Comune di Piombino

PIANO REGOLATORE PORTUALE DEL POLO DEL DIPORTISMO
ai sensi dell'art. 4.7 ter della L.R. 1/2005
(zona D14.2.a del PRG vigente)

RELAZIONE IDRAULICO-MARITTIMA

Elaborato n. G5.

PORTO TURISTICO DELL'ARCIPELAGO

Il legale rappresentante

Dott.ssa Barbara Colcellini

i progettisti

ipostudio architetti srl
arch. Lucia Celle

HydroSoil srl
ing. Massimo Tondello
dott.geologo Sergio Citran

marte marine
dott. Luca Coltro

ORYX SOLUTIONS S.r.l.

marte marine

ipostudio architetti srl

HydroSoil

INDICE

1 PREMESSA 6

2 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO 7

2.1 FETCH GEOGRAFICI ED EFFICACI 10

3 CONFRONTO TRA POSSIBILI UBICAZIONI DEL PORTO TURISTICO 12

4 CONFRONTO TRA DIVERSI LAYOUT DEL PORTO TURISTICO 15

5 CLIMA ONDOSO AL LARGO 20

5.1 STATISTICA DEGLI EVENTI ESTREMI 24

6 DATI DI MAREA 27

7 REGIME ANEMOLOGICO 29

7.1 STATISTICA DEGLI EVENTI ESTREMI 33

8 PROPAGAZIONE DEL MOTO ONDOSO 36

8.1 PROPAGAZIONE DEL CLIMA ONDOSO DAL LARGO AD UN PUNTO SOTTOCOSTA 37

8.1.1 Settaggio del modello 38

8.1.2 Propagazione clima ondoso dal punto al largo al punto P 40

8.2 PROPAGAZIONE DI MAREGGIATE ESTREME 44

8.2.1 Settaggio del modello 44

8.2.2 Caratteristiche delle mareggiate estreme 45

8.2.3 Piani d'onda delle mareggiate estreme 48

8.3 GENERAZIONE DEL MOTO ONDOSO DA DATI ANEMOLOGICI 51

8.3.1 Settaggio del modello 51

8.3.2 Caratteristiche degli eventi generati 51

8.3.3 Piani d'onda 52

9 ONDA DI PROGETTO IN CORRISPONDENZA DELLE OPERE FORANEE E DELL'IMBOCCATURA PORTUALE 55

9.1 CARATTERISTICHE DELLE SEZIONI TIPOLOGICHE DI CALCOLO 56

9.2 DETERMINAZIONE DELL'ONDA DI PROGETTO 59

10 DIMENSIONAMENTO DI MASSIMA DELLE OPERE FORANEE 60

10.1 DIMENSIONAMENTO DEI CASSONI 60

10.1.1 Forze agenti 60

10.1.2 Verifiche di stabilità 63

10.1.3 Verifiche in fase di cresta dell'onda 65

10.1.4 Verifiche in fase di cavo dell'onda 66

10.2 DIMENSIONAMENTO DELLA MANTELLATA (RADICE MOLO DI SOPRAFLUTTO) 68

10.2.1 Formula di Van der Meer per scogliere emerse 68

10.2.2 Applicazione del metodo di calcolo 70

10.3 CALCOLO DI RISALITA E TRACIMAZIONE 71

10.3.1 Calcolo della portata di tracimazione per strutture a parete verticale 71

10.3.2 Calcolo della risalita per scogliere 72

10.3.3 Calcolo della portata di tracimazione per scogliere 74

10.3.4 Distribuzione statistica delle altezze d'onda in basso fondale 75

10.3.5 Applicazione dei metodi di calcolo 77

10.3.6 Considerazioni sulla sicurezza 77

11 AGITAZIONE ONDOSA INTERNA NEL PORTO 79

11.1 SETTAGGIO DEL MODELLO 80

11.2 VERIFICA DELLE CONDIZIONI LIMITE (MAREGGIATE CON T_R 50 ANNI) 82

11.2.1 Agitazione interna TEST 7 – mareggiata di Grecale da vento – T_R 50 anni 84

11.2.2 Agitazione interna TEST 8 – mareggiata di Scirocco da vento – T_R 50 anni 87

11.2.3 Agitazione interna TEST 9 – mareggiata di Scirocco – T_R 50 anni 90

11.2.4 Agitazione interna TEST 10 – mareggiata di Mezzogiorno – T_R 50 anni 92

11.3 VERIFICA DELLE CONDIZIONI DI SICUREZZA (MAREGGIATE CON T_R 5 ANNI) 95

11.3.1 Agitazione interna TEST 11 – mareggiata di Scirocco – T_R 5 anni 97

11.3.2 Agitazione interna TEST 12 – mareggiata di Mezzogiorno – T_R 5 anni 100

12 ASPETTI RELATIVI ALLA NAVIGAZIONE 103

13 IMPATTO SULLE BIOCENOSI 107

13.1 STUDIO SULLE BIOCENOSI BENTONICHE TRAMITE TRANSETTO (SOGESID, 2010) 108

13.2 CARTOGRAFIA DEL LIMITE SUPERIORE DELLA PRATERIA DI POSIDONIA OCEANICA NELLE AREE ANTISTANTI LA DIGA FORANEA DEL PORTO DI PIOMBINO (IBEM, 2011) 113

INDICE DELLE FIGURE

Fig. 2.1 – Porto commerciale di Piombino (Cartografia I.I.M.) 7
Fig. 2.2 - Inquadramento geografico del paraggio 8
Fig. 2.3 - Inquadramento geografico del paraggio (dettaglio area intervento) 8
Fig. 2.4 – Area rilievo topo-batimetrico (novembre 2010) 9
Fig. 2.5 – Fetch geografici per il paraggio di Piombino 10
Fig. 2.6 – Fetch efficaci per il paraggio di Piombino 11
Fig. 3.1 – Ubicazioni possibili per il porto turistico 12
Fig. 3.2 – Trasporto solido ed evoluzione dei fondali (deposito in rosso) in configurazione nuovo P.R.P. (Studi a supporto del nuovo P.R.P. del Porto di Piombino, 2008) 13
Fig. 4.1 – Batimetria di dettaglio area di intervento (sovrapposta a layout 2) 16
Fig. 4.2 – Layout 1 17
Fig. 4.3 – Layout 2 18
Fig. 4.4 – Layout 3 19
Fig. 5.1 - Mediterraneo occidentale: distribuzione dei punti del database 20
Fig. 5.2 – Ubicazione punto C.N.R. (10° 30' E;42° 30' N) 21
Fig. 5.3 – Rosa delle registrazioni (in blu, a sinistra), delle energie (in rosso, a destra) e delle altezze massime (in verde, in basso) nel punto C.N.R. al largo 23
Fig. 5.4 – Rosa dei massimi annuali di altezza significativa 24
Fig. 5.5 – Elaborazione statistica degli estremi di altezza significativa 26
Fig. 6.1 – Stazione R.M.N. di Livorno 27
Fig. 6.2 - Andamento dei livelli di marea relativo al periodo luglio 1998 - dicembre 2009 per la stazione di Livorno 28
Fig. 7.1 – Rosa delle velocità massime nel punto C.N.R. al largo 31
Fig. 7.2 – Rosa dei venti nel punto C.N.R. al largo 32
Fig. 7.3 – Rosa dei massimi annuali di velocità del vento 33
Fig. 7.4 – Elaborazione statistica degli estremi di velocità del vento 35
Fig. 8.1 – Planimetria con ubicazione punto di output del clima 37
Fig. 8.2 – BIG GRID (dimensioni 120'000x88'000 m; passo 100 m) 38
Fig. 8.3 – Rose delle registrazioni nel punto P 41
Fig. 8.4 – Rosa delle energie nel punto P 42
Fig. 8.5 – Rosa delle altezze massime nel punto P 43
Fig. 8.6 – Curva di durata nel punto P 43
Fig. 8.7 – Griglia di dettaglio STWAVE 45
Fig. 8.8 – Direzioni di provenienza delle mareggiate estreme 46
Fig. 8.9 – Correlazione H_s - T_{01} 47
Fig. 8.10 – TEST 1 - Caratteristiche mareggiata al largo: H_S = 4.59 m, T_P= 10.2 s, Dir = 140°N, T_R = 5 anni 48
Fig. 8.11 – TEST 2 - Caratteristiche mareggiata al largo: H_S = 7.53 m, T_P= 12.0 s, Dir = 140°N, T_R = 50 anni 49
Fig. 8.12 – TEST 3 - Caratteristiche mareggiata al largo: H_S = 4.83 m, T_P= 11.5 s, Dir = 160°N, T_R = 5 anni 49
Fig. 8.13 – TEST 4 - Caratteristiche mareggiata al largo: H_S = 5.95 m, T_P= 13.1 s, Dir = 160°N, T_R = 50 anni 50
Fig. 8.14 – Direzioni scelte per la generazione delle onde da vento 52
Fig. 8.15 – TEST 5 - Caratteristiche al largo: v = 25.2 m/s, Dir = 60°N, T_R = 50 anni 53
Fig. 8.16 – TEST 6 - Caratteristiche al largo: v = 26.6 m/s, Dir = 120°N, T_R = 50 anni 53
Fig. 9.1 – Planimetria di riferimento con sezioni di calcolo 57
Fig. 9.2 – Sezione 1 – Sezione in cassoni - Molo di sopraflutto 58
Fig. 9.3 – Sezione 3 – Mantellata alla radice del molo di sopraflutto 58
Fig. 9.4 – Sezione 13 – Sezione in cassoni - Molo di sottoflutto 58
Fig. 10.1 – Diagrammi di carico per la fase di cresta dell'onda 61
Fig. 10.2 – Diagrammi di carico per la fase di cavo dell'onda 61

Fig. 10.3 – Sicurezza dell'opera 78
Fig. 11.1 – Particolare della mesh in prossimità dell'imboccatura del nuovo porto 80
Fig. 11.2 – Coefficienti di riflessione e batimetria impiegati nello studio dell'agitazione interna 81
Fig. 11.3 – TEST 7 - Caratteristiche locali della mareggiata (andamento delle creste) 84
Fig. 11.4 – TEST 7 - Caratteristiche locali della mareggiata (altezza significativa) 85
Fig. 11.5 – TEST 7 – Verifica delle condizioni limite 85
Fig. 11.6 – TEST 8 - Caratteristiche locali della mareggiata (andamento delle creste) 87
Fig. 11.7 – TEST 8 - Caratteristiche locali della mareggiata (altezza significativa) 88
Fig. 11.8 – TEST 8 – Verifica delle condizioni limite 88
Fig. 11.9 – TEST 9 - Caratteristiche locali della mareggiata (andamento delle creste) 90
Fig. 11.10 – TEST 9 - Caratteristiche locali della mareggiata (altezza significativa) 91
Fig. 11.11 – TEST 9 – Verifica delle condizioni limite 91
Fig. 11.12 – TEST 10 - Caratteristiche locali della mareggiata (andamento delle creste) 92
Fig. 11.13 – TEST 10 - Caratteristiche locali della mareggiata (altezza significativa) 93
Fig. 11.14 – TEST 10 – Verifica delle condizioni limite 93
Fig. 11.15 – TEST 11 - Caratteristiche locali della mareggiata (andamento delle creste) 97
Fig. 11.16 – TEST 11 - Caratteristiche locali della mareggiata (altezza significativa) 98
Fig. 11.17 – TEST 11 – Verifica delle condizioni limite 98
Fig. 11.18 – TEST 12 - Caratteristiche locali della mareggiata (andamento delle creste) 100
Fig. 11.19 – TEST 12 - Caratteristiche locali della mareggiata (altezza significativa) 101
Fig. 11.20 – TEST 12 – Verifica delle condizioni limite 101
Fig. 12.1 – Evoluzione prevista dal nuovo P.R.P. 104
Fig. 12.2 – Canaletta di accesso al porto (nuovo PRP porto commerciale) 105
Fig. 12.3 – Ipotesi di separazione tra traffico commerciale e diportistico 106
Fig. 13.1 – Planimetria transetti rilevati (SOGESID, 2010) 108
Fig. 13.2 – Planimetria SOGESID con impronta nuovo porto turistico 109
Fig. 13.3 – Transetti 1 e 2 rilevati (SOGESID, 2010) 110
Fig. 13.4 – Transetti 3 e 4 rilevati (SOGESID, 2010) 111
Fig. 13.5 – Transetti 5 e 6 rilevati (SOGESID, 2010) 112
Fig. 13.6 – Transetti effettuati con la videocamera (Istituto di Biologia ed Ecologia Marina di Piombino, 2011) 113
Fig. 13.7 – Limite superiore della prateria di Posidonia Oceanica nelle aree antistanti la diga foranea del porto di Piombino (IBEM, 2011) 114

INDICE DELLE TABELLE

Tab. 3.1 – Tabella comparativa per le diverse ubicazioni del porto turistico 14
Tab. 5.1 – Registrazioni di moto ondoso ordinate per altezza significativa e direzione di provenienza (in parti per 100000) 22
Tab. 5.2 – Massimi annuali di altezza significativa relativi al periodo luglio 1992 – dicembre 2008 25
Tab. 5.3 - Risultati statistica degli estremi di altezza significativa 25
Tab. 7.1 – Registrazioni di vento ordinate per altezza significativa e direzione di provenienza (in parti per 100000) 30
Tab. 7.2 – Massimi annuali di velocità del vento relativi al periodo luglio 1992 – dicembre 2008 34
Tab. 7.3 - Risultati statistica degli estremi di velocità del vento 34
Tab. 8.1 - Registrazioni di moto ondoso ordinate per altezza e direzione di provenienza – Punto P 40
Tab. 8.2 – Caratteristiche delle mareggiate estreme al largo (punto C.N.R.) 47
Tab. 8.3 – Caratteristiche delle mareggiate estreme in corrispondenza del punto P 47
Tab. 8.4 – Caratteristiche fornite in input al codice STWAVE per la generazione del moto ondoso a partire dai dati di vento (punto C.N.R.) 51
Tab. 9.1 – Parametri di progetto impiegati per il dimensionamento delle strutture 59
Tab. 9.2 – Parametri di progetto impiegati per il calcolo della risalita e della tracimazione 59
Tab. 10.1 – Calcolo delle spinte per la fase di cresta dell'onda 65
Tab. 10.2 - Sollecitazioni sul cassone per la fase di cresta dell'onda 65
Tab. 10.3 – Calcolo delle spinte per la fase di cavo dell'onda 66
Tab. 10.4 - Sollecitazioni sul cassone per la fase di cavo dell'onda 66
Tab. 10.5 – Dimensionamento della mantellate della radice delmolo di sopraflutto (Formula di van der Meer – onda non frangente) 70
Tab. 10.6 – Risultati del della portata di tracimazione per strutture a parete verticale 77
Tab. 10.7 – Risultati del calcolo di runup e portata di tracimazione per scogliere in massi naturali 77
Tab. 11.1 – Coefficienti di riflessione degli elementi del contorno inshore 81
Tab. 11.2 – Caratteristiche delle mareggiate considerate nello studio dell'agitazione ondosa 83
Tab. 11.3 – Sintesi dei risultati ottenuti in termini di altezza d'onda massima nella zona degli ormeggi 83
Tab. 11.4 – Caratteristiche delle mareggiate considerate nello studio dell'agitazione ondosa 95
Tab. 11.5 – Sintesi dei risultati ottenuti in termini di altezza d'onda massima nella zona degli ormeggi 96
Tab. 13.1 – Ingombro nuove opere rispetto ai transetti rilevati 109

Elenco degli allegati:

Allegato A Descrizione dei codici di calcolo

1 PREMESSA

La presente relazione descrive gli studi idraulico-marittimi eseguiti a supporto della redazione del Piano Regolatore Portuale, richiesta dal Comune a seguito della dichiarazione di ammissibilità del progetto preliminare ex. L. 509/97 presentato dalla società Porto Turistico dell'Arcipelago. Il progetto prevede la realizzazione di un nuovo marina di fronte a Poggio Batteria, sul lato esterno del molo di sopraflutto dell'attuale porto commerciale di Piombino.

La relazione idraulico-marittima è stata sviluppata in conformità a quanto suggerito dalle "Linee Guida per la Redazione dei Piani Regolatori Portuali" (art. 5 L. n.84/1994).
:

- definizione del clima meteomarino (dati di moto ondoso, vento e marea) al largo del paraggio;
- trasferimento del clima dal largo ad un punto antistante il paraggio, posto di fronte all'imboccatura del porto turistico che si intende realizzare;
- modellazione matematica della propagazione del moto ondoso sottocosta;
- studio dell'agitazione interna nel porto e nelle aree dedicate alla navigazione, finalizzato all'ottimizzazione della conformazione delle opere foranee e alla scelta delle tipologie di banchina;
- considerazioni sulla agibilità dell'imboccatura portuale e degli specchi acquei interni ai fini della navigazione;
- considerazioni sulla qualità delle acque interne portuali ed eventuali interventi mitigatori.

2 INQUADRAMENTO GEOGRAFICO

Il tratto di litorale oggetto di studio è situato nella parte centrale della costa toscana, in comune di Piombino (LI). L'area di intervento si trova a ridosso dell'attuale porto commerciale di Piombino, che si affaccia sul golfo di Follonica (Fig. 2.2) e risulta collocata in posizione strategica rispetto alle isole dell'arcipelago toscano.

Il porto commerciale di Piombino (Fig. 2.3), protetto dalle mareggiate provenienti dalla traversia di Libeccio, Ponente e Maestrale grazie alla presenza dell'omonimo promontorio, è un porto polifunzionale, destinato sia al transito di merci che al traffico passeggeri con l'isola d'Elba e la Sardegna.
Il porto di Piombino è delimitato, verso mare, dal molo Batteria e, verso terra, dal Pontile Italsider (Fig. 2.1). La struttura portuale è composta da un avamporto e da tre darsene: darsena Capitaneria (a Sud), darsena Magona (al centro) e darsena Lusid (a Nord).

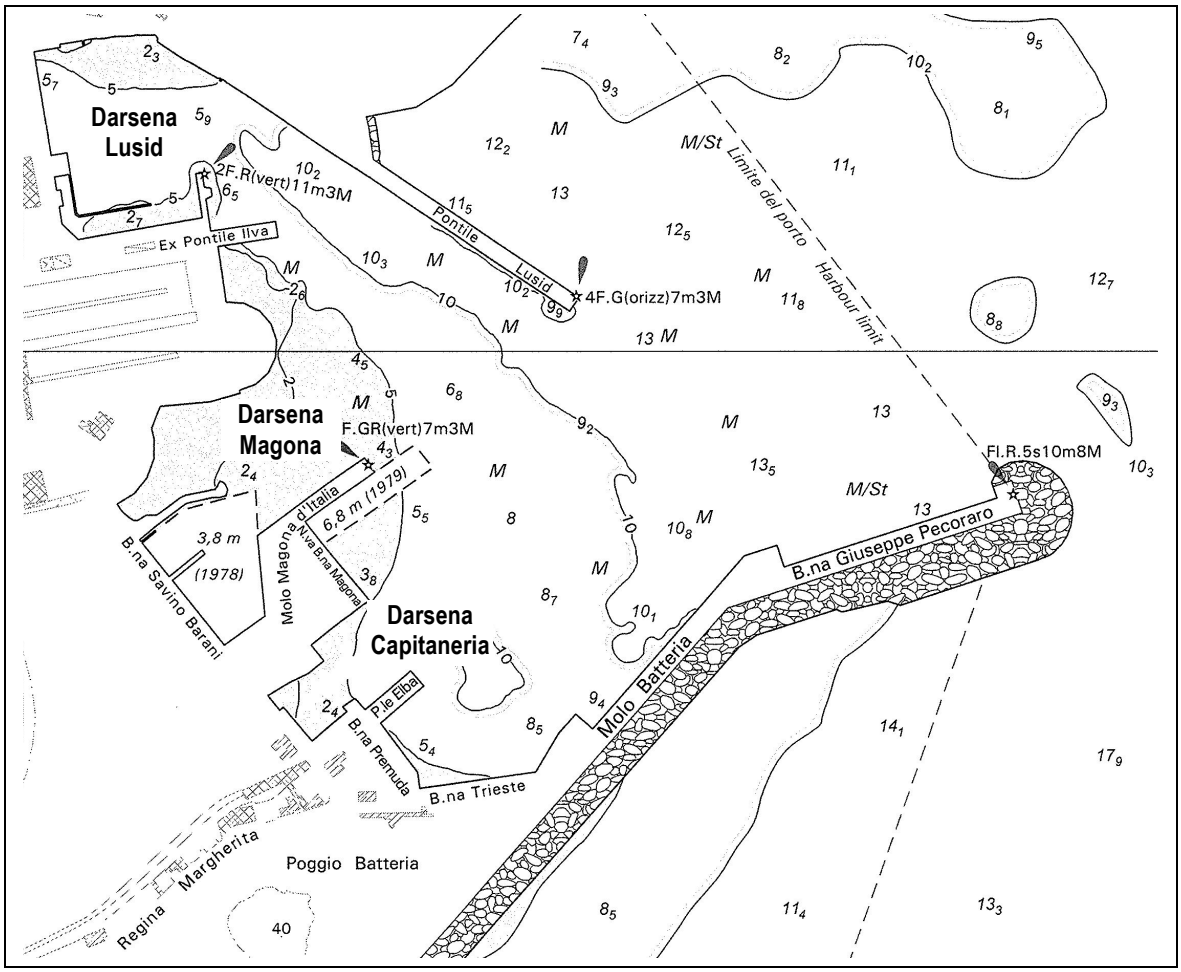


Fig. 2.1 – Porto commerciale di Piombino (Cartografia I.I.M.)



Fig. 2.2 - Inquadramento geografico del paraggio



Fig. 2.3 - Inquadramento geografico del paraggio (dettaglio area intervento)

Le batimetrie utilizzate negli studi sono state ricavate dalle carte nautiche dell'I.I.M., mentre le batimetrie di dettaglio della zona sono state estratte da un recente rilievo locale eseguito, a cura del Committente, nel novembre 2010 (Fig. 2.4).

In particolare, è stato rilevato lo specchio di mare antistante il molo di sopraflutto del porto commerciale di Piombino, a ridosso del quale si intende realizzare il nuovo approdo.
Il rilievo topo-batimetrico è stato esteso, dal molo di sopraflutto verso mare, per circa 650÷700 m, fino alla profondità di 20 m, coprendo una superficie di circa 68 ha.

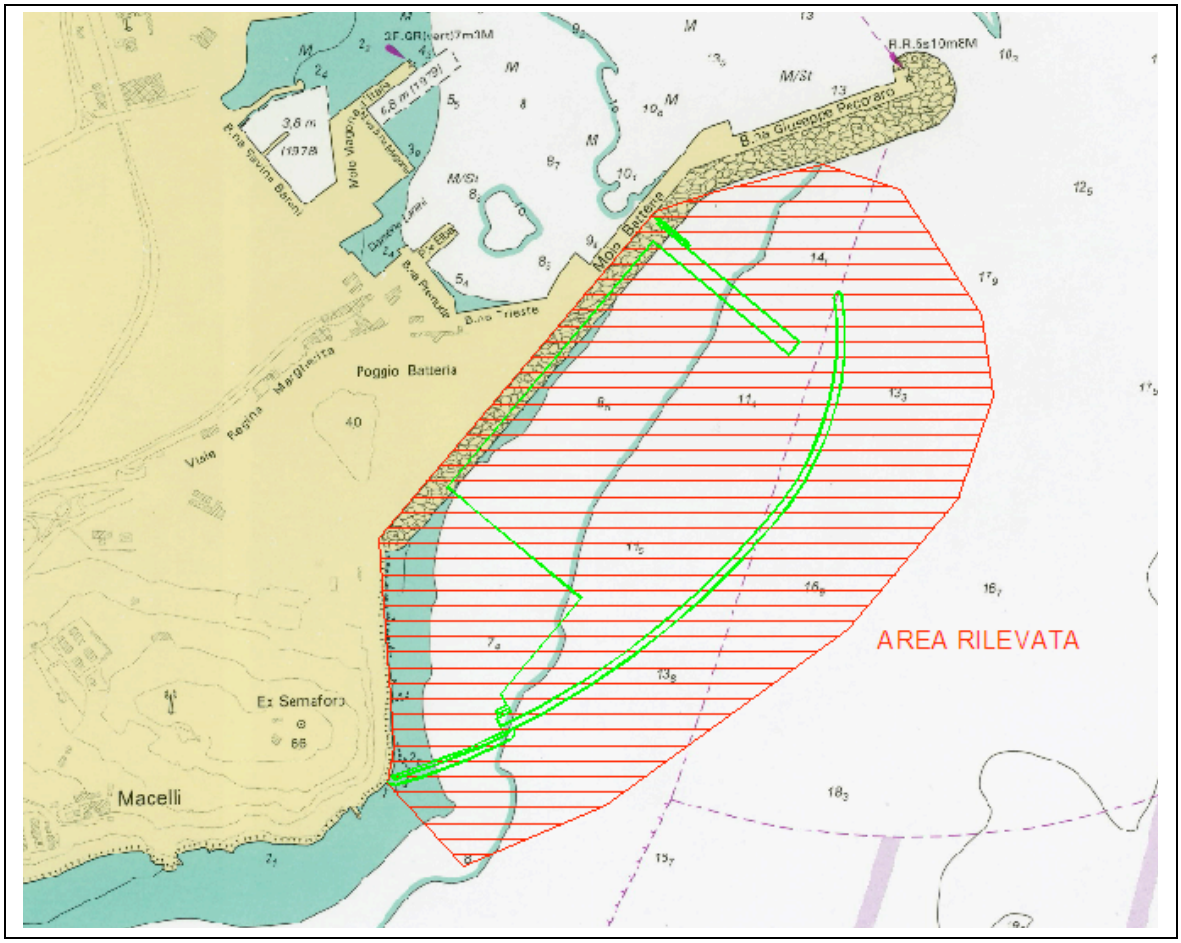


Fig. 2.4 – Area rilievo topo-batimetrico (novembre 2010)

2.1 Fetch geografici ed efficaci

I fetch geografici (ossia le cosiddette “lunghezze di mare libero”), determinati in funzione dell’esposizione del paraggio, sono graficamente rappresentati nella successiva Fig. 2.5.
Per quanto concerne invece la determinazione dei fetch efficaci, è stata utilizzata la procedura proposta nello “Shore Protection Manual” (CERC, 1984). La metodologia proposta consiste nel costruire, a partire dal punto di interesse, nove raggi con spaziatura 3° estesi fino ad incontrare la linea di riva. Il fetch efficace, per ciascuna direzione, risulta dalla media aritmetica delle 9 lunghezze dei raggi così tracciati. I fetch geografici sono stati limitati a 600 km.

I risultati ottenuti da tale calcolo sono rappresentati graficamente nella successiva Fig. 2.6. Si può notare che i massimi fetch corrispondono alle mareggiate di Scirocco-Mezzogiorno (170°N), per le quali il fetch efficace è dell’ordine dei 470 km (circa 250NM) e quindi in grado di generare mareggiate di notevole rilevanza; da ricordare quelle avvenute nel novembre 2008 e nel marzo 1993, caratterizzate da altezze significative al largo stimate rispettivamente in quasi 7 e 6.3 m.

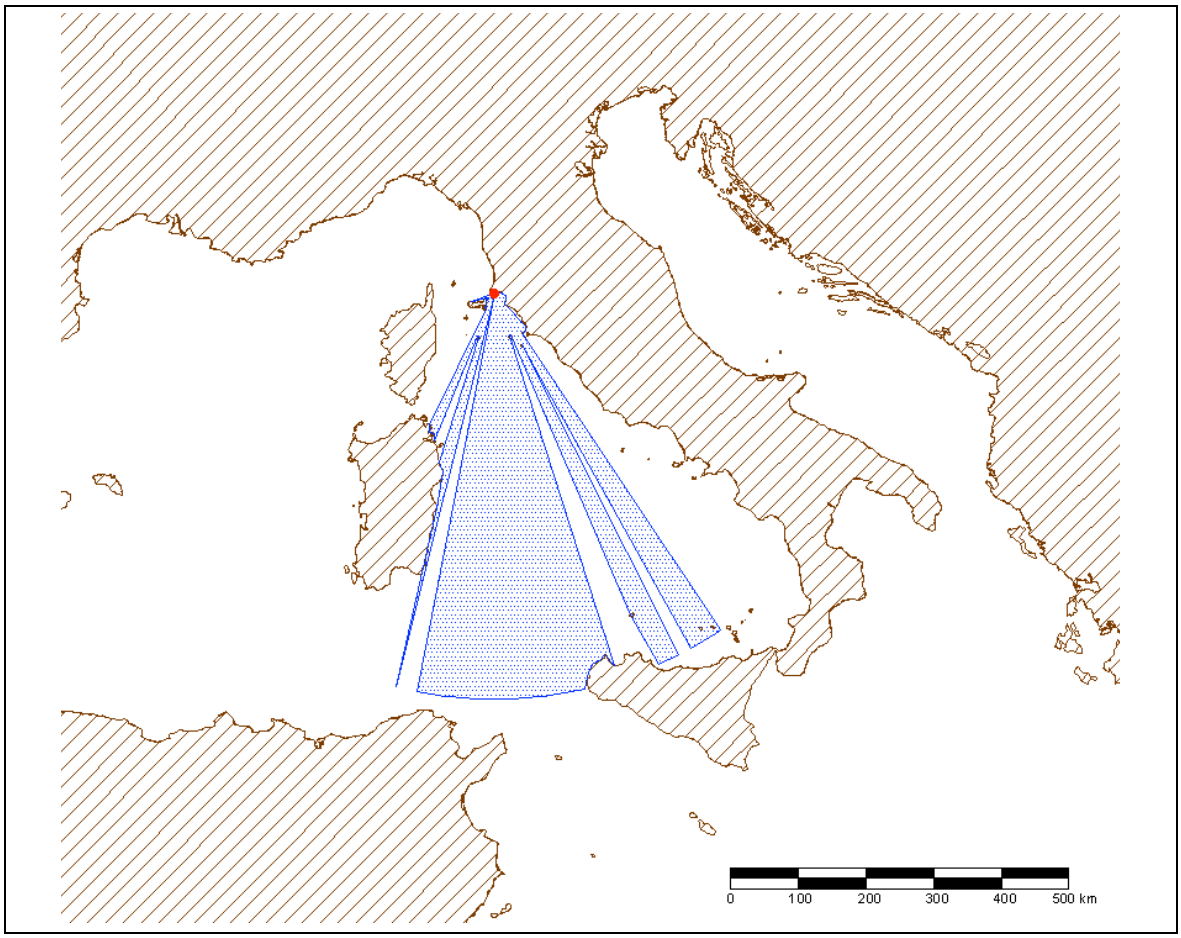


Fig. 2.5 – Fetch geografici per il paraggio di Piombino

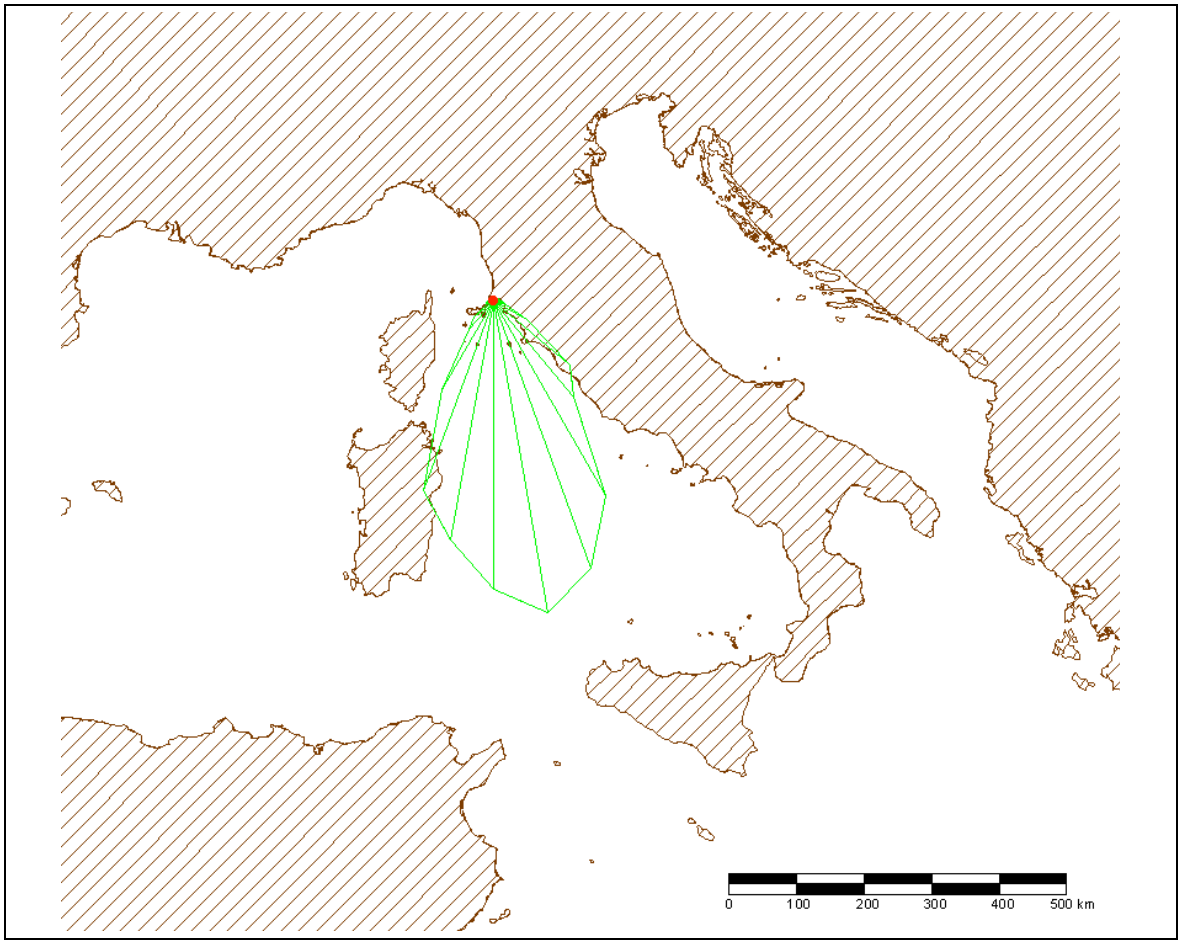


Fig. 2.6 – Fetch efficaci per il paraggio di Piombino

3 CONFRONTO TRA POSSIBILI UBICAZIONI DEL PORTO TURISTICO

Nel caso del porto turistico antistante Poggio Batteria, la localizzazione nasce a livello di strumenti di pianificazione sovraordinati, a loro volta guidati da criteri logistici e ambientali. Il porto, infatti, occupa una minima parte della costa adiacente al porto commerciale, al quale paesaggisticamente va sostanzialmente a sovrapporsi (Fig. 3.1, ubicazione A).
La nuova struttura insiste su fondali relativamente elevati e l'imboccatura posta a NE è esente da fenomeni di insabbiamento, sia per la differenza tra la profondità attuale e quella minima richiesta che per il fatto che l'eventuale minimo trasporto solido proveniente da SW cessa di fatto a profondità dell'ordine dei 10 m. Ben diverso sarebbe stato realizzare la medesima struttura a NE del porto commerciale, verso il Golfo di Follonica (Fig. 3.1, ubicazione B), dove i bassi fondali determinano condizioni di trasporto solido molto attivo e la realizzazione di nuove strutture deve necessariamente fare i conti con problematiche di insabbiamento e di impatto sulla morfologia della costa e dei fondali. Lo studio TEA del 2011, a firma del Prof. Aminti evidenzia infatti come il trasporto solido litoraneo nel Golfo di Follonica sia diretto verso Est, con l'eccezione di un breve tratto a ridosso della foce della Cornia, dove l'effetto della diffrazione prodotta dal promontorio e dalle opere portuali determina una locale inversione.

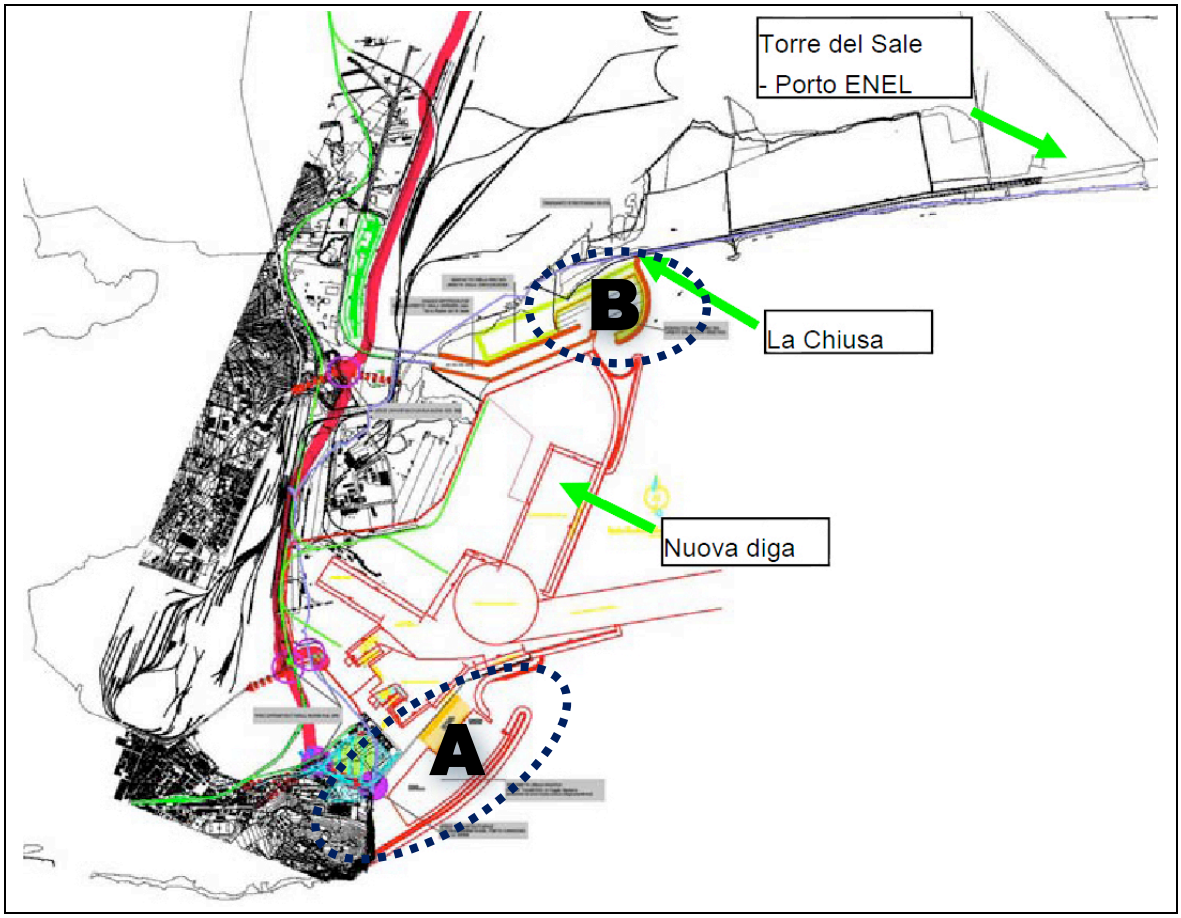


Fig. 3.1 – Ubicazioni possibili per il porto turistico

Con l'aumento dell'aggetto verso mare delle opere foranee, il tratto di spiaggia interessato dall'inversione del trasporto si espande considerevolmente, con il risultato di produrre una estesa erosione della spiaggia del Golfo a beneficio del tratto più ridossato prossimo al porto.
Lo studio TEA evidenzia come l'eventuale inserimento di un porto turistico possa ridurre l'impatto delle nuove opere, colmando di fatto l'area di potenziale deposito e riducendo quindi la perdita per le spiagge del Golfo. Va evidenziato tuttavia che il nuovo porto turistico si troverebbe comunque nella zona di inversione del trasporto e sarebbe quidni interessato da fenomeni di insabbiamento, non solo per azione della sabbia della spiaggia attiva (quella che determina l'evoluzione della linea di riva, n.d.r.), ma anche e soprattutto per azione dei materiali più fini e più mobili che nella zona di ristagno a margine del Golfo troverebbero le condizioni ideali per sedimentare.
Questo non significa che non sia possibile realizzare un porto turistico alla foce della Cornia, in quanto le problematiche di impatto ed insabbiamento possono trovare una soluzione tecnica e forse anche economicamente sostenibile (a meno dell'eventuale costo di bonifica e smaltimento del materiale dragato). È evidente che, con riferimento alle problematiche ambientali ed alla futura gestione, l'ubicazione di Poggio Batteria presenta una serie di innegabili vantaggi, cui fa da unico contraltare il costo di realizzazione, che richiede un investimento iniziale molto elevato ed una "massa critica", in quanto in questo caso il costo unitario del posto barca è inversamente proporzionale al numero di posti barca.
In merito alla sicurezza della navigazione, va sottolineato che il clima ondoso locale è caratterizzato da un settore di traversi principale (e unico) di Mezzogiorno-Scirocco, rispetto al quale le due ubicazioni risultano pressoché equivalenti. Il porto alla foce della Cornia, tuttavia, insiste su bassi fondali, che tenderanno sicuramente a ridursi in seguito alla realizzazione delle opere previste dal nuovo P.R.P. (Fig. 3.2, in figura sono chiaramente evidenziate le tendenze evolutive del fondale per mareggiate del settore di Mezzogiorno-Scirocco), esponendo le imbarcazioni al rischio di frangenti o di incaglio. Tale rischio è invece assolutamente assente per il porto a Poggio Batteria, la cui imboccatura si trova su fondali superiori ai 15 m e non soggetti ad insabbiamento.

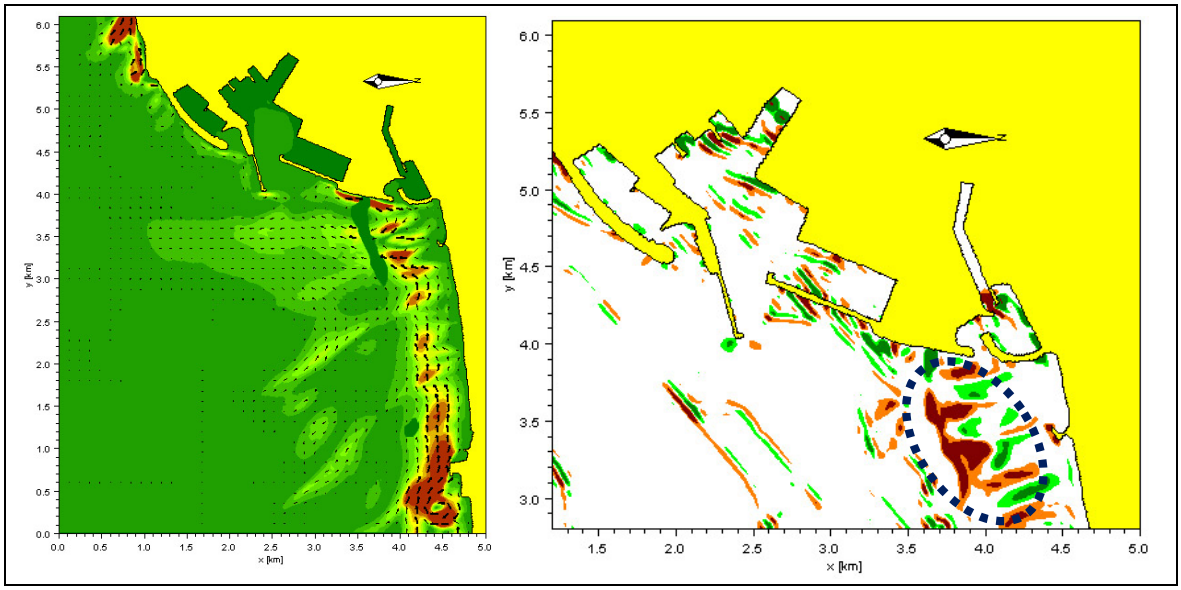


Fig. 3.2 – Trasporto solido ed evoluzione dei fondali (deposito in rosso) in configurazione nuovo P.R.P. (Studi a supporto del nuovo P.R.P. del Porto di Piombino, 2008)

Per l'ubicazione di Poggio Batteria, posto che l'imboccatura venga realizzata in conformità alle previsioni di P.R.P. (cioè verso NE, su fondali superiori ai 15 m), **non sono previsti interventi di dragaggio nell'arco della vita tecnica dell'opera, né sono ritenuti necessari piani di monitoraggio per la verifica della navigabilità o per la gestione dei sedimenti**.

L'impatto atteso sulla circolazione idrodinamica costiera è minimo, anzi si potrebbe affermare che, in entrambi i casi, le nuove infrastrutture vanno ad eliminare zone di ristagno migliorando la continuità della circolazione idrodinamica costiera e quindi le condizioni di ricambio idrico degli specchi acquei adiacenti.

Per quanto riguarda l'impatto diretto sulla qualità delle acque (determinato dalla produzione ed immissione di inquinanti e/o carico organico), un porto turistico moderno è dotato di servizi e impianti di raccolta e/o trattamento delle acque nere, di sentina, di lavaggio e di eventuali lavorazioni. L'adozione di regolamenti restrittivi in merito alla tipologia delle vernici antivegetative, oltre a quanto già previsto dalla legge per gli scarichi (delle infrastrutture e delle imbarcazioni), garantisce un impatto basso dell'infrastruttura sulla qualità delle acque e, di conseguenza, un altrettanto basso impatto indiretto sulle biocenosi presenti. Relativamente a questo tema le due ubicazioni risultano sostanzialmente equivalenti.

Per quanto riguarda l'ubicazione alla foce della Cornia, potrebbe anche esistere un problema di interazione proprio con la foce, determinato non tanto dal solo porto turistico, quanto dall'insieme di questo e delle nuove opere portuali, che creano una zona di sedimentazione in foce, riducendone quindi l'officiosità.

Criterio	Poggio Batteria	Foce Cornia
Impatto sui litorali	nullo	basso
Impatto sui corsi d'acqua	nullo	medio
Insabbiamento	nullo	elevato
Impatto sulle correnti litoranee		
Impatto sulla qualità delle acque	basso	basso
Impatto sulle biocenosi	basso	basso
Costo di realizzazione	elevato	medio (a meno dei costi di bonifica)
Costo di gestione	basso	elevato
Sicurezza della navigazione	elevata	media

Tab. 3.1 – Tabella comparativa per le diverse ubicazioni del porto turistico

4 CONFRONTO TRA DIVERSI LAYOUT DEL PORTO TURISTICO

Nell'ambito della valutazione comparativa propedeutica all'individuazione della soluzione ottimale per la realizzazione del nuovo porto turistico di Piombino, sono stati anche confrontati diversi layout, comunque inscritti nell'area precedentemente individuata come ubicazione preferenziale (sotto Poggio Batteria, a ridosso della diga foranea del porto commerciale, cfr. paragrafo 3).

A livello di concetto, sono stati quindi ipotizzati tre diversi layout.

In Fig. 4.2 è rappresentata una soluzione (layout 1) corrispondente alla massima occupazione degli specchi acquei potenzialmente disponibili. Si tratta di un progetto che prevede quasi 30 ha di specchi acquei; l'imboccatura portuale viene portata a ridosso della testata della diga foranea esistente, determinando quindi una potenziale commistione tra traffico diportistico e commerciale, almeno finché non verranno realizzate le opere previste dal nuovo P.R.P., che prevede appunto il prolungamento della diga foranea.
Gli spazi a terra sono concentrati a ridosso di Poggio Batteria, per la più favorevole collocazione logistica e impiantistica, oltre che per il minore costo del riempimento su fondali più bassi.
Per questa soluzione non sono previsti interventi di dragaggio nell'arco della vita tecnica dell'opera, né sono ritenuti necessari piani di monitoraggio per la verifica della navigabilità o per la gestione dei sedimenti.

In Fig. 4.3 è rappresentata una variante (layout 2) della prima soluzione: si tratta di una struttura caratterizzata da uno specchio acqueo di oltre 20 ha, che non occupa interamente l'area individuata dagli strumenti di pianificazione sovraordinati. L'imboccatura è sempre ubicata all'estremo NE, per portarla sui fondali più elevati, ma viene comunque mantenuta adeguatamente distante dalla testata della diga foranea del porto commerciale (ancor di più se si considera il prolungamento della stessa previsto dal nuovo P.R.P.) onde evitare potenziali commistioni tra il traffico diportistico e quello commerciale.
L'area potenzialmente utile non è stata interamente occupata, oltre che per evitare potenziali commistioni del traffico, anche per lo sfavorevole rapporto costi benefici che avrebbe un eventuale ampliamento della struttura su fondali molto elevati e tendenzialmente caratterizzati da più scadenti caratteristiche meccaniche (coltre pelitica). Le dimensioni sono sostanzialmente dettate dall'analisi costi-benefici, per un'opera che, in relazione ai costi di realizzazione comunque necessari, deve prevedere la presenza di un numero molto elevato di posti barca.
Anche per questa soluzione non sono previsti interventi di dragaggio nell'arco della vita tecnica dell'opera, né sono ritenuti necessari piani di monitoraggio per la verifica della navigabilità o per la gestione dei sedimenti

In Fig. 4.4 è rappresentata una soluzione alternativa (layout 3), che prevede l'imboccatura a ridosso di Poggio Batteria ed una distribuzione degli spazi a terra suddivisa tra l'area ai piedi del Poggio e la porzione più a NE del bacino stesso. L'occupazione delle aree a disposizione è equivalente a quella della soluzione precedente.
Gli svantaggi di questa soluzione sono legati a diversi fattori: in primis, l'imboccatura portuale è aperta verso la traversia principale e richiede quindi la presenza di un bacino intermedio per la

dissipazione del moto ondoso e la manovra. In alternativa, si sarebbe potuta impiegare una soluzione a moli sovrapposti con imboccatura aperta verso SW o verso NE. Nel primo caso l'imboccatura si sarebbe aperta verso Poggio Batteria, rendendo necessario il dragaggio degli unici bassi fondali dell'area di intervento, nel secondo si sarebbe dovuto sfruttare parte dello specchio acqueo ai piedi di Poggio Batteria, a meno di non spostare l'imboccatura verso NE con uno sfruttamento poco razionale degli spazi a disposizione (imboccatura centrale).
Va poi evidenziato che, seppur modesto, esiste un trasporto solido proveniente da W e diretto verso NE, che andrebbe ad interagire con l'imboccatura portuale, determinandone un progressivo insabbiamento. L'imboccatura ubicata su fondali più bassi, inoltre, è meno sicura in quanto è più frequente la presenza di frangenti e quindi il rischio di non operatività della stessa aumenta.
Bisogna infine sottolineare che andare a ricavare nuovi spazi a terra negli specchi acquei caratterizzati dai fondali più elevati (in particolare nella porzione più a NE dell'area di intervento) è un'operazione antieconomica e logisticamente sconveniente, sia per quanto riguarda il cantiere (i mezzi dovrebbero attraversare tutto il porto) che i servizi per i diportisti, in quanto l'area di maggior pregio è indubbiamente quella ai piedi di Poggio Batteria, che si prevede anche di collegare al centro storico di Piombino.

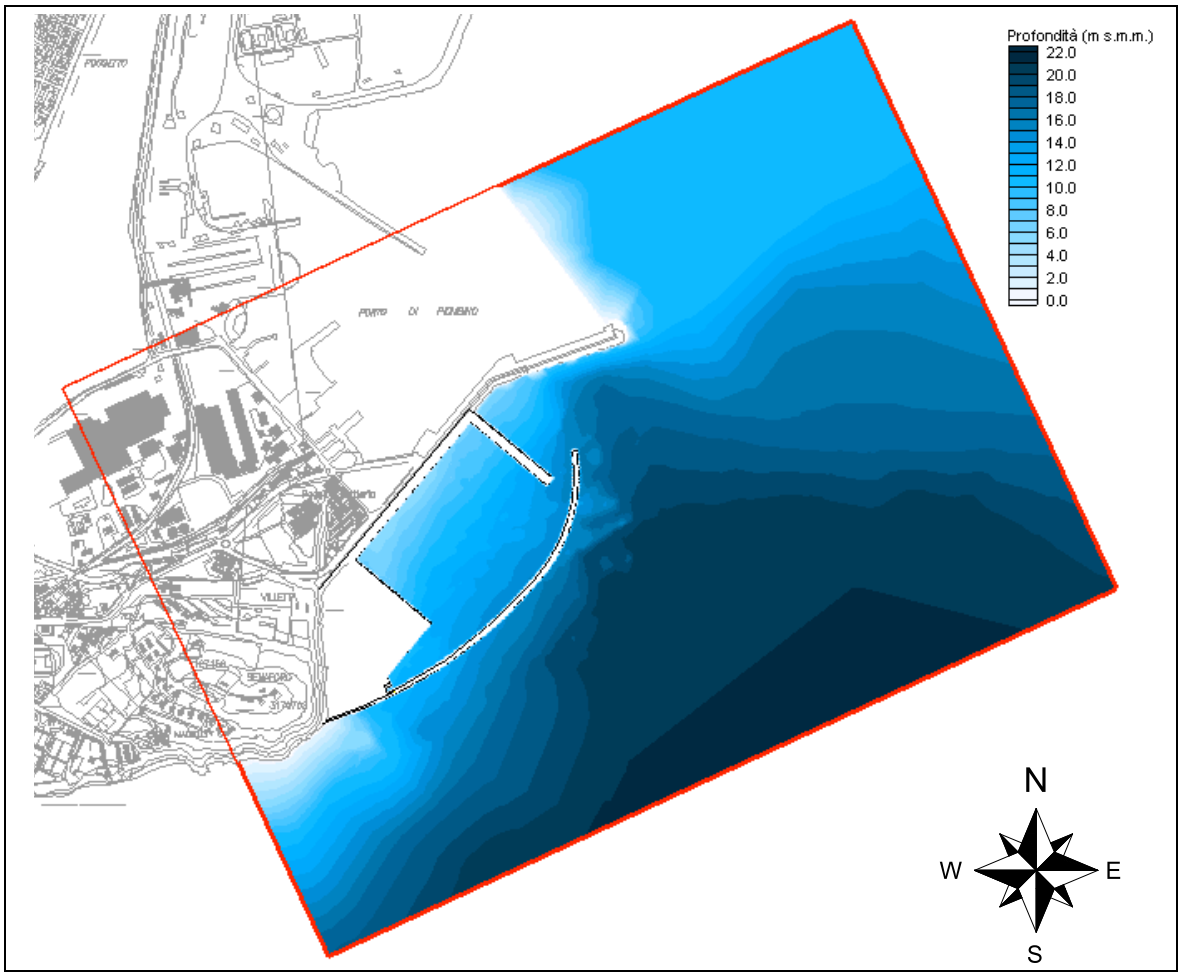


Fig. 4.1 – Batimetria di dettaglio area di intervento (sovrapposta a layout 2)

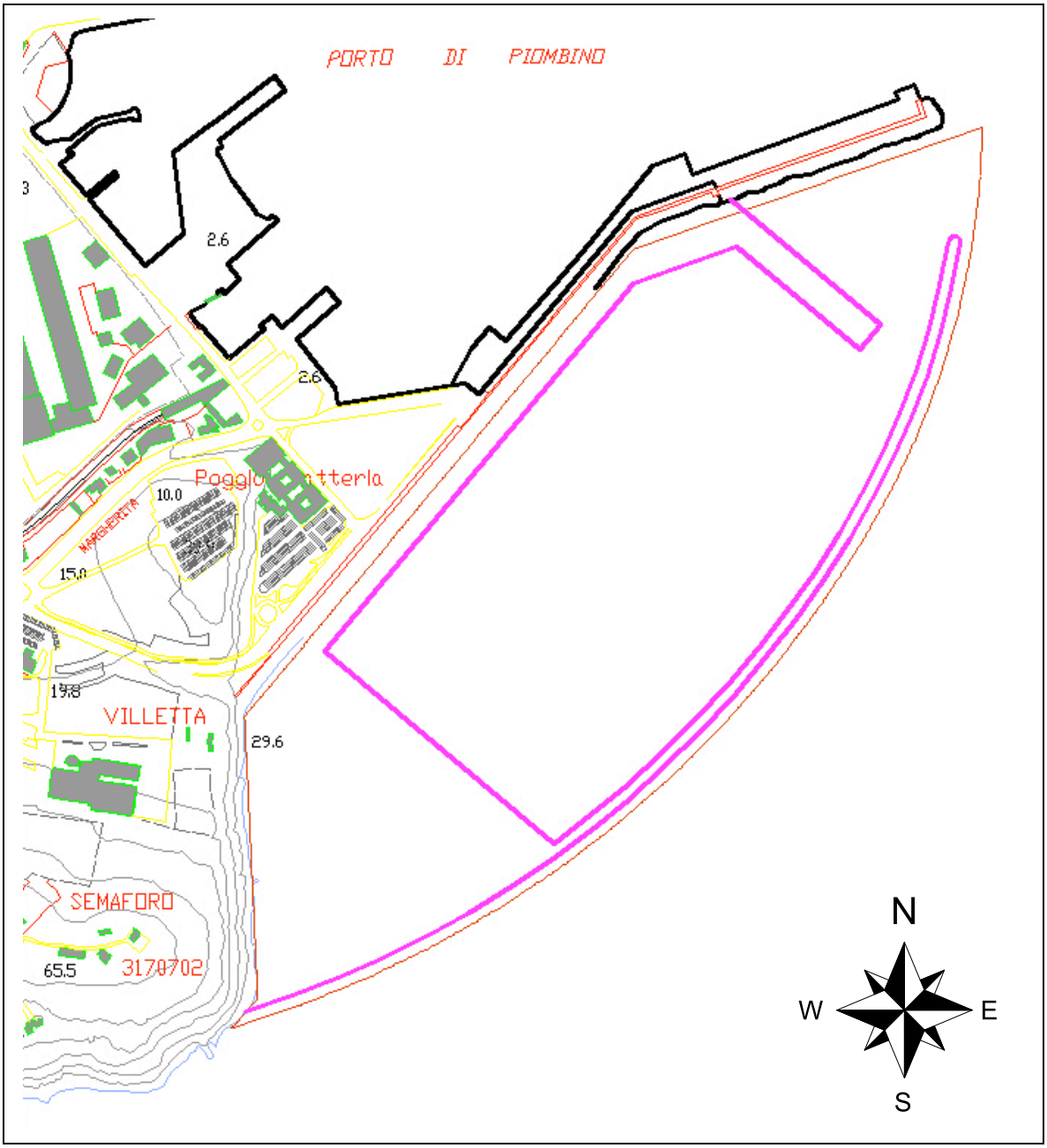


Fig. 4.2 – Layout 1

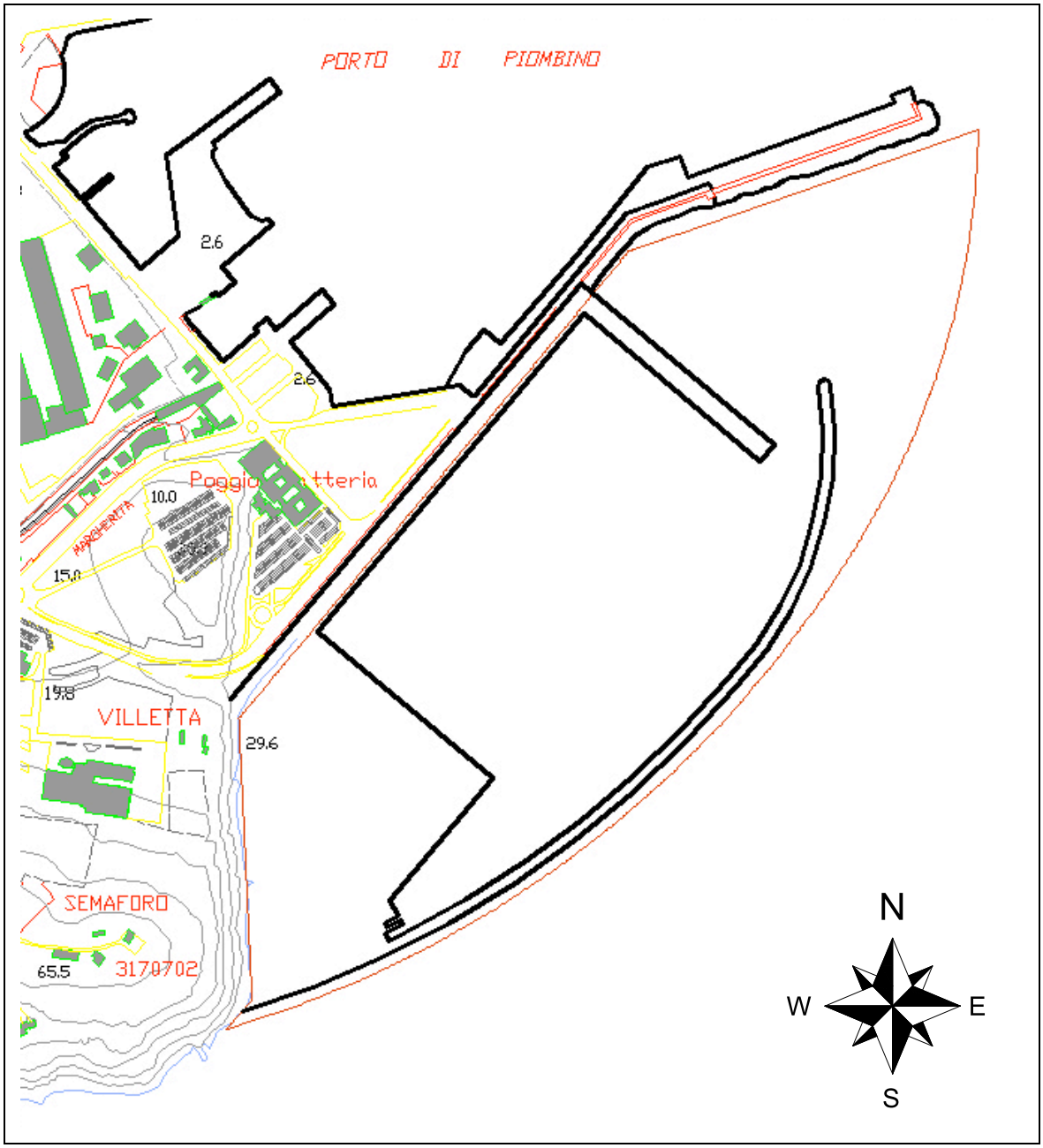


Fig. 4.3 – Layout 2

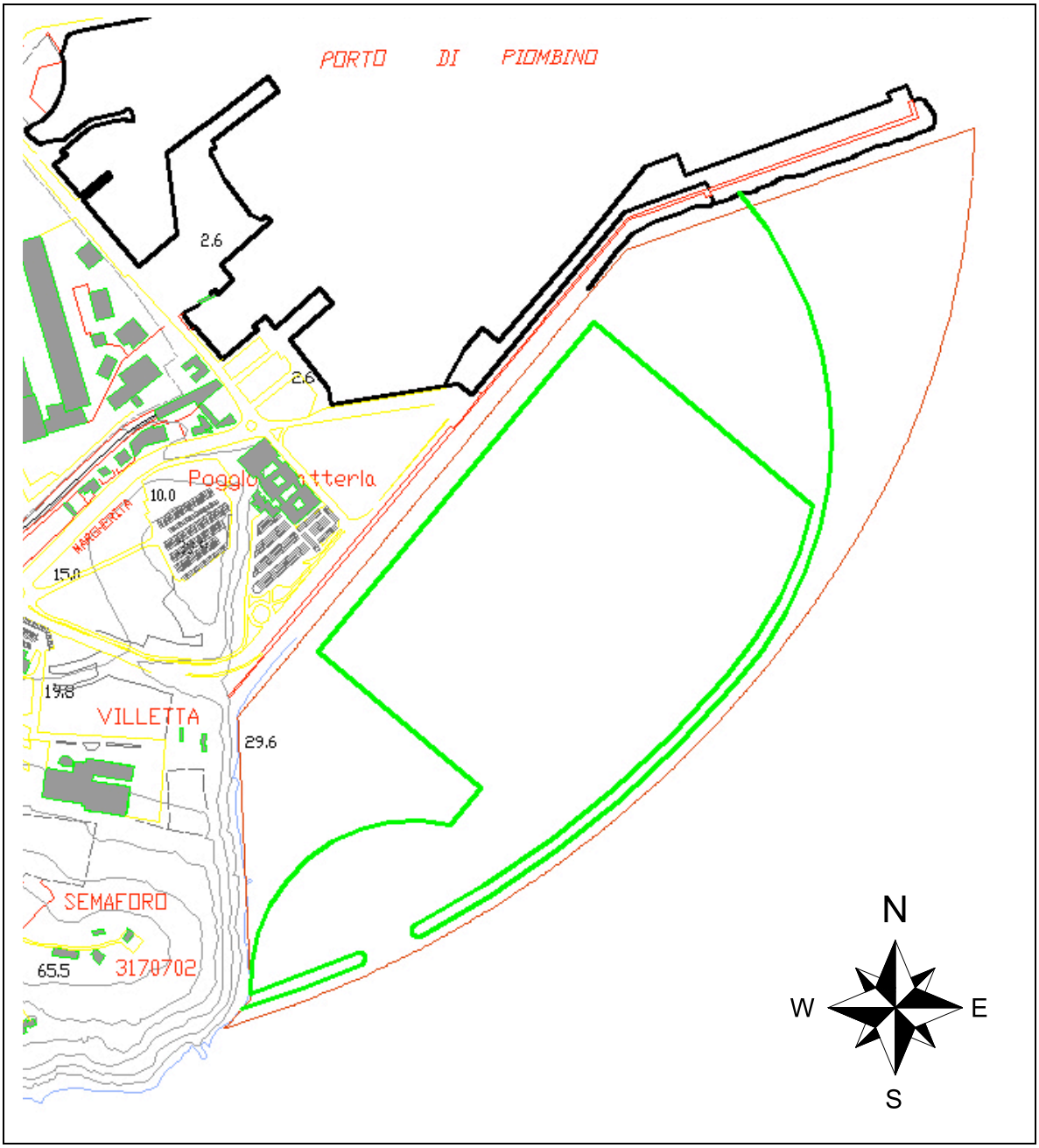


Fig. 4.4 – Layout 3

5 CLIMA ONDOSO AL LARGO

Per la definizione delle condizioni meteomarine (clima ondoso) al largo del litorale di Piombino sono stati utilizzati i dati acquisiti dal C.N.R.. Tali dati derivano dalla ricostruzione della serie storica delle mareggiate mediante modellazione matematica dei fenomeni di generazione/dissipazione del moto ondoso sulla base dei venti ricavati dalle carte bariche.
I dati C.N.R. derivano dalla ricostruzione delle condizioni meteomarine mediante modelli matematici (calibrati in base a rilevazioni da satellite topex poseidon e registrazioni di boe ondametriche).
L'informazione è disponibile su di una serie di punti uniformemente distribuiti con un intervallo di 0.5 gradi geografici (55 km in latitudine; circa 40 km in longitudine alla nostra latitudine). Un esempio della distribuzione dei punti di output del modello di generazione e propagazione spettrale con risoluzione 0.5° è fornito dalla Fig. 5.1, che mostra la loro distribuzione per il Mediterraneo Occidentale. L'output del modello viene immagazzinato al centro europeo sotto forma di campi esaorari.
Le informazioni originali, disponibili come campi bidimensionali, sono state organizzate in serie temporali che comprendono altezza significativa H_s, periodo medio spettrale e di picco (T_{01} e T_p), direzione media di provenienza (DIR). I relativi valori coprono il periodo luglio 1992 - dicembre 2008, ad intervalli di sei ore. Per ragioni di proprietà dei dati originali le serie temporali non sono rese disponibili a terzi.

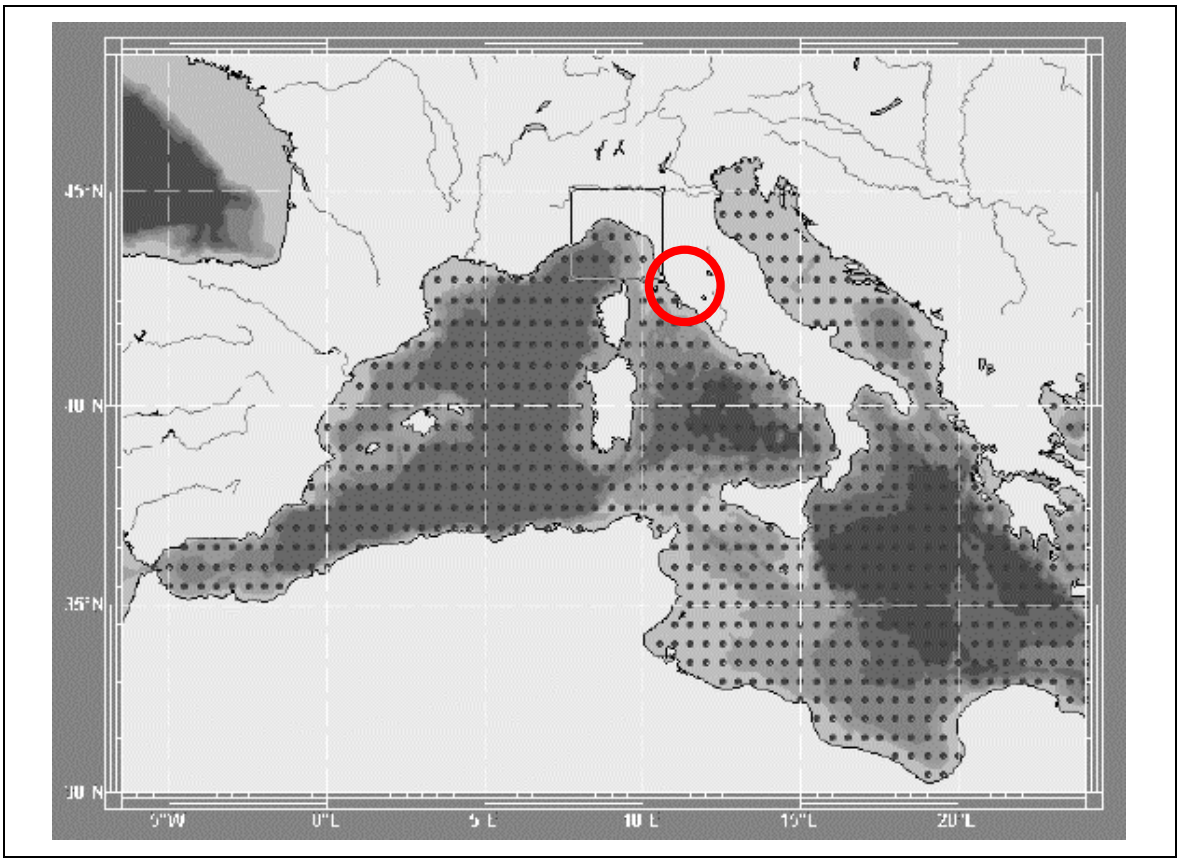


Fig. 5.1 - Mediterraneo occidentale: distribuzione dei punti del database

Attraverso l'elaborazione dei dati forniti dal C.N.R. è stato possibile definire il clima ondoso in corrispondenza del punto di coordinate (10° 30' E, 42° 30' N), situato al largo della costa tirrenica tra l'Isola d'Elba e l'isola del Giglio, su un fondale di oltre 200 m (Fig. 5.2).

In Tab. 5.1 sono riportate le caratteristiche delle onde "al largo", cioè nel punto cui si riferiscono i valori forniti dal C.N.R.. I dati del clima ondoso del C.N.R. sono ordinati per classi di altezza significativa e direzione di provenienza.
Di seguito, in Fig. 5.3, vengono riportate rispettivamente le rose delle registrazioni, delle energie e delle altezze significative massime al largo.

Si può notare che gli eventi con percentuale di apparizione più elevata e maggiore energia corrispondono a mareggiate provenienti da 155°-165°N (Scirocco-Mezzogiorno).

Le mareggiate provenienti da Scirocco sono, inoltre caratterizzate dalle altezze significative massime: nel periodo luglio 1992 - dicembre 2008 si registrano valori massimi compresi tra 6 e 7 m.
Per quanto riguarda le altre direzioni di provenienza, si osservano valori massimi inferiori ai 5 m.

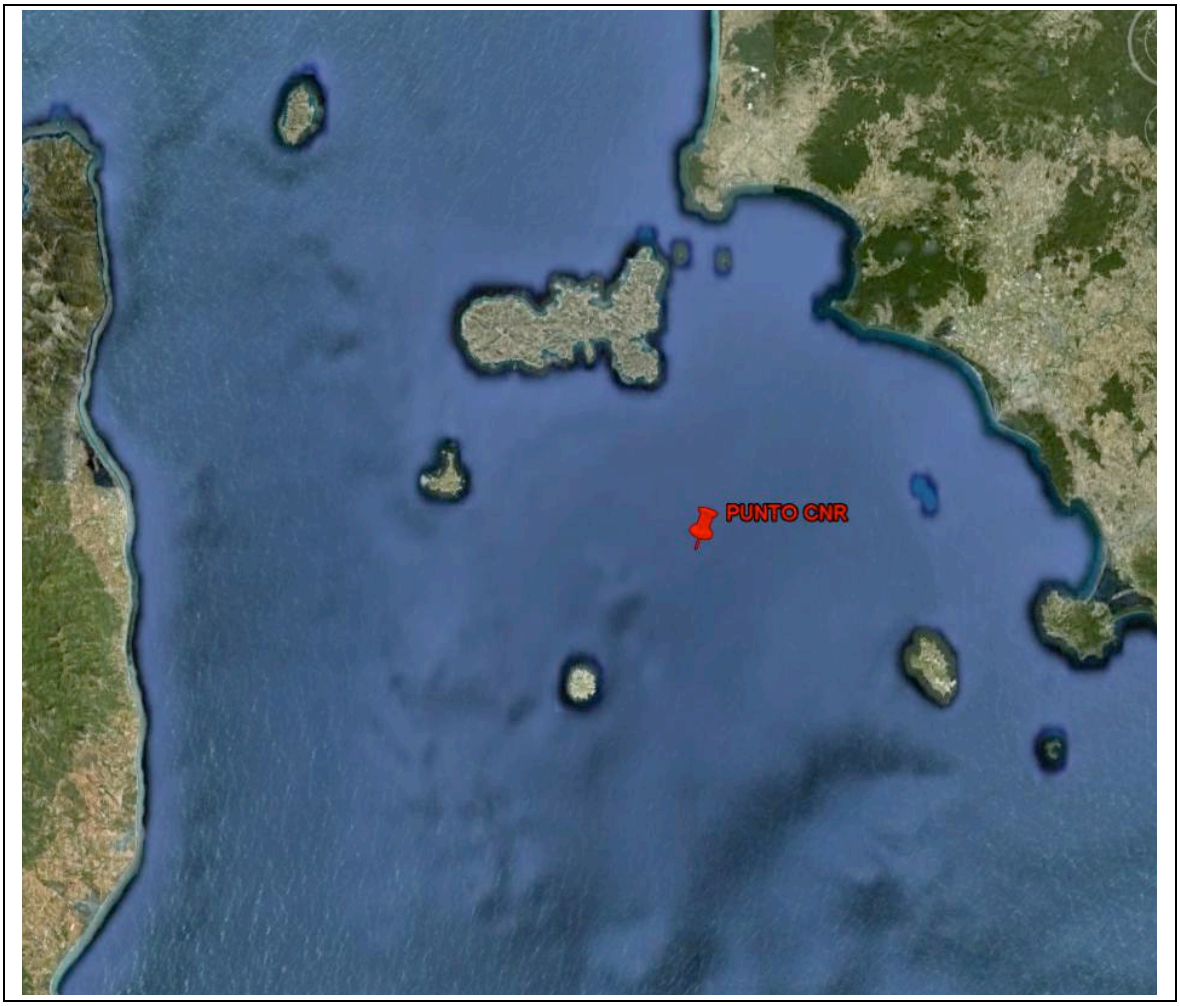


Fig. 5.2 – Ubicazione punto C.N.R. (10° 30' E;42° 30' N)

		Hs (m)												
DIR		0.0	0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0
(°N)		0.5	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5	6.0	7.0
0	10	950	647	244	100	74	37	***24***	0	0	0	0	0	0
10	20	485	659	328	174	91	50	***12***	0	0	0	0	0	0
20	30	547	593	424	253	121	45	***8***	0	0	0	0	0	0
30	40	440	675	348	244	108	79	8	4	***4***	0	0	0	0
40	50	378	585	315	207	87	33	8	8	***4***	0	0	0	0
50	60	378	485	294	129	58	42	4	***4***	0	0	0	0	0
60	70	390	497	199	79	25	12	***12***	0	0	0	0	0	0
70	80	344	278	137	37	16	8	8	***4***	0	0	0	0	0
80	90	312	170	99	41	21	0	***8***	0	0	0	0	0	0
90	100	290	195	107	37	4	0	***4***	0	0	0	0	0	0
100	110	368	195	108	24	0	8	0	***4***	0	0	0	0	0
110	120	427	276	141	62	***8***	0	0	0	0	0	0	0	0
120	130	664	311	158	41	16	24	0	0	0	***4***	0	0	0
130	140	1004	564	303	120	74	38	8	4	0	4	0	0	***4***
140	150	1437	900	593	303	212	82	20	16	8	0	0	0	***4***
150	160	2044	1949	1228	655	336	157	115	53	32	12	***4***	0	0
160	170	3986	3576	1770	833	257	145	71	49	12	8	0	***4***	0
170	180	3944	2623	1008	551	133	74	32	12	***12***	0	0	0	0
180	190	2960	1853	740	353	161	50	12	20	***20***	0	0	0	0
190	200	2365	1920	610	266	130	87	16	4	4	8	0	0	0
200	210	2123	1223	478	215	104	46	16	16	***8***	0	0	0	0
210	220	2158	1505	718	256	91	46	12	***4***	0	0	0	0	0
220	230	2578	1977	655	344	66	25	16	4	***4***	0	0	0	0
230	240	2122	1386	530	211	50	12	4	4	***4***	0	0	0	0
240	250	1236	733	302	165	61	46	8	0	0	0	0	***4***	0
250	260	942	526	306	120	116	29	29	4	0	0	***8***	0	0
260	270	764	361	215	137	37	46	24	4	***4***	0	0	0	0
270	280	614	377	153	136	42	41	25	0	0	0	***4***	0	0
280	290	759	332	125	82	53	33	16	***12***	0	0	0	0	0
290	300	804	327	125	58	33	17	16	8	0	***4***	0	0	0
300	310	1016	410	99	29	4	12	***8***	0	0	0	0	0	0
310	320	1150	601	108	41	12	8	***4***	0	0	0	0	0	0
320	330	1411	650	129	37	16	24	0	0	***4***	0	0	0	0
330	340	1144	688	161	53	20	4	***4***	0	0	0	0	0	0
340	350	855	551	120	62	12	8	***4***	0	0	0	0	0	0
350	360	543	452	145	33	***4***	0	0	0	0	0	0	0	0

Tab. 5.1 – Registrazioni di moto ondoso ordinate per altezza significativa e direzione di provenienza (in parti per 100000)

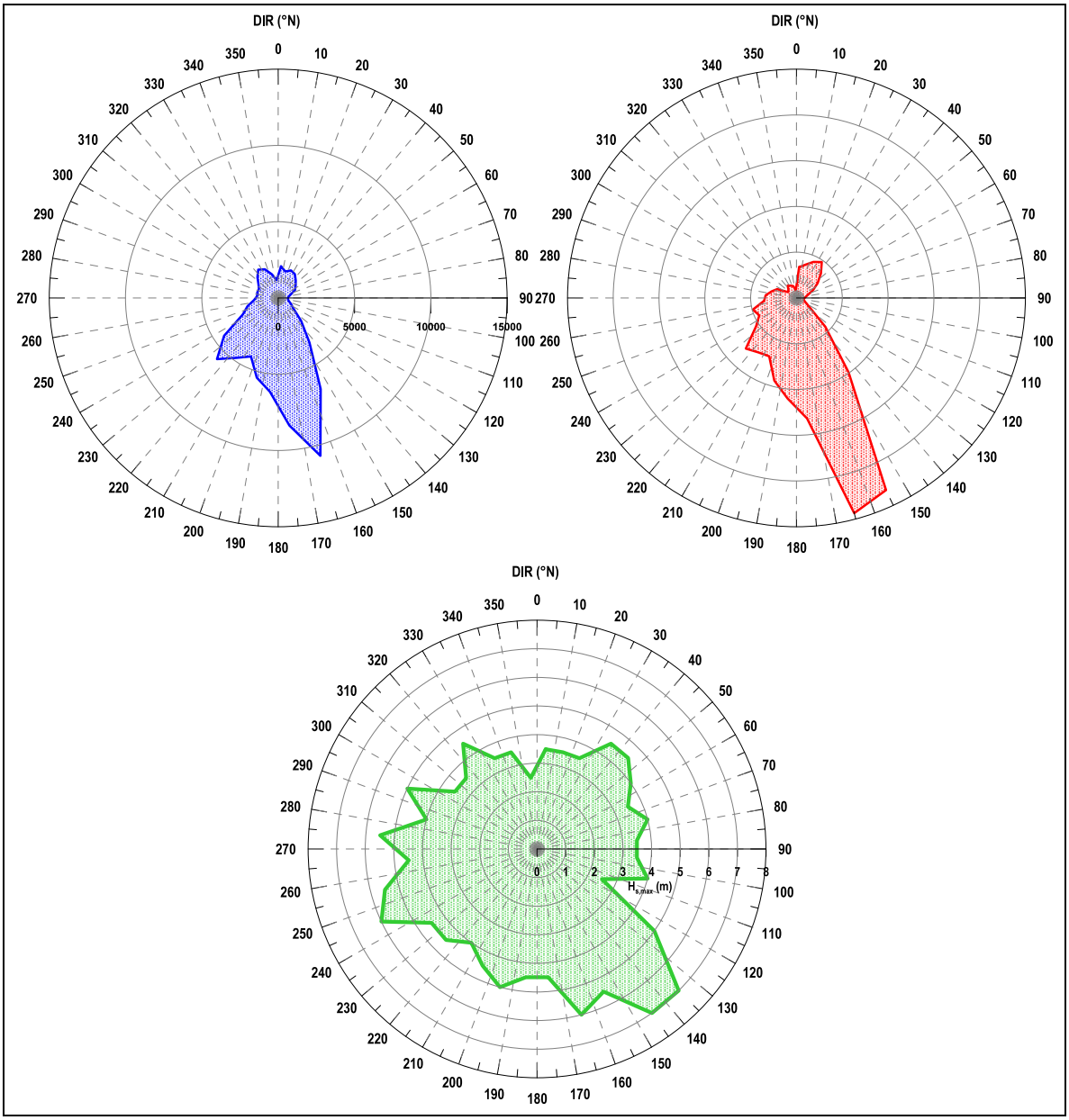


Fig. 5.3 – Rosa delle registrazioni (in blu, a sinistra), delle energie (in rosso, a destra) e delle altezze massime (in verde, in basso) nel punto C.N.R. al largo

5.1 Statistica degli eventi estremi

Utilizzando i dati relativi al punto C.N.R. al largo, è stata condotta una statistica degli eventi estremi di moto ondoso "al largo" per il periodo luglio 1992 - dicembre 2008.
Data l'esposizione del paraggio di Piombino, l'elaborazione statistica delle mareggiate estreme è stata condotta con riferimento ai due settori principali di provenienza delle mareggiate: Scirocco (120°÷150°N) e Scirocco-Mezzogiorno (150°÷210°N).
Per ciascun settore, sono state considerate le altezze significative massime relative a ciascun anno di osservazione. Gli eventi massimi annuali sono riportati in Fig. 5.4 e Tab. 5.2.
Le altezze significative massime registrate nel 1992 non sono state considerate perché si riferiscono ad un periodo di osservazione di circa sei mesi e non risultano pertanto rappresentative per l'analisi dei massimi annuali. Fa eccezione al criterio descritto il caso eventuale in cui il valore massimo registrato nell'anno parziale corrisponda al valore massimo di altezza significativa registrato nell'intero periodo di misura.
L'analisi degli eventi estremi è stata condotta utilizzando l'approccio proposto da Weibull. Di seguito, in Fig. 5.5, vengono riportati i risultati delle elaborazioni statistiche, ottenuti utilizzando il metodo di Weibull, per i settori considerati: 120°÷150°N e 150°÷210°N. In Tab. 5.3 si riportano i valori di altezza significativa ricavati dall'analisi statistica degli eventi estremi in funzione del tempo di ritorno.

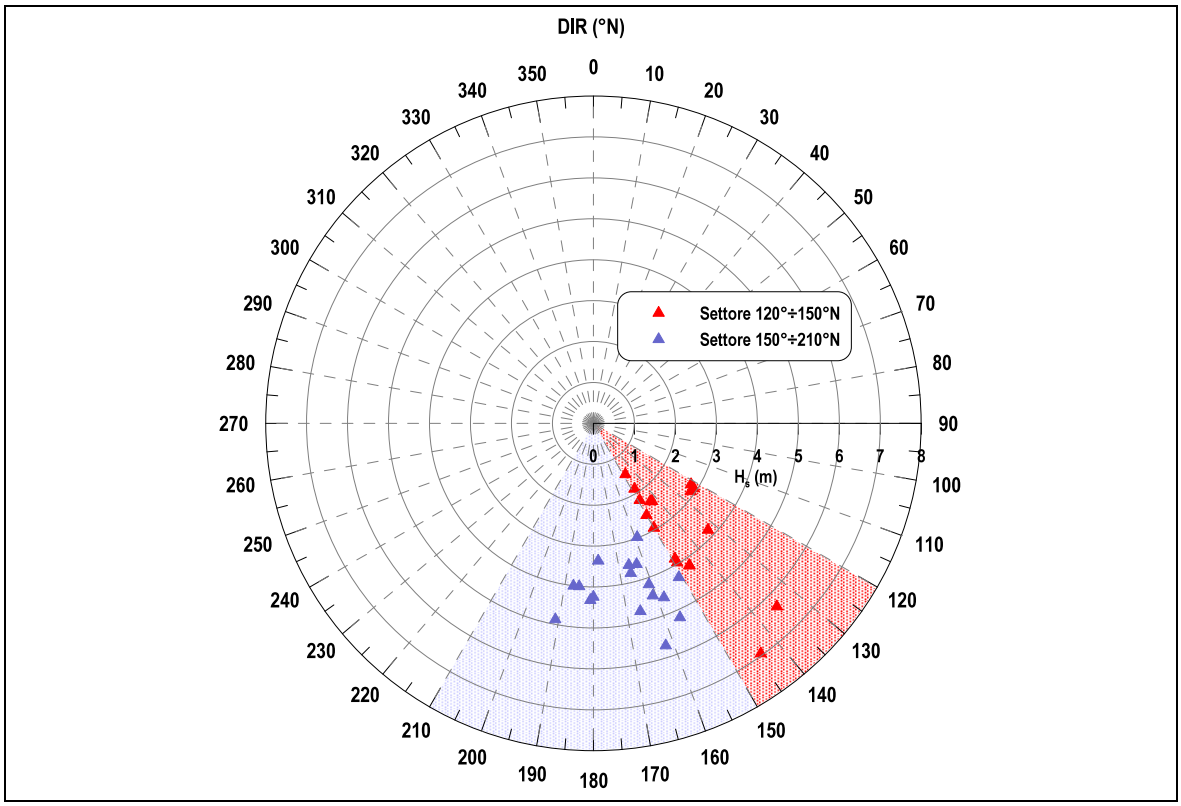


Fig. 5.4 – Rosa dei massimi annuali di altezza significativa

ANNO	Settore 120°÷150°N			Settore 150°÷210°N		
	Hs (m)	T_{01} (s)	DIR (°N)	Hs (m)	T_{01} (s)	DIR (°N)
1992	2.95	6.83	150	4.24	8.69	180
1993	6.33	10.26	135	3.60	7.71	163
1994	3.97	7.98	149	5.19	9.28	156
1995	3.86	8.31	149	4.59	10.08	158
1996	4.19	9.17	146	4.45	10.14	161
1997	2.36	8.53	144	3.57	9.32	166
1998	2.81	7.14	122	4.00	10.58	185
1999	1.47	4.99	148	4.16	7.72	161
2000	4.19	8.06	146	4.88	9.13	191
2001	3.82	8.59	133	4.30	10.23	151
2002	2.59	6.68	150	4.73	9.57	166
2003	2.19	7.66	149	3.36	7.00	178
2004	2.38	6.87	143	3.77	8.16	166
2005	1.89	6.10	148	4.00	8.01	187
2006	2.92	8.36	123	4.32	7.33	181
2007	2.90	6.47	125	2.98	7.50	159
2008	6.95	8.79	144	5.71	11.26	162

Tab. 5.2 – Massimi annuali di altezza significativa relativi al periodo luglio 1992 – dicembre 2008

T_R	Settore 120°÷150°N	Settore 150°÷210°N
(anni)	Hs (m)	Hs (m)
5	4.59	4.83
10	5.56	5.22
25	6.71	5.66
50	7.53	5.95
100	8.30	6.21

Tab. 5.3 - Risultati statistica degli estremi di altezza significativa

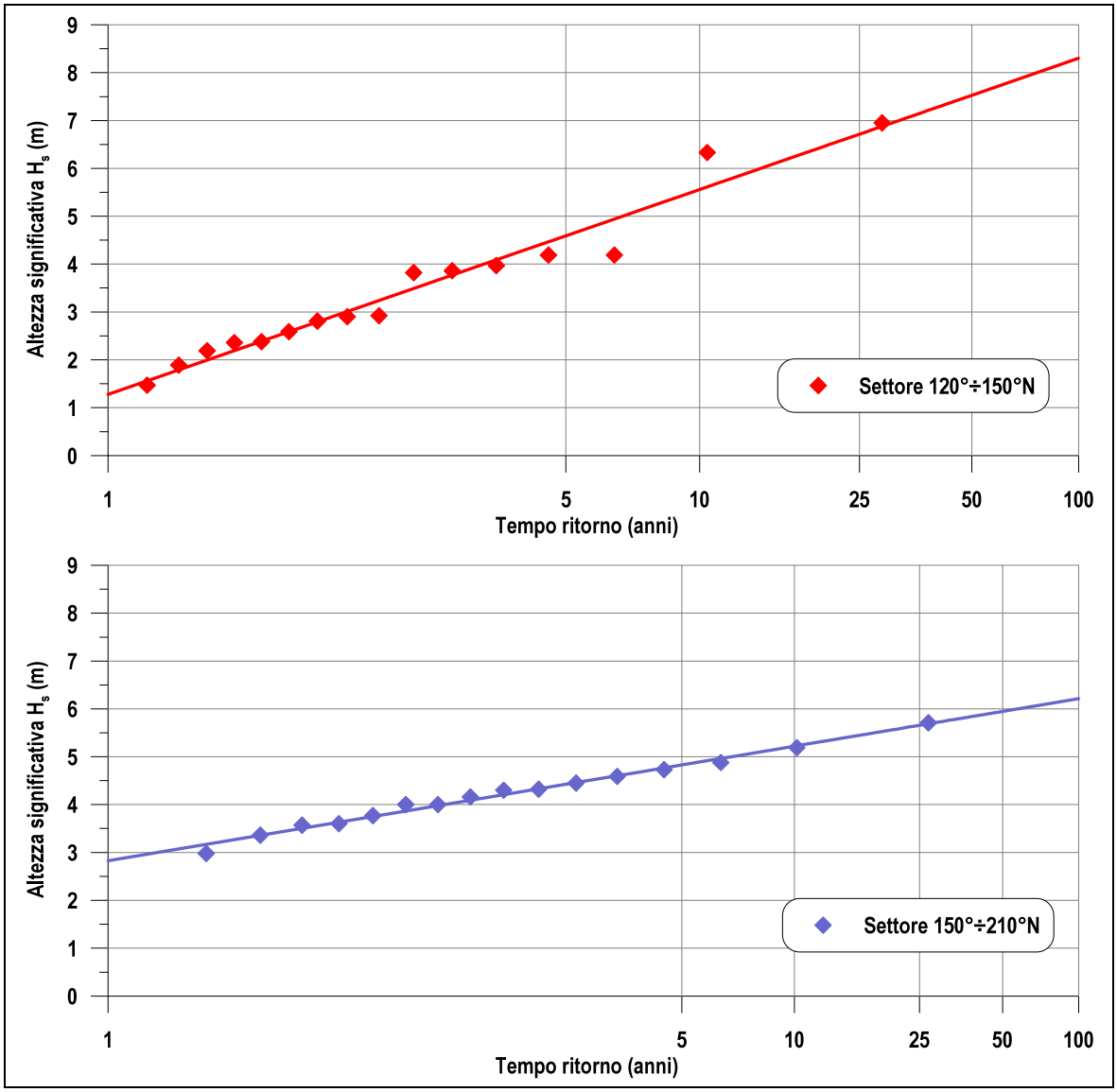


Fig. 5.5 – Elaborazione statistica degli estremi di altezza significativa

6 DATI DI MAREA

I dati di marea, utilizzati nel presente studio, sono stati scaricati dal sito dell'APAT (www.idromare.com) e si riferiscono alla stazione R.M.N. di Livorno. La stazione è ubicata nel Porto di Livorno, alla base della Darsena Marittima, nella zona Sud del porto su via del Molo Mediceo in corrispondenza dell'edificio della Polizia di Stato. Dal 20 settembre 1988 la stazione viene dotata di un mareografo modello SM3810 della ditta SIAP.
La stazione è ubicata in corrispondenza del punto di coordinate Long. 10° 17' 55", Lat. 43° 32' 47" (Fig. 6.1). I livelli di marea registrati sono riferiti allo zero dell'I.G.M..

Il periodo per il quale sono disponibili le registrazioni di marea va, in generale, dal 1896, anno in cui iniziano le osservazioni sistematiche e strutturate in reti in Italia, fino al 2010. Nello specifico i primi dati disponibili per la stazione R.M.N. di Livorno sono stati registrati a partire dal gennaio 1972.
Nel 1998 l'ultima rete mareografica, impiantata dal Ministero dei Lavori Pubblici su una parte di installazioni già esistenti, cessa l'attività per essere sostituita da quella della Presidenza del Consiglio dei Ministri, Servizio Idrografico e Mareografico Nazionale.
La sostituzione in questo caso ha comportato, come peraltro successo in altre stazioni, l'adozione di quote di riferimento probabilmente non congruenti con le precedenti. Pertanto, per uniformità di dati, sono stati utilizzati nelle analisi solamente i dati di marea, registrati ad intervalli orari, che si riferiscono all'ultimo periodo, dal 1 luglio 1998 al 31 dicembre 2009. Durante la fase di elaborazione dei dati sono state riscontrate alcune lacune parziali (registrazioni mancanti).

La serie storica dei dati registrati dal mareografo, a partire da luglio 1998, è riportata in Fig. 6.2; le registrazioni sono state depurate dei dati mancanti.
Il livello di marea oscilla mediamente tra +0.5 m e -0.5 m; pertanto, nelle elaborazioni successive, alle mareggiate estreme, è stato associato un sovralzo del medio mare pari a +0.5 m s.m.m..

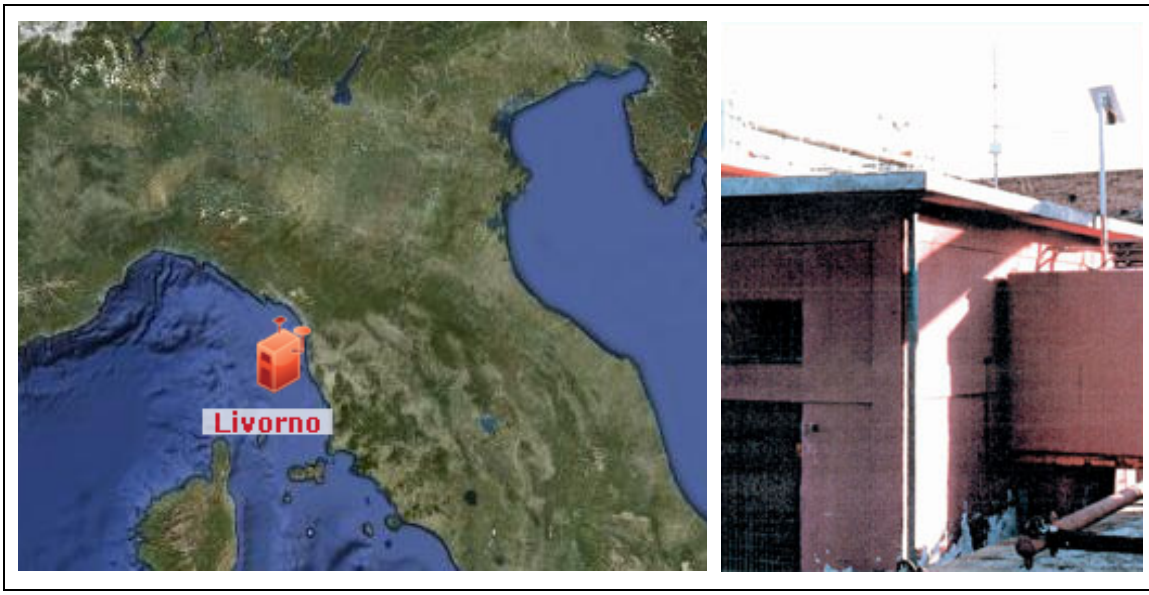


Fig. 6.1 – Stazione R.M.N. di Livorno

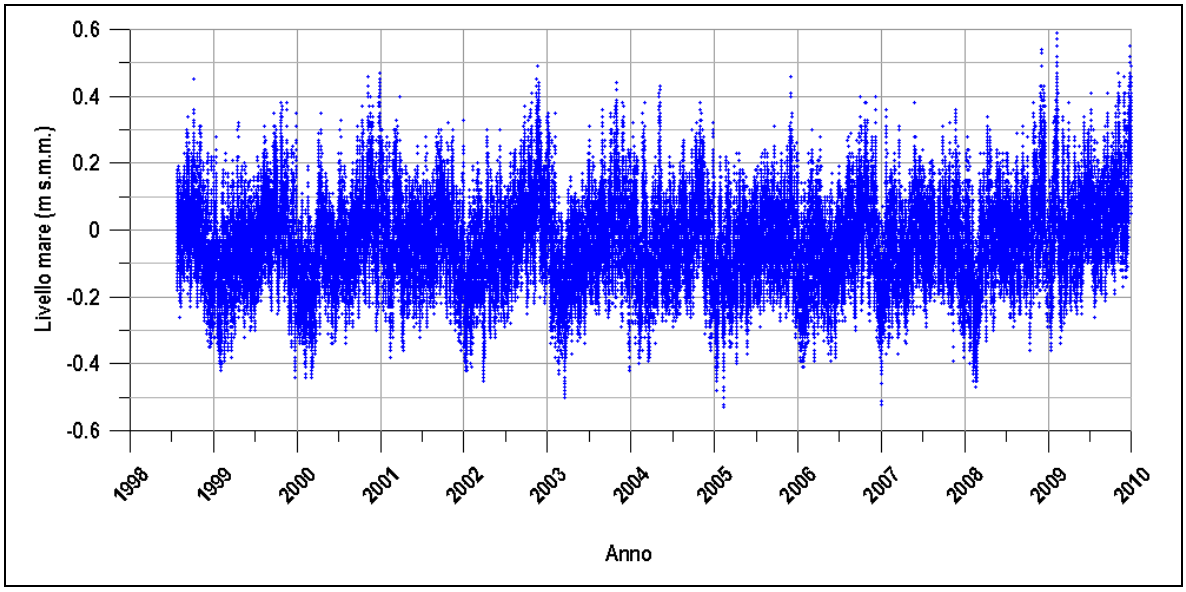


Fig. 6.2 - Andamento dei livelli di marea relativo al periodo luglio 1998 - dicembre 2009 per la stazione di Livorno

7 REGIME ANEMOLOGICO

Per la definizione del regime dei venti al largo del paraggio di Piombino sono stati utilizzati i dati acquisiti dal C.N.R..
Per quanto riguarda i dati di vento forniti dal C.N.R. si tratta di vento geostrofico, ossia di un vento "teorico" risultante dal perfetto equilibrio tra la forza di Coriolis e la forza dovuta al gradiente di pressione. Il vento geostrofico ha la caratteristica di avere direzione quasi parallela alle isobare.
Nonostante sia un vento "teorico", alle medie latitudini (come nel caso in esame) le condizioni reali non differiscono molto dal bilancio geostrofico.

Come per i dati di moto ondoso, l'informazione è disponibile su di una serie di punti uniformemente distribuiti con un intervallo di 0.5 gradi geografici (55 km in latitudine; circa 40 km in longitudine alla nostra latitudine).
Le informazioni originali, disponibili come campi bidimensionali, sono state organizzate in serie temporali che comprendono velocità del vento v e direzione media di provenienza (DIR). I relativi valori coprono il periodo luglio 1992 - dicembre 2008, ad intervalli di sei ore. Per ragioni di proprietà dei dati originali le serie temporali non sono rese disponibili a terzi, anche se sono state utilizzate per ricavare la climatologia nel punto offshore prescelto.
Attraverso l'elaborazione dei dati forniti dal C.N.R. è stato possibile definire il regime dei venti in corrispondenza del punto di coordinate (10° 30' E, 42° 30' N).

In Tab. 5.1 sono riportate le caratteristiche anemologiche "al largo", cioè nel punto cui si riferiscono i valori forniti dal C.N.R.. I dati sono ordinati per classi di velocità e direzione di provenienza.
Di seguito, in Fig. 5.3 e Fig. 7.2, vengono riportate rispettivamente le rose delle velocità massime e la rosa dei venti al largo. Si può notare che gli eventi con percentuale di apparizione più elevata provengono dal I, dal II e dal IV quadrante. I venti caratterizzati dai massimi valori di velocità provengono da Scirocco (circa 26 m/s) e da Ponente (circa 27 m/s).

I dati di vento, ed in particolare l'elaborazione statistica riportata nel successivo paragrafo 7.1, sono stati utilizzati per la generazione delle mareggiate provenienti da Grecale e da Levante-Scirocco.
Infatti, vista la conformazione geografica della costa e la presenza di promontori e isole a Sud-Est (Argentario, isola del Giglio, ecc.), nelle simulazioni di propagazione del moto ondoso dal largo verso costa, il paraggio risulta naturalmente protetto dalle mareggiate provenienti dal I quadrante e, in parte, anche dal II quadrante. Di conseguenza, la propagazione del clima ondoso è stata condotta considerando tutte le mareggiate provenienti dal settore di Scirocco-Mezzogiorno (130°÷210°N).
Seguendo questo approccio, ovviamente, non verrebbero considerate le mareggiate in grado di formarsi all'interno del golfo di Follonica, e che, considerati i fetch presenti (fino a 20 km), sono tutt'altro che trascurabili. Pertanto, lo studio della propagazione del moto ondoso è stato ulteriormente approfondito considerando anche le mareggiate provenienti da Grecale e da Levante-Scirocco (cfr. paragrafo 8.3).
I piani d'onda di tali mareggiate sono stati determinati attraverso una serie di simulazioni numeriche, sviluppate fornendo in input al modello le caratteristiche anemologiche del paraggio.
In particolare, le simulazioni sono state condotte con riferimento ai valori estremi delle velocità del vento corrispondenti a tempi di ritorno di 50 anni.

		v (m/s)													
DIR		0	2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26
(°N)		2	4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28
0	10	410	875	878	538	227	127	45	24	***16***	0	0	0	0	0
10	20	381	969	942	585	261	306	145	91	***33***	0	0	0	0	0
20	30	377	824	747	493	451	372	187	104	41	***8***	0	0	0	0
30	40	327	911	655	502	419	353	212	179	46	0	***8***	0	0	0
40	50	331	747	614	579	436	264	178	79	53	12	***4***	0	0	0
50	60	373	617	497	373	319	231	103	94	12	***8***	0	0	0	0
60	70	307	667	451	299	273	91	41	41	***8***	0	0	0	0	0
70	80	352	514	515	245	166	36	8	4	***12***	0	0	0	0	0
80	90	402	637	427	228	91	16	***12***	0	0	0	0	0	0	0
90	100	348	621	395	168	95	24	12	***8***	0	0	0	0	0	0
100	110	374	651	419	252	125	20	8	8	8	***4***	0	0	0	0
110	120	273	671	569	319	161	88	29	***4***	0	0	0	0	0	0
120	130	390	805	688	444	216	103	69	12	16	***4***	0	0	0	0
130	140	432	919	838	596	340	166	112	33	4	8	0	0	***4***	0
140	150	322	933	1016	735	485	290	145	54	***33***	0	0	0	0	0
150	160	332	988	1065	920	512	390	99	62	***16***	0	0	0	0	0
160	170	402	1196	1181	734	457	194	95	16	***4***	0	0	0	0	0
170	180	416	1056	1027	537	290	115	74	12	***24***	0	0	0	0	0
180	190	422	825	776	444	223	116	70	16	8	***8***	0	0	0	0
190	200	376	896	534	361	174	100	74	29	***8***	0	0	0	0	0
200	210	385	651	432	272	181	115	74	16	***4***	0	0	0	0	0
210	220	423	602	390	274	166	90	53	24	12	***4***	0	0	0	0
220	230	442	647	381	220	125	92	28	4	***8***	0	0	0	0	0
230	240	329	547	373	245	137	33	20	***4***	0	0	0	0	0	0
240	250	407	700	323	285	125	62	25	***8***	0	0	0	0	0	0
250	260	381	672	294	208	96	75	37	32	8	***8***	0	0	0	0
260	270	473	710	340	149	137	90	58	33	8	8	0	0	0	***4***
270	280	444	672	290	193	95	49	42	37	16	4	***8***	0	0	0
280	290	450	768	319	175	67	66	58	25	16	***4***	0	0	0	0
290	300	465	992	485	239	104	66	20	41	16	8	0	***4***	0	0
300	310	406	1181	700	306	92	33	33	28	***4***	0	0	0	0	0
310	320	423	966	982	502	199	66	42	4	***4***	0	0	0	0	0
320	330	449	1140	1036	654	203	66	12	20	***12***	0	0	0	0	0
330	340	380	1109	1255	666	210	58	53	17	8	***8***	0	0	0	0
340	350	401	1169	1363	564	187	78	28	12	4	0	***4***	0	0	0
350	360	444	1227	1183	511	182	79	20	32	***12***	0	0	0	0	0

Tab. 7.1 – Registrazioni di vento ordinate per altezza significativa e direzione di provenienza (in parti per 100000)

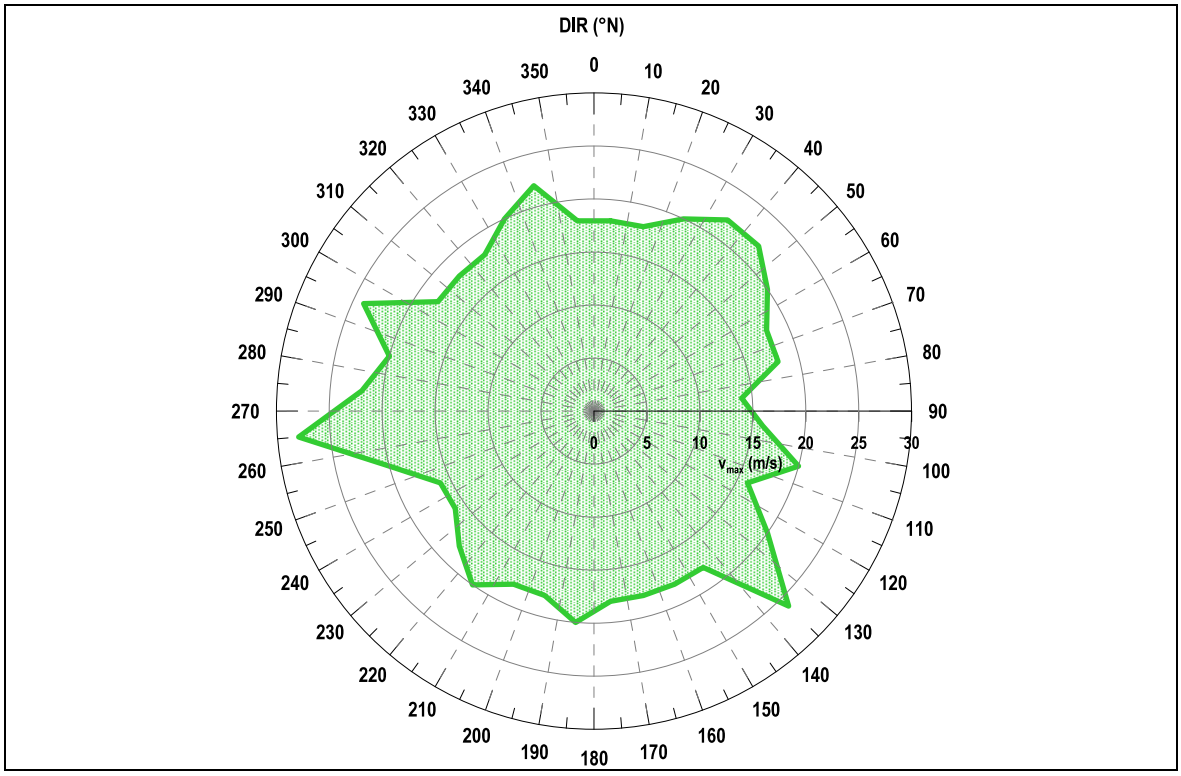


Fig. 7.1 – Rosa delle velocità massime nel punto C.N.R. al largo

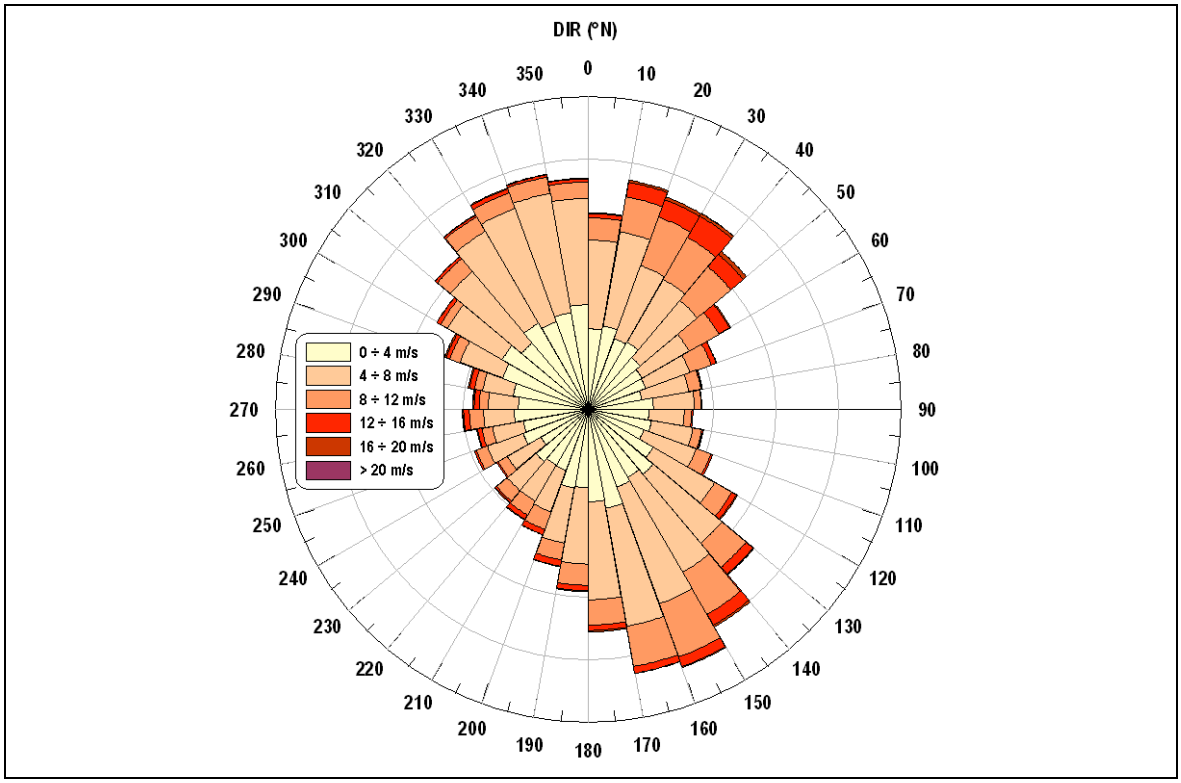


Fig. 7.2 – Rosa dei venti nel punto C.N.R. al largo

7.1 Statistica degli eventi estremi

Utilizzando i dati relativi al punto C.N.R. al largo, è stata condotta una statistica degli eventi estremi di vento "al largo" per il periodo luglio 1992 - dicembre 2008.
Come accennato al precedente paragrafo 7, l'analisi statistica dei dati di vento è stata condotta per i settori di Grecale (0°÷90°N) e Levante-Scirocco (90°÷150°N). In particolare, per ciascun settore, sono state considerate le velocità massime relative a ciascun anno di osservazione. Gli eventi massimi annuali sono riportati in Fig. 5.4 e Tab. 5.2.
Le velocità massime registrate nel 1992 non sono state considerate perché si riferiscono ad un periodo di osservazione di circa sei mesi e non risultano pertanto rappresentative per l'analisi dei massimi annuali. Fa eccezione al criterio descritto il caso in cui il valore massimo registrato nell'anno parziale corrisponda al valore massimo di altezza significativa registrato nell'intero periodo di misura (come ad esempio il valore di velocità registrato nel 1992 per il settore di Grecale).

L'analisi degli eventi estremi è stata condotta utilizzando l'approccio proposto da Gumbel. Di seguito, in Fig. 5.5, vengono riportati i risultati delle elaborazioni statistiche, ottenuti utilizzando il metodo di Gumbel, per i settori considerati: 0°÷90°N e 90°÷150°N. In Tab. 5.3 si riportano i valori di velocità ricavati dall'analisi statistica degli eventi estremi in funzione del tempo di ritorno.

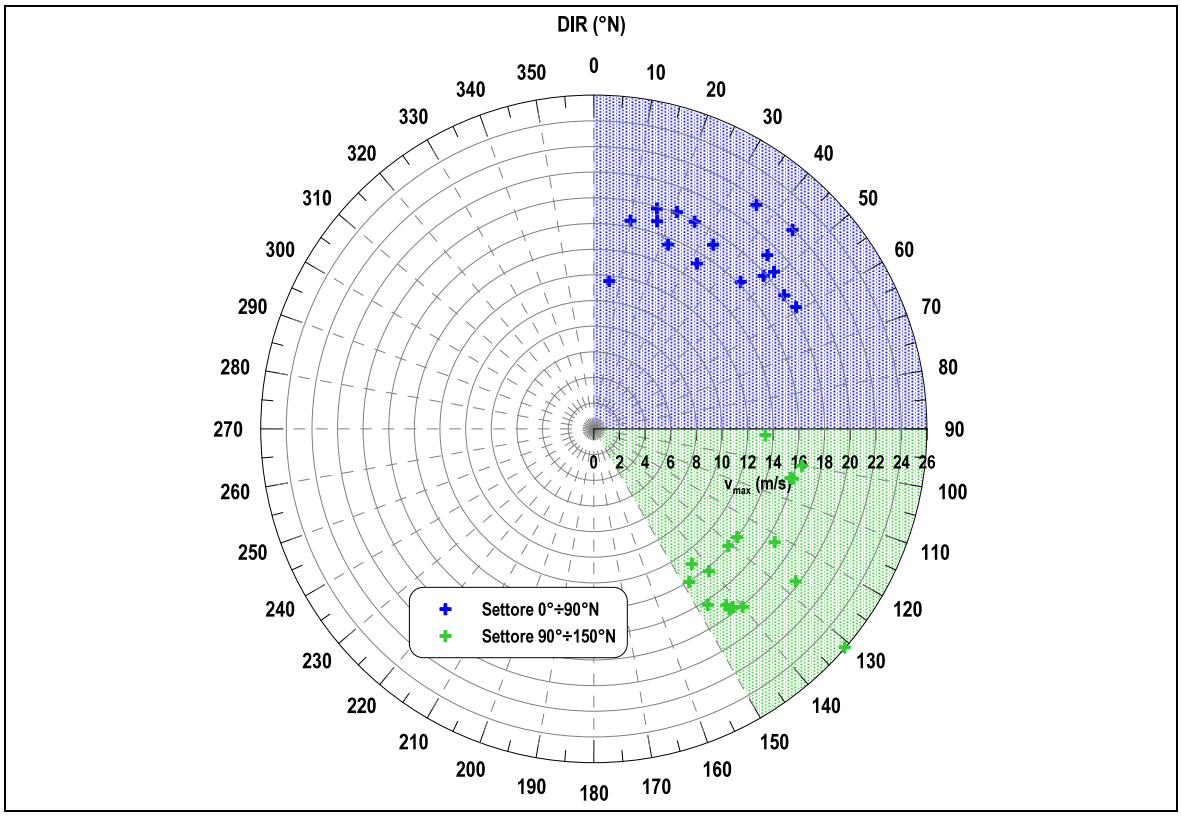


Fig. 7.3 – Rosa dei massimi annuali di velocità del vento

ANNO	Settore 0°÷90°N		Settore 90°÷150°N	
	v (m/s)	DIR (°N)	v (m/s)	DIR (°N)
1992	21.93	45	16.03	104
1993	17.85	16	19.72	127
1994	18.41	59	17.61	142
1995	16.47	10	14.00	127
1996	16.91	17	17.18	143
1997	11.58	6	14.26	141
1998	15.48	22	13.41	92
1999	18.10	21	17.59	143
2000	16.2	45	16.65	122
2001	19.15	45	16.48	100
2002	15.19	32	13.91	131
2003	17.95	26	14.06	148
2004	21.58	36	16.34	147
2005	17.82	48	13.01	144
2006	17.11	33	18.09	140
2007	18.14	55	15.81	104
2008	18.64	49	25.94	131

Tab. 7.2 – Massimi annuali di velocità del vento relativi al periodo luglio 1992 – dicembre 2008

T_R	Settore 0°÷90°N	Settore 90°÷150°N
(anni)	v (m/s)	v (m/s)
5	19.7	19.4
10	21.5	21.7
25	23.6	24.5
50	25.2	26.6
100	26.8	28.7

Tab. 7.3 - Risultati statistica degli estremi di velocità del vento

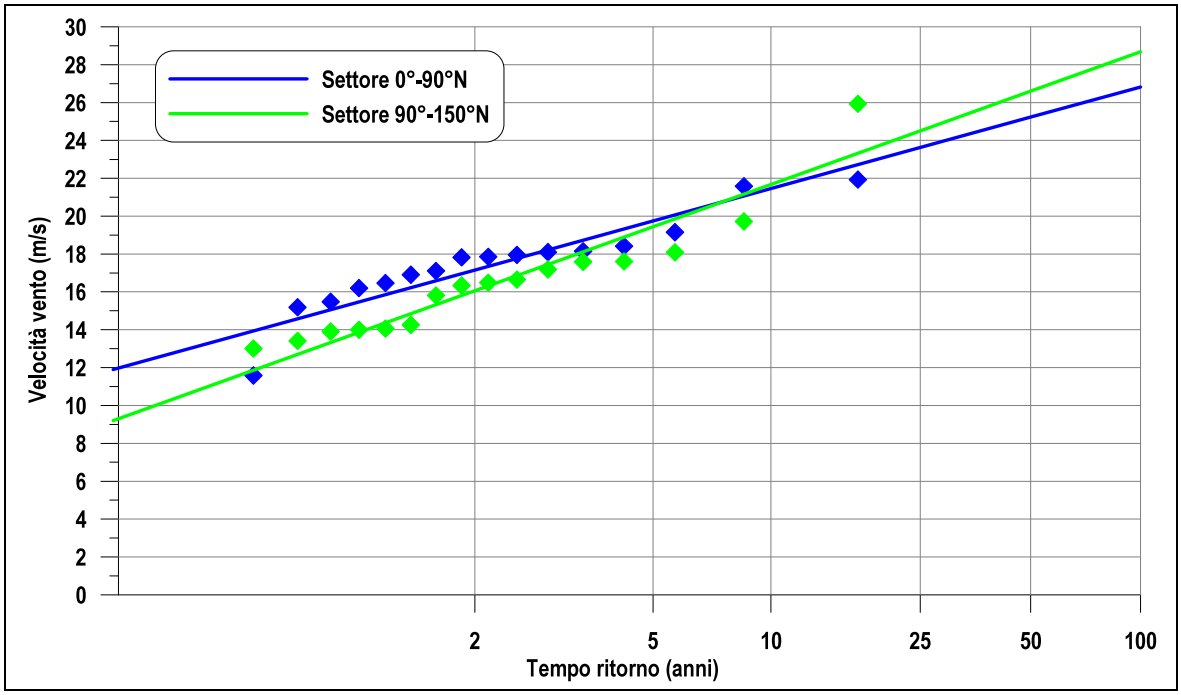


Fig. 7.4 – Elaborazione statistica degli estremi di velocità del vento

8 PROPAGAZIONE DEL MOTO ONDOSO

Nel presente paragrafo sono descritti i risultati della propagazione del moto ondoso dal punto al largo (punto C.N.R., 10° 30' E – 42° 30' N) fino al paraggio di interesse. Le propagazioni sono state condotte per mezzo del codice di calcolo STWAVE.

In particolare, lo studio della propagazione del moto ondoso è stato suddiviso in tre parti:

- propagazione del clima ondoso dal largo (punto C.N.R.) ad un punto sottocosta, posto di fronte all'area oggetto di intervento (cfr. paragrafo 8.1);
- propagazione di eventi estremi di moto ondoso (derivanti dall'analisi statistica condotta nel paragrafo 5.1), corrispondenti a tempi di ritorno di 5 e 50 anni, dal punto C.N.R. fino all'area oggetto di intervento (cfr. paragrafo 8.2);
- generazione del moto ondoso partendo da dati di vento (derivanti dall'analisi statistica condotta nel paragrafo 7.1), corrispondenti a tempi di ritorno di 50 anni, dal punto C.N.R. fino all'area oggetto di intervento (cfr. paragrafo 8.3).

8.1 Propagazione del clima ondoso dal largo ad un punto sottocosta

La propagazione del clima ondoso dal largo (punto C.N.R.) ad un punto sottocosta è stata condotta mediante il modello numerico STWAVE, descritto in dettaglio nell'allegato "A".

Le propagazioni hanno consentito di determinare il clima in corrispondenza di un punto (punto P) posto di fronte al molo di sopraflutto del porto previsto in progetto, su una profondità di circa 20 m (Fig. 8.1). Il punto P si trova in corrispondenza del punto di coordinate (1627430 m E; 4753265 m N); le coordinate sono espresse nel sistema di riferimento Gauss-Boaga - Fuso Ovest.

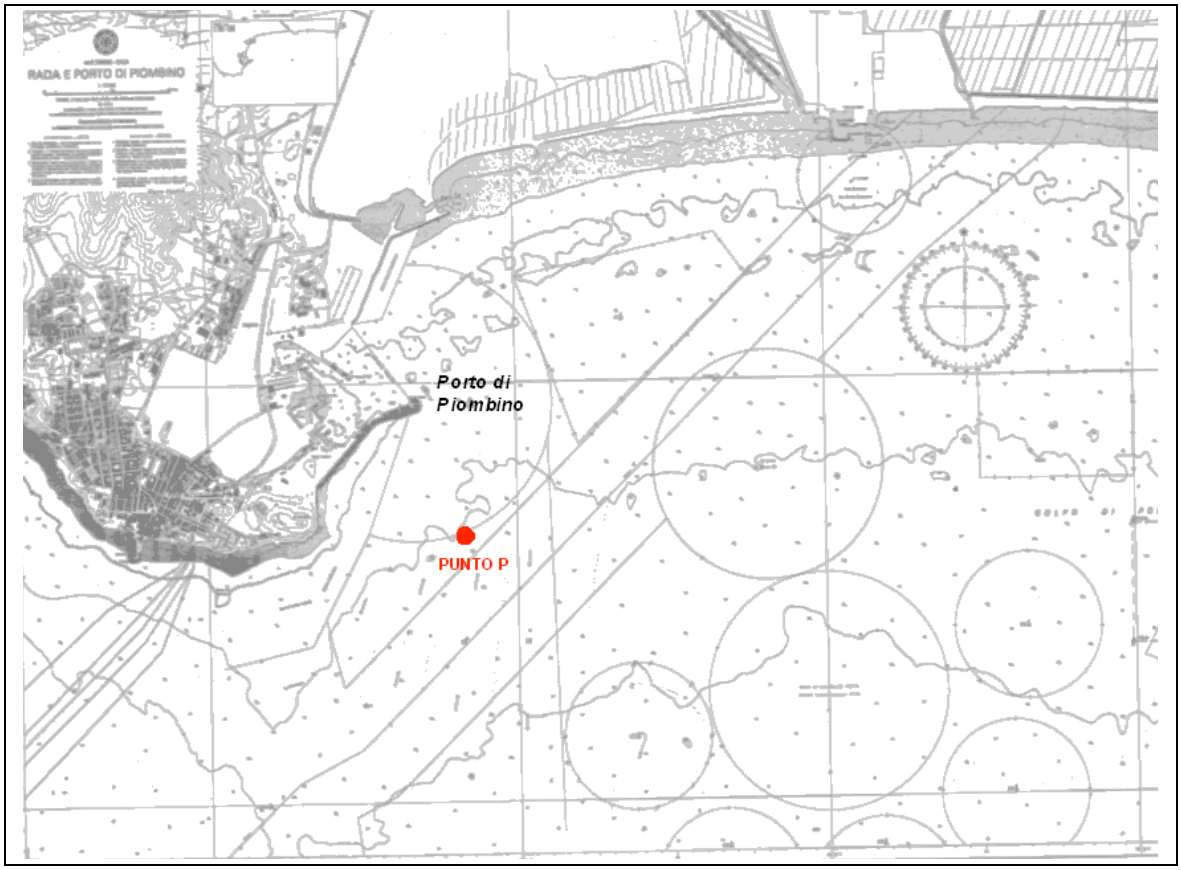


Fig. 8.1 – Planimetria con ubicazione punto di output del clima

8.1.1 Settaggio del modello

La propagazione del moto ondoso, condotta mediante il modello numerico STWAVE, è stata basata sulla batimetria del paraggio ricavata dalle carte nautiche dell'Istituto Idrografico della Marina e da un rilievo locale di dettaglio, eseguito nel novembre 2010.

Il dominio di calcolo è stato discretizzato attraverso una griglia con maglia ortogonale a celle quadrate di passo 100 m, con i lati paralleli agli assi cartesiani. La griglia ha origine nel punto di coordinate (1581600 m E; 4671150 m N) e dimensioni 120'000x88'000 m (Fig. 8.2).

Con riferimento al clima ondoso relativo al punto al largo (punto CNR), sono stati propagati nel dominio di calcolo tutti gli eventi provenienti dal settore 130°÷210°N (Scirocco-Mezzogiorno).
Il bordo offshore della griglia di calcolo (lato Sud), lungo il quale avviene la generazione delle onde, è posto su profondità maggiori di 100 m; pertanto, ad esso sono state ragionevolmente assegnate in input le caratteristiche del clima ondoso ricavate nel punto CNR al largo.

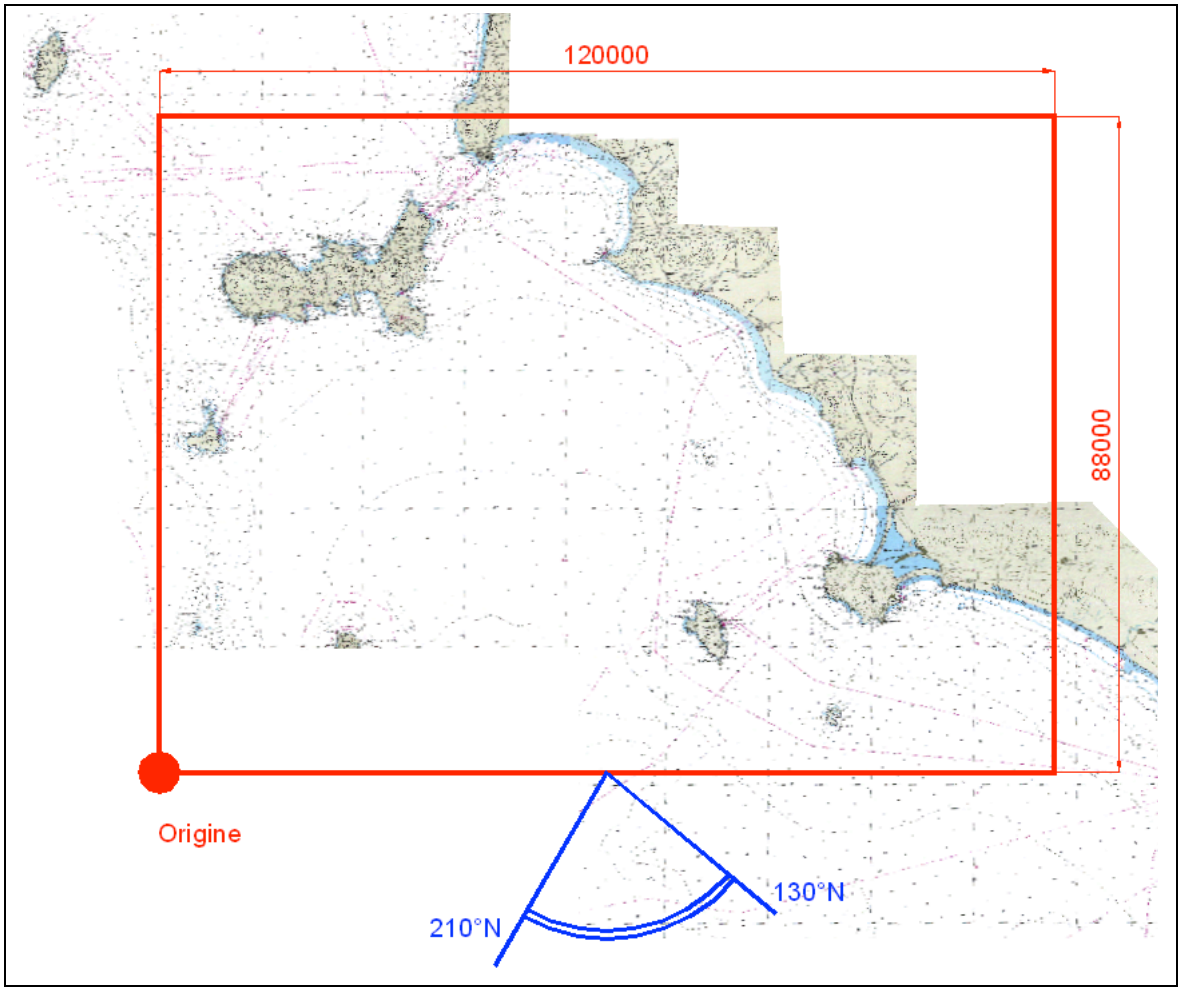


Fig. 8.2 – BIG GRID (dimensioni 120'000x88'000 m; passo 100 m)

8.1.2 Propagazione clima ondoso dal punto al largo al punto P

Di seguito si descrivono i risultati della propagazione del clima ondoso dal punto al largo al punto P; nelle simulazioni sono state propagate le mareggiate comprese nel settore 130°-210°N.
Le caratteristiche del clima ondoso nel punto P sono state utilizzate come input per le simulazioni di propagazione locale delle mareggiate estreme (finalizzate al dimensionamento delle opere foranee) e per formulare alcune considerazioni sull'operatività della nuova infrastruttura portuale.

Nella successiva Tab. 8.1 sono riportate le frequenze del moto ondoso nel punto P, ordinate per classi di altezza significativa e direzione di provenienza; i dati sono stati ottenuti per mezzo delle simulazioni condotte con il codice di calcolo STWAVE. Per quanto riguarda la suddivisione in classi degli eventi di moto ondoso è stata utilizzata la stessa schematizzazione proposta per il clima al largo.

Di seguito (Fig. 8.3, Fig. 8.4 e Fig. 8.5) sono riportate rispettivamente le rose delle registrazioni, delle energie e delle altezze significative massime nel punto P.
Dall'analisi delle rose delle registrazioni e delle energie, risulta evidente come l'energia del moto ondoso sia tutta concentrata nel settore 160°÷190°N (Mezzogiorno). La rosa delle energie presenta, pertanto, un unico picco in corrispondenza delle direzioni 165°-175°N. Le onde caratterizzate dai massimi valori di altezza significativa (di poco superiori ai 3.5 m) provengono da 165°.

A partire dai dati disponibili, è stato possibile ricostruire anche la curva di durata, che consente di mettere in relazione le caratteristiche di un evento con la sua durata media annuale (Fig. 8.6).
Si può osservare che l'altezza significativa di 2 m viene superata mediamente per meno di 2 giorni all'anno, mentre altezze significative di 1 m possono essere superate per circa 20 giorni all'anno.

		H_{m0} (m)							
DIR		**0.0**	**0.5**	**1.0**	**1.5**	**2.0**	**2.5**	**3.0**	**3.5**
(°N)		**0.5**	**1.0**	**1.5**	**2.0**	**2.5**	**3.0**	**3.5**	**4.0**
160	**170**	5949	4496	2148	792	229	28	16	***4***
170	**180**	15175	12180	1300	521	76	***56***	0	0
180	**190**	3346	478	319	62	***16***	0	0	0

Tab. 8.1 - Registrazioni di moto ondoso ordinate per altezza e direzione di provenienza – Punto P

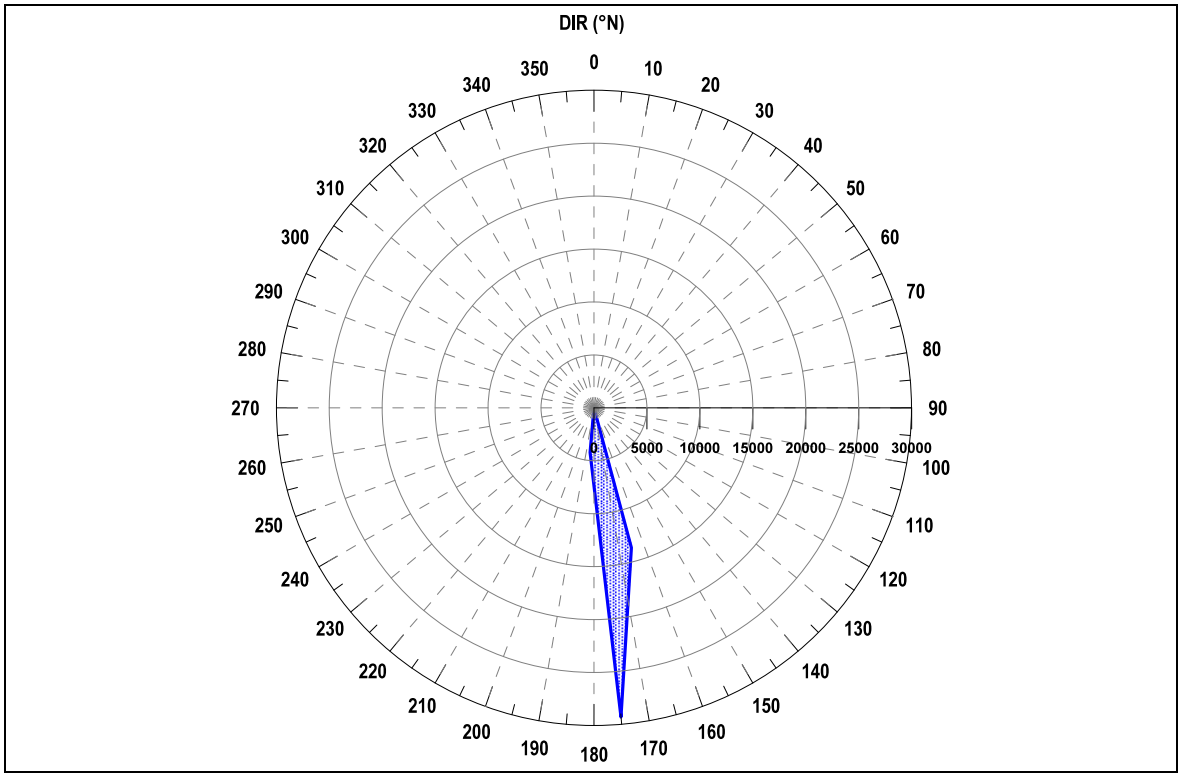


Fig. 8.3 – Rose delle registrazioni nel punto P

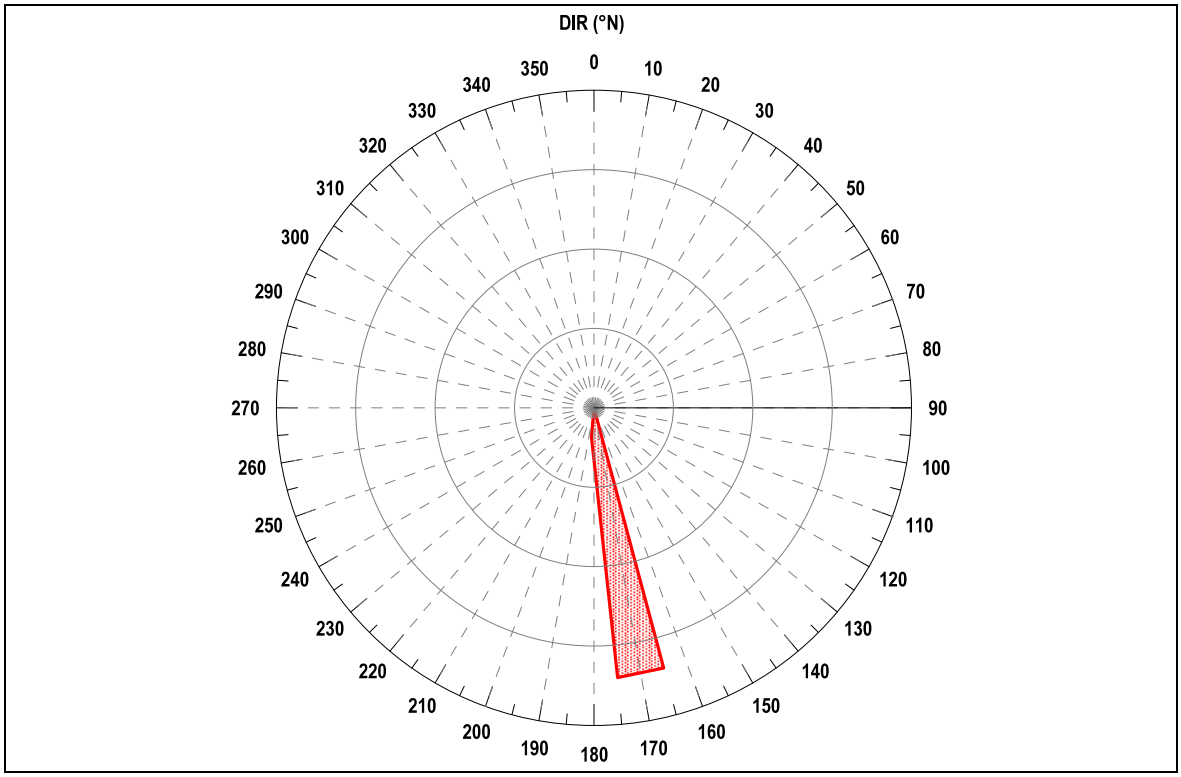


Fig. 8.4 – Rosa delle energie nel punto P

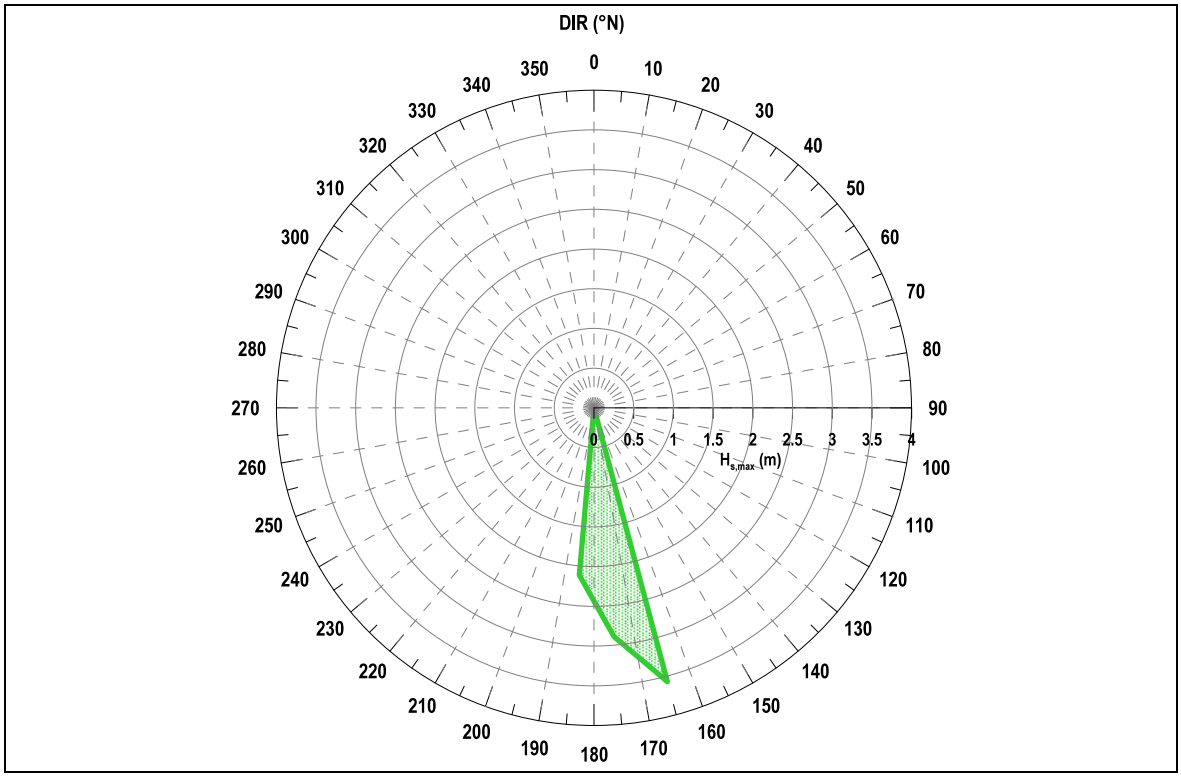


Fig. 8.5 – Rosa delle altezze massime nel punto P

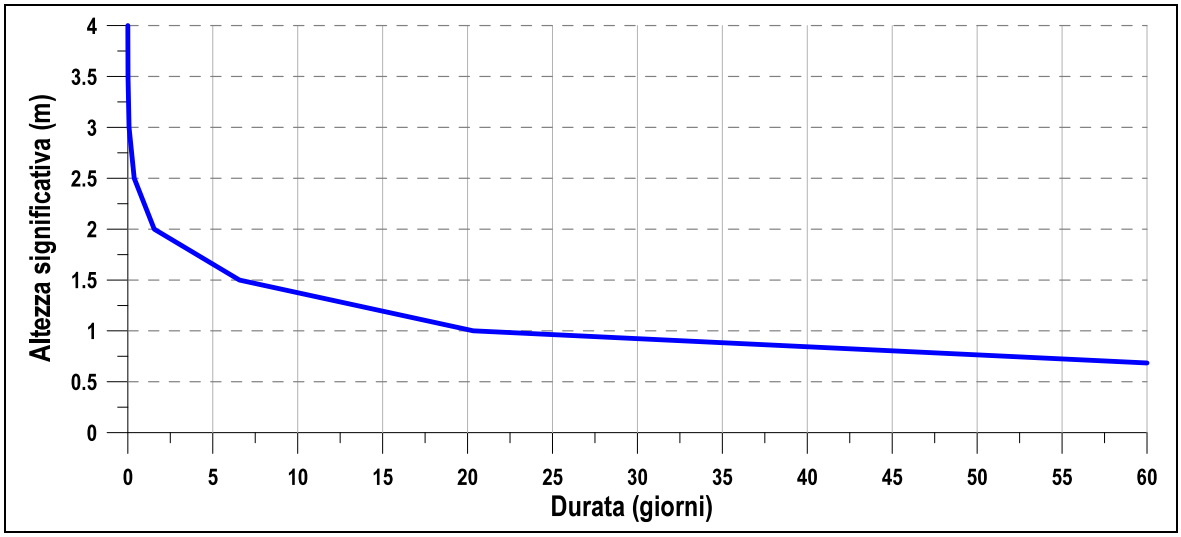


Fig. 8.6 – Curva di durata nel punto P

8.2 Propagazione di mareggiate estreme

La propagazione fino a costa delle mareggiate estreme con tempo di ritorno di 5 e 50 anni è stata condotta mediante il modello numerico STWAVE (Steady-state Spectral Wave Model), descritto in dettaglio nell'allegato "A".

Le simulazioni sono state eseguite utilizzando la batimetria aggiornata del sito, ricavata in base alle carte nautiche dell'Istituto Idrografico della Marina e al rilievo locale.

I risultati della propagazione delle mareggiate estreme sono stati utilizzati per il dimensionamento delle opere foranee e per lo studio dell'agitazione interna del nuovo bacino portuale. Considerata la finalità delle simulazioni, nel dominio di calcolo (nello specifico nella griglia di dettaglio) è stato inserito il nuovo porto turistico.

8.2.1 Settaggio del modello

La propagazione delle mareggiate estreme, come verrà specificato nel successivo paragrafo 8.2.2, è stata condotta con riferimento agli eventi ondosi provenienti dai settori di Scirocco (120°÷150°N) e di Mezzogiorno (150°-210°N).

Le simulazioni sono state condotte in due fasi: inizialmente le mareggiate sono state propagate dal largo verso costa utilizzando la griglia di calcolo descritta al precedente paragrafo 8.1.1; successivamente è stata costruita un griglia di dettaglio centrata nell'area di interesse.

La prima fase di propagazione ha infatti consentito di determinare le caratteristiche delle mareggiate estreme in corrispondenza del bordo offshore della griglia di dettaglio, posto su una profondità media di circa 20 m. I risultati di queste propagazioni sono stati finalizzati all'individuazione delle condizioni di input per lo studio dell'agitazione interna (codice di calcolo CGWAVE, paragrafo 11) e alla determinazione delle condizioni al contorno per la propagazione sulla griglia di dettaglio.

La griglia di dettaglio, riportata in Fig. 8.7, ha origine nel punto di coordinate 1626144.2 m EST; 4752623.5 m NORD (vertice SW, in basso a sinistra in figura), dimensioni 2500x1800, maglia quadrata con passo 5 m. La base della griglia è inclinata di 25° rispetto alla direzione EO. Le coordinate dell'origine della griglia di calcolo sono espresse nel sistema di riferimento Gauss Boaga – Fuso Ovest.

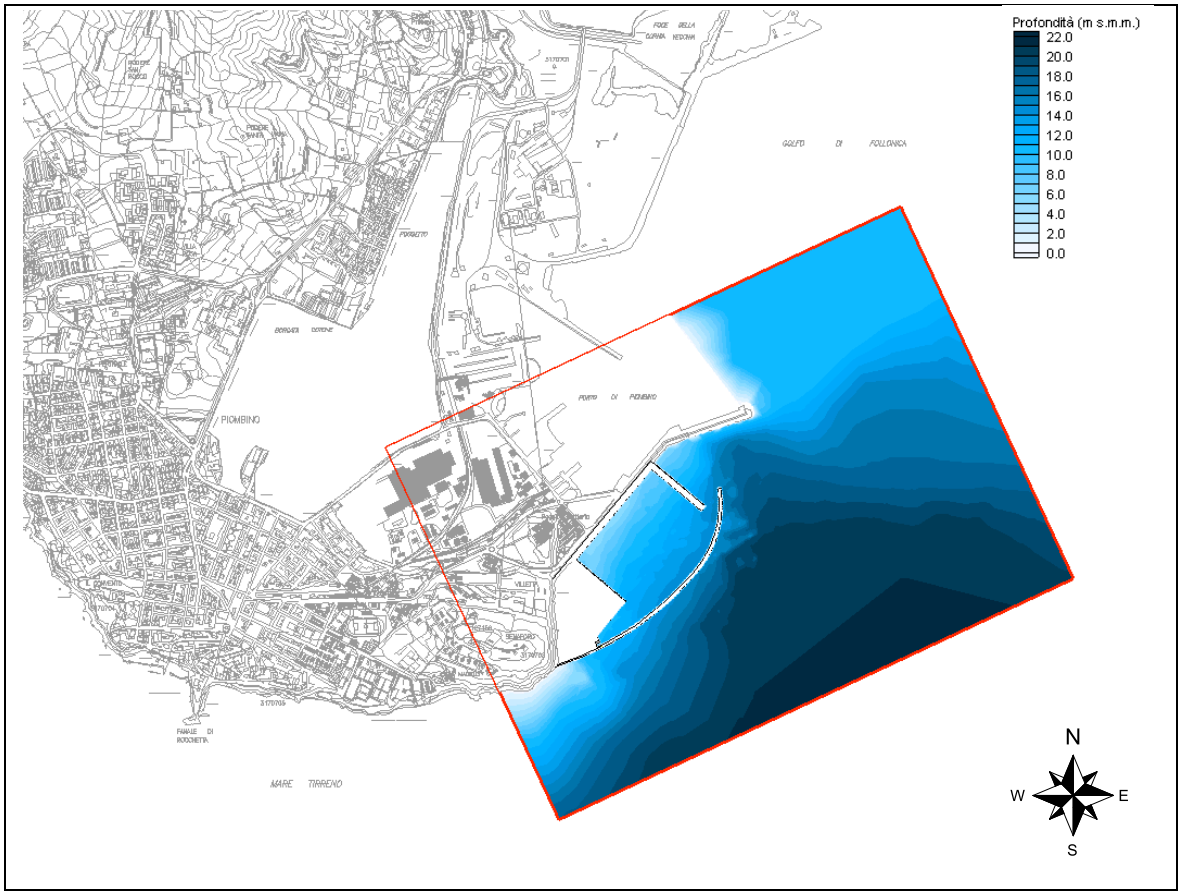


Fig. 8.7 – Griglia di dettaglio STWAVE

8.2.2 Caratteristiche delle mareggiate estreme

Nelle simulazioni sono state propagate le mareggiate con tempo di ritorno di 5 e 50 anni, le cui caratteristiche sono state ricavate dall'analisi statistica degli eventi ondosi al largo (cfr. paragrafo 5.1). Le caratteristiche al largo delle mareggiate estreme fornite in input alla griglia di calcolo STWAVE nella prima fase di propagazione (dal largo al bordo della griglia di dettaglio) sono riportate nella successiva Tab. 8.2. In Tab. 8.3, invece, si riportano le caratteristiche delle medesime mareggiate estratte dai risultati della prima fase di propagazione, condotta utilizzando il dominio di calcolo più esteso. I risultati sono stati ricavati in corrispondenza del bordo offshore della griglia di dettaglio.
Non disponendo di dati sufficienti a condurre una statistica congiunta altezza/livelli, alle mareggiate estreme è stato cautelativamente associato un valore del sovralzo del livello medio mare corrispondente al massimo livello registrato dalla stazione R.M.N. di Livorno (circa +0.5 m s.m.m.).
Le direzioni da associare alle mareggiate estreme sono state scelte con riferimento alla rosa dei massimi annuali, rappresentata in Fig. 8.8. In particolare, per ciascun settore sono state scelte come rappresentative le direzioni da cui provengono i massimi valori di altezza significativa: 140°N per il settore di Scirocco (120°÷150°) e 160°N per quello di Mezzogiorno (150°÷210°N).

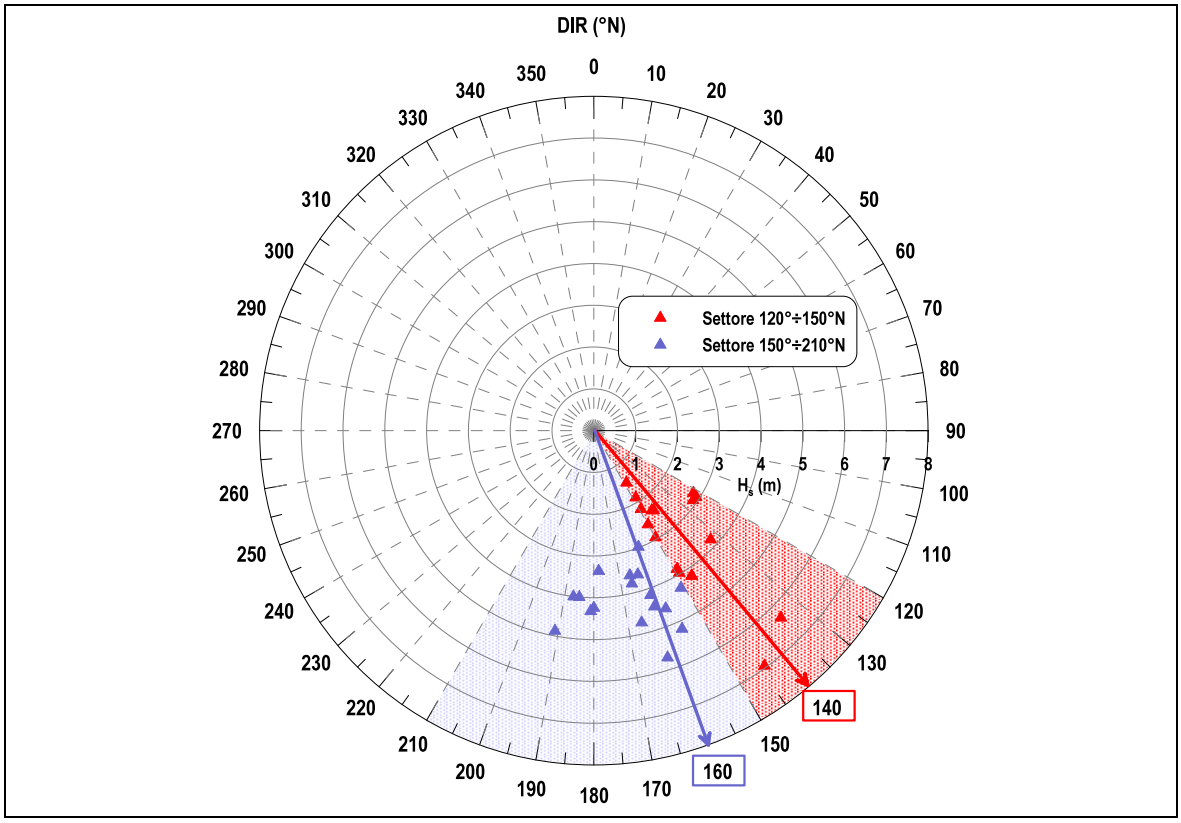


Fig. 8.8 – Direzioni di provenienza delle mareggiate estreme

Per quanto riguarda i periodi da associare alle mareggiate estreme, i valori sono stati ricavati sulla base di un'analisi condotta con riferimento ai periodi medi dei massimi annui precedentemente individuati (cfr. paragrafo 5.1). Le coppie di valori (H_s,T_{01}), nel punto C.N.R., sono state opportunamente interpolate in modo da ricavare una correlazione tra altezza significativa e periodo medio del tipo:

$$T_{01} = a + b \cdot H_S{}^{c} .$$

I valori dei parametri "a", "b" e "c" ricavati dall'interpolazione dei dati sono pari a 0.00, 5.28 e 0.32 per il settore 120°÷150°N, mentre per il settore 150°÷210°N sono pari a 4.23, 0.96 e 1.10 (Fig. 8.9).

Il periodo di picco (T_p), invece, è stato ricavato sulla base del valore del periodo medio e dello spreading direzionale γ, utilizzando formule proposte in letteratura ("Technical note" of the EUROWAVES project: www.oceanor.no/projects/eurowaves/).

				AL LARGO (punto C.N.R.)			
TEST	**Caratteristiche mareggiata**	**Setup (m s.m.m.)**	**Settore di provenienza**	**H_S (m)**	**T_{01} (s)**	**T_p (s)**	**Dir (°N)**
1	T_R = 5 anni	+0.50	120°-150°N	**4.59**	8.6	10.2	140
2	T_R = 50 anni	+0.50		**7.53**	10.1	12.0	140
3	T_R = 5 anni	+0.50	150°-210°N	**4.83**	9.7	11.5	160
4	T_R = 50 anni	+0.50		**5.95**	11.1	13.1	160

Tab. 8.2 – Caratteristiche delle mareggiate estreme al largo (punto C.N.R.)

				PUNTO P (bordo griglia dettaglio)			
TEST	**Caratteristiche mareggiata**	**Setup (m s.m.m.)**	**Settore di provenienza**	**H_S (m)**	**T_{01} (s)**	**T_p (s)**	**Dir (°N)**
1	T_R = 5 anni	+0.50	120°-150°N	**2.27**	8.6	10.2	164.9
2	T_R = 50 anni	+0.50		**3.17**	10.1	12.0	161.0
3	T_R = 5 anni	+0.50	150°-210°N	**3.13**	9.7	11.5	167.6
4	T_R = 50 anni	+0.50		**3.81**	11.1	13.1	166.8

Tab. 8.3 – Caratteristiche delle mareggiate estreme in corrispondenza del punto P

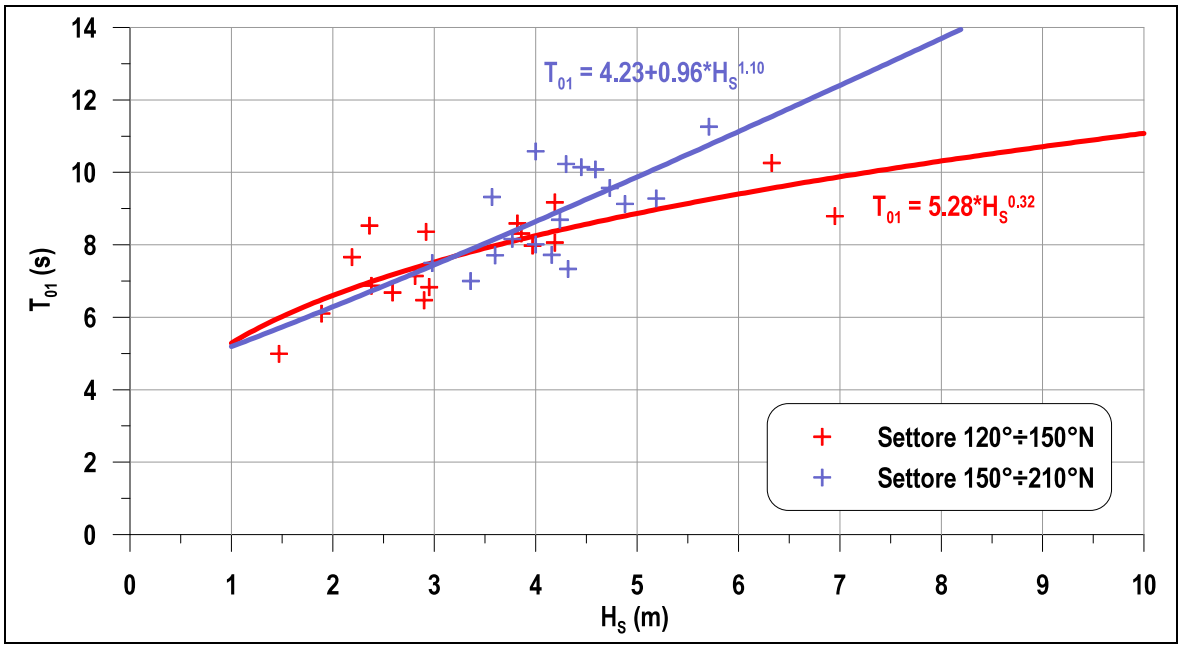


Fig. 8.9 – Correlazione H_s - T_{01}

8.2.3 Piani d'onda delle mareggiate estreme

Nel presente paragrafo sono riportati i risultati delle simulazioni di propagazione locale delle mareggiate estreme caratterizzate da tempi di ritorno di 5 e 50 anni, provenienti dai settori di Scirocco (120°÷150°N) e Mezzogiorno (150°÷210°N). Le simulazioni sono state condotte per mezzo del codice di calcolo STWAVE.

Le figure rappresentano, in termini di contour colorati, le altezze d'onda significativa, mentre le direzioni locali dell'onda sono indicate mediante vettori il cui modulo è proporzionale all'altezza d'onda significativa. I risultati sono rappresentati nelle successive Fig. 8.10 (TEST 1), Fig. 8.11 (TEST 2), Fig. 8.12 (TEST 3) e Fig. 8.13 (TEST 4).

Dai risultati si osserva che le mareggiate estreme di Scirocco (140°N) e Scirocco-Mezzogiorno (160°N) giungono in prossimità del paraggio sensibilmente abbattute e ruotate rispetto alle caratteristiche al largo (nel punto C.N.R.). Le caratteristiche sottocosta delle mareggiate si mantengono, invece, pressoché invariate dal punto di output (punto P) fino al molo di sopraflutto del nuovo marina.

Le mareggiate provenienti da 160°N (al largo) risultano, comunque, caratterizzate da altezze d'onda significativa sottocosta maggiori, rispetto alle mareggiate di Scirocco (140°N).
Le massime altezze d'onda significativa in prossimità dell'opera risultano dell'ordine dei 3.9 m in corrispondenza del molo di sopraflutto (Fig. 8.13).

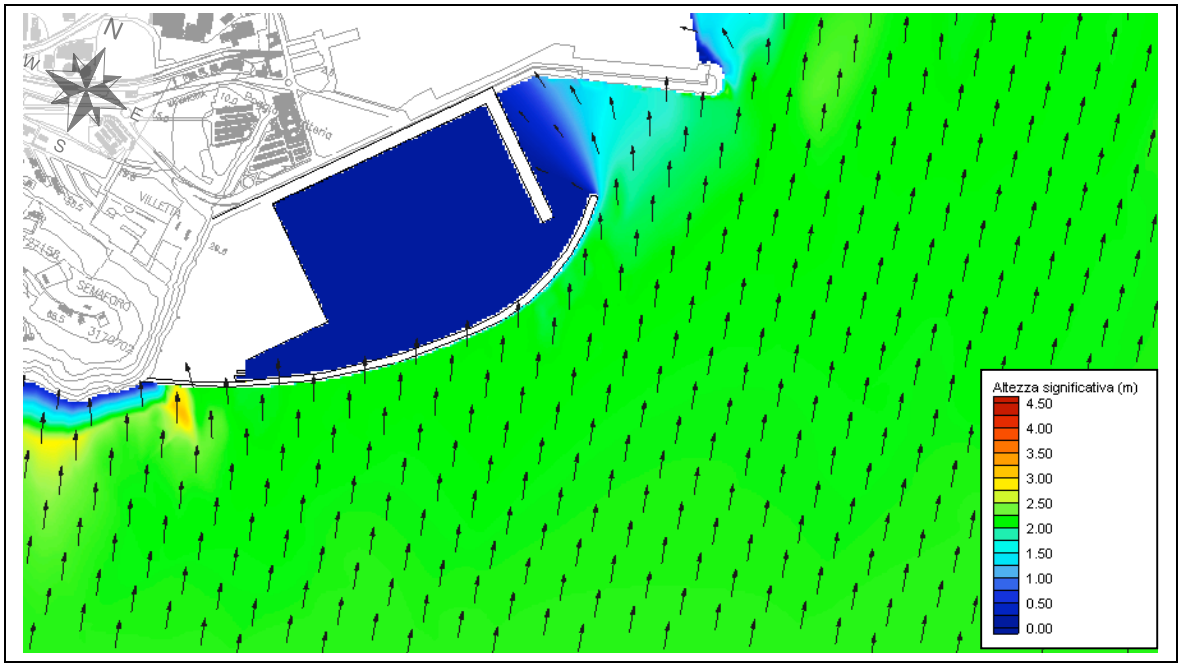


Fig. 8.10 – TEST 1 - Caratteristiche mareggiata al largo:
H_S = 4.59 m, T_P= 10.2 s, Dir = 140°N, T_R = 5 anni

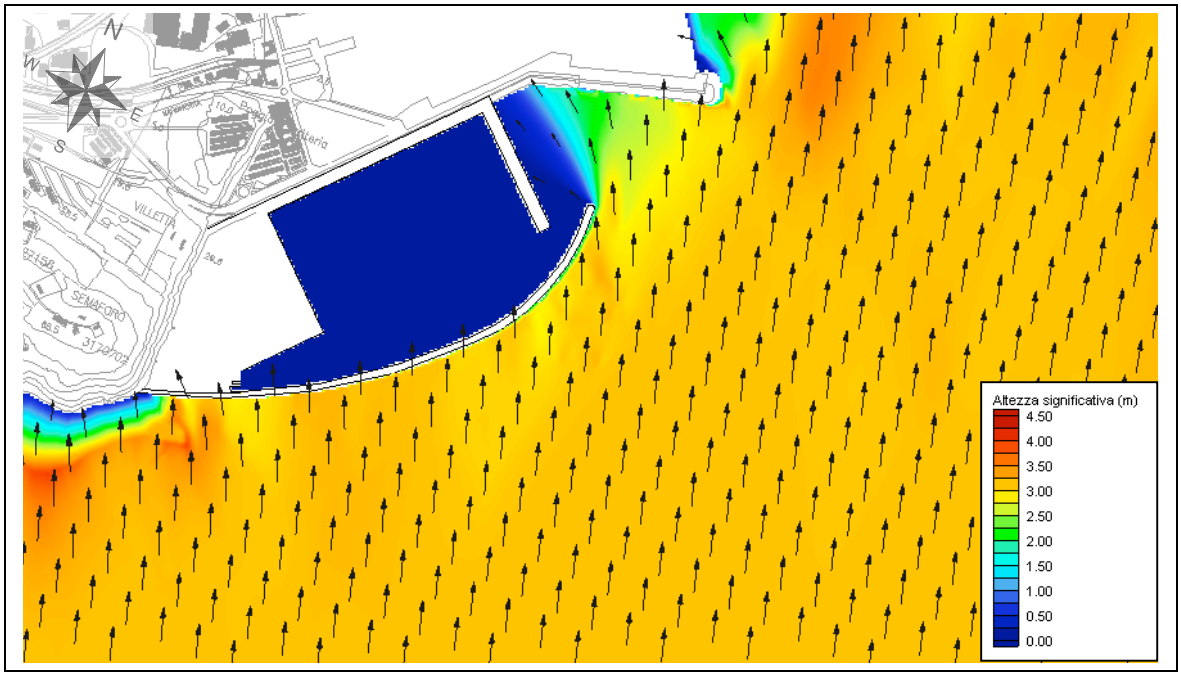


Fig. 8.11 – TEST 2 - Caratteristiche mareggiata al largo:
H_S = 7.53 m, T_P= 12.0 s, Dir = 140°N, T_R = 50 anni

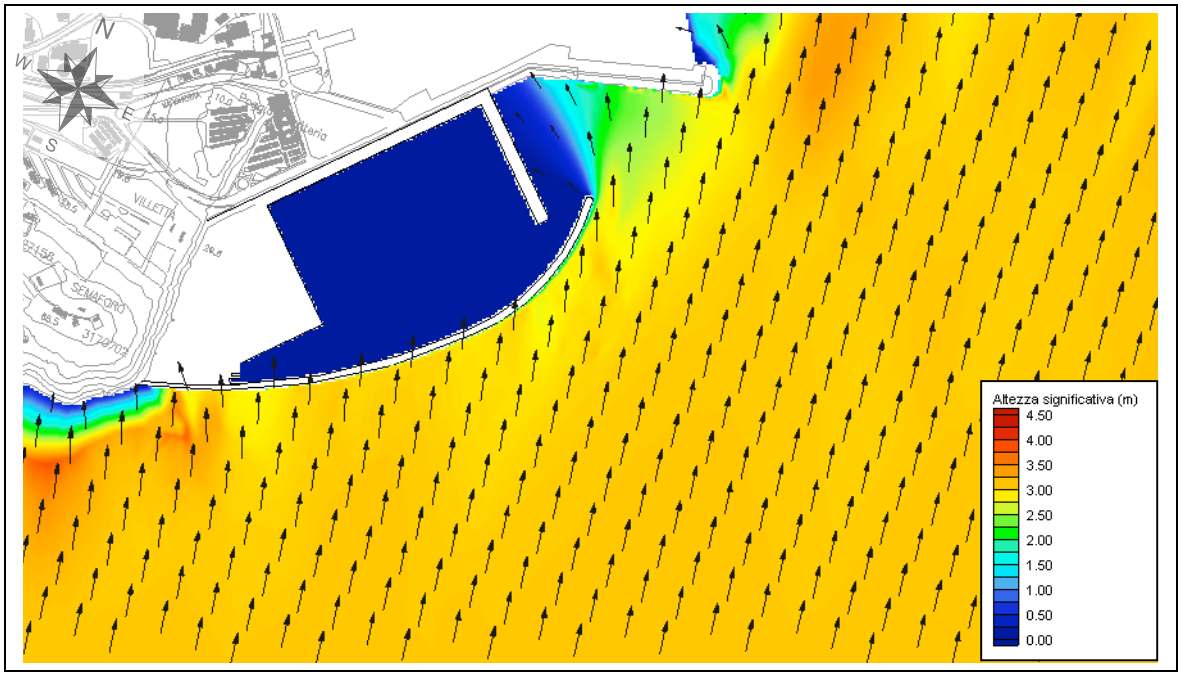


Fig. 8.12 – TEST 3 - Caratteristiche mareggiata al largo:
H_S = 4.83 m, T_P= 11.5 s, Dir = 160°N, T_R = 5 anni

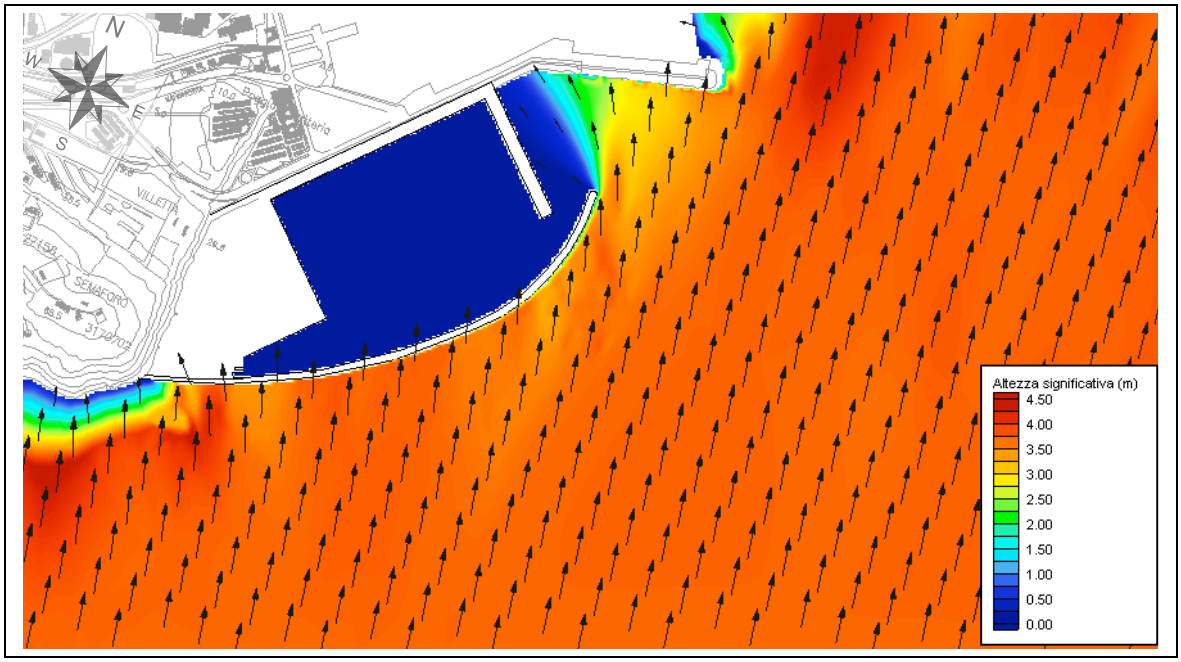


Fig. 8.13 – TEST 4 - Caratteristiche mareggiata al largo:
H_S = 5.95 m, T_P= 13.1 s, Dir = 160°N, T_R = 50 anni

8.3 Generazione del moto ondoso da dati anemologici

Lo studio della generazione del moto ondoso, per effetto del vento caratteristico del paraggio di Piombino, è finalizzato alla stima delle caratteristiche locali delle mareggiate in grado di generarsi all'interno del golfo di Follonica (settore di Grecale e Levante-Scirocco).

Per quanto riguarda le caratteristiche anemologiche del sito si fa riferimento ai dati di vento forniti dal C.N.R., descritti in dettaglio nel precedente paragrafo 7.

L'analisi è stata condotta mediante il codice di calcolo STWAVE (STeady-state spectral WAVE model) descritto nell'allegato "A".

8.3.1 Settaggio del modello

La generazione del moto ondoso a partire dai dati di vento è stata condotta utilizzando come dominio di calcolo la griglia definita nel precedente paragrafo 8.1.1.

Considerata la conformazione geografica del paraggio, sono state ricostruite le mareggiate estreme in grado di generarsi all'interno del golfo di Follonica. In questo caso, le condizioni al contorno sono state fornite in input al modello in corrispondenza del lato Est della griglia.

8.3.2 Caratteristiche degli eventi generati

Nelle simulazioni sono state utilizzati come dati di input i valori estremi di vento ricavati dall'analisi statistica condotta al precedente paragrafo 7.1, con riferimento ad un tempo di ritorno di 50 anni.

Le direzioni da associare alle mareggiate sono state scelte in base all'esposizione del paraggio (lunghezze dei fetch) e alla posizione del nuovo approdo (Fig. 8.14). In particolare, sono state individuate due direzioni: la prima - 60°N - rappresentativa del settore di Grecale (0°÷90°N) e la seconda – 120°N - del settore di Levante-Scirocco (90°÷150°N).

			AL LARGO (punto C.N.R.)	
TEST	**Caratteristiche mareggiata**	**Settore di provenienza**	**v (m/s)**	**Dir (°N)**
5	T_R = 50 anni	0°-90°N	25.2	60
6	T_R = 50 anni	90°-150°N	26.6	120

Tab. 8.4 – Caratteristiche fornite in input al codice STWAVE per la generazione del moto ondoso a partire dai dati di vento (punto C.N.R.)

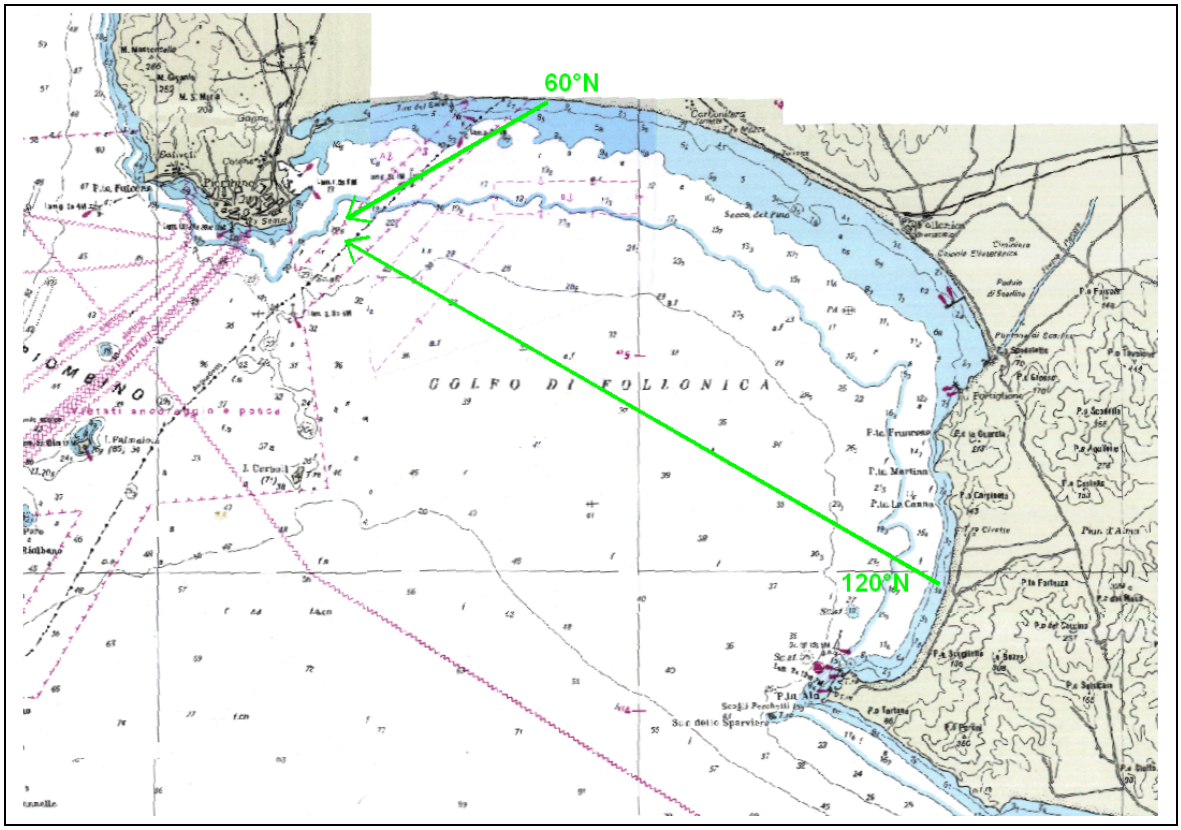


Fig. 8.14 – Direzioni scelte per la generazione delle onde da vento

8.3.3 Piani d'onda

Nel presente paragrafo sono riportati i risultati delle simulazioni di generazione del moto ondoso a partire da dati di vento per i settori di Grecale e Levante-Scirocco (TEST 5 - Fig. 8.15 e TEST 6 -Fig. 8.16).

Le figure rappresentano, in termini di contour colorati, le altezze d'onda significativa, mentre le direzioni locali dell'onda sono indicate mediante vettori il cui modulo è proporzionale all'altezza d'onda significativa. Per ciascun TEST si riportano i risultati con riferimento ad un dettaglio della griglia di calcolo, centrato sul golfo di Follonica.

Dai risultati si osserva che le mareggiate provenienti da Scirocco (120°N), in ragione dei maggiori fetch (rispetto a quelle di Grecale – 60°N), arrivano di fronte al paraggio con altezze significative maggiori. In particolare, di fronte all'opera su fondali di circa 20 m, le massime altezze d'onda significativa risultano dell'ordine di 1.3 m per la mareggiata da 60°N e 2.5 m per quella da 120°N.

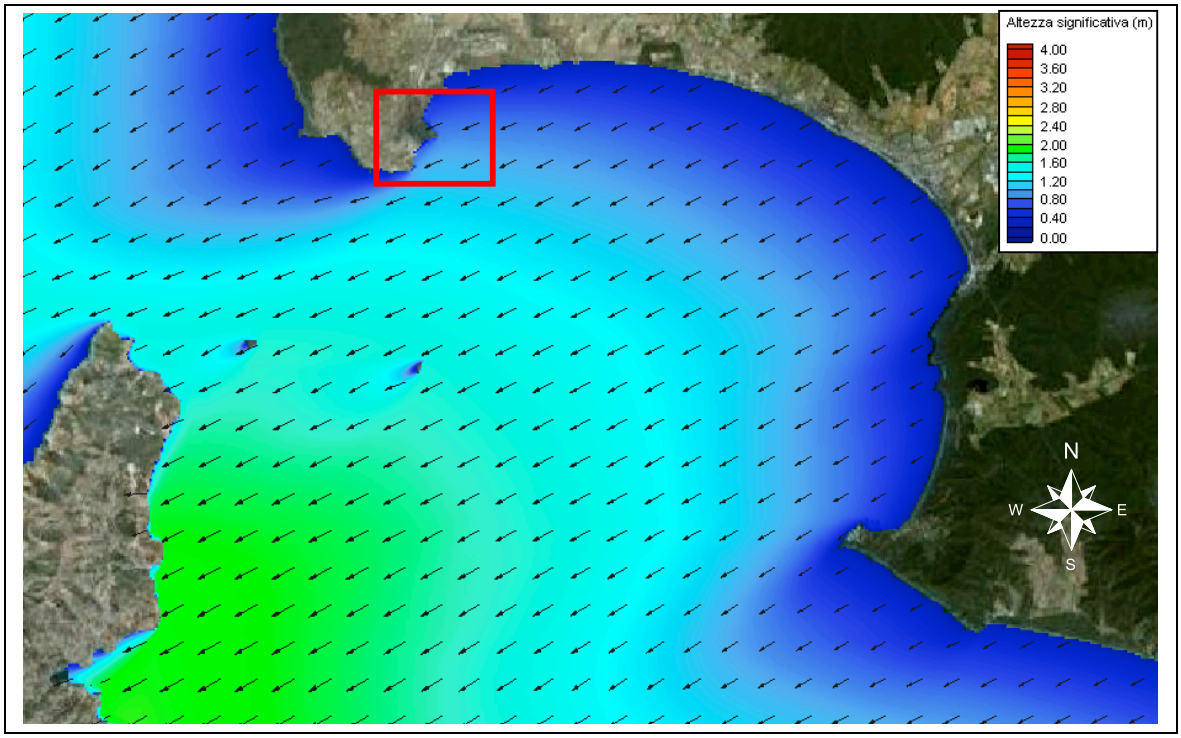


Fig. 8.15 – TEST 5 - Caratteristiche al largo:
v = 25.2 m/s, Dir = 60°N, T_R = 50 anni

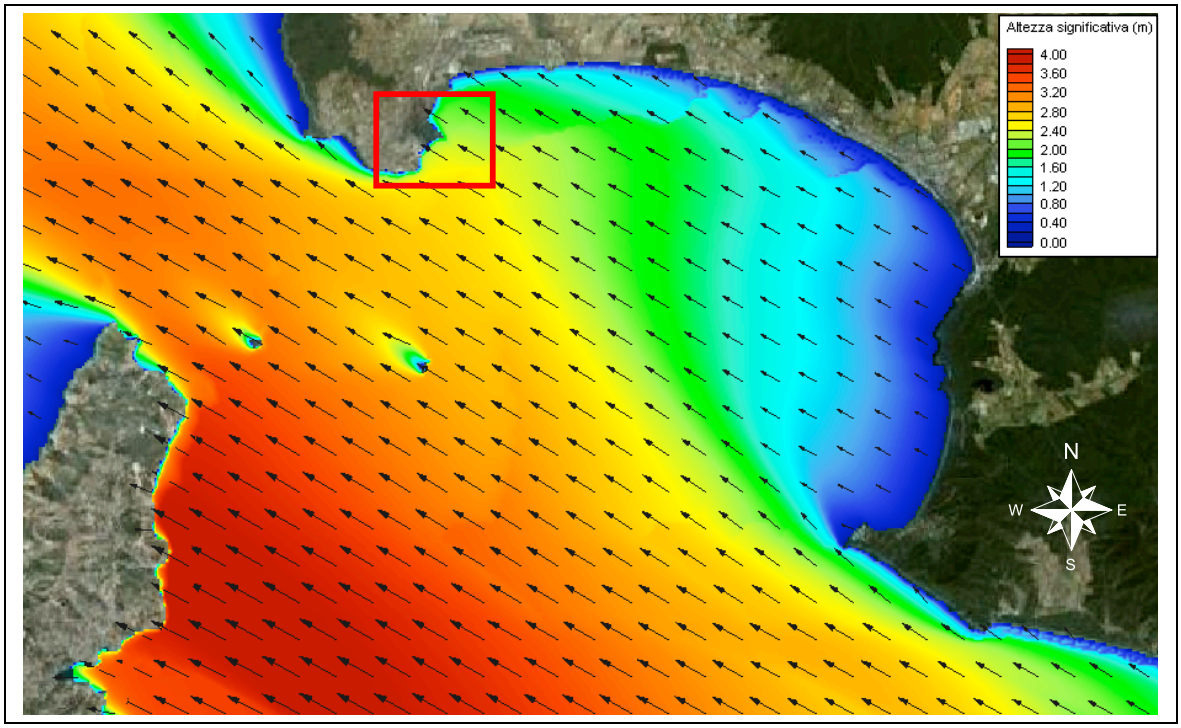


Fig. 8.16 – TEST 6 - Caratteristiche al largo:
v = 26.6 m/s, Dir = 120°N, T_R = 50 anni

9 ONDA DI PROGETTO IN CORRISPONDENZA DELLE OPERE FORANEE E DELL'IMBOCCATURA PORTUALE

L'"onda di progetto" è stata determinata in funzione dei parametri richiesti dal metodo di calcolo impiegato per il dimensionamento delle opere foranee.
In via preliminare, si è proceduto al dimensionamento di massima dei moli foranei direttamente esposti all'azione del moto ondoso incidente.
In particolare, per quanto riguarda il molo di sopraflutto si è proceduto al dimensionamento dei cassoni, con i quali è realizzata l'opera dalla testata fino ai piazzali dell'area cantiere, e della scogliera in massi naturali, che verrà realizzata alla radice del molo stesso.
Per quanto riguarda, invece, il molo di sottoflutto, parzialmente protetto dall'azione del moto ondoso incidente, si è proceduto solamente al calcolo della portata di tracimazione per verificare la sicurezza della struttura in relazione alla tipologia d'uso della stessa. Anche in questo caso, come per il molo di sopraflutto, si è optato per la soluzione con cassoni, sostituiti nel tratto di radice da una scogliera in massi naturali.
In via preliminare, il dimensionamento dei cassoni è stato condotto con riferimento alla metodologia di calcolo descritta nelle "Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime", edite dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (1996). In sede di progetto definitivo, dopo aver provveduto ad una adeguata caratterizzazione geotecnica e sismica dei terreni presenti nell'area di intervento, verranno aggiornati i calcoli e le verifiche sulla base delle prescrizioni riportate nelle Norme Tecniche per le Costruzioni (2008). Per quanto riguarda il calcolo della tracimazione, per i cassoni si è fatto riferimento alla metodologia proposta nel Coastal Engineering Manual edito dal Coastal Engineering Research Center, che a sua volta fa riferimento agli studi di Franco (Franco e Franco, 1999).

Per quanto riguarda, invece, la mantellata della radice del molo di sopraflutto, il dimensionamento dei massi è stato condotto utilizzando la formula di van der Meer, nella forma e con le osservazioni contenute nel Coastal Engineering Manual edito dal CERC, aggiornato alla versione pubblicata nel 2007. Il calcolo della risalita e della tracimazione è stato condotto utilizzando la metodologia proposta nel Coastal Engineering Manual edito dal Coastal Engineering Research Center, che a sua volta fa riferimento agli studi condotti da de Waal e van der Meer (de Waal & van der Meer, 1992).
I calcoli e le verifiche sono stati eseguiti con riferimento alle sezioni tipologiche di progetto, descritte in dettaglio nel successivo paragrafo 9.1 (sezione 1 e sezione 3 per il molo di sopraflutto, sezione 13 per il sottoflutto).

In merito alla definizione dell'"onda di progetto", vale la pena sottolineare che il molo di sopraflutto verrà realizzato su profondità superiori ai 10 m (acque profonde); pertanto, l'altezza d'onda di progetto non risulta limitata dal fondale. Di conseguenza, i valori di altezza d'onda sono stati estratti dalle simulazioni di propagazione locale delle mareggiate estreme condotte per mezzo del codice di calcolo STWAVE. Allo stesso modo anche per il dimensionamento del molo di sottoflutto, che risulta protetto dall'attacco diretto del moto ondoso, è stato condotto per onda non frangente. I valori dell'altezza significativa massima sono stati estratti dai risultati delle simulazioni ottenute per mezzo del codice di calcolo CGWAVE (facendo riferimento alla simulazione con sola onda progressiva), che meglio schematizza l'effetto di protezione dovuto alla presenza del molo di sopraflutto del costruendo approdo e del molo foraneo del porto commerciale di Piombino.

9.1 Caratteristiche delle sezioni tipologiche di calcolo

Le sezioni tipologiche sono state progettate e dimensionate con l'obiettivo principale di garantire la funzionalità, la sicurezza e l'integrità strutturale dell'opera in relazione alle condizioni di moto ondoso "estreme" caratteristiche del paraggio.
Di seguito, in Fig. 9.1, Fig. 9.2 e Fig. 9.3 , si riportano rispettivamente la planimetria di progetto con l'ubicazione delle sezioni e le sezioni di calcolo per le opere foranee del porto.

Per quanto riguarda il tratto in cassoni del molo di sopraflutto si è proceduto alla verifica della sezione 1 (Fig. 9.2), che risulta caratterizzata dalla massima profondità al piede lato mare (pari a circa -15.5 m s.m.m.) e dal massimo valore di altezza significativa di fronte all'opera.
Visti gli elevati fondali presenti lungo il tracciato previsto per il molo di sopraflutto, si è optato per la realizzazione di una struttura non accostabile, per la quale è accettabile una maggiore portata di tracimazione, senza rischio né per le vite umane, né per le infrastrutture retrostanti, né per le imbarcazioni ormeggiate, né per la struttura stessa.
La quota di coronamento della sovrastruttura del cassone è stata così mantenuta a +5.5 m s.m.m..
Per quanto il contenimento della quota di coronamento abbia senz'altro delle ripercussioni in termini di sfruttamento degli specchi acquei interni (i.e. riduzione dei posti barca), la soluzione offre innegabilmente dei vantaggi dal punto di vista paesaggistico ed, anche, economico (con riferimento ai costi di realizzazione della struttura). In tale contesto si è comunque scelto di sagomare il masso di coronamento con un dente deflettore in sommità per ridurre la tracimazione.
Il cassone verrà poggiato su un imbasamento in scogliera di massi naturali di I categoria, protetto sul lato mare da una mantellata in massi di IV categoria.

La radice del sopraflutto verrà invece realizzata secondo lo schema tipologico rappresentato in Fig. 9.3 (sezione 3). La sezione è costituita da una mantellata in massi naturali di IV categoria con pendenza 1:2 e quota di coronamento di +5.0 m s.m.m; la profondità massima al piede dell'opera è di circa -12.0 m s.m.m.. Il masso di coronamento verrà realizzato con quota di coronamento di +5.5 m s.m.m., per garantire un'adeguata protezione ai piazzali retrostanti e per mantenere la continuità con la sezione in cassoni.

Considerate le profondità presenti (generalmente superiori ai -8.0 m s.m.m.), anche il molo di sottoflutto, ad eccezione del tratto di radice, verrà realizzato con cassoni, secondo lo schema tipologico proposto in Fig. 9.4 (sezione 13). La quota di coronamento della sovrastruttura del cassone è stata fissata a +2.7 m s.m.m., sulla base della verifica di tracimazione (cfr. paragrafo 10.3), ponendosi l'obiettivo di garantire la sicurezza e la fruibilità dei piazzali retrostanti.

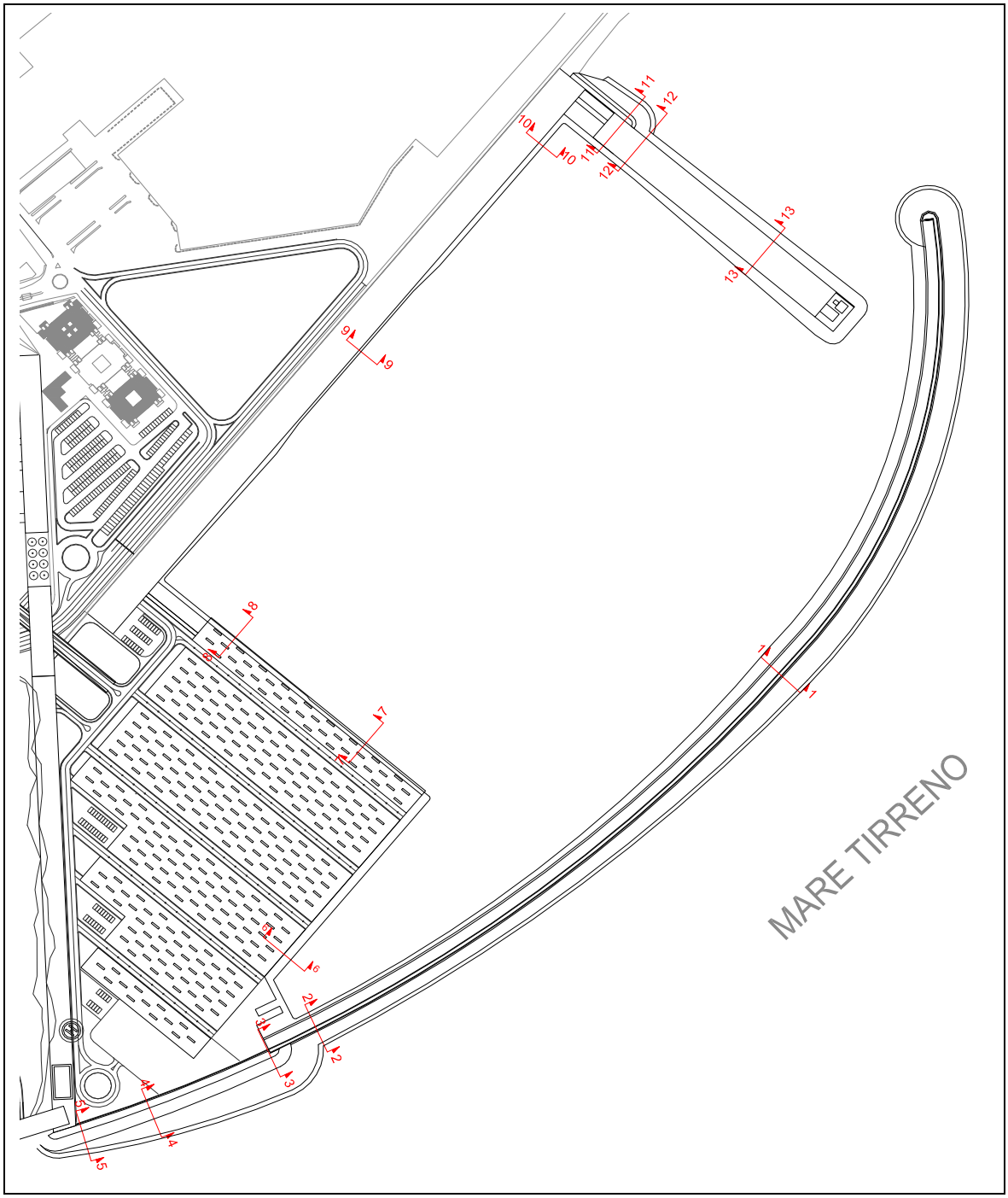


Fig. 9.1 – Planimetria di riferimento con sezioni di calcolo

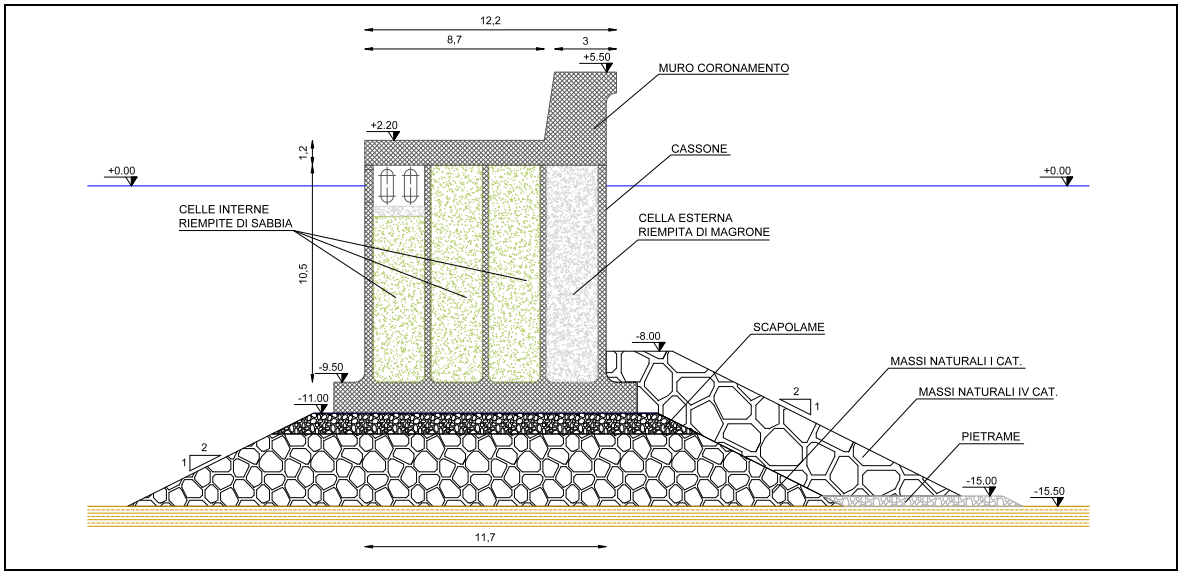


Fig. 9.2 – Sezione 1 – Sezione in cassoni - Molo di sopraflutto

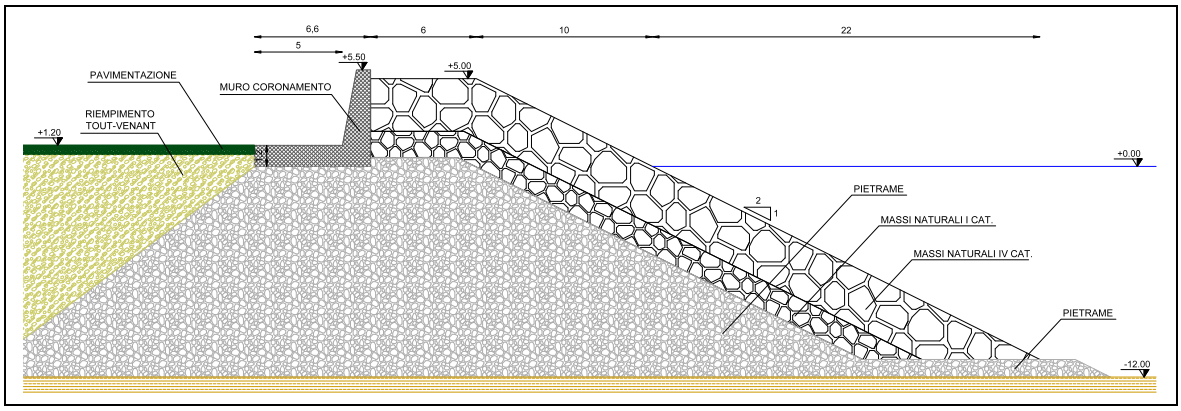


Fig. 9.3 – Sezione 3 – Mantellata alla radice del molo di sopraflutto

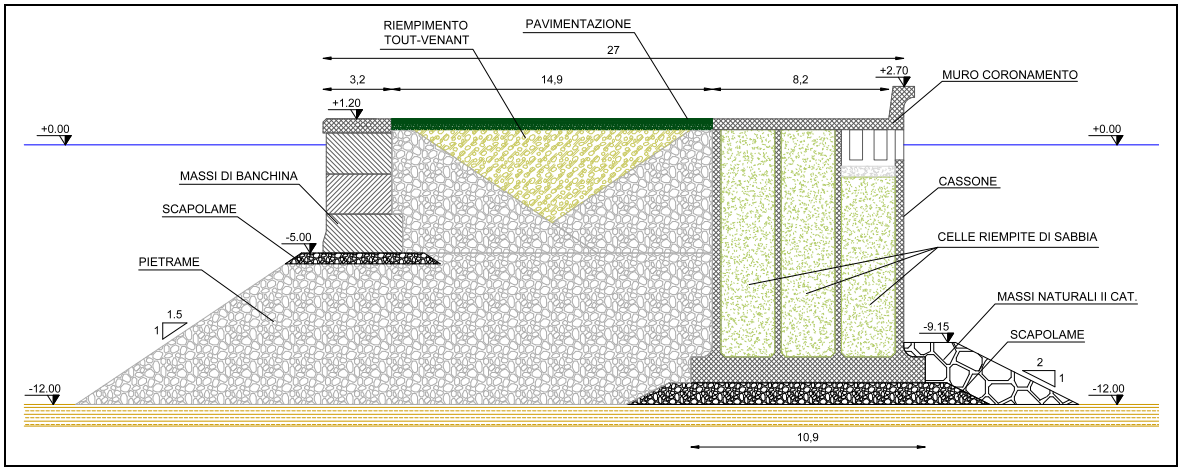


Fig. 9.4 – Sezione 13 – Sezione in cassoni - Molo di sottoflutto

9.2 Determinazione dell'onda di progetto

I dimensionamenti delle strutture del sopraflutto e il calcolo della risalita e della tracimazione (sezioni 1, 3 e 13) sono stati condotti con riferimento alle altezze significative massime ($H_{s,max}$), ricavate sulla base dei risultati delle simulazioni numeriche di propagazione e penetrazione del moto ondoso.

In particolare, per quanto riguarda il molo di sopraflutto (sezioni 1 e 3), la simulazione più gravosa ai fini del dimensionamento delle opere è rappresentata dal TEST 4 (mareggiata estrema con tempo di ritorno 50 anni proveniente da Mezzogiorno – cfr. Fig. 8.13), per il quale si ricava un valore di H_s di circa 3.9 m.

Con riferimento alla sezione del sottoflutto, i valori di H_s utilizzati per il calcolo della portata di tracimazione sono stati ricavati dalle simulazioni di propagazione locale delle mareggiate estreme condotte per mezzo del codice di calcolo CGWAVE, considerando la sola onda progressiva. In questo caso, la condizione più gravosa, per la quale si ricava un valore di H_s di circa 1.1 m.

I valori dell'onda di progetto utilizzati per i dimensionamenti e le verifiche di sicurezza delle opere sono riportati nella successive Tab. 9.1 e Tab. 9.2. I valori dei periodi medio e di picco, associati alle onde di progetto, sono stati assunti con riferimento alle corrispondenti mareggiate estreme con tempo di ritorno 50 anni.

Sezione	Descrizione	Profondità (m s.m.m.)	Sovralzo (m s.m.m.)	H_S (m) da STWAVE
1	Molo Sopraflutto Struttura a cassoni	-15.5	+0.5	3.9
3	Radice Molo Sopraflutto Scogliera in massi naturali	-12.0	+0.5	3.9

Tab. 9.1 – Parametri di progetto impiegati per il dimensionamento delle strutture

Sezione	Descrizione	Approccio di calcolo	$H_{s,max}$ (m) da STWAVE	$H_{s,max}$ (m) da CGWAVE
1	Molo Sopraflutto Struttura a cassoni	Franco (1999)	3.9	-
3	Radice Molo Sopraflutto Scogliera in massi naturali	de Waal & van der Meer (1992)	3.9	-
13	Molo Sottoflutto Struttura a cassoni	Franco (1999)	-	1.1

Tab. 9.2 – Parametri di progetto impiegati per il calcolo della risalita e della tracimazione

10 DIMENSIONAMENTO DI MASSIMA DELLE OPERE FORANEE

Il presente paragrafo descrive gli approcci utilizzati per il dimensionamento di massima dei cassoni e per il calcolo del peso degli elementi della mantellata che verrà realizzata in corrispondenza del tratto di radice del molo di sopraflutto.
Per quanto riguarda il dimensionamento dei cassoni, è stata verificata la sezione di calcolo più gravosa, corrispondente alla sezione 1 (sezione corrente del molo di sopraflutto). In sede di progetto definitivo si provvederà ad ottimizzare la soluzione progettuale verificando anche la sezione in cassoni del molo di sottoflutto, che risulta sicuramente meno sollecitata rispetto al sopraflutto.

Oltre ai dimensionamenti delle strutture, si riporta anche il calcolo della risalita e della tracimazione dei moli foranei con riferimento alle sezioni di progetto definite al precedente paragrafo 9.1.

10.1 Dimensionamento dei cassoni

Il dimensionamento di massima dei cassoni è stato condotto con riferimento alla metodologia di calcolo descritta nelle “Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime”, edite dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (1996).
Nel caso specifico è stato considerato l’approccio proposto per il dimensionamento di dighe a parete soggette all’azione di onde non frangenti, di cui si riporta una breve descrizione nel successivo paragrafo 10.1.2.

Il calcolo è stato eseguito considerando la situazione più gravosa, che corrisponde alla sezione del molo di sopraflutto (sezione 1), posta su un fondale di circa -15.5 m s.m.m. e soggetta ad un’onda caratterizzata da un’altezza significativa di 3.9 m (TEST 4 – onda estrema di Mezzogiorno, T_R 50 anni).

10.1.1 Forze agenti

Le forze agenti sull’opera (infrastruttura e sovrastruttura) possono essere distinte in forze di massa e forze al contorno. Le forze di massa si riducono al peso proprio dell’opera P, mentre quelle al contorno possono così distinguersi:

- F_0: componente orizzontale della forza dell’onda;
- W: spinta di galleggiamento esercitata sull’opera in condizioni di quiete;
- F_V: variazione della spinta di galleggiamento dovuta all’onda;
- R_0: reazione orizzontale all’imbasamento di appoggio;
- R_V: reazione verticale all’imbasamento di appoggio.

Nel caso in cui sia assicurata la stazionarietà del moto ondoso di fronte alla diga, le componenti F_0 e F_V dovute all’azione ondosa sono rispettivamente uguali alle risultanti dei diagrammi di carico orizzontale e verticale riportati in Fig. 10.1 (fase di cresta dell’onda) e in Fig. 10.2 (fase di cavo dell’onda).

Il diagramma è valido in condizioni di moto ondoso regolare cilindrico definito dalla teoria di Sainflou linearizzata. Vale la pena sottolineare che la condizione necessaria per la stazionarietà dell'onda di fronte alla parete verticale è che l'altezza libera della parete misurata sotto il livello dell'acqua si mantenga sempre maggiore o uguale a 1.5 H, dove con H si indica il valore dell'altezza d'onda incidente.

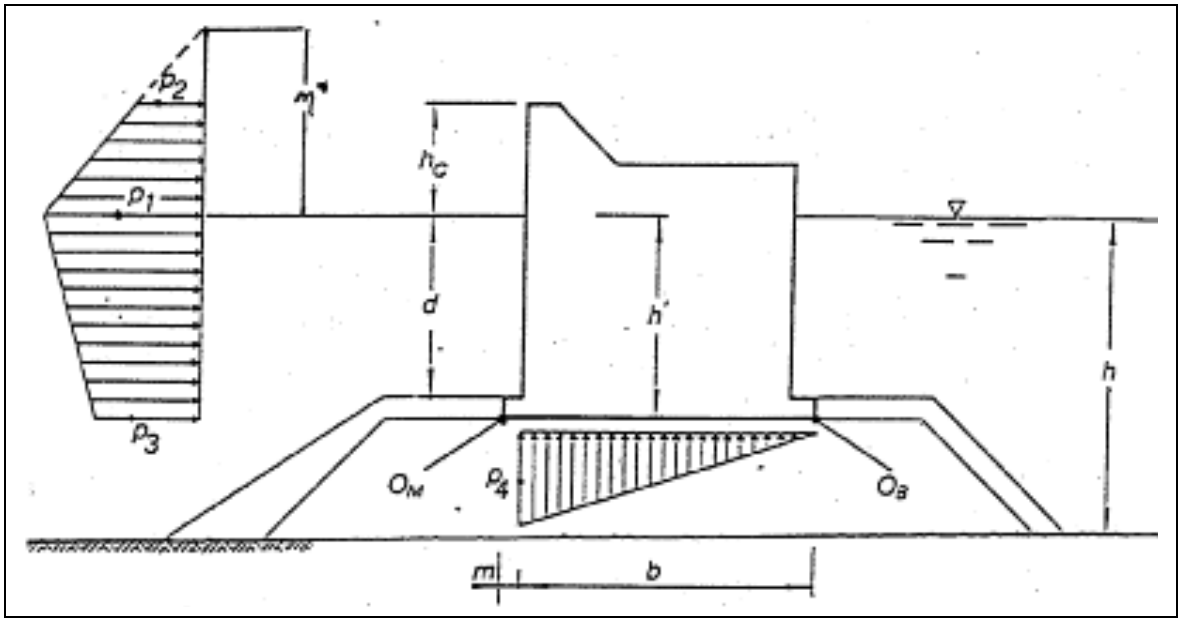


Fig. 10.1 – Diagrammi di carico per la fase di cresta dell'onda

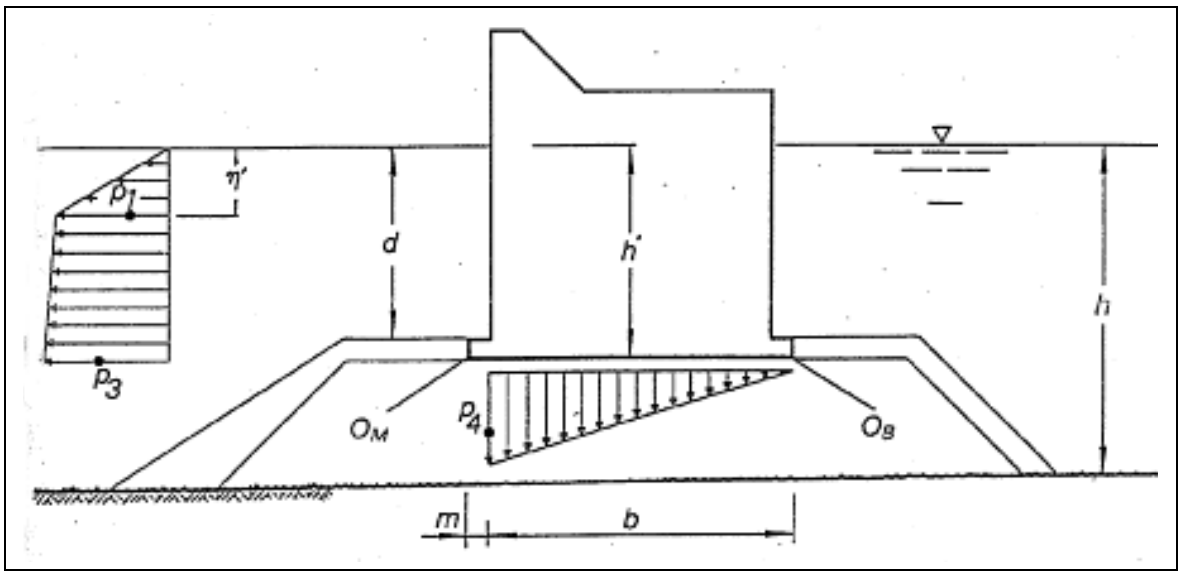


Fig. 10.2 – Diagrammi di carico per la fase di cavo dell'onda

10.1.2 Verifiche di stabilità

Per quanto riguarda le verifiche di stabilità le "Istruzioni Tecniche per la progettazione delle dighe marittime", edite dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (1996), riportano le seguenti raccomandazioni:

a) $H = H_{1/20}$ ($H_{1/20} \approx 1.40\ H_s$) per le verifiche di stabilità in fase di cresta;
b) $H = H_{1/100}$ per la verifica preliminare di non-frangimento in fase di cresta;
c) $H = H_{1/100}$ ($H_{1/100} = 1.67\ H_s$) per le verifiche di stabilità in fase di cavo d'onda.

Il periodo d'onda può essere assunto pari a T_s (periodo caratteristico delle onde più alte) per tutte le verifiche.
Nel caso in esame sono state condotte le verifiche in fase di cresta, con $H = H_{1/20}$ (caso "a") e in fase di cavo d'onda, con $H = H_{1/100}$ (caso "c").

Con riferimento alla fase di cresta dell'onda (Fig. 10.1), il calcolo delle spinte viene condotto utilizzando le seguenti espressioni:

$$p_1 = \gamma\left(d + \frac{H}{\cosh kd}\right)\frac{\eta^*}{d+\eta^*},$$

$$p_2 = p_1\frac{\eta^* - h_C}{\eta^*},$$

$$p_3 = \gamma\frac{H}{\cosh kd}\frac{h'}{d} - p_1\left(\frac{h'}{d} - 1\right),$$

$$p_4 = p_3\frac{b}{b+m},$$

$$\eta^* = H + \frac{\pi H^2}{L}\frac{1}{\tanh kd},$$

$$k = \frac{2\pi}{L}.$$

Con riferimento alla fase di cavo dell'onda (Fig. 10.2), il calcolo delle spinte viene, invece, condotto utilizzando le seguenti espressioni:

$$p_1 = \gamma\,\eta',$$

$$p_3 = \gamma\frac{H}{\cosh kd}\left(\frac{h'-\eta'}{d-\eta'}\right) - p_1\left(\frac{h'-d}{d-\eta'} - 1\right),$$

$$p_4 = p_3\frac{b}{b+m},$$

$$\eta' = H - \frac{\pi H^2}{L}\frac{1}{\tanh kd},$$

$$k = \frac{2\pi}{L}.$$

Le grandezze che vengono utilizzate nel calcolo delle spinte sono:

- γ: peso specifico dell'acqua di mare (pari a 10.1 kN/m^3);
- d: profondità dello scanno (pari a -8.0 m s.m.m.);
- h_C: quota di coronamento (pari a +5.5 m s.m.m.);
- h': profondità della fondazione (pari a -11.0 m s.m.m.);
- m: larghezza dell'ala del cassone (pari a 1.5 m);
- b: larghezza della base del cassone ridotta del valore m (pari a 13.2 m).;
- L: lunghezza d'onda locale (pari a 139 m, considerando un valore di T_s pari a 11.1 s e una profondità locale di -15.5 m s.m.m.).

Il calcolo è stato condotto considerando un sovralzo del livello medio del mare di +0.5 m s.m.m..

Per quanto riguarda le verifiche, in via preliminare sono state condotte la verifica a scorrimento dell'opera sull'imbasamento e la verifica a ribaltamento.

Riguardo allo scorrimento, la stabilità è assicurata dalla seguente disuguaglianza:

$$\frac{\mu R_v}{R_o} > C_S,$$

dove il coefficiente di attrito μ viene è uguale a 0.6 e il coefficiente di sicurezza C_S è uguale a 1.4.

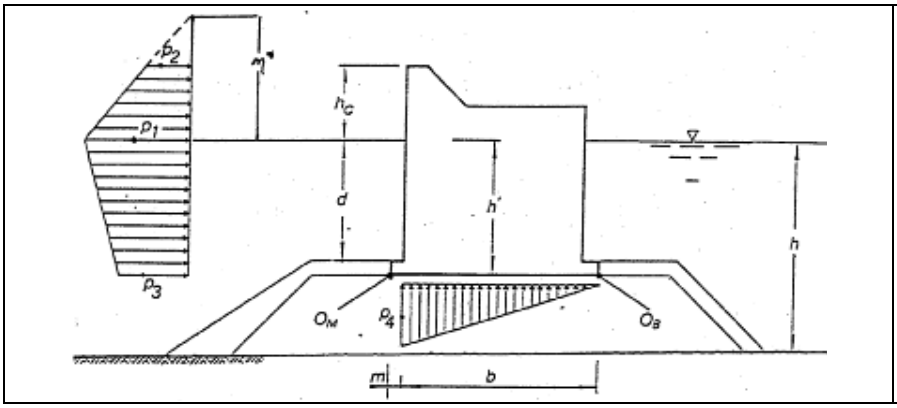
Riguardo al ribaltamento, la verifica va effettuata utilizzando la seguente disuguaglianza:

$$\frac{M_s}{M_r} > C_r,$$

dove M_s è il momento stabilizzante, M_r è il momento ribaltante e C_r coefficiente di sicurezza per il quale si assumerà il valore di 1.5. Gli assi di ribaltamento per la valutazione dei momenti sono passanti per O_B e O_M, rispettivamente in fase di cresta e in fase di cavo (Fig. 10.1 e Fig. 10.2).

10.1.3 Verifiche in fase di cresta dell'onda

I dati utilizzati nell'applicazione del metodo di calcolo sono sinteticamente riportati in Tab. 10.1.
I risultati, in termini di sollecitazioni indotte dal moto ondoso sul cassone, sono invece riportati in Tab. 10.2. I parametri di sollecitazione risultanti (forze orizzontali, verticali e momenti) sono riportati di seguito.



$H=H_{1/20}$	5.46 m
η^*	7.3 m
p_1	63.4 kPa
p_2	20.0 kPa
p_3	47.1 kPa
p_4	42.3 kPa

Tab. 10.1 – Calcolo delle spinte per la fase di cresta dell'onda

Descrizione	Area (m²)	γ (kN/m³)	Braccio (m)	M (kN m)	F (kN)
Struttura cassone	40.17	25	7.35	7381	1004
Cella interna	19.99	21	3.15	1322	420
Magrone	1.25	23	3.15	91	29
Cella centrale/interna	26.20	21	5.95	3274	550
Cella centrale/esterna	26.20	21	8.75	4814	550
Cella esterna	26.20	23	11.55	6960	603
Massiccio coronamento	23.67	25	9.21	5450	592
				29292	***3748***
Galleggiamento cassone	139.16	10.1	7.35	10331	1406
Galleggiamento vuoto	3.72	-10.1	3.15	-118	-38
Spinta orizzontale onda				6657	635
Sottopressione				2454	279
				19323	***2282***

Tab. 10.2 - Sollecitazioni sul cassone per la fase di cresta dell'onda

Per quanto riguarda la verifica allo scorrimento risulta:

$$\frac{\mu R_v}{R_o} = \frac{0.6 \cdot (3748 - 1406 - 279)}{635} = 1.95 > C_S .$$

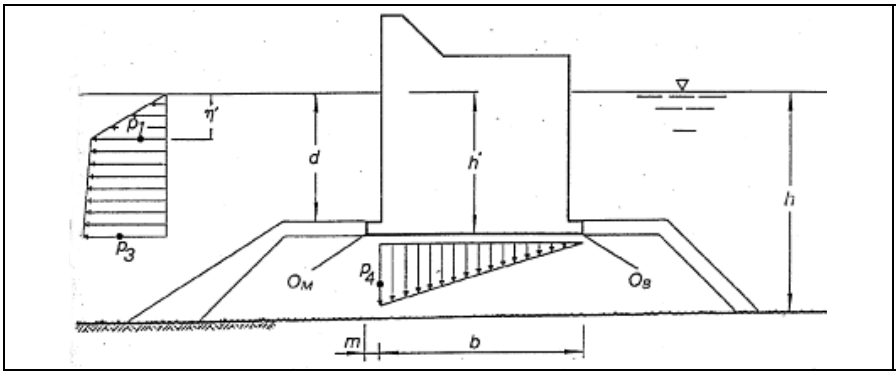
Per quanto riguarda la verifica al ribaltamento risulta:

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{29292}{19323} = 1.52 > C_r .$$

Ne consegue che le verifiche sono soddisfatte.

10.1.4 Verifiche in fase di cavo dell'onda

I dati utilizzati nell'applicazione del metodo di calcolo sono sinteticamente riportati in Tab. 10.3.
I risultati, in termini di sollecitazioni indotte dal moto ondoso sul cassone, sono invece riportati in Tab. 10.4.
I parametri di sollecitazione risultanti (forze orizzontali, verticali e momenti) sono riportati di seguito.



$H=H_{1/100}$	6.51 m
η'	3.9 m
p_1	39.4 kPa
p_3	114.8 kPa
p_4	103.1 kPa

Tab. 10.3 – Calcolo delle spinte per la fase di cavo dell'onda

Descrizione	Area (m^2)	γ (kN/m^3)	Braccio (m)	M (kN m)	F (kN)
Struttura cassone	40.17	25	7.35	7381	1004
Cella interna	19.99	21	11.55	4849	419
Magrone	1.25	23	11.55	332	29
Cella centrale/interna	26.20	21	8.75	4816	550
Cella centrale/esterna	26.20	21	5.95	3275	550
Cella esterna	26.20	23	3.15	1899	603
Massiccio coronamento	23.67	25	5.49	3249	592
				25801	***3748***
Galleggiamento cassone	139.16	10.1	7.35	10330.54	1406
Galleggiamento vuoto	3.72	-10.1	11.55	-433.96	-38
Spinta orizzontale onda				3274.26	586
Sottopressione				4014.33	680
				17185.18	***2634.43***

Tab. 10.4 - Sollecitazioni sul cassone per la fase di cavo dell'onda

Per quanto riguarda la verifica allo scorrimento risulta:

$$\frac{\mu R_v}{R_o} = \frac{0.6 \cdot (3748 - 1406 - 680)}{586} = 1.70 > C_S .$$

Per quanto riguarda la verifica al ribaltamento risulta:

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{25801}{17185} = 1.50 > C_r .$$

Ne consegue che le verifiche sono soddisfatte.

10.2 Dimensionamento della mantellata (radice molo di sopraflutto)

10.2.1 Formula di Van der Meer per scogliere emerse

La formula di Van der Meer per il calcolo dei massi della mantellata di scogliere emerse fornisce il peso medio dei massi necessario a garantire la stabilità di mantellate di assegnata geometria sotto l'azione del moto ondoso incidente.

Il peso medio dei massi (W_{50}) può essere determinato una volta calcolato il valore del numero di stabilità N_s, attraverso le seguenti formule:

$$W_{50} = \gamma_s H_s^3 / \left[N_s^3 \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right)^3 \right], \text{ ovvero} \qquad N_s = \frac{H_s}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) D_{50}}$$

dove

- γ_s indica il peso specifico dei massi (assunto pari a 25 kN/m^3);
- γ_w il peso specifico dell'acqua di mare;
- H_s l'altezza d'onda significativa di progetto ($H_S \approx H_{1/3} \approx H_{m0}$);
- W_{50} e D_{50} rispettivamente il peso ed il diametro medi dei massi.

In caso di altezza d'onda non frangente, il CEM consiglia di utilizzare nel dimensionamento direttamente il valore dell'altezza d'onda significativa che, nel caso specifico (sezione 3 – radice molo di sopraflutto), risulta pari a 3.9 m.

Il numero di stabilità legato all'onda che è mediamente responsabile del danneggiamento è dato dalle formule seguenti:

$$\frac{H}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) D_{50}} = 6.2\, P^{0.18} S^{0.2} N^{-0.1} \xi_m^{-0.5} \qquad \text{per frangimento tipo plunging}$$

$$\frac{H}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_w} - 1 \right) D_{50}} = 1.0\, P^{-0.13} S^{0.2} N^{-0.1} \sqrt{\cot \alpha}\, \xi_m^{P} \qquad \text{per frangimento tipo surging}$$

dove:

- $\xi_m = \dfrac{\tan\alpha}{\sqrt{\dfrac{2\pi H}{g T_m^2}}}$ rappresenta il parametro di Iribarren;
- H rappresenta l'altezza d'onda di progetto pari, nel caso specifico, ad H_s;
- T_m rappresenta il periodo medio della mareggiata, assimilabile a un T_S o $T_{1/3}$ per analisi zero crossing, ovvero a un T_{01} per l'analisi spettrale;
- P un fattore di permeabilità della struttura che varia tra 0.1 (opere con nucleo impermeabile) a 0.6 (opere prive di nucleo);
- S il grado di danneggiamento (S=2 equivale ad assumere che non è ammesso alcun danneggiamento; S compreso tra 3 e 6 equivale a danneggiamento intermedio);
- N il numero di onde della mareggiata (convenzionalmente si assume N = 3000);
- α l'angolo che la scarpata della mantellata forma con l'orizzontale.

Per l'individuazione del criterio di frangimento (plunging o surging) e, quindi, della formula da usare per il calcolo del numero di stabilità, Van der Meer fornisce un valore di riferimento (critico) per il parametro di Iribarren:

$$\xi_{m,c} = \left(6.2\, P^{0.31} \sqrt{\tan\alpha}\right)^{\frac{1}{(P+0.5)}}.$$

Se il parametro di Iribarren è inferiore al valore critico si ha un frangimento di tipo plunging, in caso contrario di tipo surging.

Ove la struttura sia assimilabile al tipo cosiddetto a cresta bassa, la formula di Van der Meer, può essere applicata tenendo conto di un fattore di riduzione φ delle dimensioni dei massi, funzione dell'altezza della cresta fuori dall'acqua:

$$\varphi = \frac{1}{1.25 - 4.8 \dfrac{R_c}{H} \sqrt{\dfrac{s_{0P}}{2\pi}}}$$

dove:

- R_c rappresenta l'altezza del coronamento rispetto al livello del mare;
- s_{0P} la ripidità dell'onda, data dal rapporto tra altezza significativa e lunghezza d'onda al largo (calcolata in base al periodo di picco).

La formulazione è valida per $0 < \dfrac{R_c}{H_S} \sqrt{\dfrac{s}{2\pi}} < 0.052$.

Il fattore di riduzione φ varia tra 0.8 (coronamento al livello del mare) e 1.0 (opera non tracimabile); la corrispondente riduzione del peso varia rispettivamente tra 0.5 e 1.0.

10.2.2 Applicazione del metodo di calcolo

L'applicazione del metodo di calcolo proposto da Van der Meer, con riferimento alla sezione di progetto della radice del molo di sopraflutto, consente di ottenere i risultati riportati in Tab. 10.5.

Nel calcolo si è fatto riferimento ai parametri riportati in Tab. 9.1 e alle caratteristiche geometriche della sezione 3 (sezione di radice del molo di sopraflutto - Fig. 9.3).

Per quanto riguarda la roccia da utilizzare per i massi naturali, si è ipotizzato che il suo peso di volume debba essere non inferiore a 2.55 t/m^3 e che la stessa possieda tutti i requisiti che la rendono idonea all'impiego nelle mantellate di opere marittime (compatta, non geliva, esente da piani di sfaldamento, ecc.).

Nel dimensionamento si è assunto che la mantellata possa subire dei danni modesti (grado di danno 3); il grado di danno è infatti definito da Van der Meer come "intermedio" (da 3 a 6).

L'applicazione delle formule per il dimensionamento delle mantellate ha permesso di individuare il peso dei massi necessario a garantire la stabilità della mantellata, che dovrà essere realizzata con massi naturali di IV categoria.

SEZIONE	Pendenza	Danno	H_s (m)	$W_{50,med}$ (t)	W_{50} (t)	Cat.
3	1:2	3	3.9	10.80	8.10÷13.50	IV

Tab. 10.5 – Dimensionamento della mantellate della radice delmolo di sopraflutto (Formula di van der Meer – onda non frangente)

10.3 Calcolo di risalita e tracimazione

10.3.1 Calcolo della portata di tracimazione per strutture a parete verticale

Il calcolo della portata di tracimazione per strutture a parete verticale (sezione 1 per il sopraflutto e sezione 13 per il sottoflutto) è stato condotto con riferimento alla metodologia proposta nel Coastal Engineering Manual edito dal Coastal Engineering Research Center, che a sua volta fa riferimento agli studi condotti da Franco (Franco e Franco, 1999).
La metodologia utilizzata consente di valutare la portata media di tracimazione in funzione dei parametri caratteristici dell'onda incidente, del tipo di paramento (liscio o forato); in particolare, vengono considerati:

- quota del coronamento rispetto al livello del mare incrementato del setup (R_C);
- profondità al piede dell'opera (d);
- altezza d'onda significativa al piede dell'opera (H_S);
- incidenza dell'onda rispetto alla normale al paramento (β).

La portata media di tracimazione, espressa in metri cubi al secondo per metro di sviluppo del coronamento, è data dalle seguenti espressioni:

$$\frac{q}{\sqrt{g\,H_S^3}} = 0.82\exp\left(-3.0\frac{R_C}{H_S}\frac{1}{\gamma_\beta\,\gamma_s}\right)$$

valida per valori dell'angolo di incidenza β compresi tra 0° e 60°.
Il coefficiente γ_s, che tiene conto del tipo di paramento, assume i seguenti valori:

- 1.00 per muri lisci impermeabili;
- 0.78 per muri lisci impermeabili con parapetto ricurvo;
- tra 0.72 e 0.79 per muri forati (20% di vuoti) con coronamento coperto;
- tra 0.58 per muri forati (20% di vuoti) con coronamento aperto.

I cassoni del molo di sopraflutto (sezione 3) sono costituiti da paramento con parapetto ricurvo per ridurre i valori della portata di tracimazione; pertanto, γ_s è stato assunto pari a 0.78. Per quanto riguarda, invece, il molo di sottoflutto (sezione 13), verranno realizzati cassoni forati, per i quali è stato considerato un valore di γ_s pari a 0.72.
Il coefficiente γ_β tiene conto dell'incidenza della direzione media di propagazione rispetto alla normale al paramento. In particolare:

$$\gamma_\beta = \begin{cases} \cos\beta & per\ \ 0° \le \beta \le 37° \\ 0.79 & per\ \ \beta > 37° \end{cases} \qquad \text{per onde lunghe}$$

$$\gamma_\beta = \begin{cases} 0.83 & per\ \ 0° \le \beta \le 20° \\ 0.83\cos(20° - \beta) & per\ \ \beta > 20° \end{cases} \qquad \text{per onde corte}$$

10.3.2 Calcolo della risalita per scogliere

Il calcolo della risalita, o runup, per scogliere emerse (sezione 3 – radice del molo di sopraflutto) è stato condotto con riferimento alla metodologia proposta nel Coastal Engineering Manual edito dal Coastal Engineering Research Center, che a sua volta fa riferimento agli studi condotti da de Waal e van der Meer (de Waal & van der Meer, 1992).

La metodologia utilizzata consente di valutare il runup in funzione dei parametri caratteristici dell'onda incidente, della tipologia e della geometria della mantellata; in particolare, vengono considerati:

- pendenza del profilo batimetrico;
- pendenza della mantellata (tan α);
- tipo e disposizione degli elementi utilizzati per la mantellata;
- profondità al piede dell'opera (d);
- periodo di picco (T_P);
- altezza significativa al piede dell'opera (H_S);
- incidenza dell'onda rispetto alla normale al paramento (β);
- stato del mare (swell o mare vivo).

Il valore di risalita, o runup, rispetto al livello del mare durante la mareggiata è espresso dalla relazione:

$$\frac{R_{U2\%}}{H_S} = 1.5\ \xi_{OP}\ \gamma_r\ \gamma_b\ \gamma_h\ \gamma_\beta = 1.5\ \xi_{eq}\ \gamma_r\ \gamma_h\ \gamma_\beta \qquad \text{per } 0.5 < \xi_{eq} \le 2,$$

$$\frac{R_{U2\%}}{H_S} = 3.0\ \gamma_r\ \gamma_h\ \gamma_\beta \qquad \text{per } \xi_{eq} > 2,$$

$$\xi_{OP} = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{s_{OP}}}; \quad \xi_{eq} = \frac{\tan\alpha_{eq}}{\sqrt{s_{OP}}} = \gamma_b\ \xi_{OP},$$

dove:

- $R_{U2\%}$ rappresenta la quota di risalita che viene superata dal 2% delle onde della mareggiata;
- s_{OP} il rapporto tra altezza significativa locale e lunghezza d'onda al largo (ricavata in base al periodo di picco);
- α_{eq} la pendenza media della mantellata nel tratto compreso tra la quota di $-H_S$ e $+H_S$ (variabile, in particolare, per l'eventuale presenza di una berma);
- i coefficienti $\gamma_r, \gamma_b, \gamma_h, \gamma_\beta$ tengono conto rispettivamente della scabrezza della mantellata, della presenza di eventuali berme sommerse o semi sommerse poste a profondità comprese tra la metà dell'altezza significativa al piede dell'opera e il livello del mare, della

distribuzione statistica delle altezze d'onda in basso fondale (limitata, nel caso in oggetto, dal frangimento) e dell'incidenza della direzione media di propagazione rispetto alla normale al paramento (con coefficiente differenziato per condizioni di mare vivo o di swell).

Il valore di γ_r è tabulato in funzione delle caratteristiche degli elementi della mantellata, mentre i restanti coefficienti sono dati dalle seguenti relazioni:

$$\gamma_b = \frac{\xi_{eq}}{\xi_{OP}},$$

$$\gamma_h = \frac{H_{2\%}}{1.4 H_S},$$

dove le altezze d'onda indicate tengono conto del fatto che la distribuzione statistica delle altezze in acque basse differisce da quella di Rayleigh (si veda al proposito il paragrafo 10.3.4);

$$\gamma_\beta = \begin{cases} 1.0 & \text{per} \quad 0° \le \beta \le 10° \\ \cos(\beta - 10°) & \text{per} \quad 10° < \beta \le 63° \\ 0.6 & \text{per} \quad \beta > 63° \end{cases} \qquad \text{in condizioni di swell,}$$

$$\gamma_\beta = 1 - 0.0022\,\beta \qquad \text{in condizioni di mare vivo.}$$

Il valore di γ_r è assunto pari a 0.525, considerando che la mantellata è costituita da massi naturali.

10.3.3 Calcolo della portata di tracimazione per scogliere

Il calcolo della portata di tracimazione per scogliere emerse è stato condotto con riferimento alla metodologia proposta nel Coastal Engineering Manual edito dal Coastal Engineering Research Center, che a sua volta fa riferimento agli studi condotti da van der Meer e Janssen (van der Meer & Janssen, 1995).

La metodologia utilizzata consente di valutare la portata media di tracimazione in funzione dei parametri caratteristici dell'onda incidente, della tipologia e della geometria della mantellata; in particolare, vengono considerati:

- pendenza del profilo batimetrico;
- pendenza della mantellata (tan α);
- tipo e disposizione degli elementi utilizzati per la mantellata;
- quota del coronamento rispetto al livello del mare incrementato del setup (R_C);
- profondità al piede dell'opera (d);
- periodo di picco (T_P);
- altezza significativa al piede dell'opera (H_S);
- incidenza dell'onda rispetto alla normale al paramento (β);
- stato del mare (swell o mare vivo).

La portata media di tracimazione, espressa in metri cubi al secondo per metro di sviluppo del coronamento, è data dalle seguenti espressioni:

$$\frac{q}{\sqrt{g H_S^3}} \sqrt{\frac{s_{OP}}{\tan\alpha}} = 0.06 \exp\left(-5.2 \frac{R_C}{H_S} \frac{\sqrt{s_{OP}}}{\tan\alpha} \frac{1}{\gamma_r \gamma_b \gamma_h \gamma_\beta}\right) \qquad \text{per } \xi_{OP} < 2,$$

valida per $0.3 < \frac{R_C}{H_S} \frac{\sqrt{s_{OP}}}{\tan\alpha} \frac{1}{\gamma_r \gamma_b \gamma_h \gamma_\beta} < 2$,

$$\frac{q}{\sqrt{g H_S^3}} = 0.2 \exp\left(-2.6 \frac{R_C}{H_S} \frac{1}{\gamma_r \gamma_b \gamma_h \gamma_\beta}\right) \qquad \text{per } \xi_{OP} > 2$$

$$\xi_{OP} = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{s_{OP}}},$$

dove:

- x_{OP} rappresenta il rapporto tra altezza significativa locale e lunghezza d'onda al largo (ricavata in base al periodo di picco);
- i coefficienti $\gamma_r, \gamma_b, \gamma_h, \gamma_\beta$, già descritti nel precedente paragrafo, tengono conto rispettivamente della scabrezza della mantellata, della presenza di eventuali berme sommerse poste a profondità comprese tra la metà dell'altezza significativa al piede dell'opera e il livello del mare, della distribuzione statistica delle altezze d'onda in basso fondale (limitata nel caso in oggetto dal frangimento) e dell'incidenza della direzione media di propagazione rispetto alla normale al paramento (con coefficiente differenziato per condizioni di mare vivo o di swell).

10.3.4 Distribuzione statistica delle altezze d'onda in basso fondale

Le caratteristiche dell'onda in acque basse sono generalmente ricavate utilizzando un modello di propagazione dell'energia dell'onda a partire dai dati al largo. La maggior parte dei modelli a disposizione fornisce come risultato l'energia locale dell'onda (e, a seconda del modello selezionato, la sua distribuzione spettrale), ma non la distribuzione delle altezze d'onda, sebbene queste grandezze rivestano un ruolo molto importante nel progetto delle strutture marittime.

In acque profonde, il comportamento approssimativamente lineare delle onde permette di considerare un andamento gaussiano dei valori istantanei del livello del mare, che porta ad una distribuzione di Rayleigh delle altezze d'onda, univocamente determinata dal valore locale dell'energia.
La distribuzione statistica delle altezze d'onda in basso fondale non è invece rappresentabile con la distribuzione di Rayleigh; in particolare, nella zona in cui cominciano a frangere le onde più alte della mareggiata, la distribuzione delle altezze subisce sensibili variazioni.
Queste variazioni rivestono particolare importanza nello studio statistico del runup e della tracimazione di opere poste in basso fondale, come quelle in oggetto. In particolare, l'eliminazione progressiva (verso la riva) delle onde più alte comporta una riduzione sensibile del runup e della tracimazione (riferiti al percentile 2%), della quale viene tenuto conto attraverso un opportuno coefficiente di riduzione (γ_h) da applicare a runup e tracimazione.

L'approccio seguito per la valutazione della distribuzione statistica delle altezze d'onda all'interno della singola mareggiata è quello proposto da Battjes e Groenendijk (Battjes & Groenendijk, 2000).
Il metodo di calcolo proposto da Battjes e Groenendijk si basa sull'analisi e sulla parametrizzazione di dati di laboratorio relativi a studi condotti in canaletta. Tale parametrizzazione parte dall'ipotesi di considerare fenomeni in lenta evoluzione (batimetria con variazioni graduali), in maniera tale che la distribuzione delle altezze dipenda solamente da fattori locali. In questo modo si ottiene quello che viene comunemente chiamato "point model", la cui applicazione trova il suo campo di validità in acque poco profonde con topografia del fondale relativamente semplice (batimetria regolare e profili trasversali a debole pendenza).
La parametrizzazione dei dati utilizza una combinazione di due distribuzioni di Weibull, calibrate e validate con i dati di laboratorio. Come risultato si ottiene un modello di previsione in grado di fornire la distribuzione locale dell'altezza d'onda, utilizzando come dati di input l'energia locale dell'onda, la profondità e la pendenza del fondale.
L'equazione base del modello appena proposto si basa appunto sulla combinazione di due distribuzioni di Weibull, la cui espressione è riportata di seguito:

$$F(H) \equiv \Pr\{H \le H\} = \begin{cases} F_1(H) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{H}{H_1}\right)^{k_1}\right] & H \le H_{tr} \\ F_2(H) = 1 - \exp\left[-\left(\frac{H}{H_2}\right)^{k_2}\right] & H \ge H_{tr} \end{cases},$$

dove H_{tr} rappresenta l'altezza d'onda di transizione, gli esponenti k_1 e k_2 sono dei parametri di forma correlati alla curvatura della distribuzione, H_1 e H_2 sono dei parametri di scala.

I parametri H_1 e H_2 sono parametri di scala privi di un significato fisico particolare e possono pertanto essere considerati alla stregua di costanti: uno dei due viene infatti considerato come parametro indipendente e l'altro viene sostituito dal valore dell'altezza quadratica media H_{rms}.

Al fine di risolvere l'equazione e calcolare il valore dei parametri appena descritti, si procede imponendo la continuità dell'equazione in corrispondenza dell'altezza di transizione H_{tr}. In prima analisi si determina il valore dei due parametri di forma, quindi si normalizzano tutte le altezze d'onda riportate nell'equazione rispetto all'altezza quadratica media H_{rms} ottenendo così il valore dell'altezza di transizione.
Successivamente, viene stabilita una relazione tra i parametri della distribuzione e i parametri caratteristici della batimetria e della mareggiata, quali la profondità (d), la pendenza locale del fondale e le caratteristiche dello spettro dell'energia. A tale scopo viene introdotto il coefficiente adimensionale $\psi \equiv \sqrt{m_0}/d$, il quale misura l'intensità relativa dell'onda. Il parametro m_0 rappresenta il momento di ordine zero dello spettro.
Il coefficiente ψ interviene direttamente nella formulazione dell'altezza quadratica media H_{rms}, la quale può essere espressa come:

$$H_{rms} \equiv (2.69 + \beta_{rms}\psi)\sqrt{m_0},$$

dove β_{rms}, in base al fit dei dati di laboratorio, può essere assunto pari a 3.24.
Per quanto riguarda l'altezza d'onda di transizione, essa assume espressioni differenti in relazione al valore del parametro ψ. In particolare, nel caso oggetto del presente studio, il valore di ψ risulta maggiore di 0.06; pertanto l'espressione proposta da Battjes e Groenendijk è la seguente:

$$H_{tr} \equiv (c_1 + c_2 \tan\alpha)d$$

dove c_1 e c_2, ricavati dal best fit dei dati di laboratorio, sono rispettivamente pari a 0.35 e 5.8, mentre $\tan\alpha$ rappresenta la pendenza del fondale.
Implementando le formule proposte si ottiene la tabella riportata nell'articolo di Battjes e Groenendijk (Coastal Engineering 40-2000 161-182, Tabella 2). Entrando in tabella con il valore dell'altezza di transizione normalizzata $\bar{H}_{tr} \equiv H_{tr}/H_{rms}$, si ottengono i corrispondenti valori di $H_{1/3}$, $H_{1/10}$, $H_{2\%}$, $H_{1\%}$ e $H_{0.1\%}$, sempre normalizzati in funzione di H_{rms}.
Nel caso in esame, volendo valutare il rapporto tra $H_{2\%}$ e $H_{1/3}$ per calcolare il coefficiente γ_h che tiene conto della distribuzione statistica delle altezze d'onda in basso fondale, i valori di input sono:

- profondità locale;
- pendenza locale del fondale ($\tan\alpha$);
- altezza significativa H_S (assunta corrispondente ad H_{m0}).

I valori del coefficiente di riduzione γ_h legato alla distribuzione statistica delle altezze d'onda in fondale risulta pari a 0.864.

10.3.5 Applicazione dei metodi di calcolo

Per quanto riguarda le opere a parete verticale (cassoni – sezione 1 e sezione 13), il calcolo della portata di tracimazione q è riportato in Tab. 10.6; mentre il calcolo della risalita e della tracimazione per la sezione in massi naturali (sezione 3) è riportato in Tab. 10.7.

SEZIONE	$H_{coronamento}$ (m s.m.m.)	Sovralzo (m s.m.m.)	$H_{s,max}$ (m)	Incidenza β (°)	ONDA	γ_p	γ_s	q (l/s/m)
1	+5.5	+0.5	3.9	25	Lunga	0.91	0.78	8.5760
13	+2.7	+0.5	1.1	35	Corta	0.80	0.72	0.0091

Tab. 10.6 – Risultati del della portata di tracimazione per strutture a parete verticale

SEZIONE	$H_{coronamento}$ (m s.m.m.)	Pendenza	Profondità (m s.m.m.)	Sovralzo (m s.m.m.)	$H_{s,max}$ (m)	T_p (s)	CONDIZIONI	$R_{2\%}$ (m s.m.m.)	q (l/s/m)
3	+5.5	1:2	-12.0	+0.5	3.9	13.1	swell	+5.55	2.15
							mare vivo	+5.48	1.91

Tab. 10.7 – Risultati del calcolo di runup e portata di tracimazione per scogliere in massi naturali

10.3.6 Considerazioni sulla sicurezza

Per quanto riguarda la sezione in cassoni del molo di sopraflutto (sezione 3), si ottengono valori di portata di circa 8.6 l/s/m. Ne consegue che l'opera risulta insicura in ogni situazione, sia con riferimento al transito di pedoni o veicoli che in relazione alla presenza di costruzioni o edifici a tergo del coronamento.
Pertanto come accennato al precedente paragrafo 9.1, si è optato per realizzare una struttura non accostabile, per la quale è accettabile una maggiore portata di tracimazione, senza rischio né per le vite umane, né per le infrastrutture retrostanti.

La sezione in scogliera alla radice del molo di sopraflutto (sezione 3) risulta, invece, caratterizzata da portate dell'ordine dei 2 l/s/m. Pertanto, dal punto di vista strutturale l'opera risulta sicura anche grazie alla presenza del masso di coronamento posto a protezione dei piazzali retrostanti; dal punto di vista funzionale, l'opera non risulta sicura in relazione al transito di pedoni e veicoli. Ne consegue che è necessario interdire il transito in prossimità del paramento nel caso di mareggiate eccezionali.
Infine, per quanto concerne le infrastrutture presenti sui piazzali (ad es. l'area cantiere), non si riscontrano particolari problemi di sicurezza dal momento che le costruzioni verranno realizzate ad una adeguata distanza dal coronamento esterno della scogliera.

Per quanto riguarda il molo di sottoflutto, la sezione in cassoni (sezione 13) è caratterizzata da valori di portata inferiori a 0.01 l/s/m. Pertanto, per quanto riguarda la sicurezza funzionale, la struttura risulta sicura in relazione al transito di pedoni; e di veicoli (alle basse velocità) viene, inoltre, garantita anche la sicurezza strutturale dell'opera. Visti i valori di portata, viene garantita anche la sicurezza funzionale delle infrastrutture presenti sui piazzali di banchina, con danni modesti nel caso di mareggiate eccezionali.

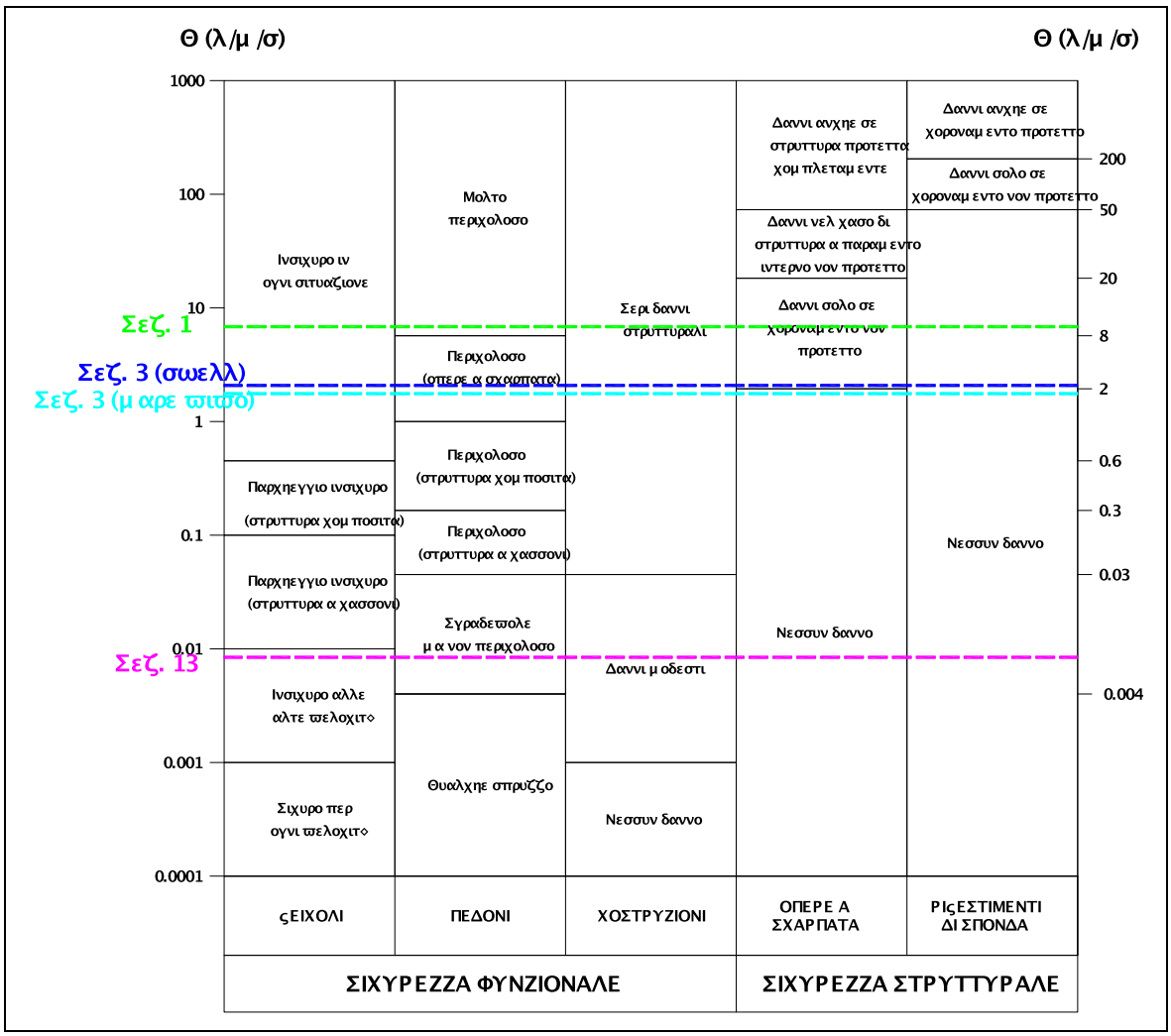


Fig. 10.3 – Sicurezza dell'opera

11 AGITAZIONE ONDOSA INTERNA NEL PORTO

Lo studio dell'agitazione interna al nuovo porto turistico è finalizzato alla stima delle altezze d'onda residue in seguito ad attacchi ondosi di una prefissata durata media annua o tempo di ritorno (cfr. "*Raccomandazioni tecniche per la progettazione dei porti turistici*", A.I.P.C.N.-2002), e ha lo scopo di valutare il rispetto delle condizioni di sicurezza e di comfort per le imbarcazioni ormeggiate all'interno del porto stesso.

Lo studio è stato condotto tramite il modello matematico "CGWAVE" messo a punto dall'Università del Maine per l'U.S. Army Corps of Engineers e descritto in dettaglio nell'allegato "A".

La verifica delle condizioni di agitazione residua nel bacino portuale è stata eseguita facendo riferimento ai valori raccomandati di altezza d'onda significativa ammissibile all'interno del porto, riportate nelle raccomandazioni dell'A.I.P.C.N.; in questa fase di progettazione preliminare la verifica è stata limitata alle condizioni più gravose per la sicurezza delle imbarcazioni ormeggiate:

- condizione "*limite*": H_S = 0.50 m
  per eventi con periodo di ritorno indicativamente non inferiori a 50 anni;

- condizione "*di sicurezza*": H_S = 0.30 m
  per eventi con periodo di ritorno indicativamente non inferiori a 5 anni;

demandando alle successive fase progettuali l'individuazione dei correttivi più opportuni (adozione eventuale di ulteriori tratti antiriflettenti) per assicurare la verifica delle condizioni "di comfort".
Lo studio è stato svolto considerando le mareggiate relative agli eventi individuati nelle raccomandazioni (tempo di ritorno di 5 e 50 anni).

11.1 Settaggio del modello

Il dominio di calcolo è stato definito impiegando un contorno offshore di tipo semicircolare, che si estende verso il largo fino a profondità dell'ordine dei -25 m s.m.m., e un contorno inshore, che riproduce la configurazione della costa, delle opere presenti e del layout di progetto del nuovo porto.

Il dominio così definito è stato ricoperto con una mesh a maglie triangolari formata da elementi di dimensioni variabili dai 30 m, sul contorno offshore, ai 3 m, sul contorno inshore in prossimità e all'interno del porto (Fig. 11.1).

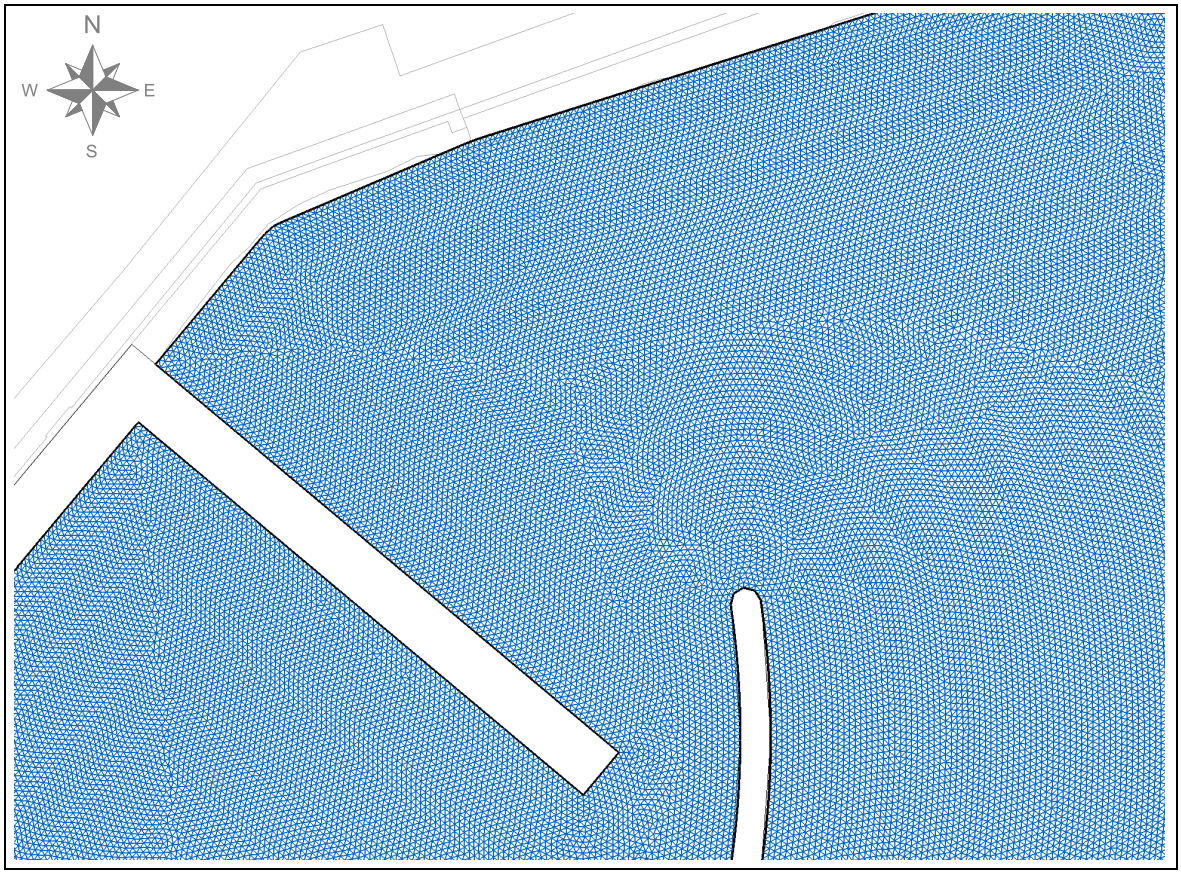


Fig. 11.1 – Particolare della mesh in prossimità dell'imboccatura del nuovo porto

I valori del coefficiente di riflessione, per ciascuna tipologia di elemento considerata all'interno del dominio di calcolo, sono riportati nella successiva Tab. 11.1 e nella Fig. 11.2.

Caratteristiche tratto	Coefficiente di riflessione
Scogliera in massi	0.40
Banchina antiriflettente	0.50
Banchina molo in cassoni antiriflettenti	0.60
Banchina molo in cassoni forati	0.75
Strutture a parete verticale/banchina	0.90

Tab. 11.1 – Coefficienti di riflessione degli elementi del contorno inshore

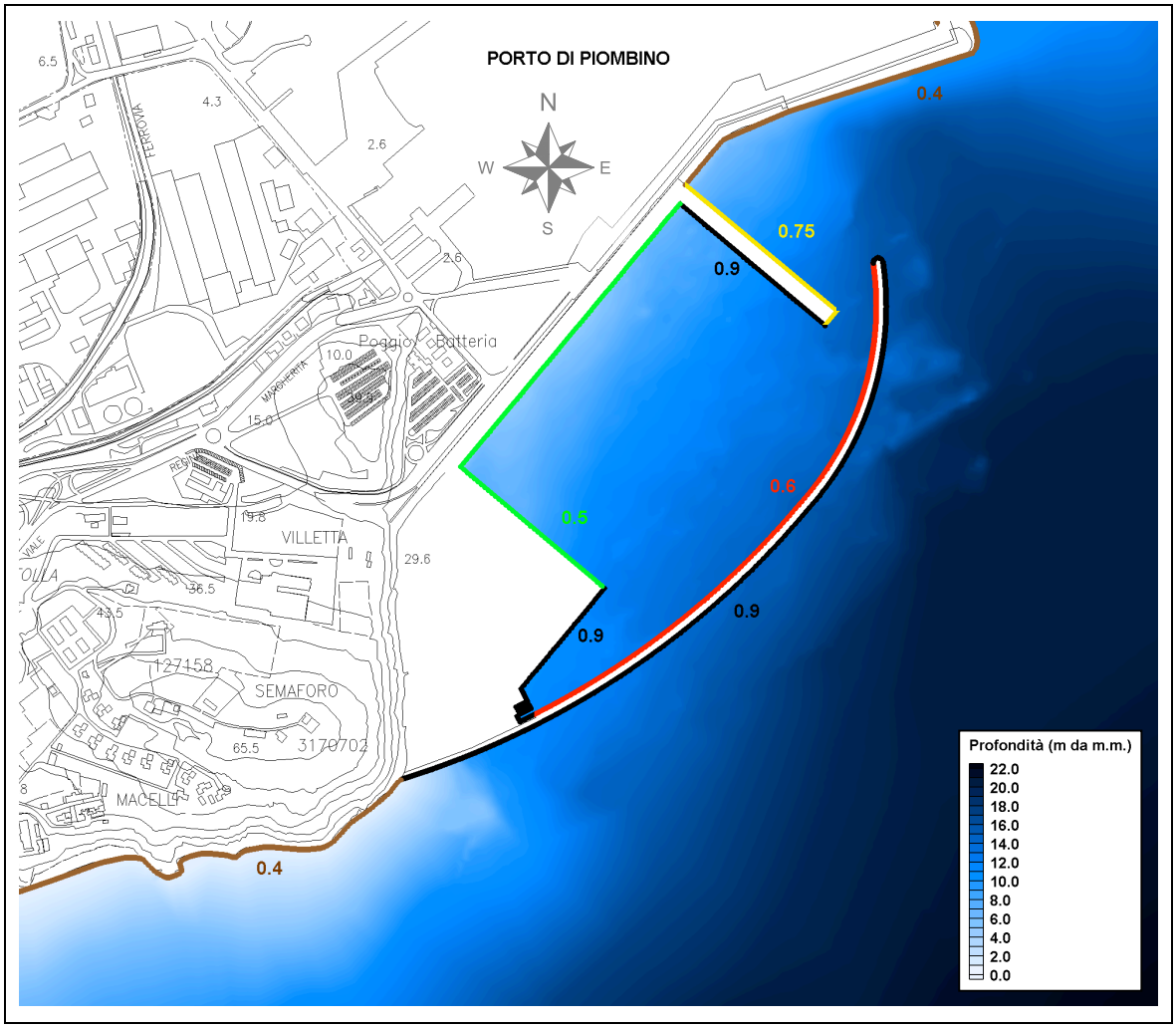


Fig. 11.2 – Coefficienti di riflessione e batimetria impiegati nello studio dell'agitazione interna

11.2 Verifica delle condizioni limite (mareggiate con T_R 50 anni)

Lo studio della penetrazione è stato svolto, con riferimento alle mareggiate associate ad eventi con tempo di ritorno di 50 anni, al fine di valutare l'agitazione ondosa all'interno del porto, in termini di altezza d'onda significativa, verificando che le altezze d'onda residue all'interno del bacino portuale fossero ammissibili in relazione alle condizioni "limite" raccomandate dall'A.I.P.C.N. (H_S < 0.5 m).

Le caratteristiche degli eventi con tempo di ritorno pari a 50 anni sono state ricavate a partire dai risultati ottenuti in termini di propagazione e generazione eseguite con il codice di calcolo STWAVE (cfr. paragrafi 8.2 e 8.3).
Nel dettaglio le caratteristiche fornite in input al modello CGWAVE sono state ricavate in corrispondenza del contorno offshore a partire dai risultati della propagazione delle mareggiate estreme (cfr. paragrafo 8.2) per le mareggiate di Scirocco-Mezzogiorno, e a partire dai risultati ottenuti in termini di generazione del moto ondoso da eventi anemologici estremi all'interno del Golfo di Follonica (cfr. paragrafo 8.3) per le mareggiate di Grecale e Levante-Scirocco.
Alle mareggiate così ricavate è stato è stato cautelativamente associato un valore di sovralzo del livello medio mare pari a +0.5 m s.m.m.. Le caratteristiche delle mareggiate, al largo e in corrispondenza del contorno offshore del dominio CGWAVE, sono riportate di seguito in Tab. 11.2.

I risultati ottenuti dalle simulazioni della propagazione del moto ondoso, in termini di agitazione ondosa all'interno del bacino portuale, sono riportati nelle figure alle pagine seguenti.
Le figure rappresentano mediante gradazioni cromatiche le caratteristiche locali della mareggiata: in Fig. 11.3, Fig. 11.6, Fig. 11.9 e in Fig. 11.12 è riportato l'andamento delle creste, mentre in Fig. 11.4, Fig. 11.7, Fig. 11.10 e in Fig. 11.13 sono riportate le altezze d'onda significativa nei pressi del costruendo porto e all'interno del bacino portuale. Si sottolinea che la scala cromatica dell'altezza d'onda significativa adottata per le mareggiate caratterizzate da altezze maggiori (TEST 9 e TEST 10) è stata impostata ad un valore massimo pari a 7 m, mentre per le altre mareggiate (TEST 7 e TEST8) la scala cromatica è stata impostata ad un valore massimo pari a 3 m.

La verifica del rispetto delle condizioni di sicurezza è stata svolta riportando i risultati in relazione al valore d'altezza d'onda raccomandato, impostando la scala cromatica ad un valore massimo pari a a 50 cm, vedi Fig. 11.5, Fig. 11.8, Fig. 11.11 e Fig. 11.14: le zone in rosso corrispondono a punti di altezza significativa superiore ai valori consigliati. I risultati sono stati sintetizzati nella successiva Tab. 11.3 in termini di altezza d'onda significativa residua massima nei due diversi bacini del porto.

Dai risultati ottenuti si osserva che nonostante l'imboccatura sia maggiormente esposta agli attacchi provenienti dal settore Greco-Levante le mareggiate in grado di penetrare maggiormente all'interno del porto, anche per effetto della parziale riflessione dovuta alla mantella dell'esistente molo del porto di Piombino, sono quelle provenienti da Scirocco e Mezzogiorno caratterizzate da altezza d'onda e periodo elevati.
Le mareggiate associate ai settori di Greco-Levante, e cioè quelle generate da eventi anemologici estremi all'interno del golfo di Follonica, sono invece caratterizzate da altezze d'onda e periodi inferiori e quindi non sono in grado di penetrare con altezze d'onda elevate all'interno del bacino portuale.

In definitiva le simulazioni hanno evidenziato la sostanziale efficacia della configurazione delle opere foranee nella protezione degli specchi acquei interni: l'agitazione residua all'interno del bacino portuale, nelle aree destinate agli ormeggi, risulta ovunque accettabile in relazione ai valori consigliati dall'A.I.P.C.N. per le condizioni limite, con valori massimi dell'ordine dei 40 cm.
Si può infine notare che valori di altezza d'onda prossimi al valore limite sono raggiunti solo in prossimità dell'imboccatura portuale, in una porzione dello specchio acqueo nella quale non sono previsti ormeggi.

			Caratteristiche onda al largo			Caratteristiche onda sul contorno		
TEST	**Caratteristiche TEST**	**Sovralzo (m s.m.m.)**	**H_S (m)**	**T_{01} (s)**	**Dir (°)**	**H_S (m)**	**T_{01} (s)**	**Dir (°)**
7	Grecale da vento, T_R=50 anni	+0.50	**-**	-	-	**1.05**	4.5	68
8	Scirocco da vento, T_R=50 anni	+0.50	**-**	-	-	**2.43**	4.5	121
9	Scirocco, T_R=50 anni	+0.50	**7.53**	10.1	140	**3.30**	10.1	163
10	Mezzogiorno, T_R=50 anni	+0.50	**5.95**	11.1	160	**4.00**	11.1	170

Tab. 11.2 – Caratteristiche delle mareggiate considerate nello studio dell'agitazione ondosa

TEST	H_S max [m]
7	0.10
8	0.13
9	0.40
10	0.38

Tab. 11.3 – Sintesi dei risultati ottenuti in termini di altezza d'onda massima nella zona degli ormeggi

11.2.1 Agitazione interna TEST 7 – mareggiata di Grecale da vento – T_R 50 anni

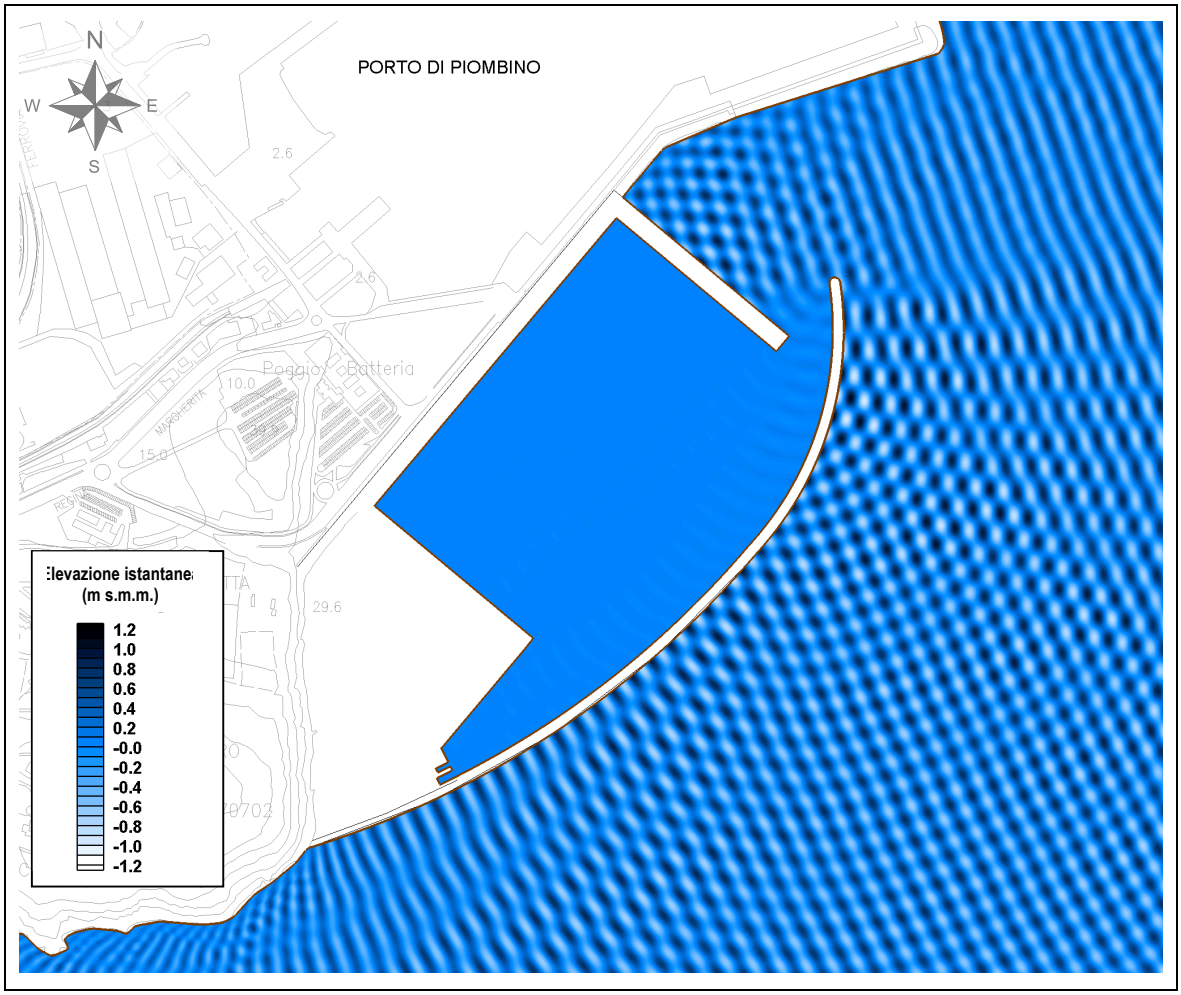


Fig. 11.3 – TEST 7 - Caratteristiche locali della mareggiata (andamento delle creste)

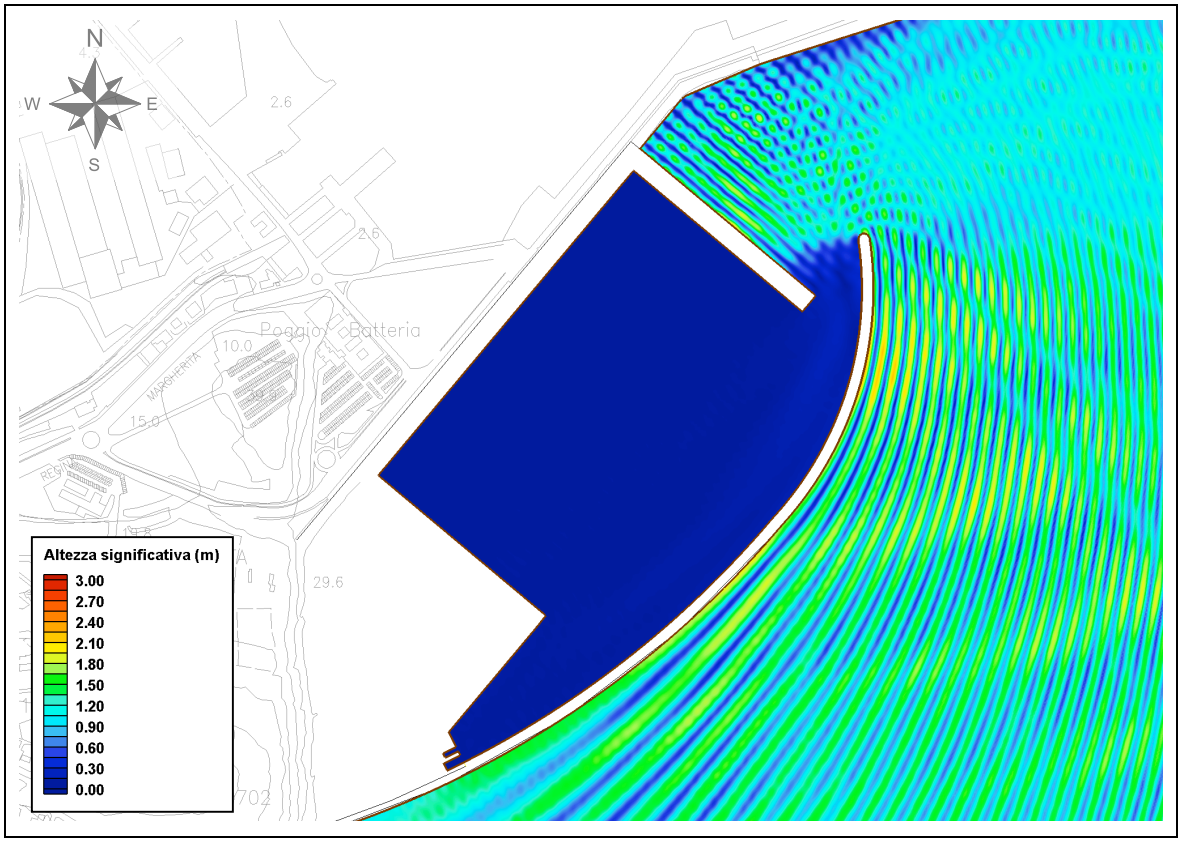


Fig. 11.4 – TEST 7 - Caratteristiche locali della mareggiata (altezza significativa)

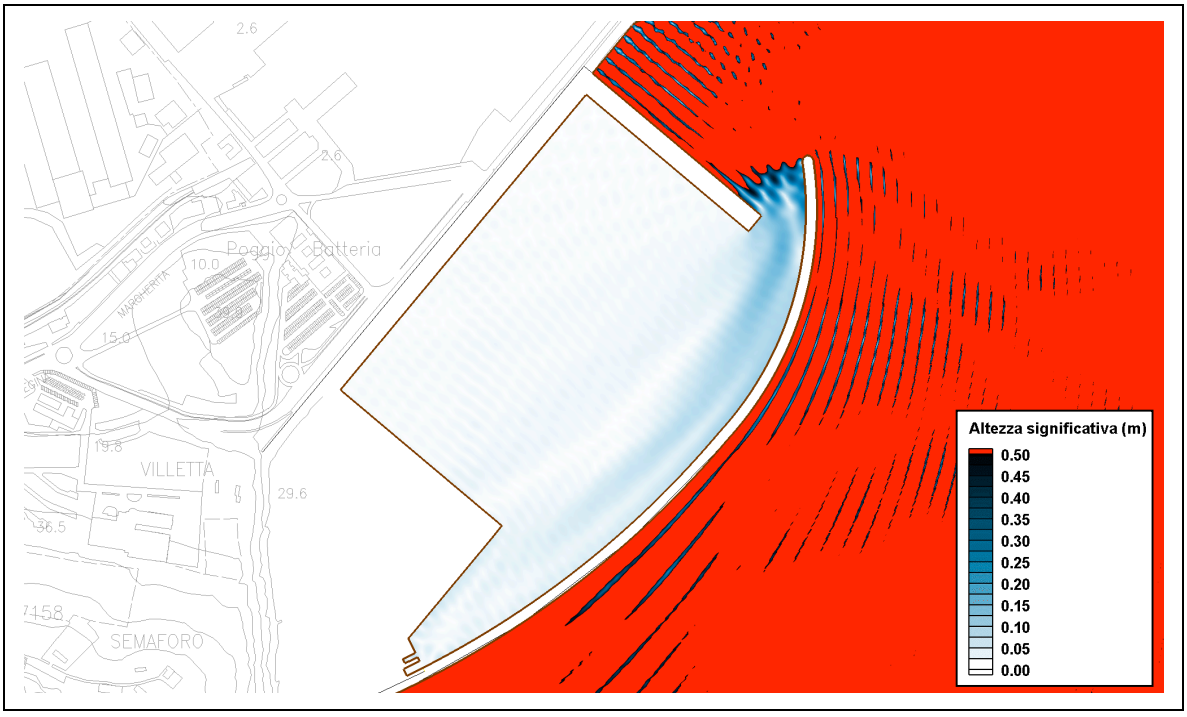


Fig. 11.5 – TEST 7 – Verifica delle condizioni limite

11.2.2 Agitazione interna TEST 8 – mareggiata di Scirocco da vento – T_R 50 anni

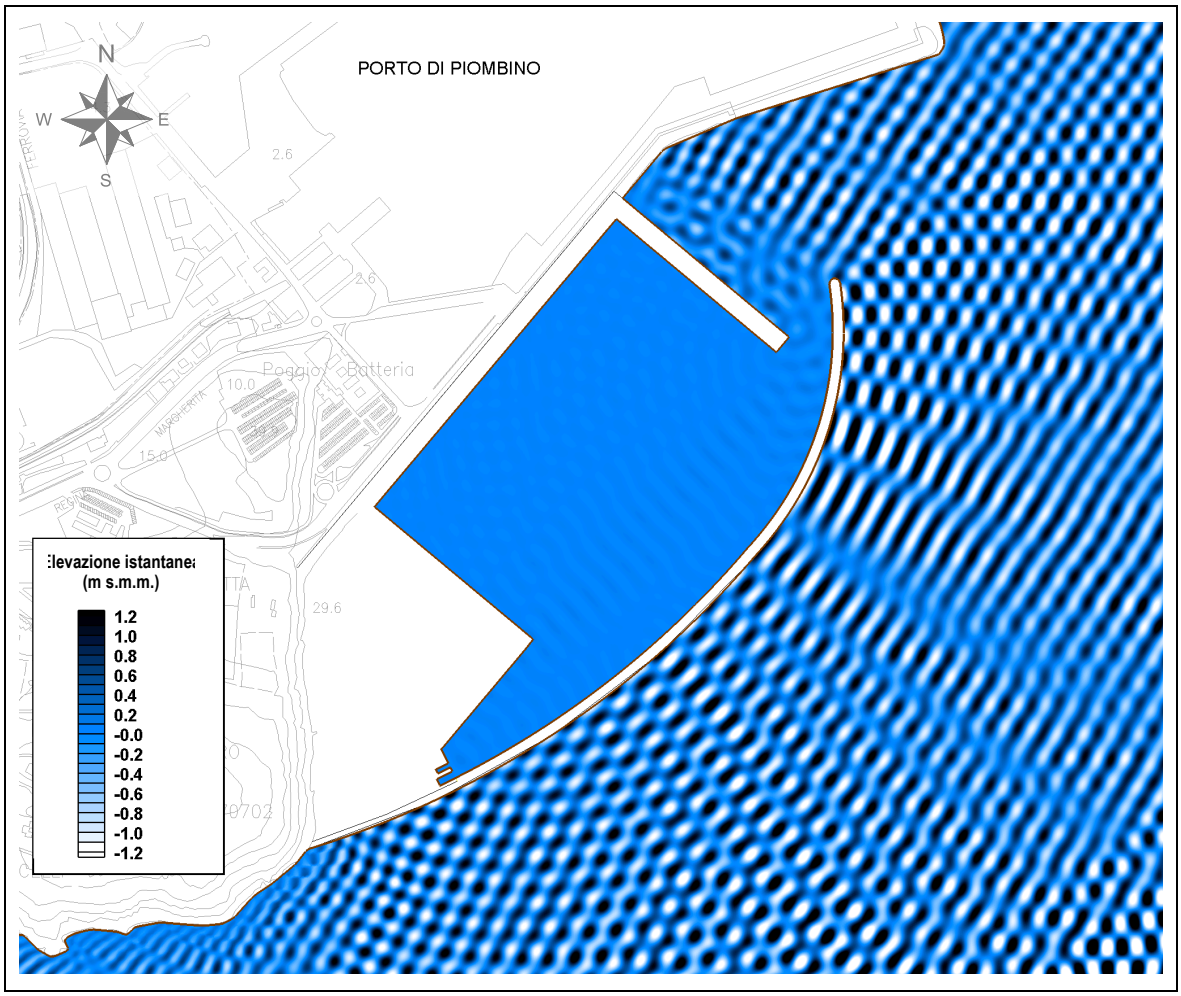


Fig. 11.6 – TEST 8 - Caratteristiche locali della mareggiata (andamento delle creste)

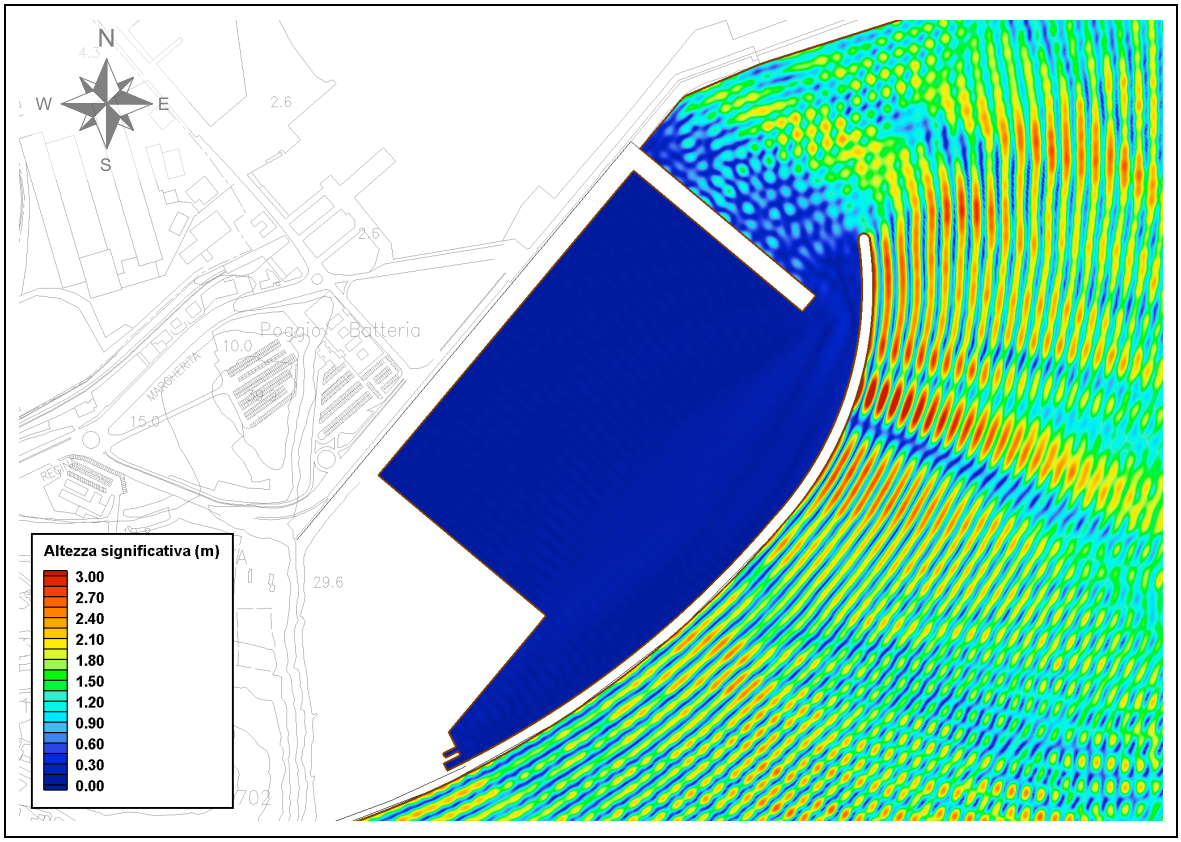


Fig. 11.7 – TEST 8 - Caratteristiche locali della mareggiata (altezza significativa)

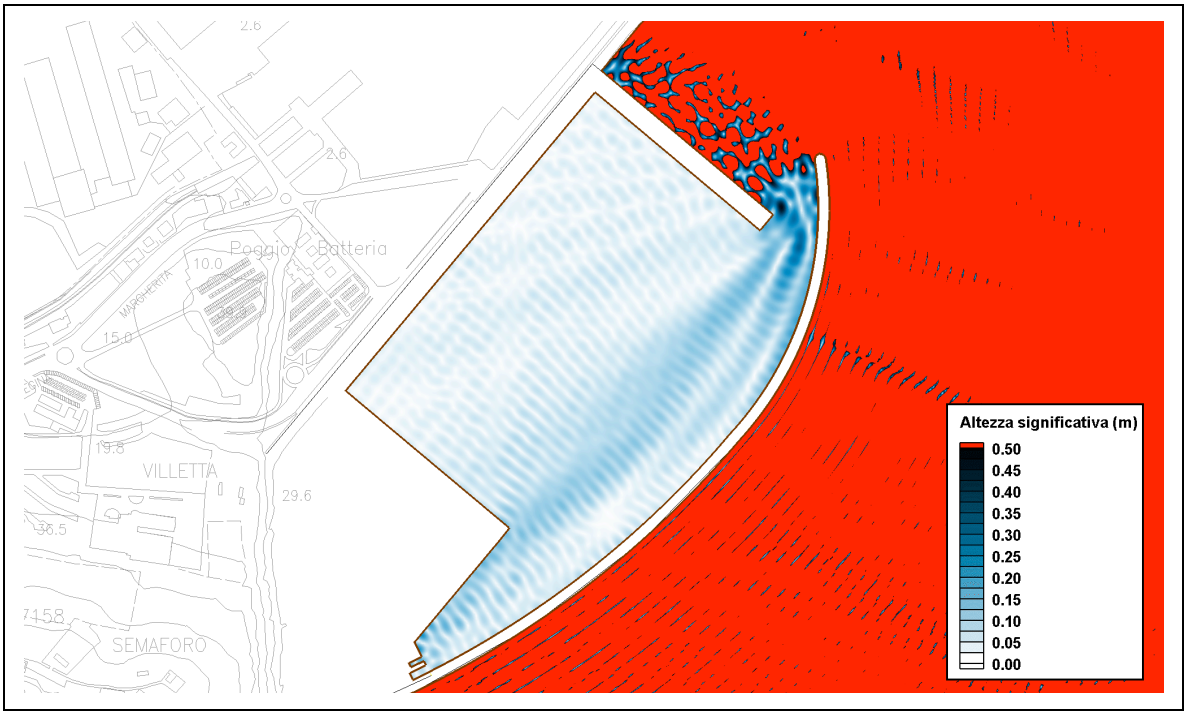


Fig. 11.8 – TEST 8 – Verifica delle condizioni limite

11.2.3 Agitazione interna TEST 9 – mareggiata di Scirocco – T_R 50 anni

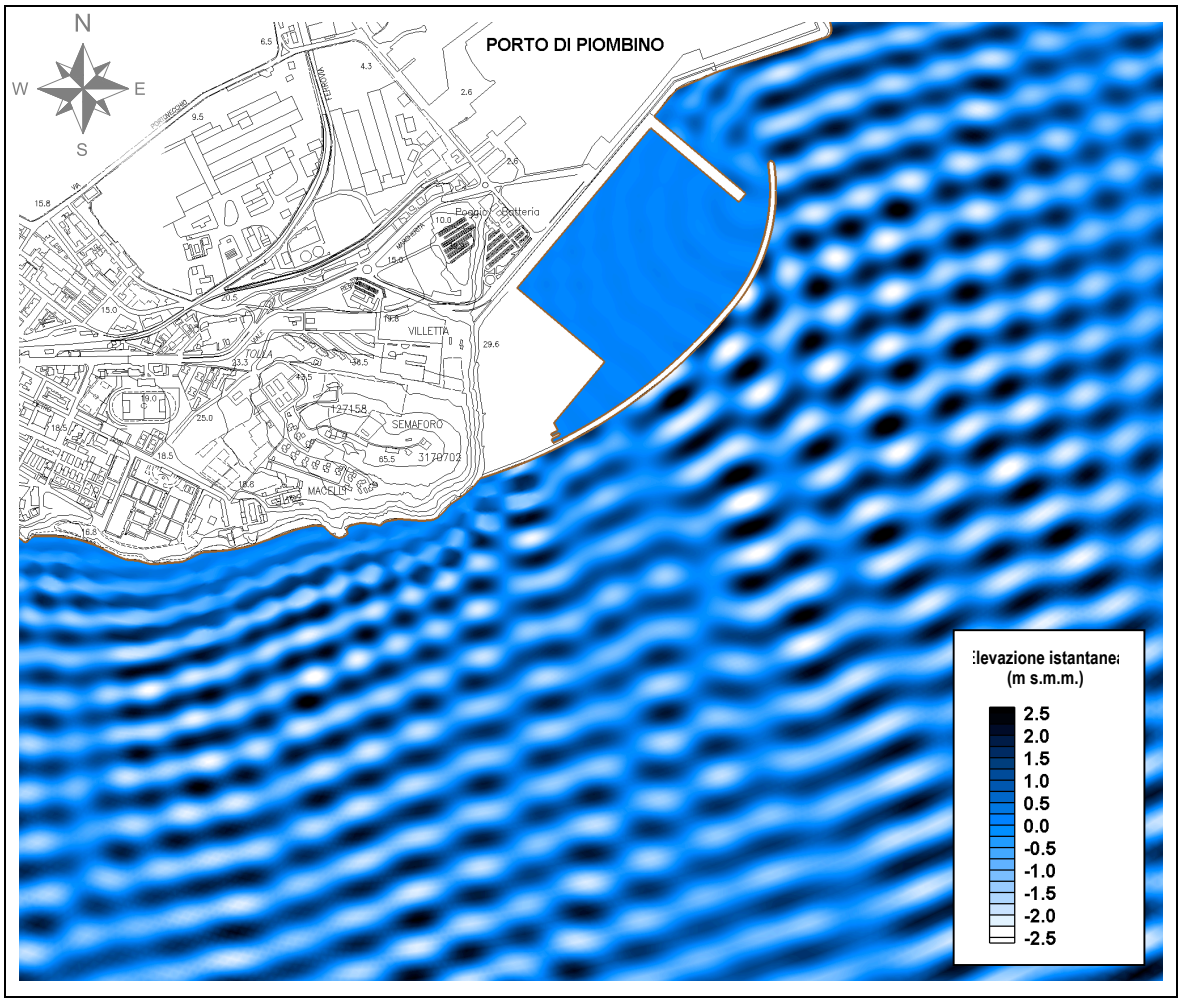


Fig. 11.9 – TEST 9 - Caratteristiche locali della mareggiata (andamento delle creste)

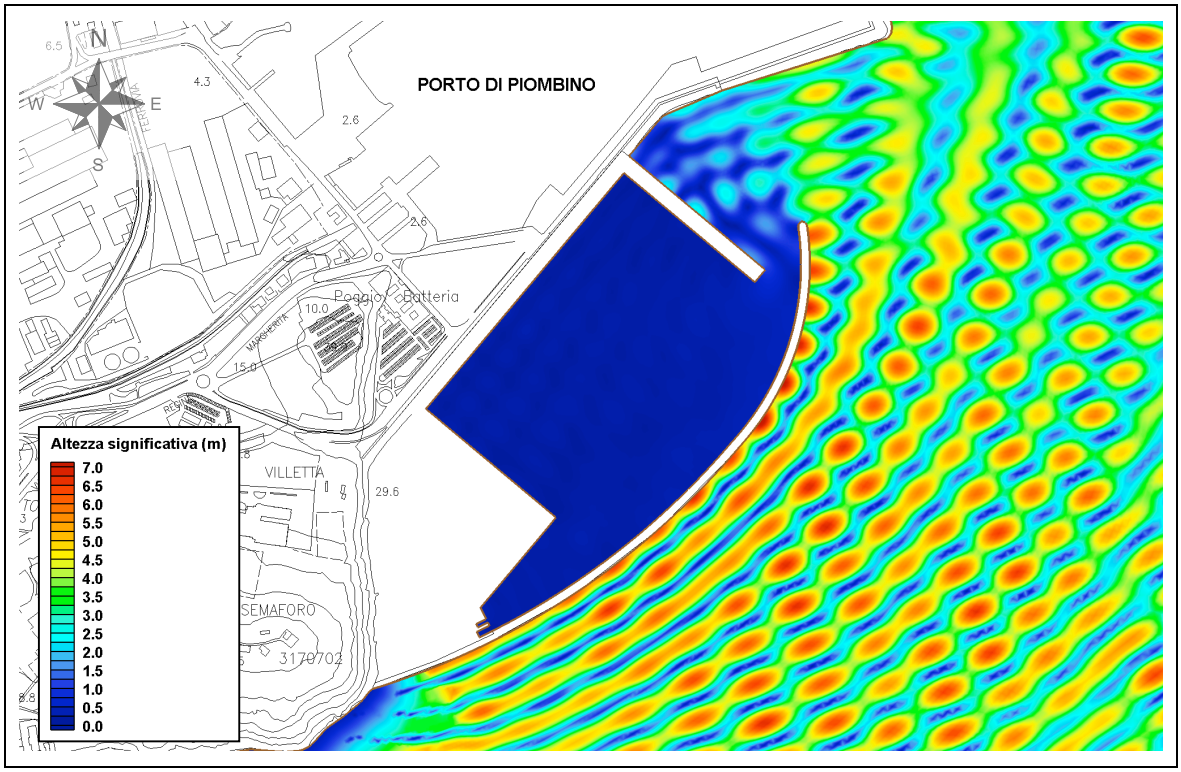


Fig. 11.10 – TEST 9 - Caratteristiche locali della mareggiata (altezza significativa)

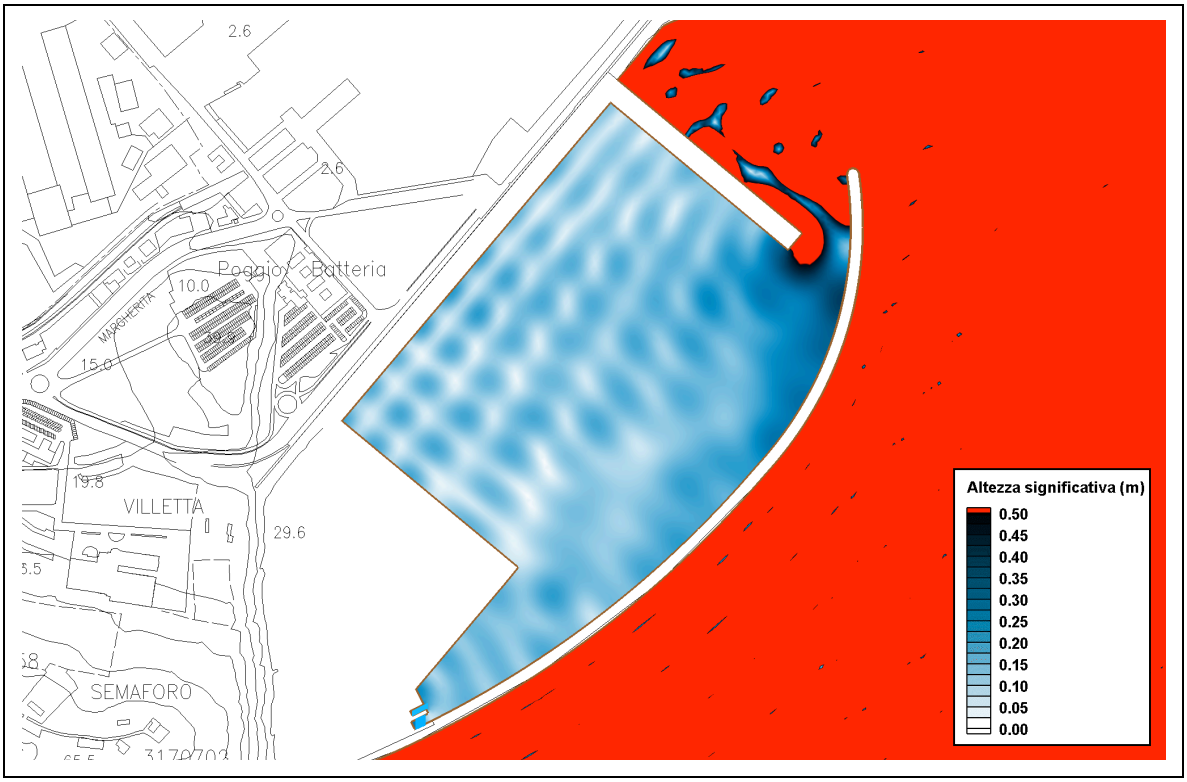


Fig. 11.11 – TEST 9 – Verifica delle condizioni limite

11.2.4 Agitazione interna TEST 10 – mareggiata di Mezzogiorno – T_R 50 anni

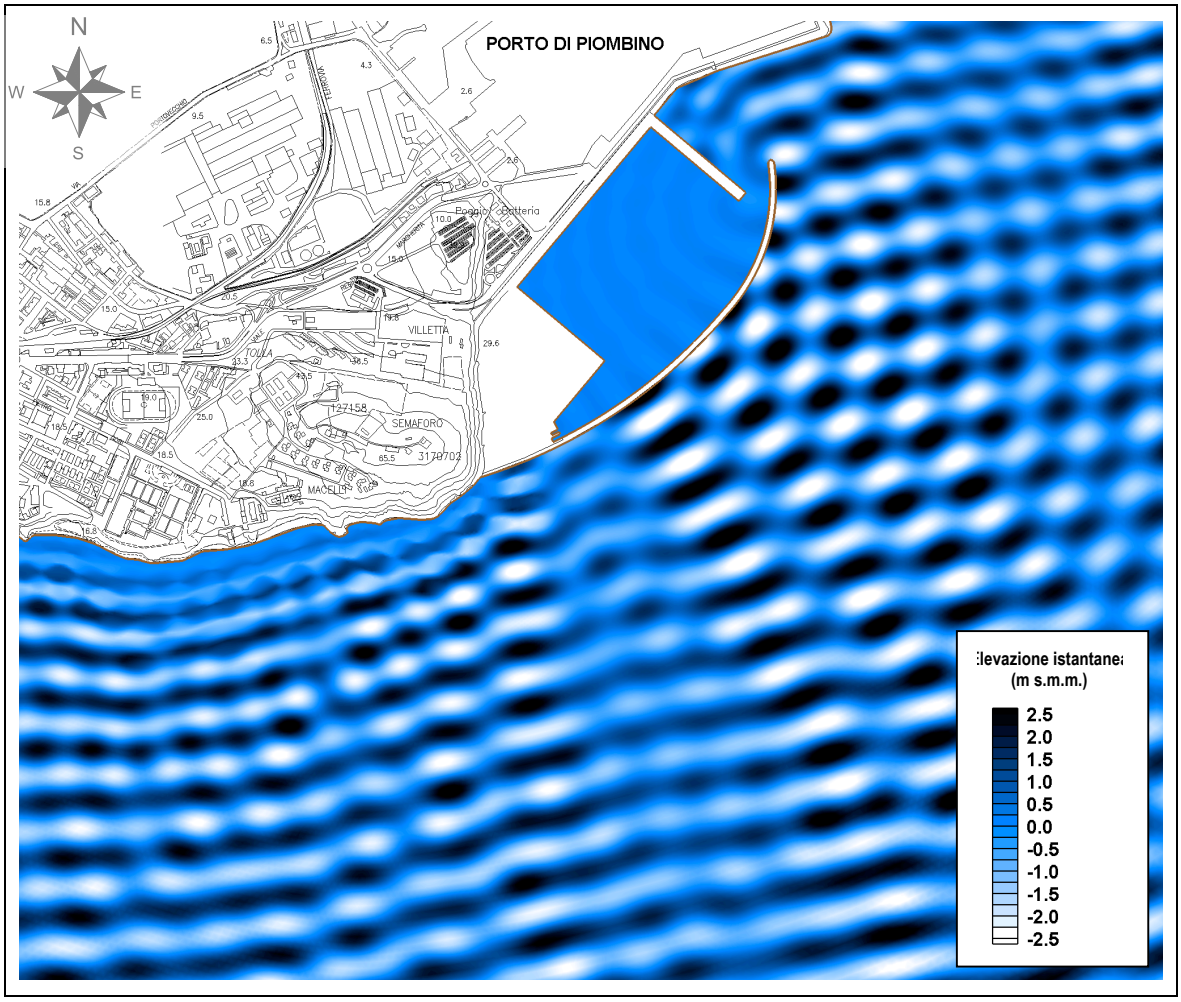


Fig. 11.12 – TEST 10 - Caratteristiche locali della mareggiata (andamento delle creste)

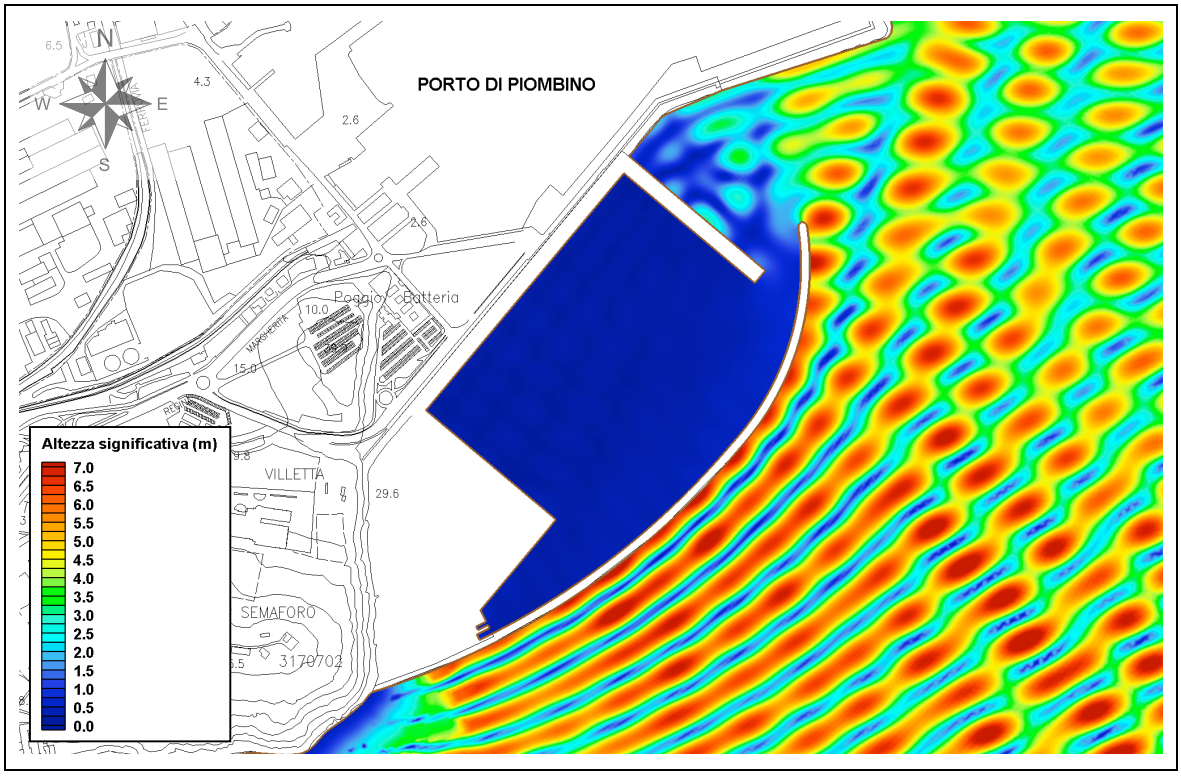


Fig. 11.13 – TEST 10 - Caratteristiche locali della mareggiata (altezza significativa)

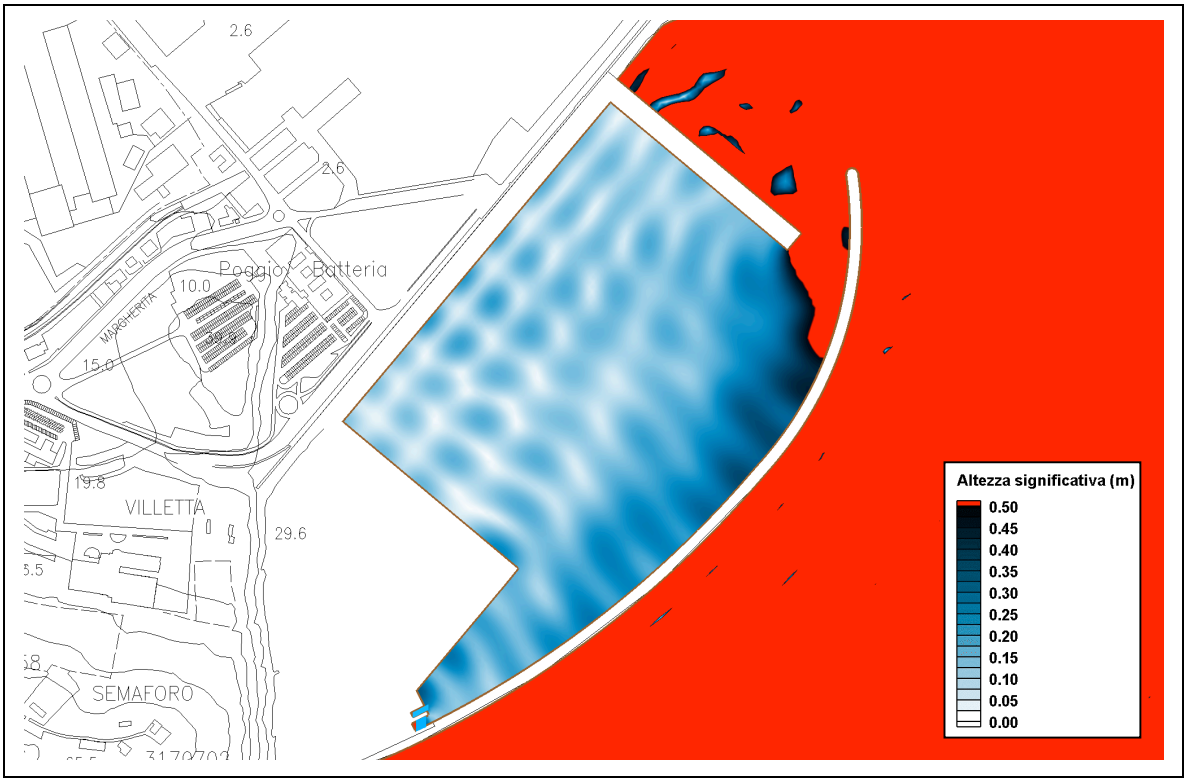


Fig. 11.14 – TEST 10 – Verifica delle condizioni limite

11.3 Verifica delle condizioni di sicurezza (mareggiate con T_R 5 anni)

Nella seconda fase dello studio si è proceduto allo studio della penetrazione delle mareggiate associate ad eventi con tempo di ritorno di 5 anni ed alla valutazione dell'agitazione ondosa all'interno del porto, verificando il rispetto delle condizioni "di sicurezza" raccomandate dall'A.I.P.C.N. (H_S < 0.30 m).
In particolare, sono state analizzate solo le mareggiate provenienti dal settore Scirocco-Mezzogiorno in quanto i risultati ottenuti nel paragrafo precedente hanno evidenziato che le mareggiate provenienti dai settori di Greco-Levante associate a tempi di ritorno maggiori pari a 50 anni, penetrano all'interno del bacino con altezza d'onda che rispettano le condizioni di "sicurezza".

Le caratteristiche delle mareggiate di Scirocco e Mezzogiorno con tempo di ritorno di 5 anni sono state individuate, analogamente a quanto descritto nel paragrafo precedente, dai risultati delle propagazioni del moto ondoso per le mareggiate estreme (cfr. paragrafo 8.2).
Anche in questo caso alle mareggiate così ricavate è stato cautelativamente associato un valore di sovralzo del livello medio mare pari a +0.5 m s.m.m.. Le caratteristiche delle due mareggiate, al largo e in corrispondenza del contorno offshore del dominio CGWAVE, sono riportate di seguito in Tab. 11.4.

I risultati ottenuti dalle simulazioni della propagazione del moto ondoso, in termini di agitazione ondosa all'interno del bacino portuale, sono riportati nelle figure alle pagine seguenti.
Le figure rappresentano mediante gradazioni cromatiche le caratteristiche locali della mareggiata: in Fig. 11.15 e Fig. 11.18 è riportato l'andamento delle creste, mentre in Fig. 11.16 e Fig. 11.19 sono riportate le altezze d'onda significativa nei pressi del costruendo porto e all'interno del bacino.

La verifica del rispetto delle condizioni di sicurezza è stata svolta riportando i risultati in relazione al valore d'altezza d'onda raccomandato, impostando la scala cromatica ad un valore massimo pari a 30 cm, vedi Fig. 11.17 e Fig. 11.20: le zone in rosso corrispondono a punti in cui l'altezza significativa è superiore ai valori consigliati. I risultati sono stati sintetizzati nella successiva Tab. 11.5 in termini di altezza d'onda significativa residua massima all'interno del bacino portuale.

			Caratteristiche onda al largo			Caratteristiche onda sul contorno		
TEST	**Caratteristiche TEST**	**Sovralzo (m s.m.m.)**	**H_S (m)**	**T_{01} (s)**	**Dir (°)**	**H_S (m)**	**T_{01} (s)**	**Dir (°)**
11	Scirocco, T_R=5 anni	+0.50	**4.59**	8.6	140	**2.33**	8.6	167
12	Mezzogiorno, T_R=5 anni	+0.50	**4.83**	9.7	160	**3.19**	9.7	170

Tab. 11.4 – Caratteristiche delle mareggiate considerate nello studio dell'agitazione ondosa

Le simulazioni hanno evidenziato anche in questo caso la sostanziale efficacia del layout portuale nella protezione del bacino portuale: l'agitazione residua all'interno del bacino, nelle aree destinate agli ormeggi, risulta ovunque accettabile in relazione ai valori consigliati dall'A.I.P.C.N. per le condizioni di sicurezza, con valori massimi di poco superiori ai 20 cm.

TEST	H_S max [m]
11	0.18
12	0.22

Tab. 11.5 – Sintesi dei risultati ottenuti in termini di altezza d'onda massima nella zona degli ormeggi

11.3.1 Agitazione interna TEST 11 – mareggiata di Scirocco – T_R 5 anni

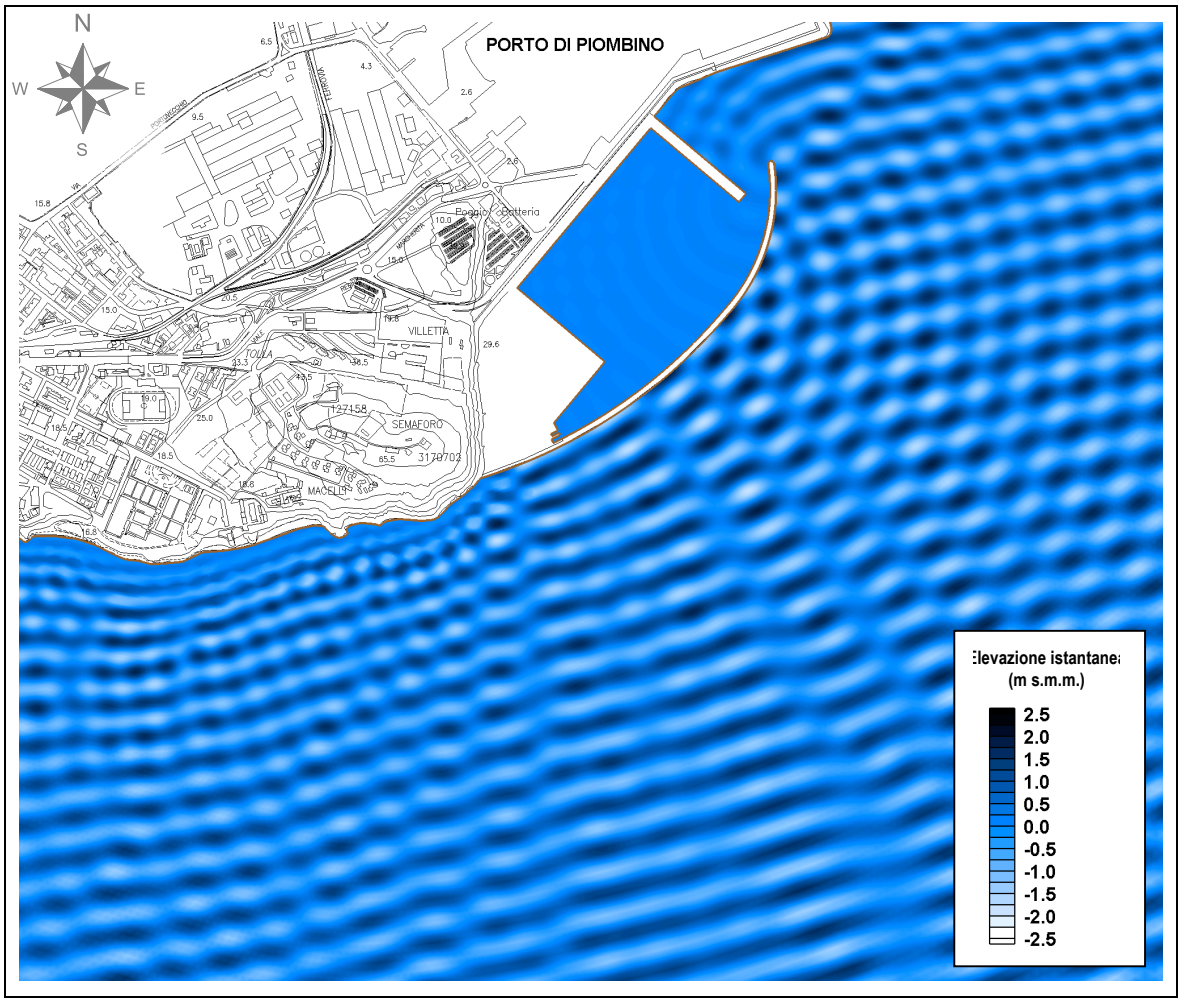


Fig. 11.15 – TEST 11 - Caratteristiche locali della mareggiata (andamento delle creste)

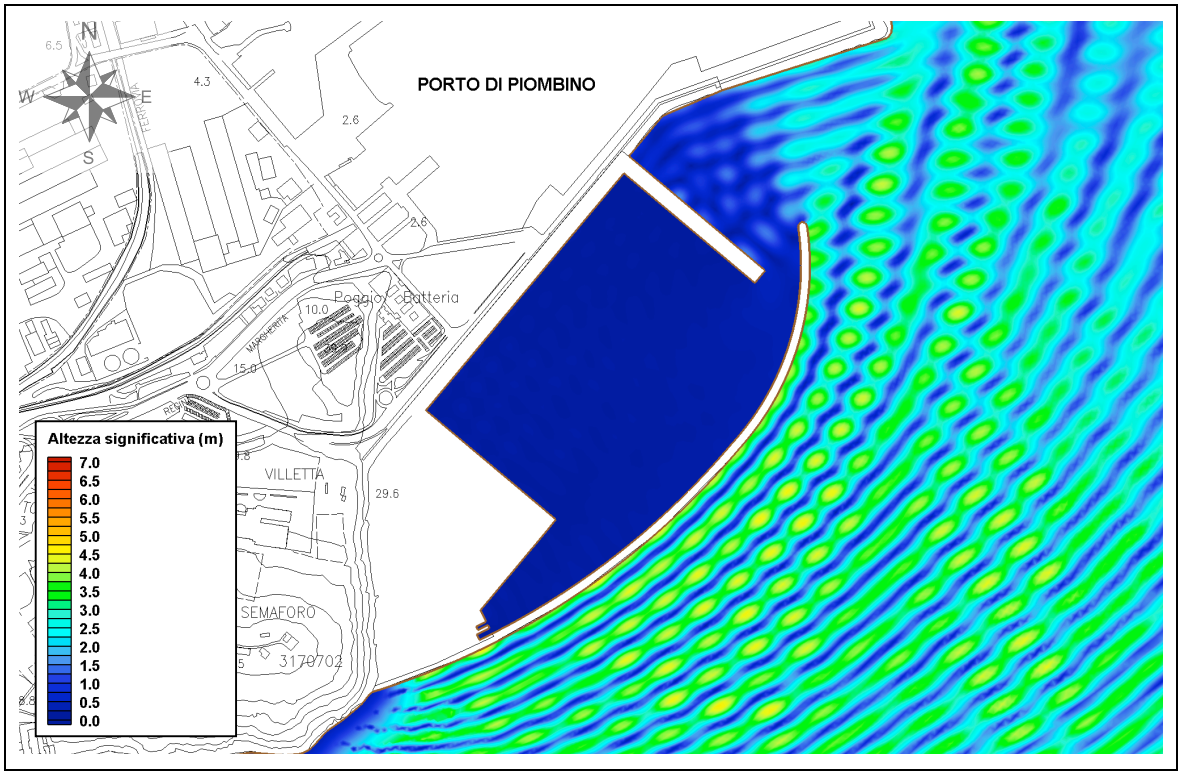


Fig. 11.16 – TEST 11 - Caratteristiche locali della mareggiata (altezza significativa)

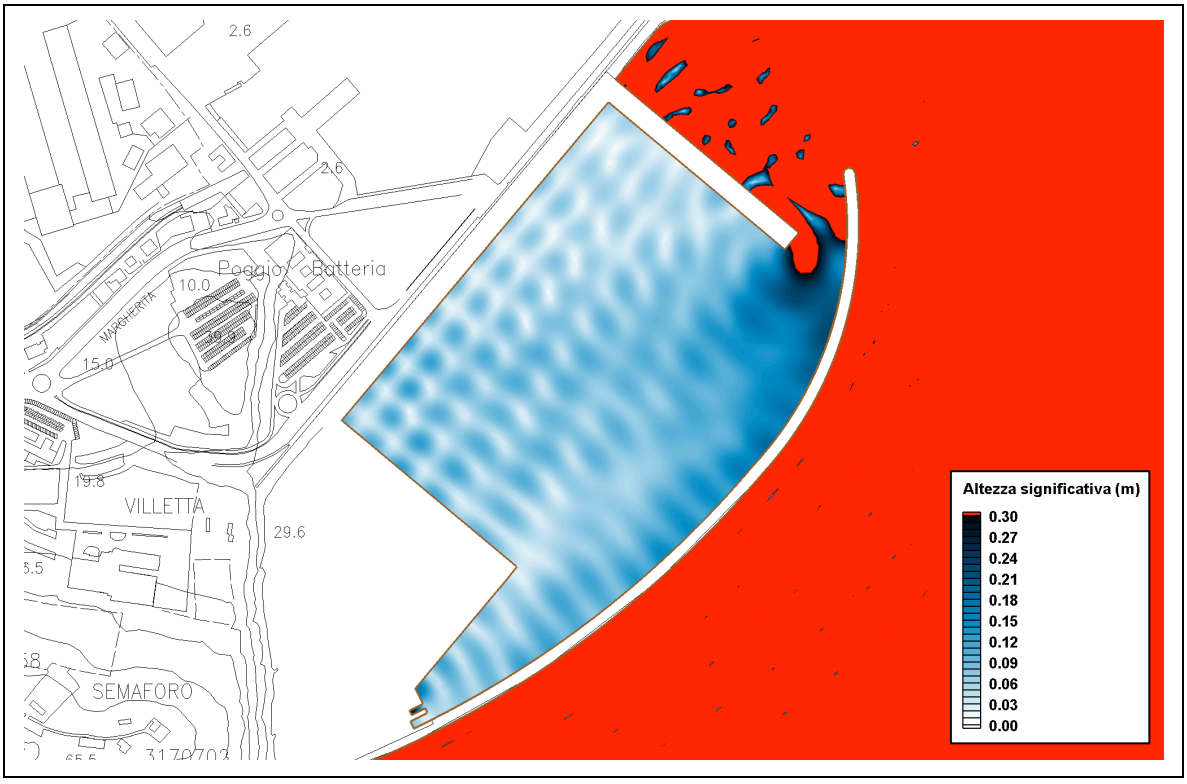


Fig. 11.17 – TEST 11 – Verifica delle condizioni limite

11.3.2 Agitazione interna TEST 12 – mareggiata di Mezzogiorno – T_R 5 anni

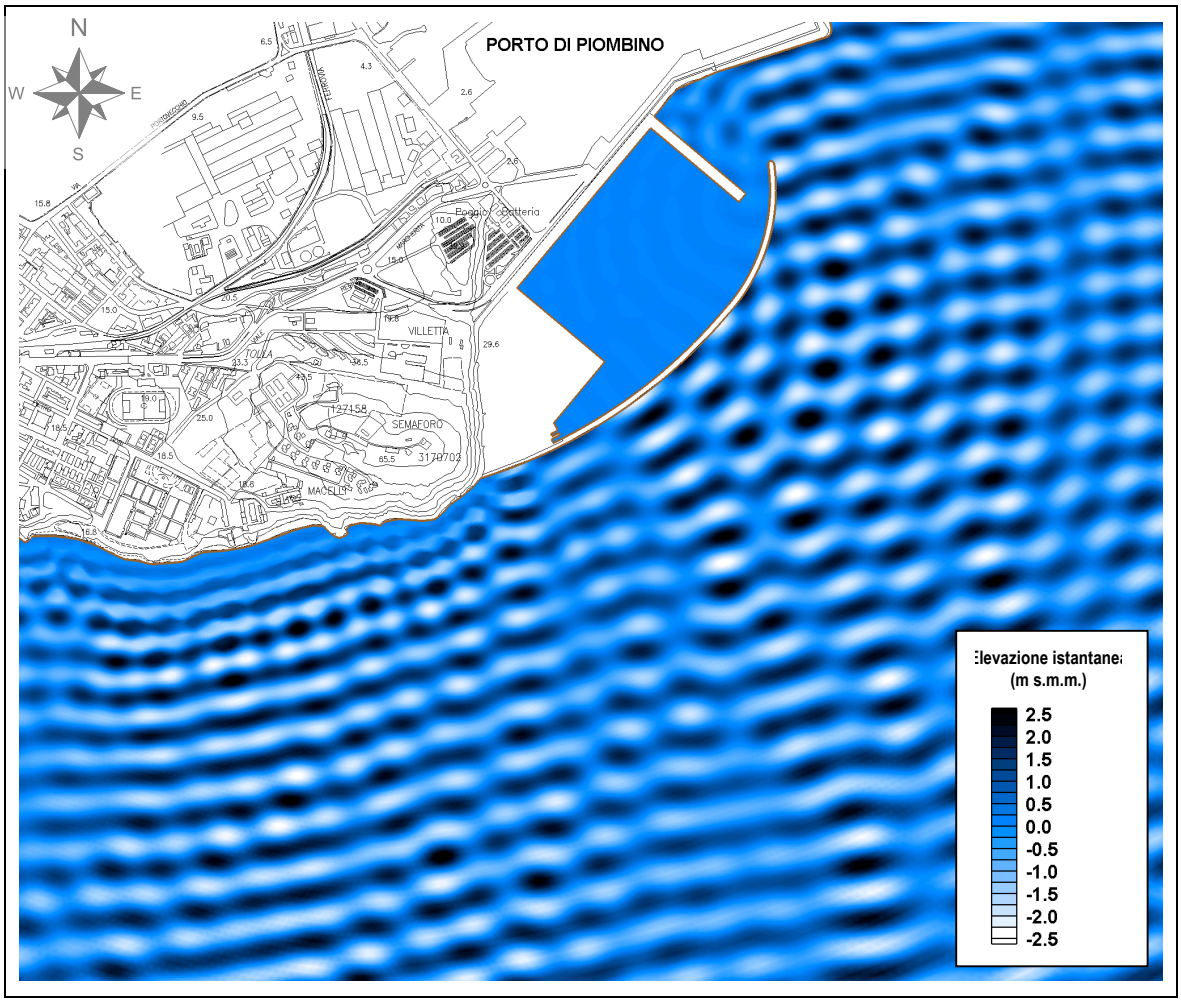


Fig. 11.18 – TEST 12 - Caratteristiche locali della mareggiata (andamento delle creste)

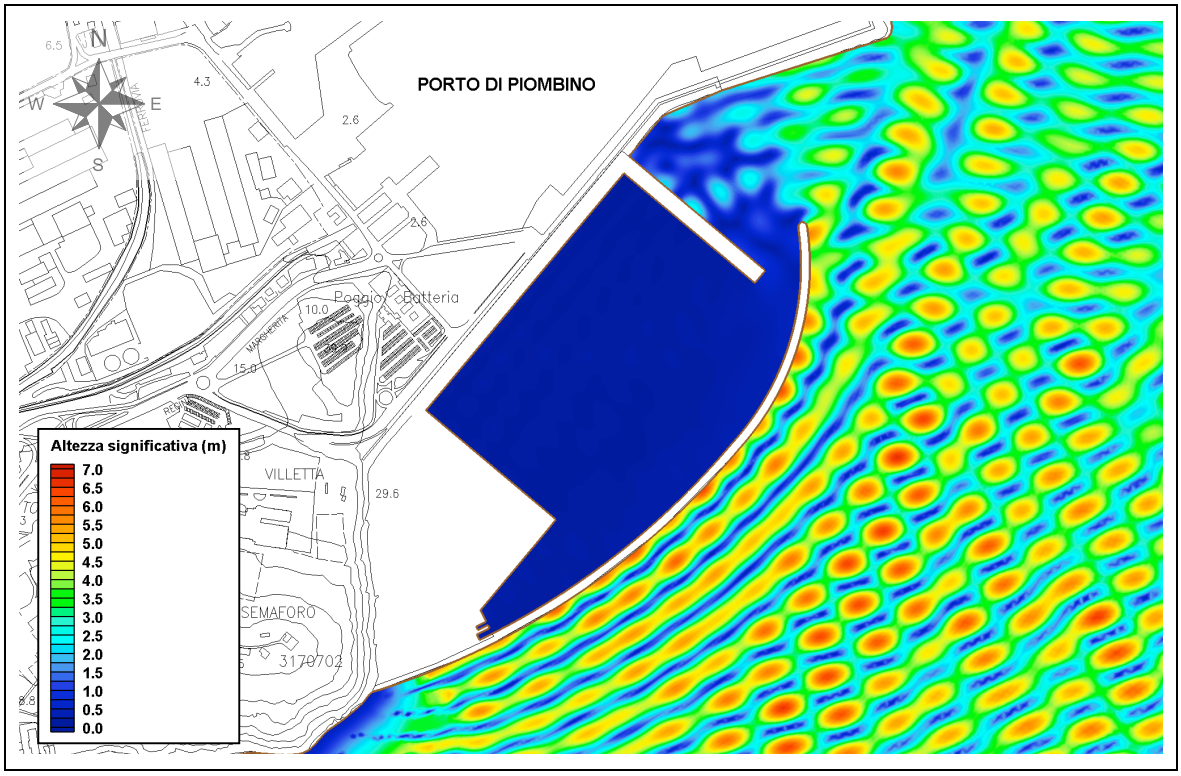


Fig. 11.19 – TEST 12 - Caratteristiche locali della mareggiata (altezza significativa)

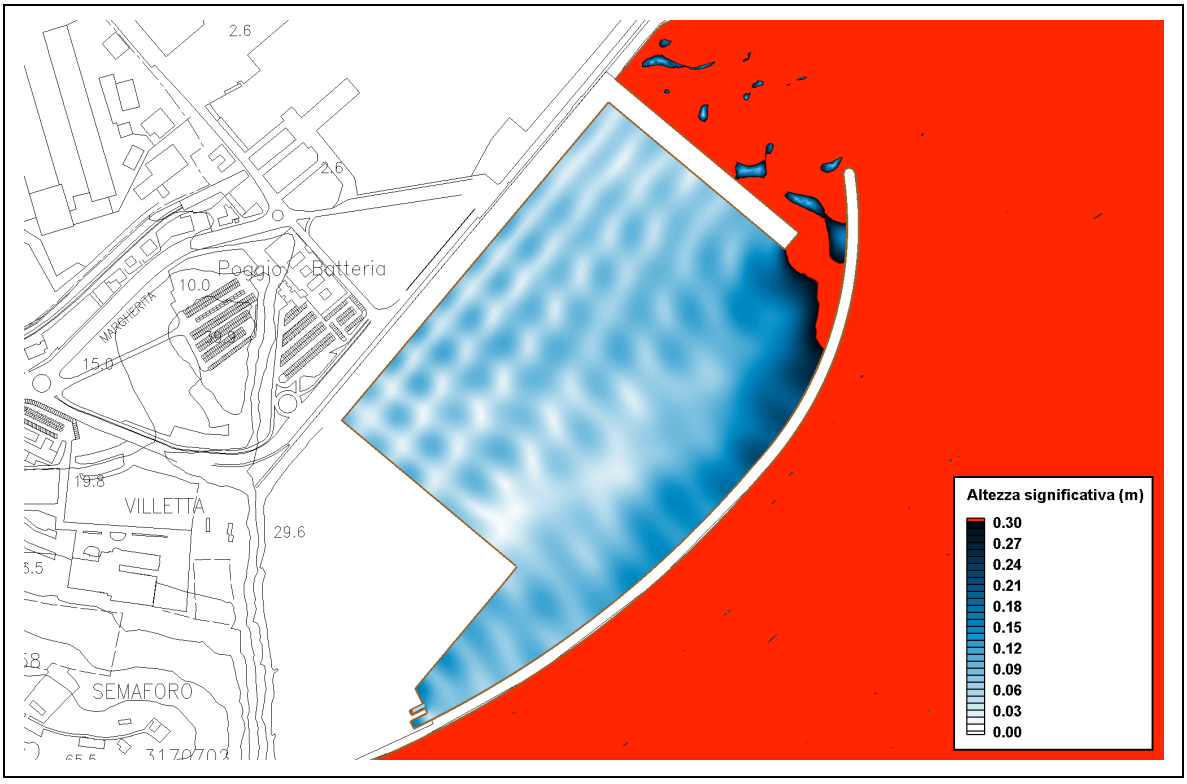


Fig. 11.20 – TEST 12 – Verifica delle condizioni limite

12 ASPETTI RELATIVI ALLA NAVIGAZIONE

Il nuovo porto turistico risulta ubicato in adiacenza al molo di sopraflutto del porto commerciale di Piombino; dal momento che lo specchio acqueo adiacente al molo, sul lato settentrionale, risulta interessato da un traffico relativamente intenso di traghetti e naviglio commerciale, sono state valutate le potenziali interferenze tra il traffico diportistico e quello commerciale.

Il tema è ricorrente nella progettazione di porti turistici, in quanto la commistione tra traffico diporti stico e commerciale è assai comune nei porti italiani, e non solo. A titolo di esempio, tra Mar Ligure e Tirreno Settentrionale si possono citare Savona, Genova, La Spezia, Carrara, Livorno, Civitavecchia. La possibilità di sfruttare, all'interno di porti commerciali, specchi acquei marginali o non utilizzati per il diporto è una risorsa solo in parte sfruttata e potenzialmente importante per lo sviluppo del diporto nautico.
La commistione pone ovviamente problematiche più o meno difficili per quanto riguarda la regolamentazione del traffico, che di norma viene risolta con apposite ordinanze dell'autorità marittima competente, con indicazioni più precise rispetto alla normativa vigente per quanto riguarda la prevenzione degli abbordi in mare.
D'altra parte, va segnalato che la realizzazione dei nuovi porti turistici all'interno o in adiacenza a grandi strutture esistenti è di norma accolta molto favorevolmente in quanto riduce o elimina l'impatto ambientale delle nuove strutture, in termini di occupazione della costa, di impatto sulla dinamica litoranea (erosione, qualità delle acque, ecc.), di gestione (insabbiamento, conferimento dell'eventuale materiale dragato), di sicurezza (pochi o nessuno dei porti turistici esistenti possono considerarsi porti rifugio accessibili in ogni condizione, mentre un grande porto rappresenta un ridosso sicuro accessibile in ogni condizione.

Nel caso del porto turistico antistante Poggio Batteria, la localizzazione nasce ovviamente, a livello di strumenti di pianificazione sovraordinati, da criteri logistici e ambientali. Il porto infatti occupa una minima parte della costa adiacente al porto commerciale, al quale paesaggisticamente va sostanzialmente a sovrapporsi. La nuova struttura insiste su fondali relativamente elevati, e l'imboccatura posta a NE è esente da fenomeni di insabbiamento, sia per la differenza tra la profondità attuale e quella minima richiesta che per il fatto che l'eventuale minimo trasporto solido proveniente da SW cessa di fatto a profondità dell'ordine dei 10 m. Ben diverso sarebbe stato realizzare la medesima struttura a NE del porto commerciale, verso il Golfo di Follonica, dove i bassi fondali determinano condizioni di trasporto solido molto attivo e la realizzazione di nuove strutture deve necessariamente fare i conti con problematiche di insabbiamento e di impatto sulla morfologia della costa e dei fondali.

Fatte le dovute premesse, il caso specifico del porto turistico di Piombino è sostanzialmente diverso dagli esempi citati, nel senso che il porto turistico non è all'interno, bensì all'esterno, della struttura portuale esistente. Il traffico diportistico dispone di una imboccatura portuale separata e nettamente distinta da quella del porto commerciale (circa 400 m dalla testata del molo di sopraflutto attuale del porto commerciale e quasi 800 rispetto a quello previsto dal nuovo PRP, cfr. Fig. 12.1).
La canaletta di accesso al porto commerciale è disposta per ENE (Fig. 12.2) e non interessa quindi lo specchio acqueo antistante l'imboccatura del porto turistico; le rotte di avvicinamento al porto

turistico, anche in relazione al clima meteomarino del sito, possono collocarsi interamente nel settore che va da ENE a SSE; il transito delle imbarcazioni da diporto entro un settore limitato nell'intorno del porto commerciale potrebbe essere una ulteriore indicazione per la separazione dei flussi, qualora tale separazione dovesse essere ritenuta necessaria.

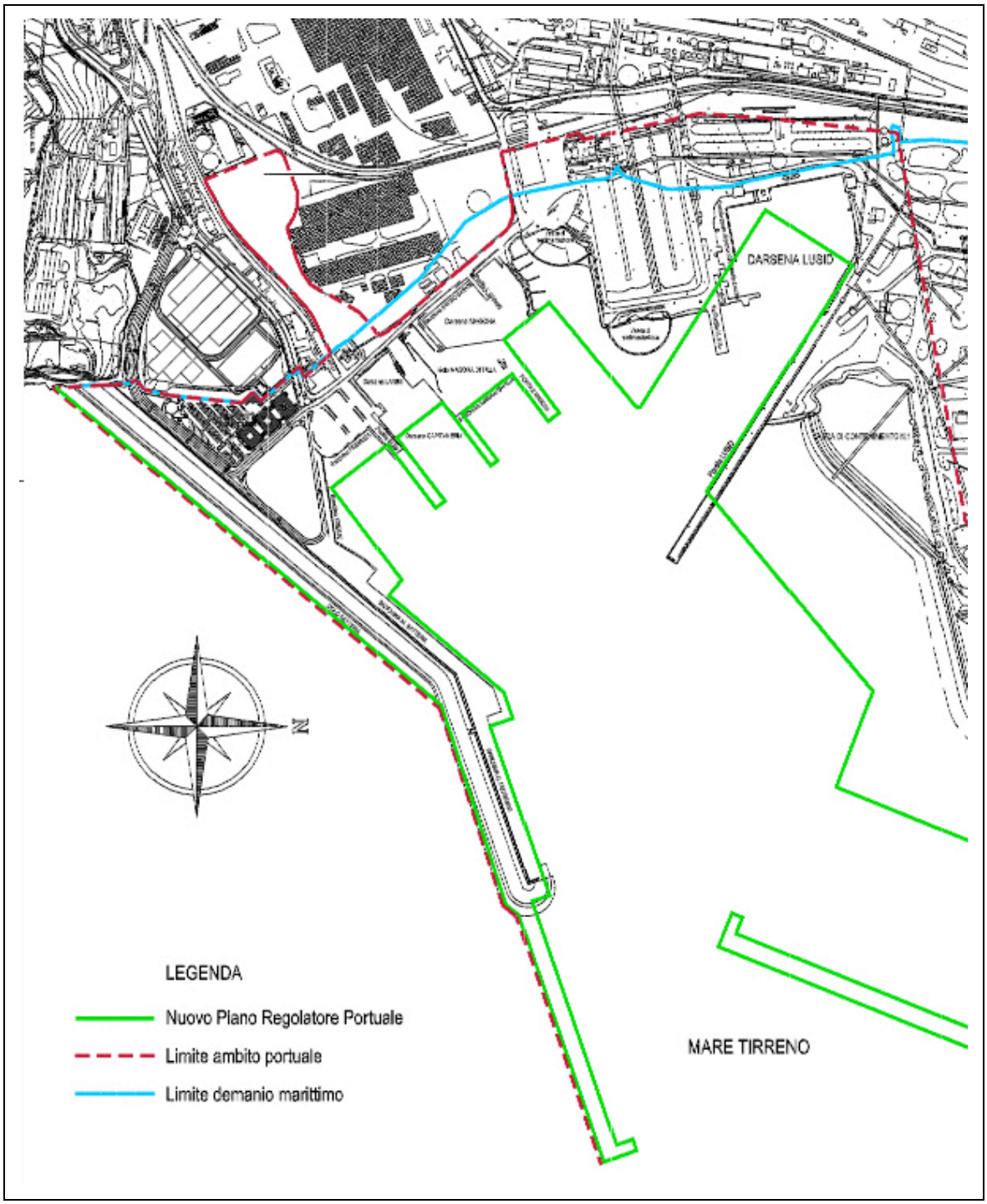


Fig. 12.1 – Evoluzione prevista dal nuovo P.R.P.

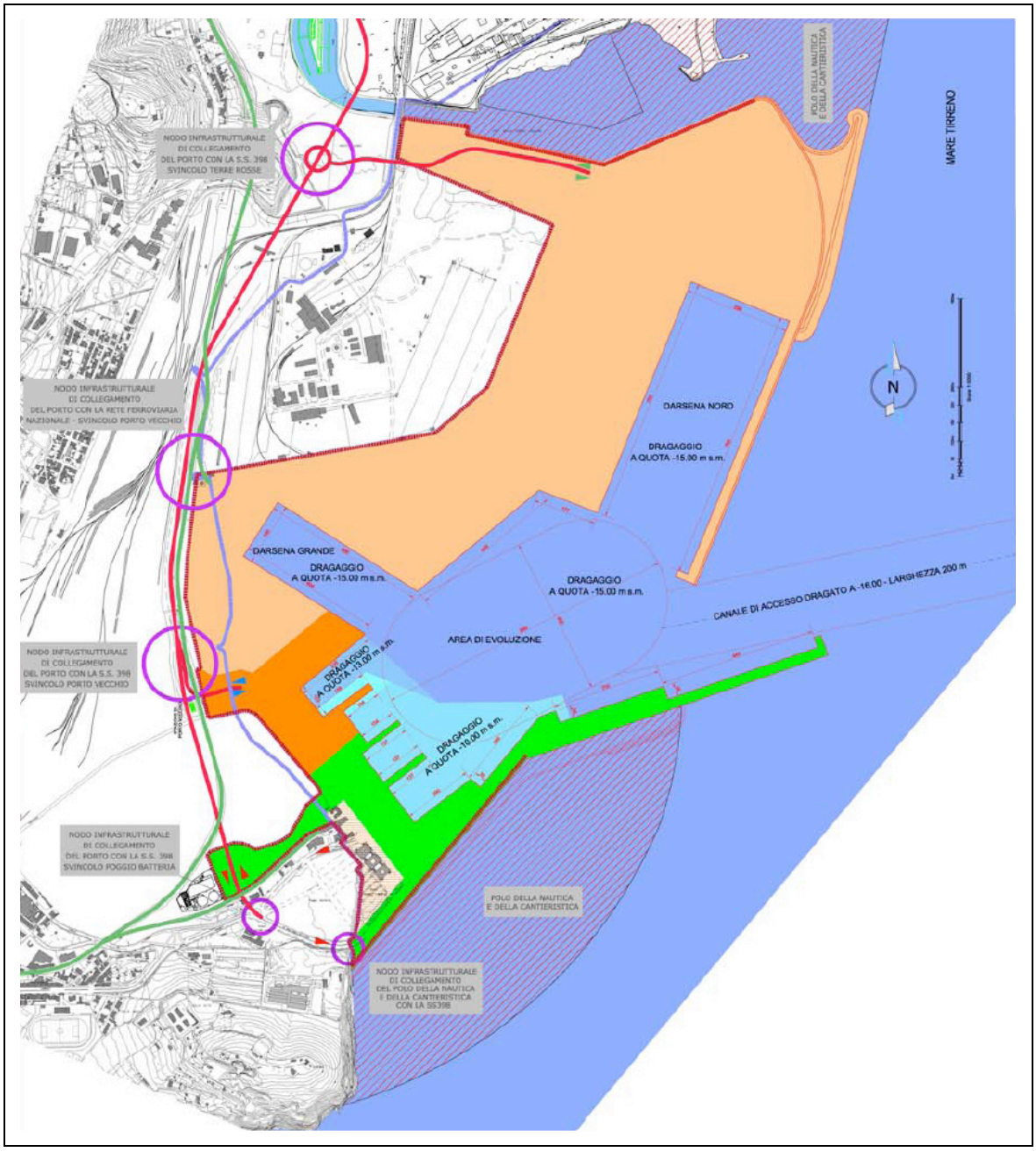


Fig. 12.2 – Canaletta di accesso al porto (nuovo PRP porto commerciale)

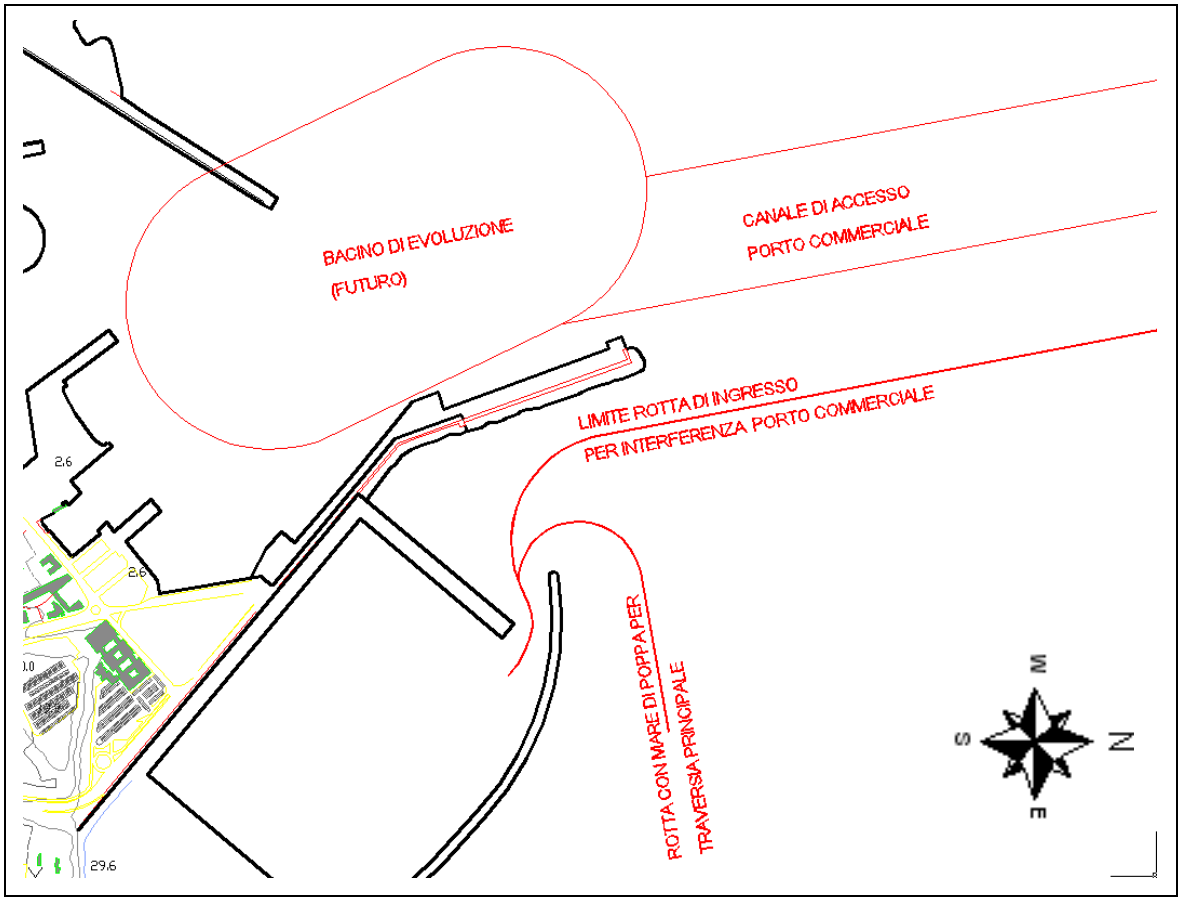


Fig. 12.3 – Ipotesi di separazione tra traffico commerciale e diportistico

13 IMPATTO SULLE BIOCENOSI

Per l'individuazione dei potenziali bersagli dell'impatto ambientale provocato dalle nuove opere si è fatto riferimento a due studi cortesemente forniti dall'Autorità Portuale di Livorno, committente degli stessi nell'ambito della redazione del nuovo P.R.P.. In particolare, è stato preso in considerazione lo "Studio sulle biocenosi bentoniche tramite transetto" redatto da SOGESID (gennaio 2010) nell'ambito dello studio di impatto ambientale S.I.A. relativo al Piano Regolatore Portuale del porto di Piombino e la più recente ed accurata "Cartografia del limite superiore della prateria di Posidonia Oceanica nelle aree antistanti le vasche di colmata e la diga foranea del porto di Piombino", redatto dall'Istituto di Biologia ed Ecologia Marina di Piombino (febbraio 2011).
Una breve sintesi delle risultanze degli studi citati, limitatamente all'area di interesse, è riportata nei due paragrafi seguenti; esistono alcune minime difformità, in quanto lo studio SOGESID individua alcune chiazze isolate di Posidonia Oceanica (non è chiaro se su roccia, matte o sabbia) a ridosso di Poggio Batteria, apparentemente non rilevate dal successivo studio dell'Istituto di Biologia ed Ecologia Marina di Piombino, che invece individua la prateria principale ben al di fuori del sedime interessato dalla realizzazione del porto turistico (e dell'ampliamento di quello commerciale).
È evidente che, prima della realizzazione del porto turistico, dovrà essere effettuata una ricognizione più accurata per individuare puntualmente la presenza di rizomi di Posidonia e di esemplari di Pinna Nobilis, pure rinvenuti da SOGESID nell'area di interesse. In entrambi i casi dovrà essere pianificata una rimozione ed una successiva ricollocazione dei rizomi di Posidonia e degli esemplari di Pinna, preferibilmente per la ricolonizzazione delle Matte e dei fondali detritici adiacenti.
Per quanto riguarda l'interazione tra le nuove opere e la dinamica litoranea, si riportano alcuni risultati degli studi a supporto del nuovo P.R.P. del porto commerciale di Piombino, anch'essi forniti dall'Autorità Portuale.
In particolare, lo studio della dinamica costiera allegato al nuovo P.R.P. del porto commerciale (redatto dal Prof. P. Aminti e coordinato dal Prof. A. Noli) evidenzia come la profondità di chiusura, valutata con il cima ondoso al largo, sia pari a 8.4 m. La valutazione è anche cautelativa, in quanto la valutazione in base al clima locale avrebbe fornito valori più bassi.
La profondità di chiusura definisce non solo la profondità massima alla quale i profili subiscono modifiche nel tempo, ma anche la profondità oltre la quale il trasporto di sedimenti di spiaggia diventa trascurabile. È quindi evidente che, su larga scala, l'inserimento del nuovo porto turistico non comporta alterazioni della dinamica litoranea; la testata del molo esistente, e ancor di più del prolungamento previsto dal nuovo PRP, insistono su fondali largamente superiori a quelli entro i quali moto ondoso e corrente litoranea sono in grado di mobilitare i sedimenti.
Le simulazioni condotte sul trasporto solido sono evidentemente da approfondire, in quanto non tengono conto della diffusa presenza di fondali detritici, matte, e, più in generale, della presenza sotto costa di sedimenti a granulometria maggiore.
Sempre in linea del tutto generale, si può concludere quanto segue:

- le nuove opere non insistono sulla prateria di Posidonia, ma sono adeguatamente distanti;
- su larga scala, il nuovo porto turistico non modifica la dinamica dei sedimenti litoranei;
- in ambito locale, il ridotto impatto sulla corrente litoranea e i modestissimi valori del trasporto solido non determineranno presumibilmente modifiche dei tassi di sedimentazione sulle più prossime praterie di fanerogame marine (la medesima conclusione potrebbe essere tratta anche dai risultati degli studi del Prof. Aminti, molto cautelativi nel contesto specifico).

13.1 Studio sulle biocenosi bentoniche tramite transetto (SOGESID, 2010)

Lo studio SOGESID del 2010 è particolarmente accurato, per quanto eseguito su un numero relativamente limitato di transetti (Fig. 13.1). In Fig. 13.2 è riportata una sovrapposizione tra la planimetria SOGESID e l'impronta del porto turistico, che evidenzia come lo stesso interessi i transetti da 1 a 5.
Per evidenziare più chiaramente l'ingombro del nuovo porto turistico rispetto ai transetti, in Tab. 13.1 sono indicate, per ciascun transetto, le progressive entro le quali risultano contenute le nuove opere.
Purtroppo i transetti sono troncati alla progressiva 350, quindi la parte più al largo non risulta documentata graficamente, anche se è presumibile che eventuali singolarità o evidenze relative alle biocenosi rilevate sarebbero state comunque documentate.

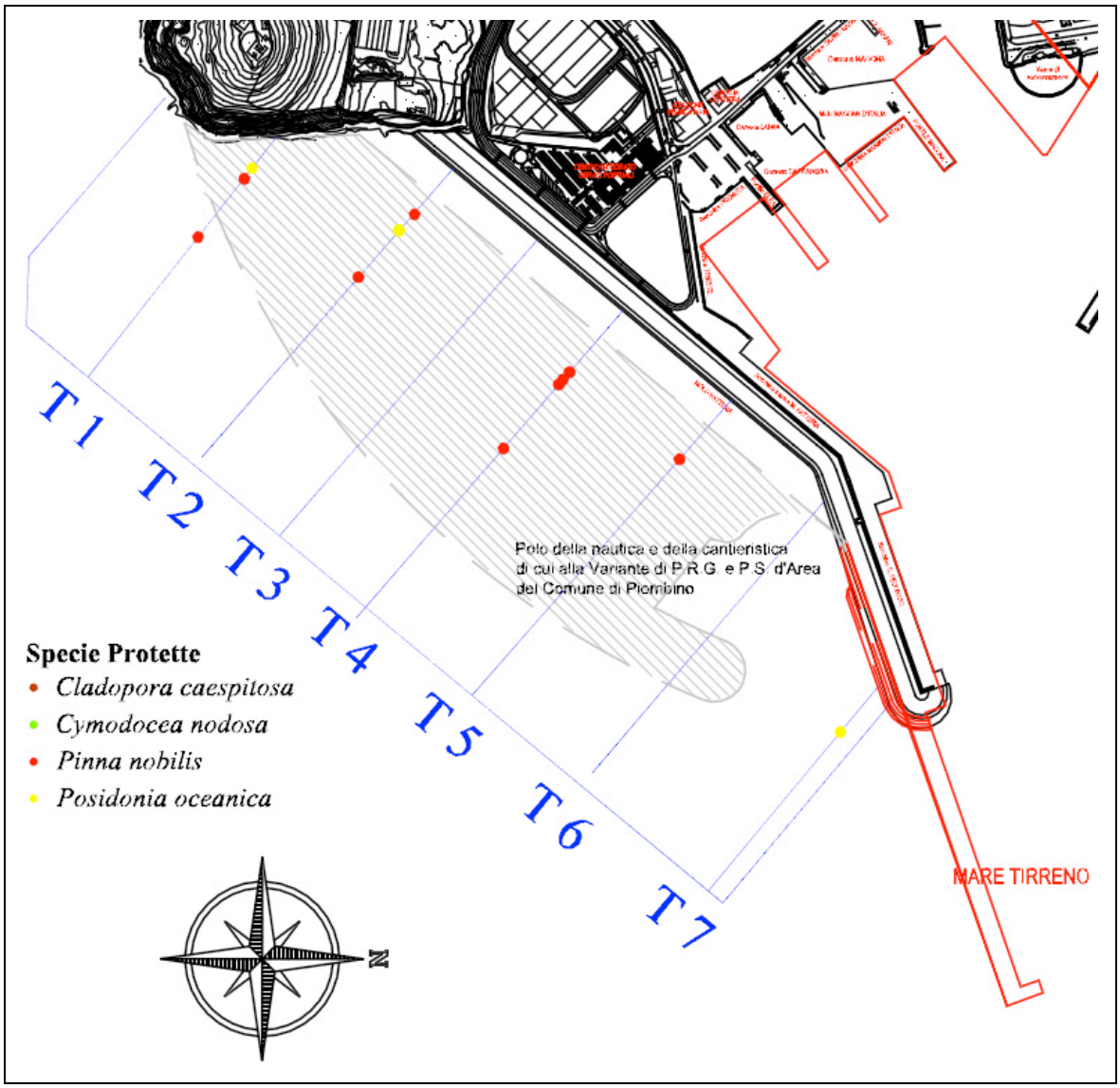


Fig. 13.1 – Planimetria transetti rilevati (SOGESID, 2010)

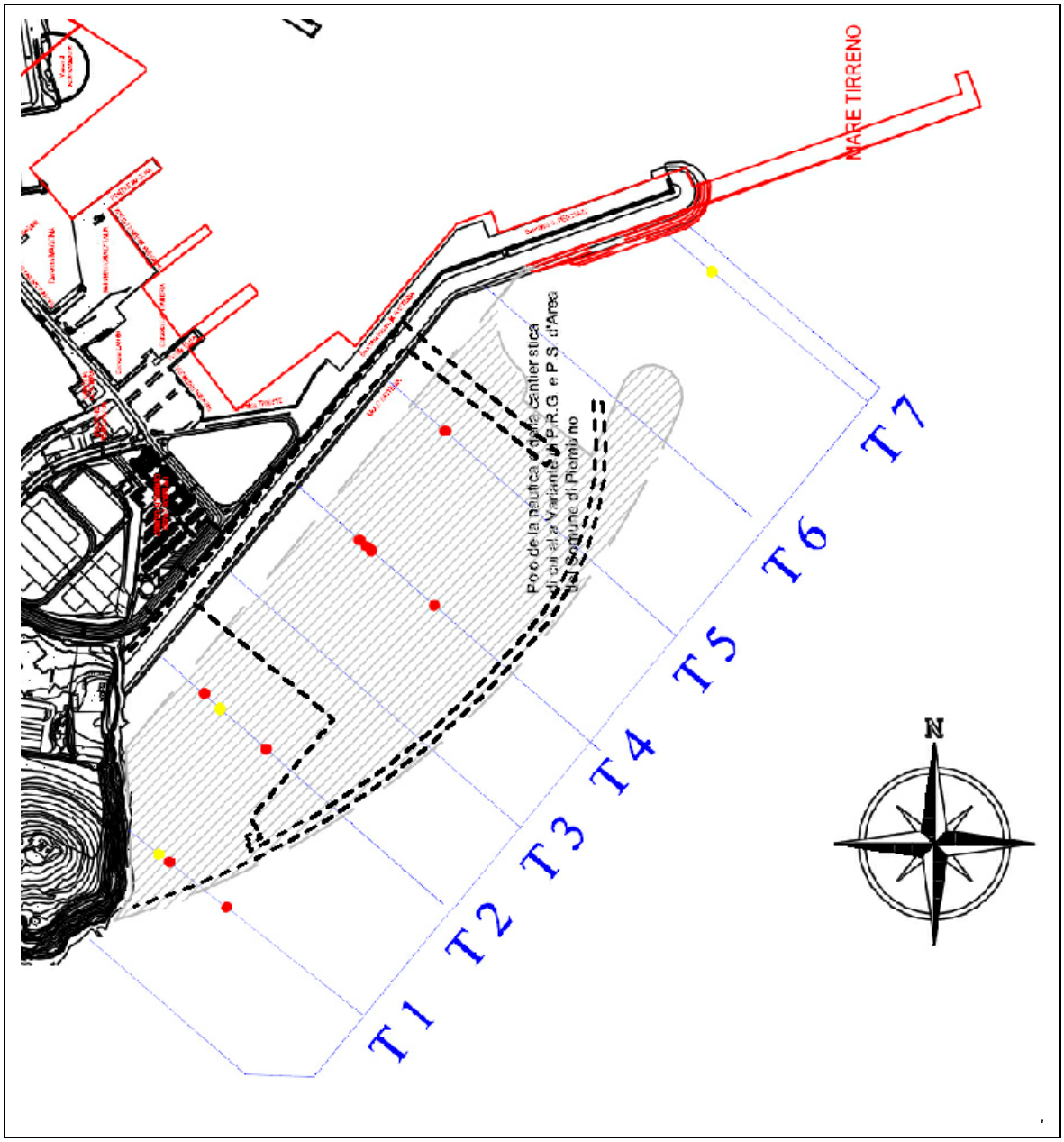


Fig. 13.2 – Planimetria SOGESID con impronta nuovo porto turistico

Transetto	Da progressiva	A progressiva
1	0	140
2	0	360
3	0	400
4	0	420
5	0	360

Tab. 13.1 – Ingombro nuove opere rispetto ai transetti rilevati

Da quanto risulta dallo studio SOGESID, quindi, il sedime del nuovo porto turistico interesserà prevalentemente fondali detritici, con presenza diffusa di rocce e ciottoli, con locali evidenze di matte morta e di una diffusa copertura sabbiosa a profondità variabili. Solo a partire dal transetto 6 comincia ad essere presente anche una componente pelitica (sabbia mista a melma) a profondità superiori ai 15 m.
La copertura sabbiosa è probabilmente riconducibile ad un modesto trasporto solido litoraneo proveniente da SW, che va ad alimentare la coltre presente a ridosso del molo esistente.

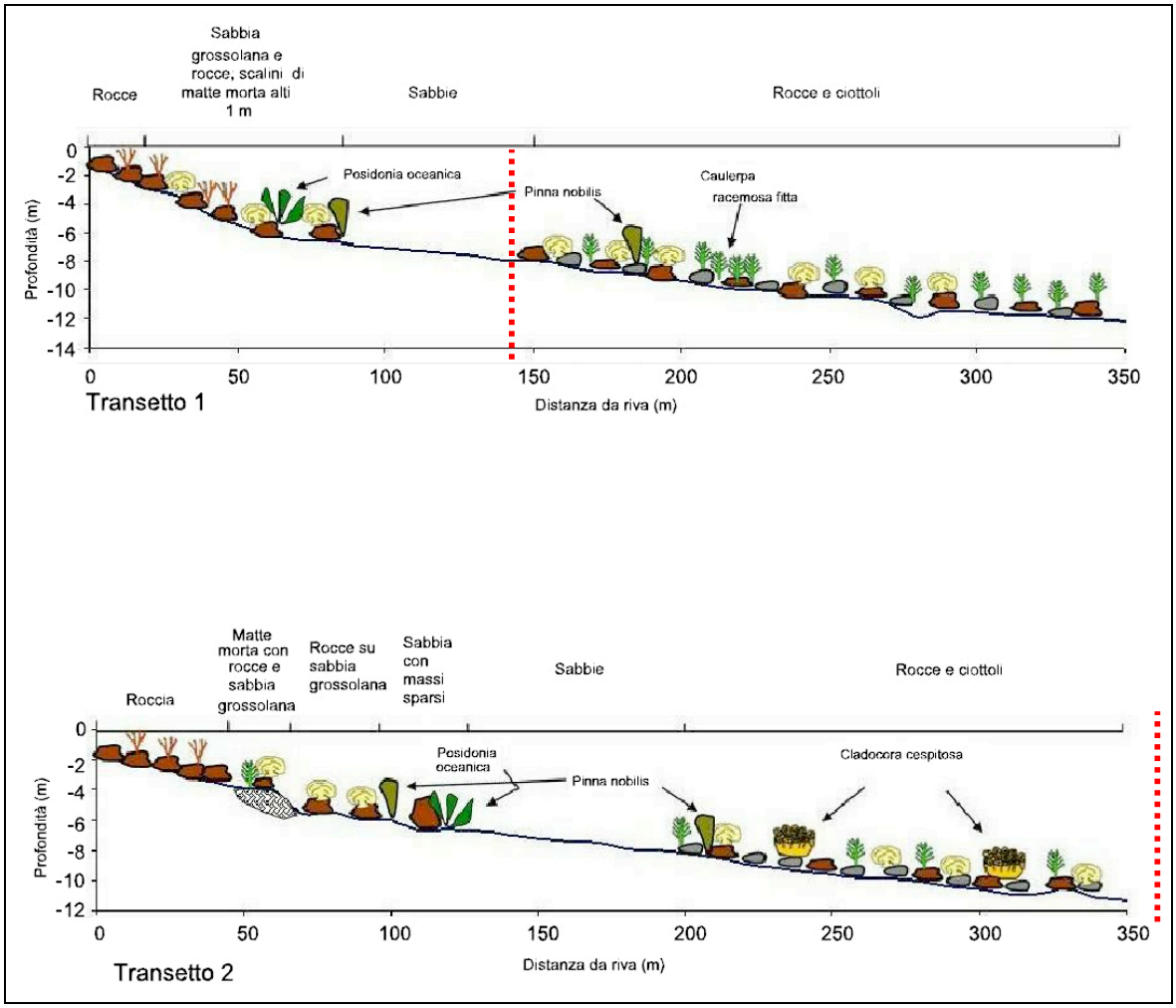


Fig. 13.3 – Transetti 1 e 2 rilevati (SOGESID, 2010)

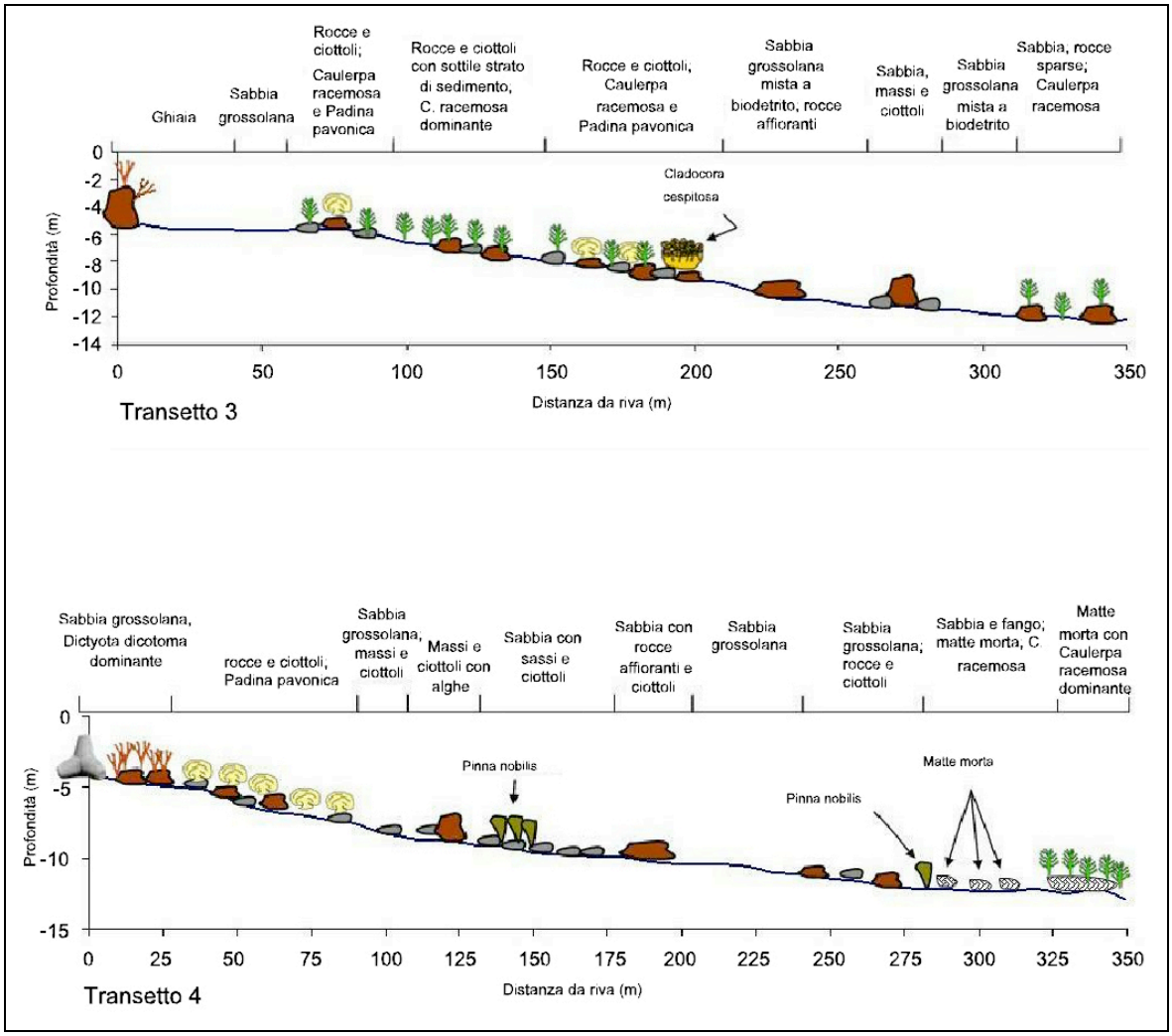


Fig. 13.4 – Transetti 3 e 4 rilevati (SOGESID, 2010)

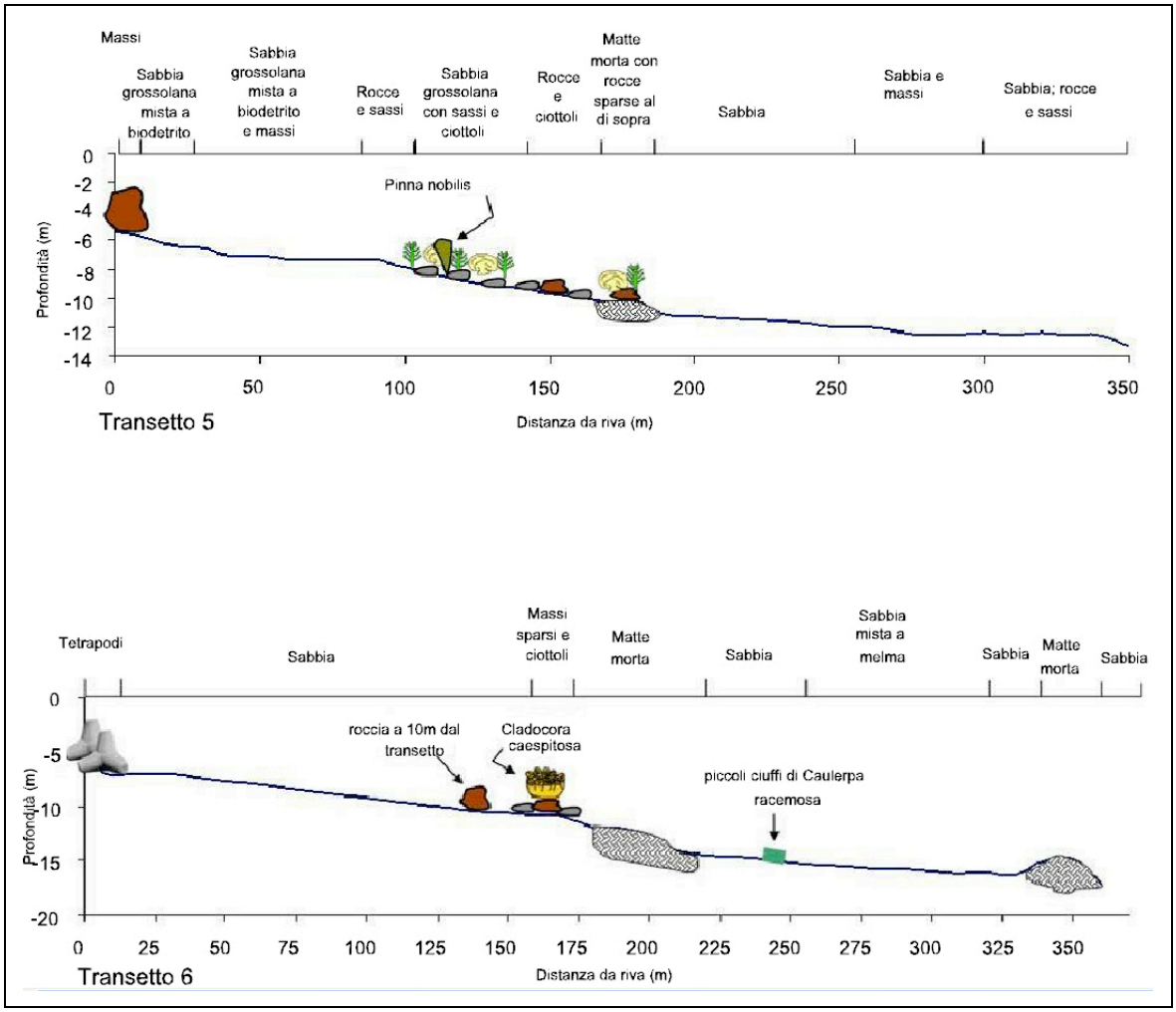


Fig. 13.5 – Transetti 5 e 6 rilevati (SOGESID, 2010)

13.2 Cartografia del limite superiore della prateria di Posidonia Oceanica nelle aree antistanti la diga foranea del porto di Piombino (IBEM, 2011)

L'indagine eseguita dall'Istituto di Biologia ed Ecologia Marina di Piombino nel 2011 ha indagato una numerosa serie di transetti nello specchio acqueo antistante la diga foranea del porto di Piombino (Fig. 13.6), individuando il limite superiore della prateria di Posidonia Oceanica.
Il limite della prateria verso terra è stato individuato a distanze dalla riva variabili da 560 m (davanti a Poggio Batteria)a 1500 m (alla radice della diga foranea); il limite si presenta netto con transizione su sabbia, a profondità variabile da 20 a 24 m, mentre la prateria evidenzia una buona densità.
Per avere un confronto tra il sedime delle nuove opere ed il limite superiore della prateria di Posidonia Oceanica, è stata operata una sovrapposizione (Fig. 13.7), che evidenzia come tra le nuove opere ed il limite stesso vi sia una distanza non inferiore a 500 m.



Fig. 13.6 – Transetti effettuati con la videocamera (Istituto di Biologia ed Ecologia Marina di Piombino, 2011)



Fig. 13.7 – Limite superiore della prateria di Posidonia Oceanica nelle aree antistanti la diga foranea del porto di Piombino (IBEM, 2011)

ALLEGATO A

DESCRIZIONE CODICI DI CALCOLO

INDICE

1 DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO STWAVE 2

2 DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO CGWAVE 6

2.1 CARATTERISTICHE GENERALI DI CGWAVE 6

2.2 CENNI SULLE FORMULAZIONI DI CGWAVE 6

2.3 CONDIZIONI AL CONTORNO 8

INDICE DELLE FIGURE

Fig. 1.1 – Spettro monodimensionale 2
Fig. 1.2 – Convenzioni griglia STWAVE 4
Fig. 1.3 – Input e Output STWAVE 4
Fig. 4.1 – Condizioni al contorno del modello 9

1 DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO STWAVE

Il modello matematico STWAVE (Steady-state spectral WAVE model) (Resio 1987, 1988; Davis 1992; Smith, Resio, Zundel 1999) è un modello stazionario spettrale alle differenze finite basato sull'equazione di conservazione dell'azione.
Il modello descrive il cambiamento dei parametri caratteristici della mareggiata (altezza significativa, periodo, direzione media di propagazione, forma dello spettro di frequenza e spreading direzionale) dalle acque profonde, dove il campo d'onda è relativamente omogeneo su scala chilometrica e le zone sottocosta (le onde in tali zone sono fortemente influenzate dalle variazioni della batimetria, dal livello del mare, dalle correnti locali), dove i parametri caratteristici variano significativamente su scala dell'ordine della decina di metri.
Il modello STWAVE simula la rifrazione e lo shoaling indotti dalla profondità e dalle correnti, il frangimento, la diffrazione, l'interazione tra onde e il fenomeno di whitecapping.
Uno spettro d'onda è una rappresentazione statistica di stato del mare. Essenzialmente, uno spettro è rappresentato da una sovrapposizione lineare di onde monocromatiche e descrive la distribuzione dell'energia del moto ondoso come una funzione della frequenza (spettro monodimensionale di frequenza) o della frequenza e direzione (spettro bidimensionale). Un esempio di spettro monodimensionale è rappresentato in Fig. 1.1.

Il periodo di picco dello spettro è dato dal reciproco della frequenza corrispondente al picco dello spettro. L'altezza d'onda significativa è pari 4 volte la radice quadrata dell'area sottostante lo spettro (momento di ordine 0 dello spettro).

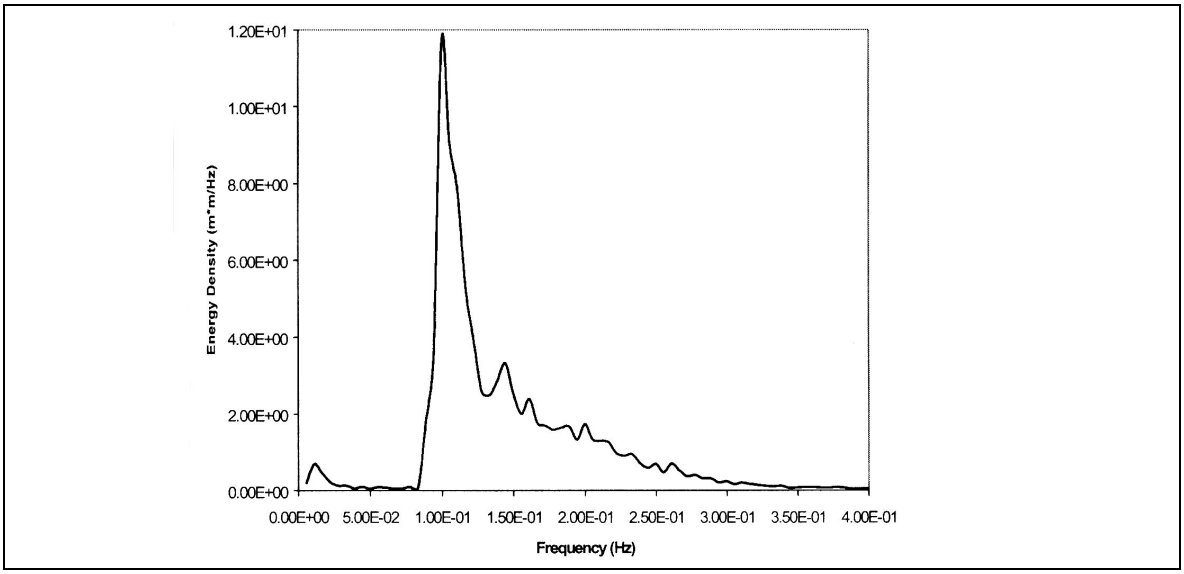


Fig. 1.1 – Spettro monodimensionale

STWAVE è basato sulle seguenti assunzioni:

- è un modello semi-piano, ovvero l'energia del moto ondoso può propagarsi soltanto dal largo verso riva (±87.5° rispetto all'asse X della griglia di calcolo, che è tipicamente la direzione approssimata della normale al litorale). Le onde riflesse dalla spiaggia e dal fondale si muovono in direzioni al di fuori di questo semipiano e sono, pertanto, trascurate;
- la variazione dello spettro d'onda lungo il bordo più "al largo" del dominio di calcolo è generalmente poco rilevante (lo è senz'altro nel caso in oggetto, dato che tale bordo è lungo circa 3 km e disposto lungo batimetriche regolari). Pertanto lo spettro di input in STWAVE è costante lungo tale limite;
- è un modello stazionario: ciò riduce il tempo di calcolo ed è appropriato per condizioni ondose che variano più lentamente del tempo impiegato dalle onde per "attraversare" la griglia di calcolo;
- tiene conto soltanto di rifrazione e shoaling lineare e non rappresenta l'asimmetria dell'onda;
- l'interazione onda-corrente è basata su una corrente con velocità costante attraverso la colonna d'acqua: se si verificano forti gradienti verticali nella corrente, la loro variazione per rifrazione e shoaling non è rappresentata nel modello;
- l'attrito sul fondo viene trascurato;
- il radiation stress è calcolato sulla base della teoria d'onda lineare.

STWAVE è un modello numerico alle differenze finite, basato su una griglia cartesiana ortogonale. Le celle della griglia sono assunte quadrate ($\Delta x = \Delta y$). Si possono ottenere griglie a diversa risoluzione andando a costruire griglie annidate. Ciò può essere ottenuto facendo "girare" il modello a una risoluzione più grossolana, salvando uno spettro per un punto più a riva. Questo spettro può quindi essere utilizzato come una condizione al contorno per una griglia di risoluzione maggiore. Una griglia schematica è rappresentata nella Fig. 1.2.
STWAVE opera in un sistema di coordinate locali, con l'asse X orientato in direzione perpendicolare alla spiaggia (con origine al largo) e asse Y orientato parallelamente alla costa, formando un sistema di coordinate che rispettano la regola della mano destra. L'orientazione dell'asse X (±87.5°) definisce il semipiano che è rappresentato nel modello. L'asse Y è generalmente allineato con le batimetriche al largo. Gli angoli di provenienza delle onde sono computati in senso antiorario dall'asse X. I confini laterali nel modello possono essere specificati come terra o mare indicando la profondità delle celle come positiva (mare) o negativa (terra). Si riassume alla seguente Fig. 1.3 gli input e gli output forniti dal modello.

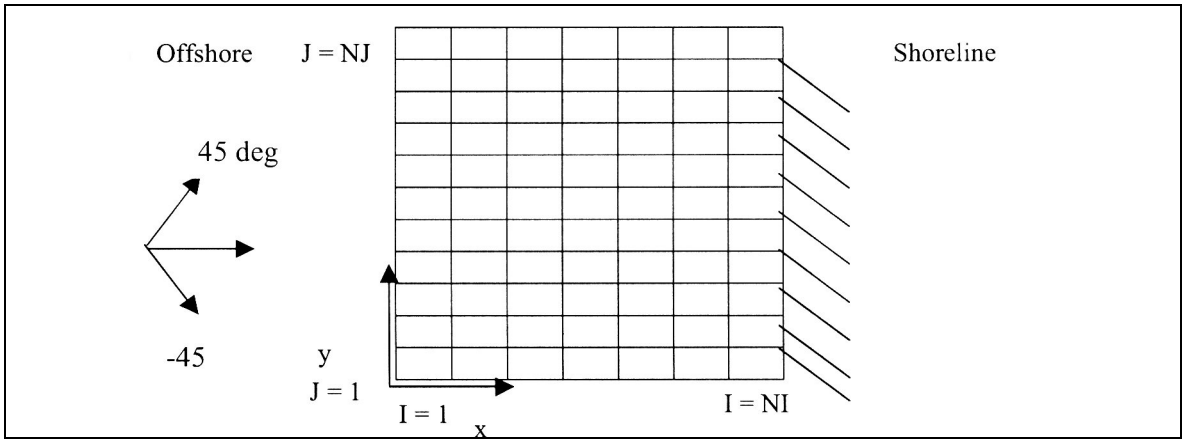


Fig. 1.2 – Convenzioni griglia STWAVE

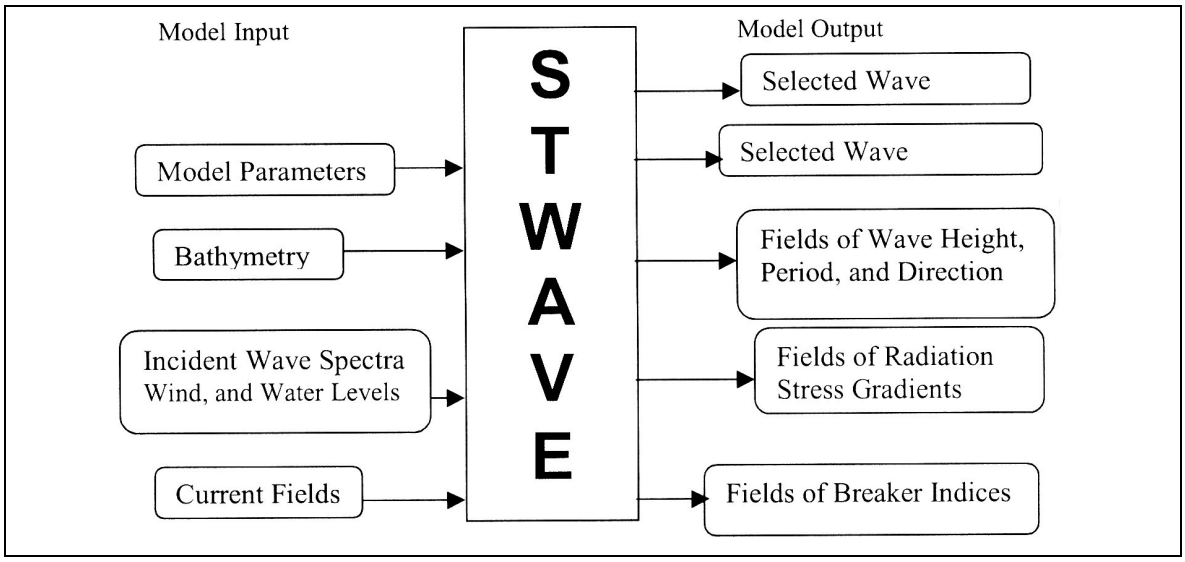


Fig. 1.3 – Input e Output STWAVE

Per generare uno spettro occorre specificare i seguenti parametri:

- periodo di picco (T_p);
- altezza d'onda;
- profondità;
- parametro di appuntimento dello spettro (γ).

Il parametro di appuntimento controlla la larghezza dello spettro in frequenza (numeri bassi forniscono picchi "larghi", ovvero condizioni di mare vivo, numeri elevati picchi "ristretti", ovvero condizioni di mare di swell). La distribuzione direzionale dello spettro è invece specificata mediante una direzione media e un coefficiente di spreading direzionale (*nn*).

L'energia nello spettro di frequenza è proporzionale a $\cos^{nn}(\alpha - \alpha_m)$, dove α è la direzione della componente spettrale e α_m è la direzione media di propagazione dell'onda. Una guida per la scelta di γ e *nn* è fornita nella Tab. 1.1. Gli spettri con periodi di picco elevati sono generalmente ristretti sia in frequenza che in direzione. Per piccoli periodi di picco gli spettri sono tipicamente allargati sia in frequenza che in direzione.

Tp (sec)	γ	***nn***
≤ 10	3.3	4 (JONSWAP)
11	4	8
12	4	10
13	5	12
14	5	16
15	6	18
16	6	20
17	7	22
18	7	26
19	8	28
20	8	30

Tab. 1.1 – Correlazione tra parametri spettrali (Thompson et al., 1996)

2 DESCRIZIONE DEL CODICE DI CALCOLO CGWAVE

Il modello matematico CGWAVE (Coniugate Gradient WAVE model) è un modello generale di propagazione del moto ondoso, aggiornato allo stato dell'arte. Il modello è applicabile per la stima dei parametri d'onda all'interno di porti, insenature e paraggi con morfologia complessa, in presenza di strutture fisse o mobili (es. floating barrier).

Il modello, sviluppato su commissione dell'U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, è basato sull'approssimazione ellittica della mild slope equation bidimensionale (cfr. 2.2) e, in particolare, è in grado di tener conto di fenomeni dissipativi (dovuti a attrito al fondo, frangimento e dispersione non lineare) e riflessione.
CGWAVE è un modello spettrale in frequenza e direzione; permette quindi di studiare la propagazione del moto ondoso in domini particolarmente complessi, dove tutti i fenomeni sopra citati concorrono a determinare le condizioni locali di agitazione.

2.1 Caratteristiche generali di CGWAVE

Il modello è in grado di simulare i fenomeni di rifrazione, diffrazione, riflessione (dovuta alle linee di riva, alle strutture rigide o mobili e alla batimetria), ed inoltre può tener conto della dispersione non lineare, dei processi di dissipazione dovuta all'attrito e al frangimento..

L'impiego della tecnica agli elementi finiti rende possibile, in CGWAVE, la modellazione di regioni aventi forme complesse. Con questo approccio il dominio di calcolo viene discretizzato con una maglia di elementi triangolari con dimensioni variabili in funzione delle caratteristiche locali del fondale e della lunghezza d'onda (ad esempio in zone in cui la variazione delle caratteristiche dell'onda è rapida sarà necessario impiegare una fitta risoluzione). Le condizioni al contorno vengono applicate impiegando uno nuovo schema basato sulla approssimazione parabolica (Xu, Pachang e Dermibilek, 1996).

Il sistema di equazioni risultanti dalla discretizzazione viene risolto attraverso l'uso di una procedura iterativa (metodo del gradiente coniugato) introdotta da Pachang et al (1991) e successivamente modificato da Ly (1994).

2.2 Cenni sulle formulazioni di CGWAVE

La mild slope equation dapprima sviluppata da Eckart (1952) e successivamente riveduta da Berkhoff (1972,1976) è ad oggi una formulazione generalmente accettata per la stima delle condizioni d'onda in area costiera. La soluzione dell'equazione nella forma bidimensionale, basata sull'approssimazione ellittica, fornisce una buona base per la modellizzazione della superficie del mare nelle aree costiere (Chen & Houston, 1987; Chen, 1990; Xu & Pachang). L'equazione può essere scritta come:

$$\nabla \cdot \left(CC_g \nabla \hat{\eta}\right) + \frac{C_g}{C}\sigma^2 \hat{\eta} = 0$$

dove:

$\hat{\eta}(x,y)$ funzione complessa della quota della superficie, da cui viene stimata l'altezza d'onda

σ frequenza dell'onda (in radianti/s)

$C(x,y)$ velocità di fase (= σ / k)

$C_g(x,y)$ velocità di gruppo (= $\partial\sigma / \partial k$ = nC) con $n = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{2kd}{\sinh 2kd}\right)$

$k(x,y)$ numero d'onda (= $2\pi/L$) collegato alla profondità locale secondo la relazione di dispersione lineare: $\sigma^2 = gk\tanh(kd)$

Termini dissipativi

L'equazione precedente tiene conto dei processi di rifrazione, diffrazione e riflessione in domini di forma arbitraria, ma può essere modificata per includere gli effetti dissipativi dovuti al frangimento (Dally et al, 1985; De Girolamo et al, 1985) e all'attrito al fondo (Dalrymple et al, 1984; Chen, 1986; Liu e Tsay, 1985) secondo la seguente forma:

$$\nabla \cdot \left(CC_g \nabla \hat{\eta}\right) + \left(\frac{C_g}{C}\sigma^2 + i\sigma w + iC_g \sigma\gamma\right)\hat{\eta} = 0$$

dove w è un fattore d'attrito e g è un parametro di frangimento.

In accordo con quanto ricavato da Dalrymple et al. (1984) il modello implementa il fattore di smorzamento dovuto all'attrito nella seguente forma:

$$w = \left(\frac{2n\sigma}{k}\right)\left[\frac{2f_r}{3\pi}\frac{ak^2}{(2kd + \sinh 2kd)\sinh kd}\right]$$

dove a (= H/2) è l'ampiezza d'onda e f_r è un coefficiente di attrito che deve essere impostato dall'utente. Questo coefficiente dipende dal numero di Reynolds e dalla scabrezza del fondo e può essere ottenuto dalle formulazioni ricavate da Madsen (1976) e Dalrymple et al. (1984).

Il frangimento viene implementato nel modello secondo la formulazione ricavata da Dally et al. (1985), Dermibilek (1994), Dermibilek et al. (1996b), in cui il parametro di frangimento può essere così espresso:

$$\gamma = \frac{\chi}{d}\left(1 - \frac{\Gamma^2 d^2}{4a^2}\right)$$

dove χ è un parametro che deve essere impostato dall'utente e G è una costante empirica (in CGWAVE è impiegato il valore 0.4 in accordo con Dally et al ,1985).

Dissipazione non lineare

In aggiunta ai precedenti meccanismi, nella mild slope equation può essere simulata la dissipazione non lineare. Questo si ottiene includendo una dispersione funzione dell'ampiezza dell'onda, che si è dimostrata particolarmente influente in certe situazioni (Kirby e Dalrymple, 1986).

La relazione di dispersione lineare precedente: $\sigma^2 = gk\tanh(kd)$

viene così modificata: $\sigma^2 = gk\left[1+(ka)^2 F_1 \tanh^5 kd\right]\tanh\{kd + kaF_2\}$

dove:

$$\begin{cases} F_1 = \dfrac{\cosh(4kd) - 2\tanh^2(kd)}{8\sinh^4(kd)} \\ F_2 = \left(\dfrac{kd}{\sinh(kd)}\right)^4 \end{cases}$$

2.3 Condizioni al contorno

Gli elementi che delimitano il dominio di calcolo possono essere suddivisi in due categorie:

- *contorno offshore* lungo il quale viene assegnata l'energia entrante mediante l'assegnazione dello spettro;
- *contorno inshore* che comprende linea di costa e/o strutture permeabili o impermeabili.

Ai diversi elementi che costituiscono il contorno inshore è possibile assegnare differenti coefficienti di riflessione; la condizione al contorno lungo il generico elemento può essere così descritta:

$$\frac{\partial\hat{\eta}}{\partial n} = \alpha\hat{\eta}$$

dove $\alpha = \alpha_1 + i\alpha_2$ è un coefficiente complesso che può essere riscritto come $\alpha = ik(1 - K_r/1 + K_r)$, dove K_r è il coefficiente di riflessione (Tsay e Liu, 1983; Chen e Houston, 1987) variabile tra 0 (nessuna riflessione) e 1 (riflessione totale).

Le condizioni al contorno offshore vengono applicate secondo lo schema sviluppato da Xu, Pachang e Dermibilek (1996), basato sulla seguente approssimazione parabolica lungo il contorno offshore:

$$\frac{\partial\hat{\eta}_s}{\partial r} + p\hat{\eta}_s + q\frac{\partial\hat{\eta}_s^2}{\partial\vartheta^2} = 0$$

dove

$$p = \frac{k^2r^2 + k_0^2r^2 + ik_0r + 1/4}{2ik_0r^2} \quad \text{e} \quad q = \frac{1}{2ik_0r^2}$$

dove k_0 è il numero d'onda che corrisponde alla profondità media lungo il contorno.

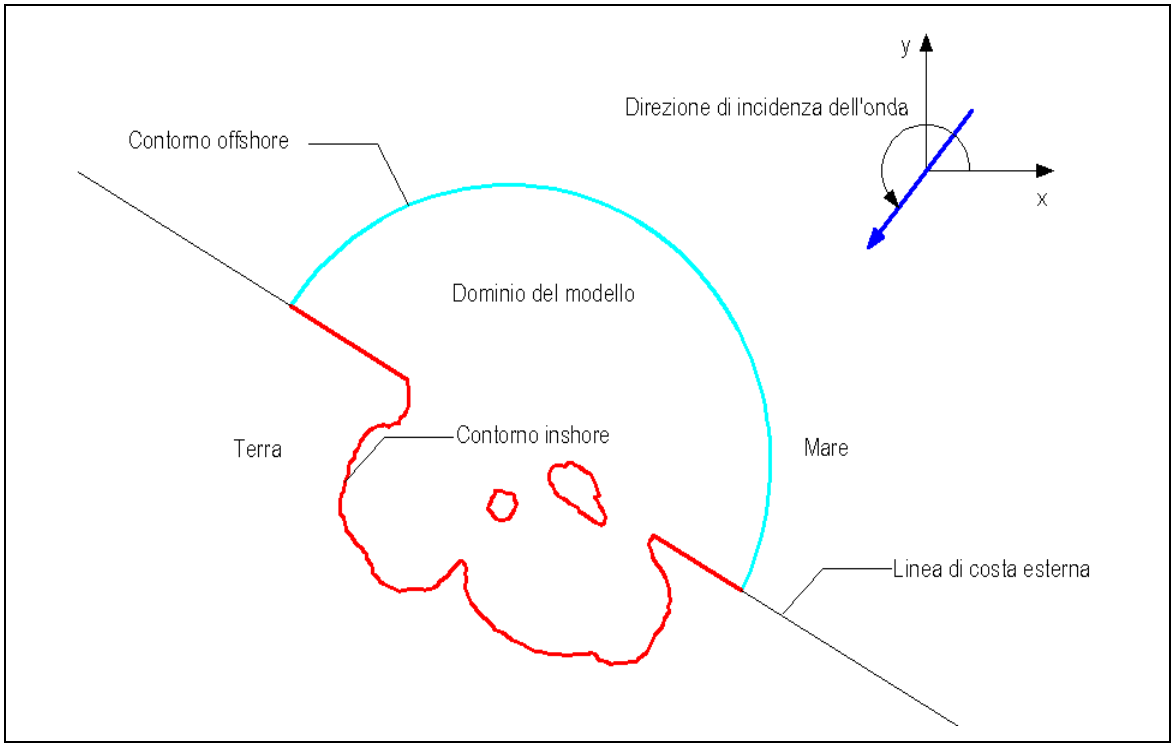


Fig. 2.1 – Condizioni al contorno del modello