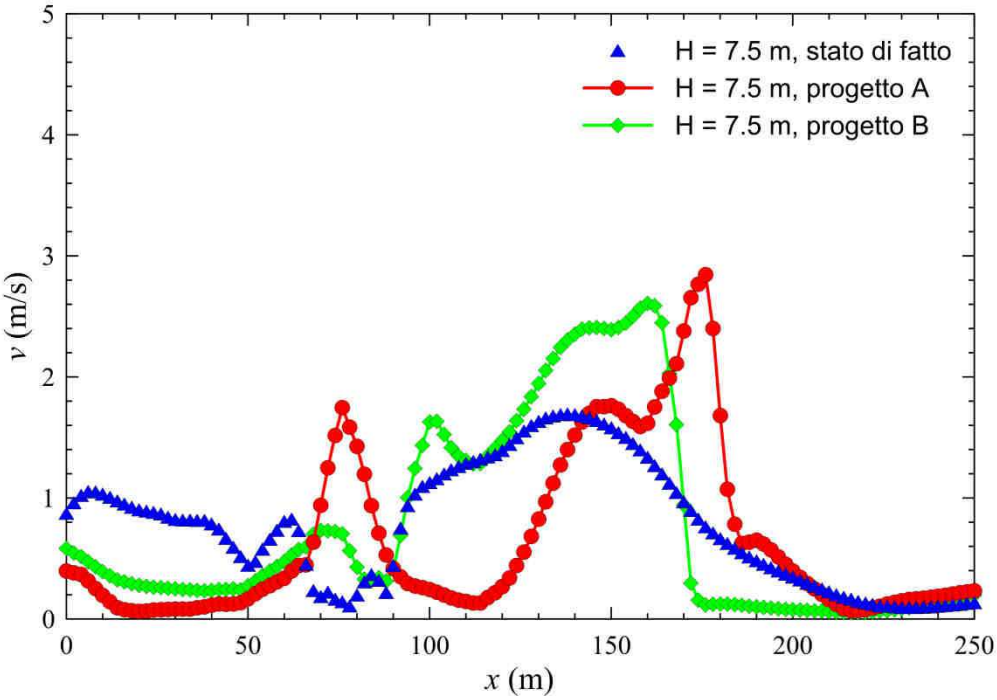


Figura 20. Confronto tra le velocità lungo costa nello stato di fatto (triangoli) e di progetto (cerchi per la soluzione A e rombi per la soluzione B). I dati sono estratti lungo l'asse definito in Figura 18. Hs =7.5 m, DD= 210 °N, Tp = 12 s, Q = 0 m^3/s.

Per quanto riguarda la soluzione C che prevede la realizzazione di un accosto in testata alla diga di difesa e l'allargamento della scogliera di protezione della stessa, oltre all'abbassamento della berma della scogliera soffolta di fronte all'imboccatura portuale, si prevede che gli studi già svolti siano sufficienti a definire l'accettabilità della soluzione. Sono comunque in corso di completamento le analisi idrauliche nella configurazione definitiva delle opere in corrispondenza dell'accesso al bacino portuale.

5 PROGETTO DELLE OPERE DI DIFESA ESTERNA

5.1 Descrizione delle opere

5.1.1 Scogliera soffolta

Di fronte all'esistente molo frangiflutti è prevista la realizzazione di una barriera sommersa sulla profondità di circa -8,00 m l.m.m. costituita da una scogliera in massi naturali. L'opera sarà costituita da un nucleo protetto da una mantellata in massi naturali di opportune dimensioni, come di seguito riportato.

In sede di prima stesura del progetto era stata prevista una berma con sommità a quota -3,00 l.m.m. di larghezza 6,00 m.

A seguito della richiesta dell'Amministrazione di abbassare la sommità della soffolta in corrispondenza dell'imboccatura del porticciolo, in modo da consentire il transito delle imbarcazioni nelle normali condizioni di mare e l'accesso al porto con sicurezza, anche in caso di mareggiate non particolarmente violente ad eventuali natanti in cerca di rifugio, la profondità della stessa è stata fissata alla quota -4,00 m l.m.m. pari alla quota del fondale in corrispondenza dell'imboccatura portuale.

5.1.2 Revisione della mantellata della scogliera esistente

Su richiesta dell'Amministrazione è previsto di allargare la berma di sommità della scogliera esistente per tutta la sua lunghezza, raccordando l'estremità lato mare del nuovo pontile in testata con la radice di ponente della scogliera esistente.

5.2 Parametri di progetto

Sulla base dei risultati delle valutazioni preliminari effettuate e successivamente approfondite tramite le analisi numeriche di cui sopra, si assumono i seguenti parametri di progetto:

Onda al largo

$H_0 = 7,5$ m altezza dell'onda significativa

T_p = 13,2 s periodo di picco dell'onda

Onda incidente al piede della barriera soffolta

H_0 = 5,85 m altezza dell'onda significativa su fondale 9 m

T_p = 13,2 s periodo di picco dell'onda

Onda trasmessa al piede della scogliera esistente

H_t = 4,0 m altezza dell'onda significativa

T_p = 13,2 s periodo di picco dell'onda

5.3 Dimensionamento delle mantellate

5.3.1 Scogliera soffolta

Il dimensionamento dei massi di mantellata viene eseguito secondo quanto indicato nella pubblicazione "Stability of Low-crested and Reef Breakwaters" degli autori J.W. van der Meer e K.W. PilarcziK, basata su precedenti studi effettuati da J.W. van der Meer sulle scogliere in generale.

Il dimensionamento dei massi di protezione si basa sulla seguente relazione

$$N_s^* = H_s^{2/3} L_p^{1/3} / \Delta D_{n50}$$

dove

N_s^* numero di stabilità spettrale

H_s altezza dell'onda significativa incidente

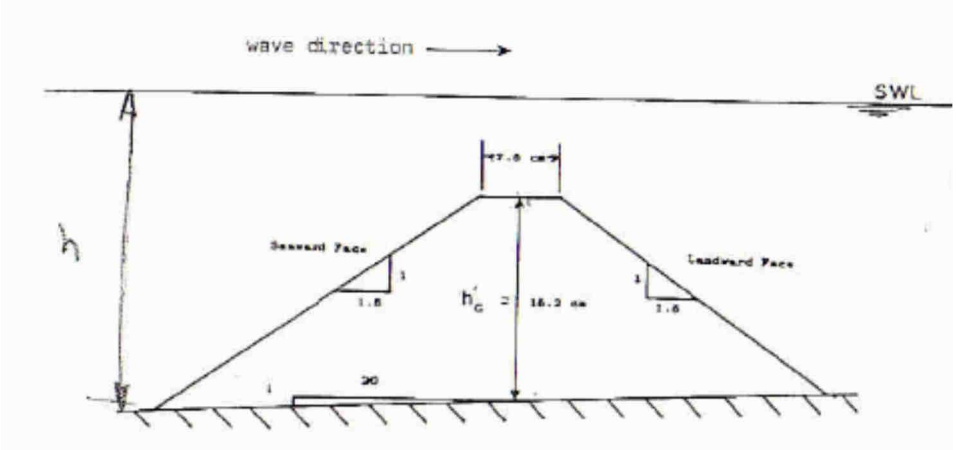
L_p lunghezza dell'onda incidente al piede della struttura calcolata in base al periodo di picco T_p

D_{n50} diametro nominale dei massi

$\Delta = \gamma_s / \gamma_w - 1$ densità relativa dei massi con γ_s la densità dei massi e γ_w la densità dell'acqua di mare

Per le barriere sommerse il parametro N_s^* è funzione del rapporto h_c'/h tra l'altezza della berma e la profondità del fondale e del livello di danneggiamento ammesso S, secondo la relazione che segue

$h_c'/h = (2,1 + 0,1S) \exp(-0,14\ N_s^*)$



Assumendo

S = 2 (inizio del danneggiamento)

h_c' = 5,00 m

h = 8,00 m

si ottiene

N_s^* = 9,3

Inoltre, essendo

H_s = 5,85 m

L_p = 125 m

$\Delta = \gamma_s / \gamma_w - 1 = 2,6 / 1,025 - 1 = 1,54$

risulta

D_{n50} = 1,14 m

e, pertanto, il peso nominale dei massi è

$W_{50} = \gamma_s D_{n50}^3$ = 3,85 t

Pertanto, la mantellata sarà costituita da massi con peso compreso tra 3 e 7 t.

I massi saranno disposti su due strati sovrapposti a protezione del nucleo.

5.3.2 Revisione scogliera esistente

Il dimensionamento dei massi di mantellata viene eseguito secondo il metodo di Van der Meer.

Il peso nominale dei massi viene determinato come

$W_{50} = \gamma_s D_{n50}^3$ = 3,85 t

dove

γ_s = 2,6 t/m^3	peso specifico dei massi
D_{n50}	diametro nominale determinato in funzione del parametro di "*surf similarity*" che fornisce le condizioni dell'onda incidente (frangente/non frangente)

$$\xi_z = \tan\alpha / \sqrt{2\pi H_s / g T_z^2} = 2{,}5 \quad \rightarrow \quad \text{onda frangente}$$

essendo

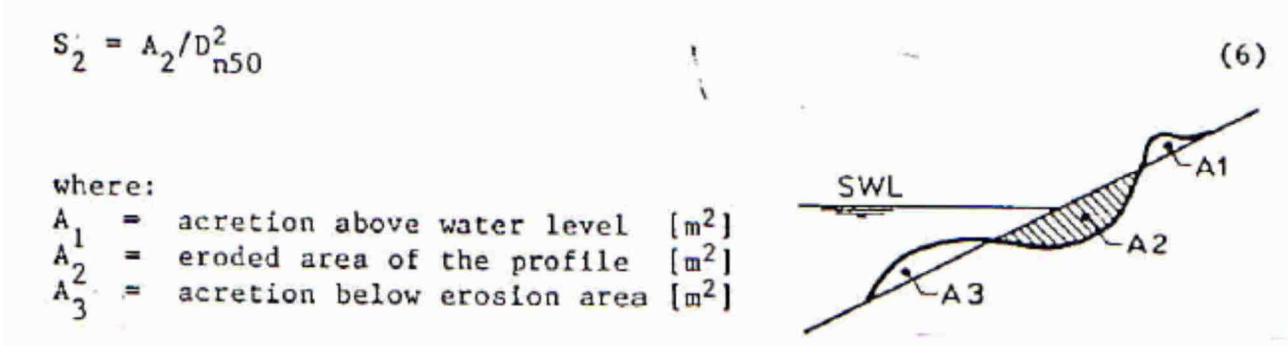
cotgα = 3	la pendenza della scarpata
H_s = 4,0 m	l'altezza dell'onda incidente sulla mantellata
$T_z = 0{,}92\ T_p$ = 12 s	il periodo medio dello spettro

Nelle condizioni di cui sopra il diametro nominale viene quindi determinato come segue

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n50}} = 4{,}4\left(S_2/\sqrt{N}\right)^{0{,}22}\xi^{-0{,}54}$$

dove

N	numero di onde nel corso della mareggiata
$S_2 = A_2 / D^2_{n50}$	grado di danneggiamento (vedere schema seguente)



$\Delta = \gamma_s / \gamma_w - 1 = 2{,}6 / 1{,}025 - 1 = 1{,}54$

Il grado di danneggiamento per una pendenza della scarpata 1/3 varia da 2 (danneggiamento incipiente) a 8 (danneggiamento totale). Al fine di limitare la dimensione dei massi di mantellata si assume un grado di danneggiamento pari a 4.

Tale assunzione presuppone una manutenzione periodica della mantellata con il ripristino dei massi asportati durante le mareggiate più severe.

Il numero di onde viene determinato in funzione della durata media della mareggiata di progetto e del periodo medio dello spettro:

$N = D / T_z = 1.500$

avendo assunto D = 5 ore come risulta dagli abachi riportati nello studio di previsione delle onde per i mari italiani del Prof. Boccotti.

Pertanto si ottiene

$D_{n50} = 1{,}60$ m

e quindi

W_{n50} = 11 t

5.4 Valutazione del run-up e della tracimazione

La valutazione della risalita dell'onda (run-up) sulla scogliera esistente e della portata di tracimazione viene eseguita sulla base delle formule fornite in letteratura tecnica (Technical Report – Wave Run-up and Wave Overtopping at Dikes – Technical Advisory Committee on Flood Defence), tenendo conto dello smorzamento dell'energia indotto dalla barriera soffolta e quindi prendendo in considerazione le caratteristiche dell'onda trasmessa al piede della scogliera stessa.

5.4.1 Run-up

Il run-up è dato come funzione del parametro di frangimento, anche detto di"surf similarity"

$$\xi_0 = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{s_0}}$$

dove

α	pendenza della scarpata
$s_0 = 2 \pi H_{m0} / (g T_p^2)$	ripidità dell'onda

con

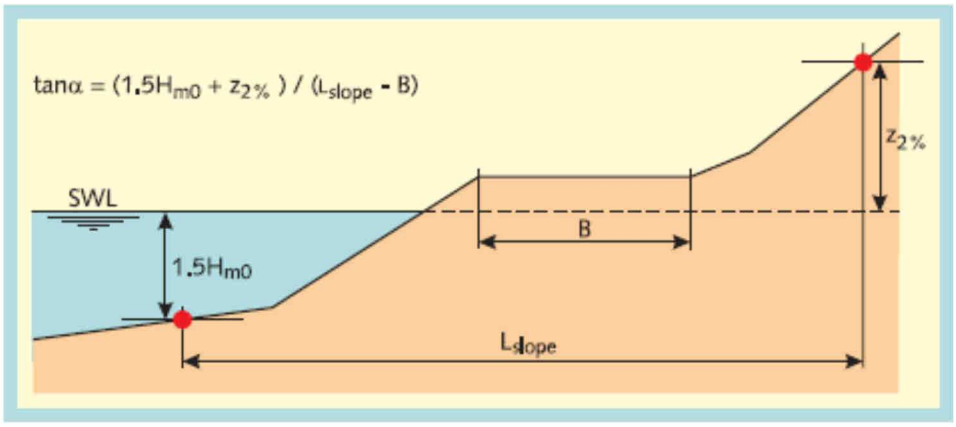
$H_{m0} \sim H_s$	altezza dell'onda significativa al piede della scogliera
T_p	periodo di picco dell'onda
g	accelerazione di gravità

Essendo:

H_{m0} = 4,0 m

T_p = 13,2 s

Il run-up è calcolato quindi per iterazioni secondo la seguente espressione, con riferimento allo schema riportato di seguito



$z_{2\%} = 1{,}75\ H_{m0}\ \gamma_b\ \gamma_f\ \gamma_\beta\ \xi_0$

dove

γ_b	fattore di influenza della berma
γ_f	fattore di influenza della scabrezza della mantellata
γ_β	fattore di influenza dell'angolo di attacco dell'onda

Di seguito si riportano i risultati del calcolo automatico eseguito tramite un foglio di calcolo appositamente predisposto.

DATI									
B	15	m	larghezza della berma						
d_h	-4	m	elevazione della berma dal l.m.m. (-se sopra; + se sotto)						
β	0	°	angolo di incidenza dell'onda (0 se perpendicolare alla scogliera)						
cotg α_1	9		pendenza scarpata a valle						
cotg α_2	0,5		pendenza scarpata a monte						
H_{m0}	4	m							
T_p	13,2	t							
s_{0p}	0,0147	-							
L_1	54,00	m							
L_2	3,00	m							
CALCOLO DI PRIMO TENTATIVO									
cotg α_0	4,75	-	PRIMO TENTATIVO		0,21052632				
L_{slope}	57	m							
ξ_0	1,736	-							
$z_{2\%}$ / H_{m0}	3,038	-		$z_{2\%}$	12,15	m			
L_{berm}	72	m							
γ_β	1,000		per run-up 2%						
r_B	0,208								
r_{dh}	0,244								
γ_b	0,843								
γ_f	0,55								
			$z_{2\%}$ / H_{m0}	1,41		$z_{2\%}$	5,63	m	

L_2	L_{slope}	cotg α	ξ	L_{berm}	r_B	r_{dh}	γ_b	$z_{2\%}$ / H_{m0}	$z_{2\%}$
11,26	65,26	5,61	1,470	80,26	0,187	0,807	0,964	1,36	5,454
10,91	64,91	5,67	1,455	79,91	0,188	0,835	0,969	1,36	5,429
10,86	64,86	5,67	1,453	79,86	0,188	0,839	0,970	1,36	5,425
10,85	64,85	5,68	1,453	79,85	0,188	0,839	0,970	1,36	5,425
10,85	64,85	5,68	1,453	79,85	0,188	0,839	0,970	1,36	5,425
10,85	64,85	5,68	1,453	79,85	0,188	0,839	0,970	1,36	5,425

Risulta

$z_{2\%} = 5{,}40$ m

5.4.2 *Overtopping*

La portata di *overtopping* viene determinata sulla base della relazione empirica di Pedersen e Burcharth (1992-1996), riportata su Coastal Engineering Manual Parte VI.

$$\frac{q\,T_{0m}}{L_{0m}^2} = 3{,}2\cdot 10^{-5}\left(\frac{H_s}{R_c}\right)^3 \frac{H_s^2}{A_c B\cot\alpha}$$

dove

R_c = 5,75 m	altezza della sommità del muro paraonde
A_c = 4,0 m	altezza della berma
B = 15 m	larghezza della berma
cot α = 4,5	pendenza media della scarpata
H_s = 4,0 m	altezza dell'onda significativa incidente
$T_{0m} = T_{0p}$ / 1,13 = 12 s	periodo medio dell'onda
L_{0m} = 108 m	lunghezza d'onda al piede della scarpata

Risulta

q = 0,0006 m^3/ms = 0,6 l/ms

Considerato che nelle condizioni attuali risulta

B = 12 m	larghezza della berma
cot α = 5,0	pendenza media della scarpata
H_s = 9,0 m	altezza dell'onda significativa incidente

T_{0m} = 12 s periodo medio dell'onda

L_{0m} = 83 m lunghezza d'onda al piede della scarpata

la tracimazione è pari a

q = 0,024 m^3/ms = 24 l/ms

valore enormemente superiore a quello ottenibile con la soluzione proposta.

Pertanto, è evidente che la soluzione proposta consente di ridurre drasticamente la tracimazione e quindi di migliorare notevolmente la fruibilità delle nuove opere previste lungo il lato interno del molo e facenti parte di progetto separato a cura dell'Amministrazione e di ridurre notevolmente l'agitazione nello specchio acqueo interno.

6 STABILITÀ DELLA SPIAGGIA

La valutazione della stabilità della spiaggia viene effettuata sulla base degli studi di Dean (1992), utilizzando la relazione che fornisce il profilo di equilibrio di una spiaggia:

$h = A\, x^{2/3}$

dove x è la coordinata orizzontale a partire dalla linea di battigia, h è la profondità del fondale e A è un parametro che dipende soltanto dalla granulometria del materiale che costituisce la spiaggia ed è calcolato secondo la seguente espressione:

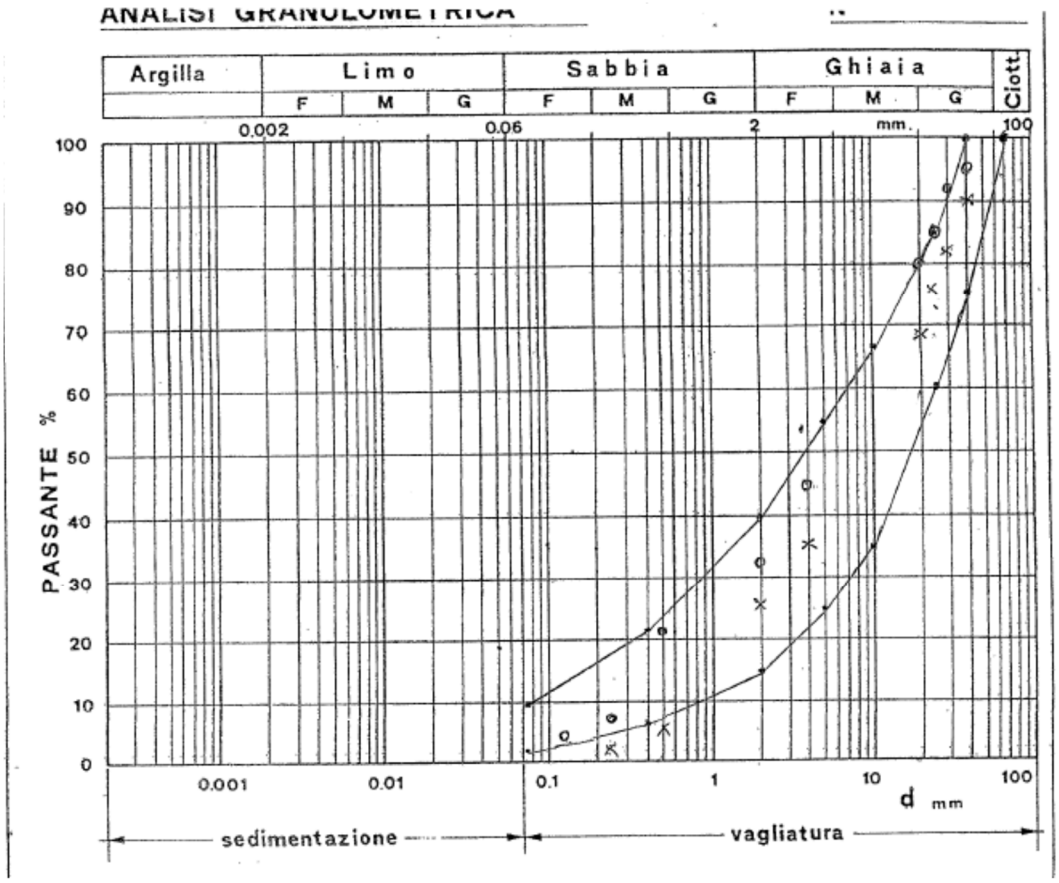
$A = 0{,}21\, D_{50}^{0{,}48}$

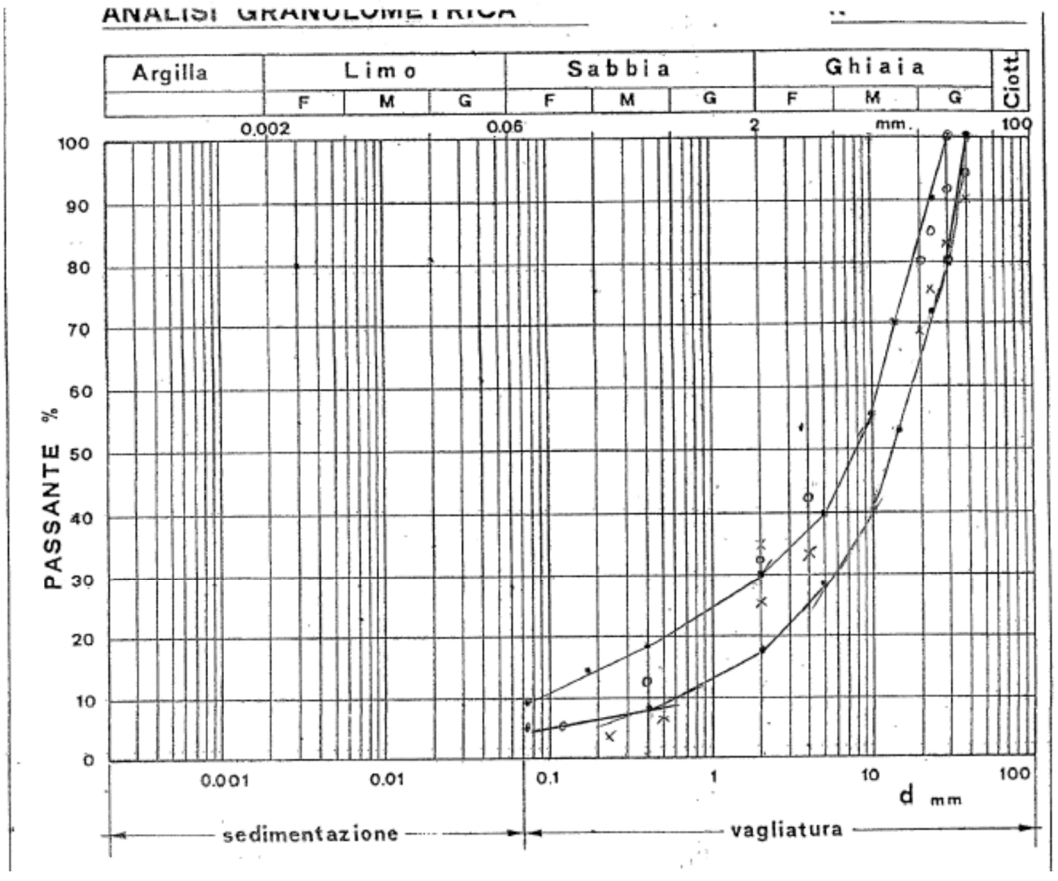
Di seguito si riporta il calcolo del profilo di equilibrio della spiaggia nelle condizioni attuali e nelle ipotesi di progetto, sulla base di quanto sopra esposto.

Attualmente la spiaggia naturale è costituita da materiale molto fine per il quale, in assenza di informazioni precise, si assume una granulometria compresa tra 0,15 e 0,85 mm. In tali ipotesi il profilo di equilibrio della spiaggia attuale è compreso nella fascia delimitata dalle linee azzurra e arancione riportate nel grafico riportato in seguito.

Ai fini del ripascimento previsto a progetto si prevede di utilizzare materiale ricavato dai lavori di manutenzione dell'alveo del torrente Bisagno. Tale materiale è già stato utilizzato recentemente per il confezionamento di misto granulometrico stabilizzato per la realizzazione delle pavimentazioni del nuovo stabilimento a mare della Società Ansaldo Energia e perciò è costituito da materiale di pezzatura eterogenea con una percentuale di materiale più fine (sabbia) di diametro inferiore a 2 mm.

Di seguito si riportano due curve granulometriche di tale materiale, fornite a suo tempo da ASTER per i lavori sopra citati.


ANALISI GRANULOMETRICA
Argilla
Limo
Sabbia
Ghiaia
Ciott.
F M G F M G F M G
0.002
0.06
2
mm.
100
PASSANTE %
100 90 80 70 60 50 40 30 20 10 0
0.001
0.01
0.1
1
10
100
d mm
sedimentazione
vagliatura


ANALISI GRANULOMETRICA
Argilla
Limo
Sabbia
Ghiaia
Ciott.
F M G F M G F M G
0.002
0.06
2
mm.
100
PASSANTE %
100 90 80 70 60 50 40 30 20 10 0
0.001
0.01
0.1
1
10
100
d mm
sedimentazione
vagliatura

I diametri medi deducibili dalle due curve granulometriche sopra riportate sono rispettivamente pari a circa 15 e 6,5 mm e pertanto, ai fini della valutazione del profilo della spiaggia di progetto si assume il valore medio

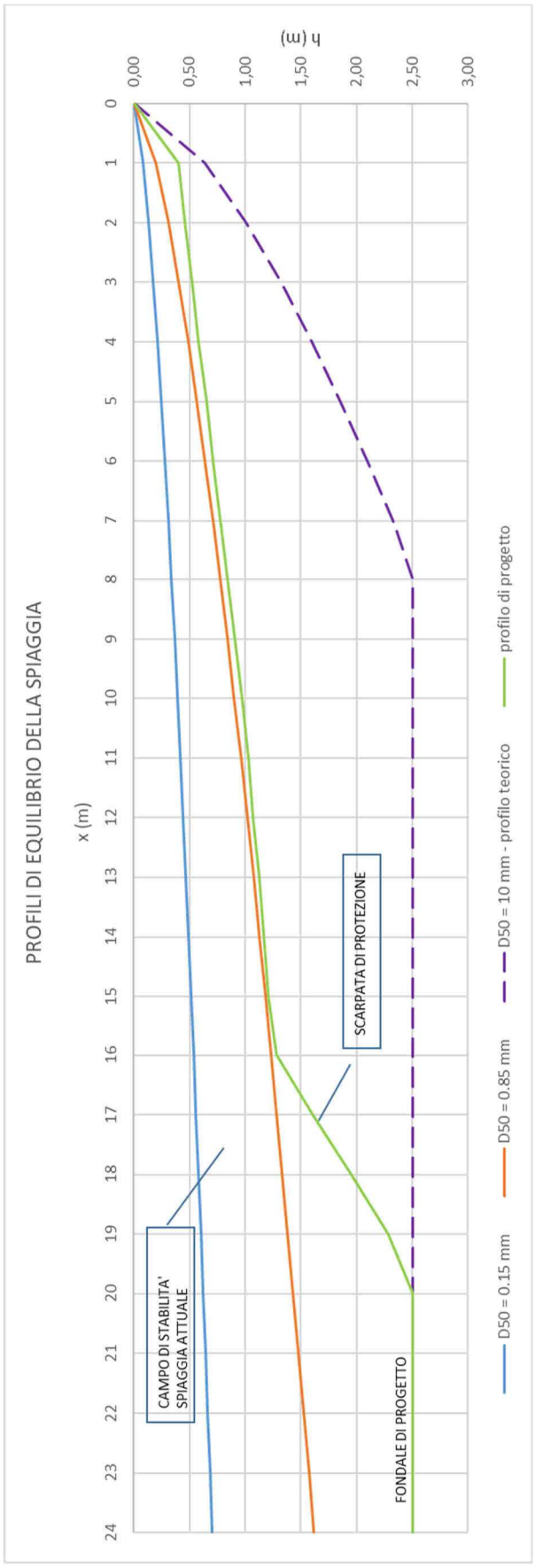
D_{50} = 10 mm

Nella tabella che segue è riportato il calcolo del profilo di equilibrio nelle tre ipotesi di granulometria.

x (m)	h (m)		
	D_{50} = 0 ,15 mm	D_{50} = 0 ,85 mm	D_{50} = 10 mm
0	0,000	0,000	0,000
1	0,084	0,194	0,634
2	0,134	0,308	1,007
3	0,176	0,404	1,319
4	0,213	0,489	1,598
5	0,247	0,568	1,854
6	0,279	0,641	2,094
7	0,309	0,711	2,321
8	0,338	0,777	2,537
9	0,366	0,840	2,744
10	0,392	0,902	2,944

Di seguito è riportato il grafico dei profili di equilibrio naturale e di progetto, dal quale si evince chiaramente che il materiale grossolano previsto ai fini del ripascimento della spiaggia consente di ottenere un profilo stabile (linea tratteggiata viola) più ripido di quello attuale (linee continue azzurra e arancione).

In particolare si può osservare che il profilo di progetto (linea continua verde) è posto in prossimità del limite inferiore del profilo di equilibrio attuale (linea arancione) fino in corrispondenza della scarpata di protezione la cui pendenza è molto prossima alla pendenza media del profilo teorico corrispondente alla granulometria di progetto. Pertanto si può affermare che il profilo di progetto è adeguato alla granulometria prevista per il ripascimento.


PROFILI DI EQUILIBRIO DELLA SPIAGGIA
x (m)
h (m)
0,00
0,50
1,00
1,50
2,00
2,50
3,00
0
1
2
3
4
5
6
7
8
9
10
11
12
13
14
15
16
17
18
19
20
21
22
23
24
CAMPO DI STABILITA' SPIAGGIA ATTUALE
SCARPATA DI PROTEZIONE
FONDALE DI PROGETTO
D50 = 0.15 mm
D50 = 0.85 mm
D50 = 10 mm - profilo teorico
profilo di progetto

7 BIBLIOGRAFIA

AA.VV. (2004), Open Telemac-Mascaret solver, http://www.opentelemac.org.

U.S. Army Corps of Engineers (1984), Shore Protection Manual (SPM), Vicksburg, Mississippi.

Borgman L. E. (1963), Risk Criteria, J. of The Waterways and Harbors Division, ASCE, Vol. 89, No. WW3, Proc. Paper 3607.

Goda Y. (1995), Random seas and design of maritime structures,University of Tokyo Press, Tokyo, Japan.

Hasselmann K. et al. (1973), Measurement of wind-wave growth and swell decay during the Joint North Sea Wave Project (JONSWAP), Erganzungscheft zur Deutschen Hydrographischen Zeitschrift, Reihe A, n.12.