

# “FAVAZZINA”

Impianto di accumulo idroelettrico mediante pompaggio  
ad alta flessibilità

Comune di Scilla (RC)

## COMMITTENTE



### COORDINAMENTO / MANDANTE

STRATEGIES FOR WATER



Progettista: Ing. Luigi Lorenzo  
Papetti

### PROGETTAZIONE OPERA PRESA VALLE / MANDATARIA



Progettista: Ing. Alessandro Lai

**Studio Meteomarino e Valutazioni tecniche sulle soluzioni  
adottabili sull'opera di presa a mare**

REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO
0	PRIMA EMISSIONE	15/05/23	AL	EM	LLP
1	INTEGRAZIONI	24/05/24	AL	EM	LLP
Codice commessa: 1422		Codifica documento: 1422-B-SA-R-01-1			

## INDICE

<b>1</b>	<b>Introduzione</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>Inquadramento e stato dei luoghi</b>	<b>5</b>
<b>3</b>	<b>Esposizione del paraggio</b>	<b>9</b>
<b>4</b>	<b>Base dati utilizzata</b>	<b>10</b>
4.1	Dati batimetrici	10
4.2	La stazione mareografica di Reggio Calabria	12
4.3	Boa ondometrica di Cetraro	15
4.4	Copernicus Marine Service	17
4.5	Masterplan degli Interventi di Mitigazione del Rischio di Erosione Costiera in Calabria	18
<b>5</b>	<b>Regime del moto ondoso al largo</b>	<b>19</b>
5.1	Verifica e calibrazione dei dati a disposizione	19
5.2	Clima ondoso	21
5.2.1	Direzione del moto ondoso risultante	24
5.2.2	Onde morfologicamente equivalenti	25
5.2.3	Profondità limite del trasporto di sedimenti	26
5.3	Eventi estremi	27
5.3.1	Elaborazioni dati Copernicus Marine Service	27
5.3.2	Elaborazioni Masterplan degli Interventi di Mitigazione del Rischio di Erosione Costiera in Calabria	29
5.4	Sintesi	30
<b>6</b>	<b>Variazione del livello marino – stazione RMN Reggio Calabria</b>	<b>31</b>
6.1	Analisi della tendenza	32
6.2	Analisi della marea astronomica	32
6.3	Analisi degli eventi estremi	34
6.3.1	Metodo diretto	34
6.3.1.1	Valori estremi di innalzamento del livello del mare	34
6.3.1.2	Valori estremi di abbassamento del livello del mare	35
6.3.2	Metodo indiretto	36
6.3.2.1	Valori estremi di innalzamento del livello del mare	36
6.3.2.2	Valori estremi di abbassamento del livello del mare	37
6.3.3	Sintesi	38
<b>7</b>	<b>Moto ondoso sotto costa</b>	<b>39</b>
7.1	Il modello SWAN	39
7.2	Impostazione del modello	40
7.2.1	Griglie di calcolo	40

7.2.2	Batimetria	40
7.2.3	Condizioni al contorno	42
7.2.4	Punti di osservazione	42
7.3	Analisi dei risultati	43
<b>8</b>	<b>Opera a mare: Possibili soluzioni progettuali</b>	<b>48</b>
8.1	Ipotesi A – Bacino protetto da diga frangiflutti	50
8.2	Ipotesi B – Condotta sottomarina	53
8.3	Valutazione delle alternative progettuali	57
8.4	Considerazioni sulla scelta effettuata	60
<b>9</b>	<b>Verifiche idrauliche e strutturali</b>	<b>62</b>
9.1	Scelta del tempo di ritorno di progetto	62
9.1.1	Calcolo secondo Istruzioni Tecniche per la Progettazione delle Dighe Frangiflutti” del Ministero dei Lavori Pubblici	62
9.1.2	Calcolo secondo NTC 2018	63
9.1.3	Sintesi	64
9.2	Dimensionamento degli elementi della mantellata	65
9.3	Altezza e spessore del coronamento	67
9.4	Valutazioni sulla tracimazione dell'opera ( <i>Overtopping</i> )	68
9.5	Considerazioni idrodinamiche sull'opera di presa	70
9.6	Considerazioni sul “bacino di calma” (i.e., deposizione di materiale, aumento dell'erosione)	71
<b>10</b>	<b>Descrizione delle fasi cantiere a mare</b>	<b>72</b>
<b>11</b>	<b>Analisi idrodinamica e morfodinamica</b>	<b>77</b>
11.1	Descrizione del modello	77
11.2	Impostazione del modello	80
11.3	Risultati ottenuti e loro analisi	81
	<b>Bibliografia</b>	<b>92</b>

## 1 INTRODUZIONE

La presente relazione è stata redatta nell'ambito del progetto "Impianto di accumulo idroelettrico mediante pompaggio ad alta flessibilità" in località Favazzina nel comune di Scilla, nella Città metropolitana di Reggio Calabria.

Partendo da elementi tecnici "invarianti" quali clima meteomarino, caratteristiche salienti dell'opera di presa/restituzione (i.e., portate in ingresso/uscita, ubicazione) si è attuata una valutazione delle possibili soluzioni tenendo conto del contesto di riferimento. I sopralluoghi effettuati, gli approfondimenti topografici, batimetrici e geofisici hanno fornito una solida base conoscitiva. I *criteri guida* posti alla base della progettazione sono legati non solo a fattori meramente tecnici, ma anche e soprattutto alla minimizzazione degli impatti sul territorio: distanza da habitat sensibili, sicurezza della navigazione, sicurezza della balneazione, minimi impatti sulla dinamica costiera e materiali omogenei con il contesto ed inserimento paesaggistico. A tale proposito è stato adottato un approccio *Multi-Criteria Decison Analysis* (MCDA) per oggettivare la soluzione prescelta.

La presente relazione descrive le analisi meteo-marine svolte per arrivare a scegliere la tipologia di opera di presa, per dimensionarne la struttura e fornire elementi sulle fasi realizzative.

Nei Capitoli da 2 a 6 viene inquadrata l'area di intervento e l'esposizione del paraggio di studio, analizzando il regime del moto ondoso al largo e delle maree, nonché la base dati utilizzata.

Nel Capitolo 7 viene illustrata l'applicazione del modello numerico SWAN (*Simulation WAves Nearshore*) col quale si è simulata la propagazione e la trasformazione del moto ondoso dal largo sino alla costa.

Nel Capitolo 8 viene fornita una panoramica sulle diverse tipologie di opera di presa ad oggi maggiormente utilizzate, quindi, vengono descritte due possibili alternative che sono state valutate per il presente caso di studio, [con una sintesi ragionata sulle motivazioni dell'opzione](#) scelta. Il paragrafo 8.3 confronta le due alternative progettuali mediante l'analisi multicriteria e individua la soluzione migliore.

[Il Capitolo 9 riporta le verifiche strutturali, idrauliche e ulteriori considerazioni di natura tecnica che giustificano le caratteristiche dimensionali della soluzione adottata.](#)

[Nel Capitolo 10 viene descritto uno degli aspetti di maggior complessità del progetto, ossia le modalità di realizzazione dell'opera. La costruzione del manufatto è stata suddivisa in fasi di cantiere, per ciascuna delle quali viene riportata una descrizione ed una rappresentazione grafica esplicativa.](#)

[Il Capitolo 11, infine, descrive le simulazioni idrodinamiche e morfodinamiche svolte per valutare gli effetti della realizzazione dell'opera sulla linea di costa.](#)



## 2 INQUADRAMENTO E STATO DEI LUOGHI

L'area di intervento è situata sulla costa Tirrenica della Calabria, in località Favazzina, nel comune di Scilla (Città metropolitana di Reggio Calabria).

Nella cartografia ufficiale l'area d'intervento è rappresentata nel foglio 254 – Messina - Reggio Di Calabria - della carta I.G.M. in scala 1:100.000, nel foglio 589-III - Bagnara Calabria - della nuova I.G.M. in scala 1:25.000.

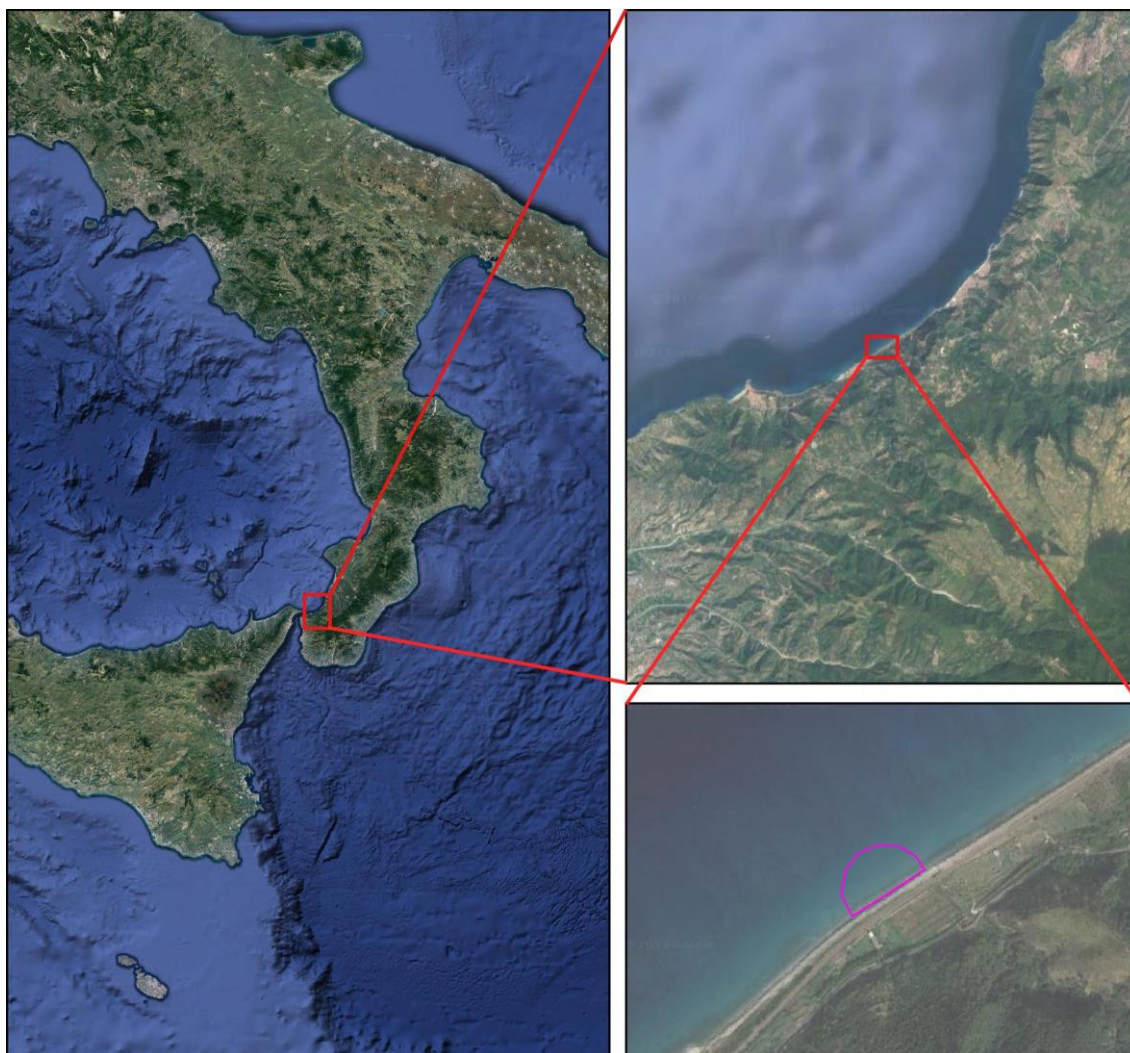


Figura 2-1: Inquadramento dell'area di studio. Poligono viola: layout semplificato dell'opera di presa.

L'area di sbocco/presa a mare è posta circa 520 m a nord ovest dell'abitato di Favazzina, in fregio all'esistente barriera radente che orla il litorale per circa 3.2 km a protezione della ferrovia, tratto Battipaglia-Reggio Calabria, che corre parallela rispetto alla SS18, in prossimità dello sbocco del Torrente Mancusi (Figura 2-2.)

La barriera radente è costituita nella maggior parte del suo sviluppo da opera a gettata in massi naturali (vedi Figura 2-3 e Figura 2-5) ad eccezione dei primi 170 m più prossimi a Favazzina dove, invece, è sostituita da blocchi cubici in calcestruzzo (Figura 2-4).

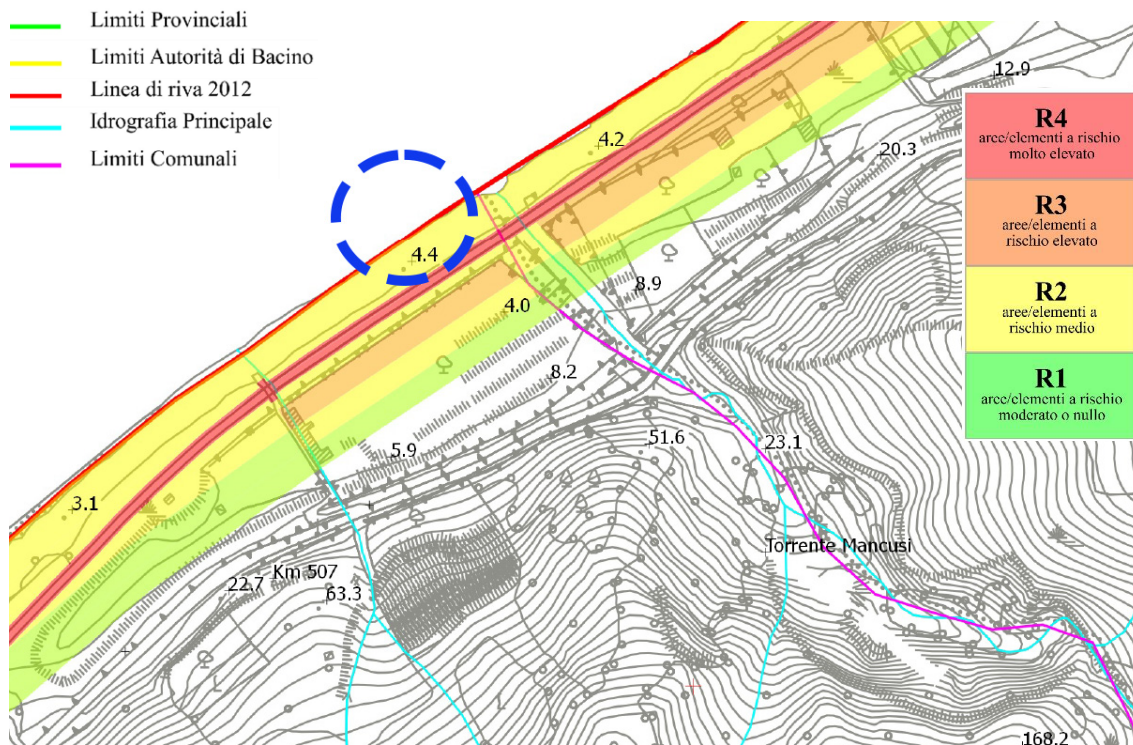
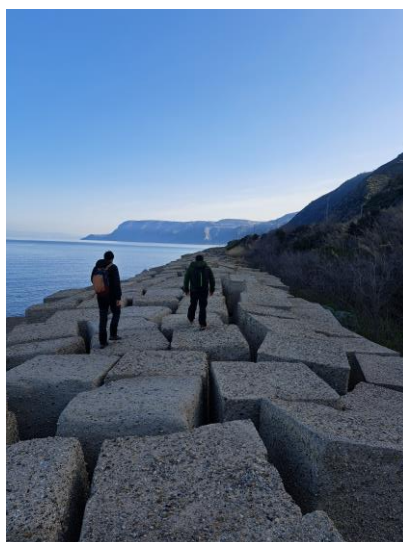


Figura 2-2: Mappa delle aree/elementi a rischio dedotta dal Piano di Bacino Stralcio per l'erosione costiera. L'ubicazione dell'area di sbocco dell'opera di presa di valle è indicata con il cerchio blu tratteggiato.



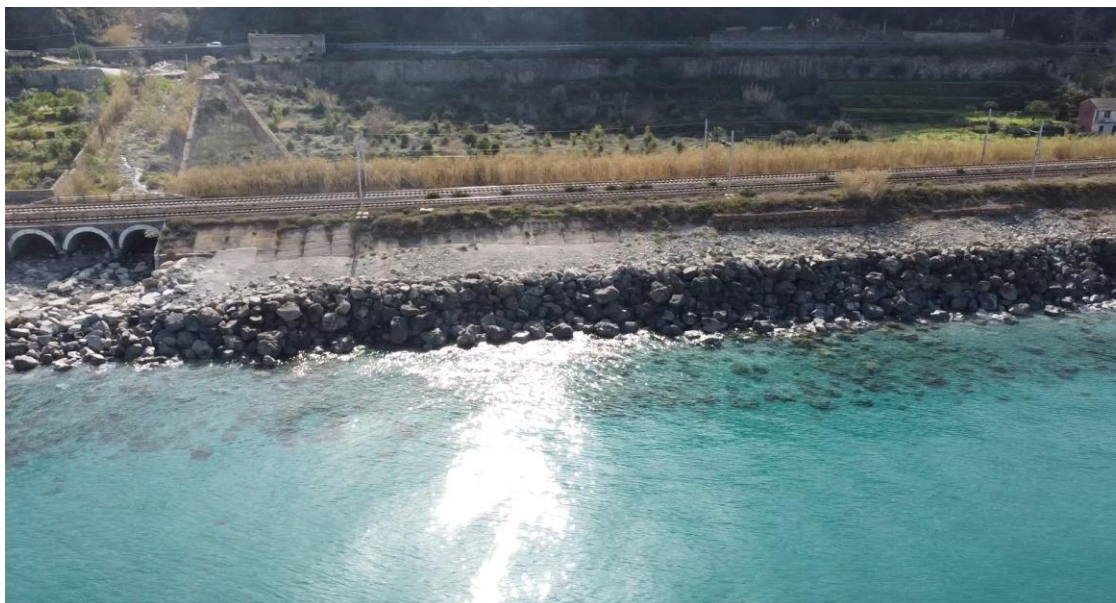
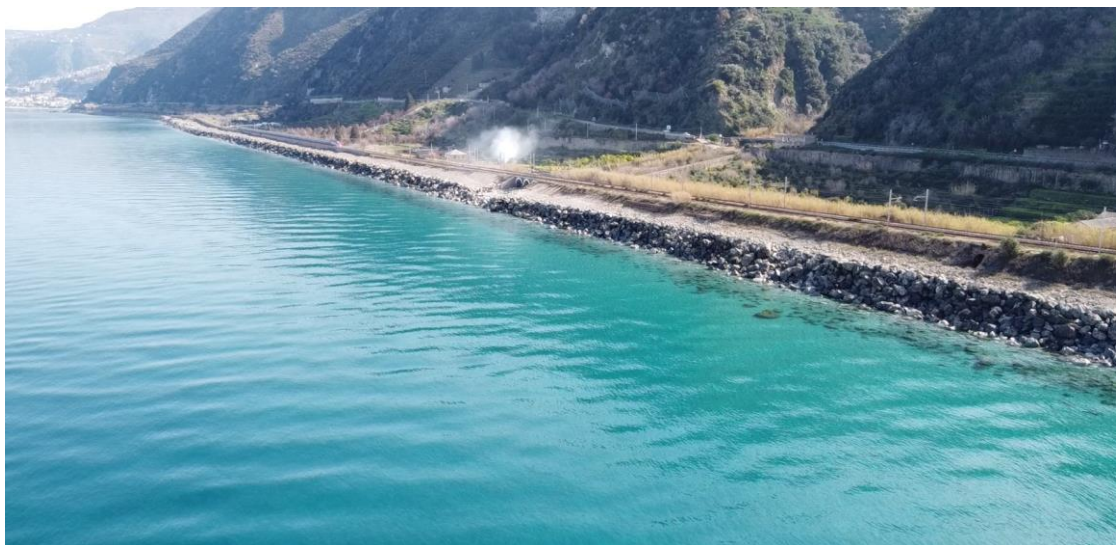


*Figura 2-3: Fotografie dell'area. La linea di costa è caratterizzata dalla presenza sia di una barriera radente in opere a gettata rinforzata che da altre opere di consolidamento poste a protezione della ferrovia linea Battipaglia-Reggio Calabria che corre parallela alla SS18.*



*Figura 2-4: Barriera radente in blocchi di cls (di dimensioni  $>1\text{ m}^3$ ). Tratto di circa 170 m adiacente alla spiaggia di Favazzina*





*Figura 2-5: Inquadratura della zona con ausilio di aeromobile a pilotaggio remoto (APR). È ben visibile la scogliera radente lungo tutto il tratto di inserimento dell'opera.*



### 3 ESPOSIZIONE DEL PARAGGIO

Il litorale oggetto di studio è esposto alle mareggiate provenienti dal IV quadrante, ed in particolare a quelle provenienti da maestrale: direzione caratterizzata dal maggior *fetch* geografico (Figura 3-1) ed efficace (Figura 3-2) risulta, invece, parzialmente protetto dagli eventi di ponente grazie all'effetto della Sicilia e delle Isole Eolie.

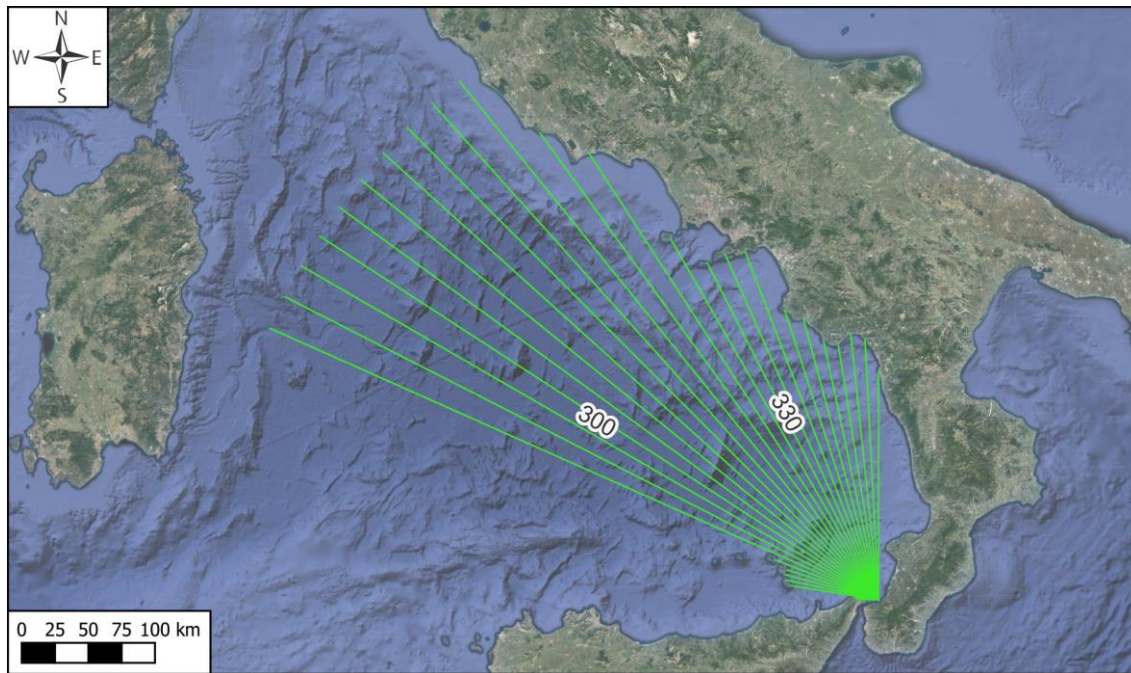


Figura 3-1: Fetch geografico

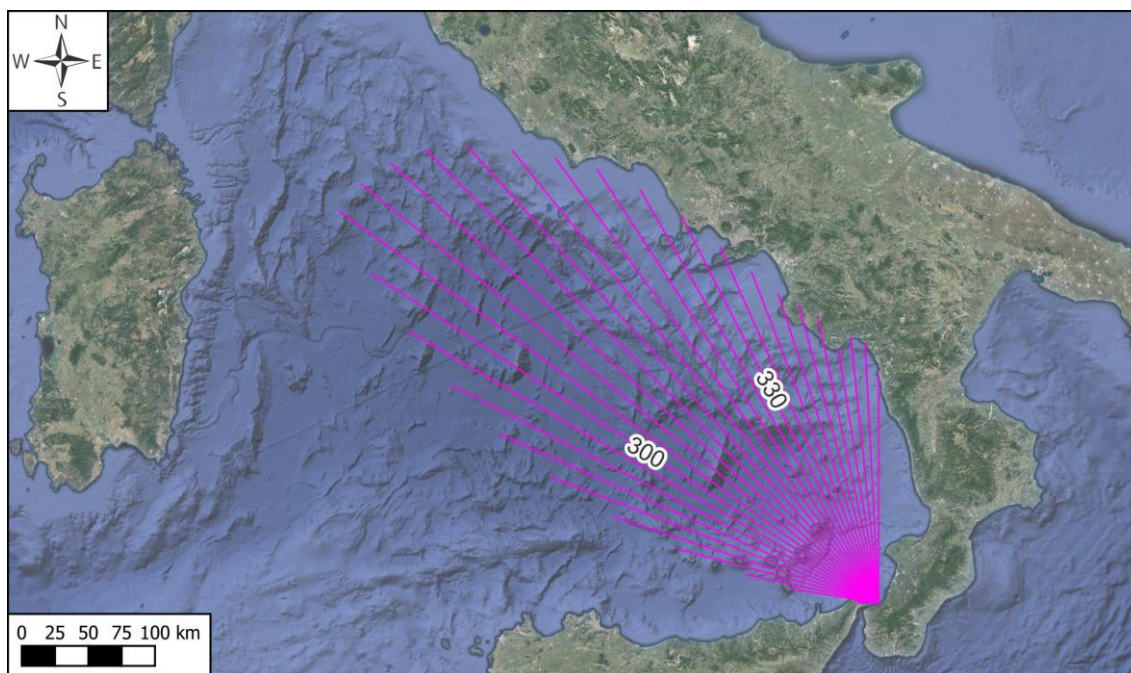


Figura 3-2: Fetch efficace

## 4 BASE DATI UTILIZZATA

### 4.1 DATI BATIMETRICI

Al largo si è utilizzata la batimetria EMODnet<sup>1</sup> (Figura 4-1), mentre in prossimità della costa si è utilizzato il dato derivante da rilievo batimetrico di dettaglio eseguito *ad-hoc* (Figura 4-2). Le *acque di trasformazione* sono prossime alla costa calabrese. Dal rilievo di dettaglio si osserva una batimetria abbastanza regolare, approssimativamente parallela alla costa. La pendenza media del fondale antistante l'area di studio risulta ~ 4.5%.

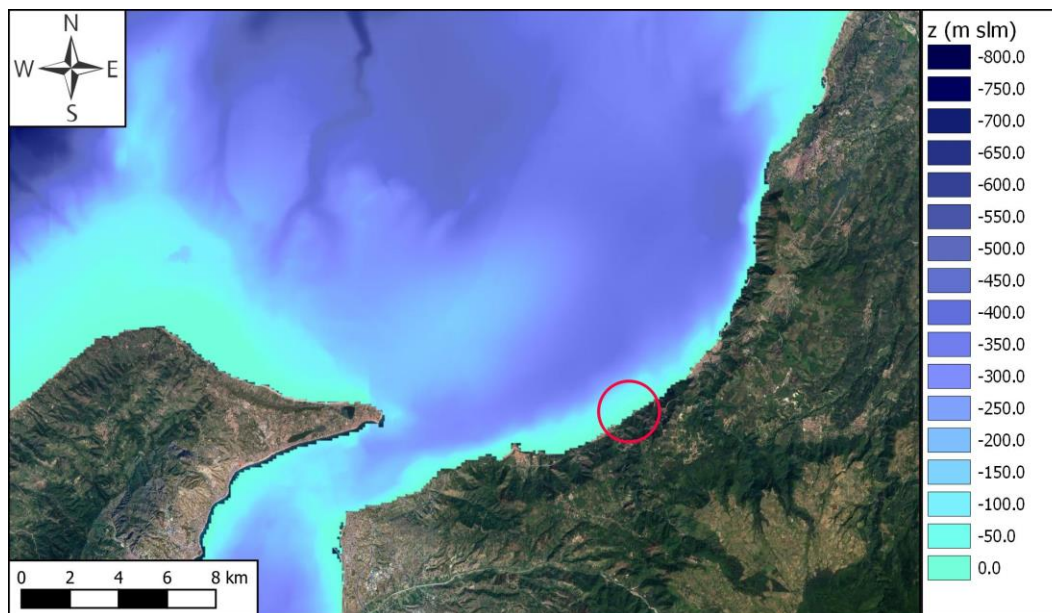


Figura 4-1: Batimetria al largo (fonte EMODnet). Cerchio rosso: area di studio.

<sup>1</sup> European Marine Observation and Data Network, <https://emodnet.ec.europa.eu/en/bathymetry>



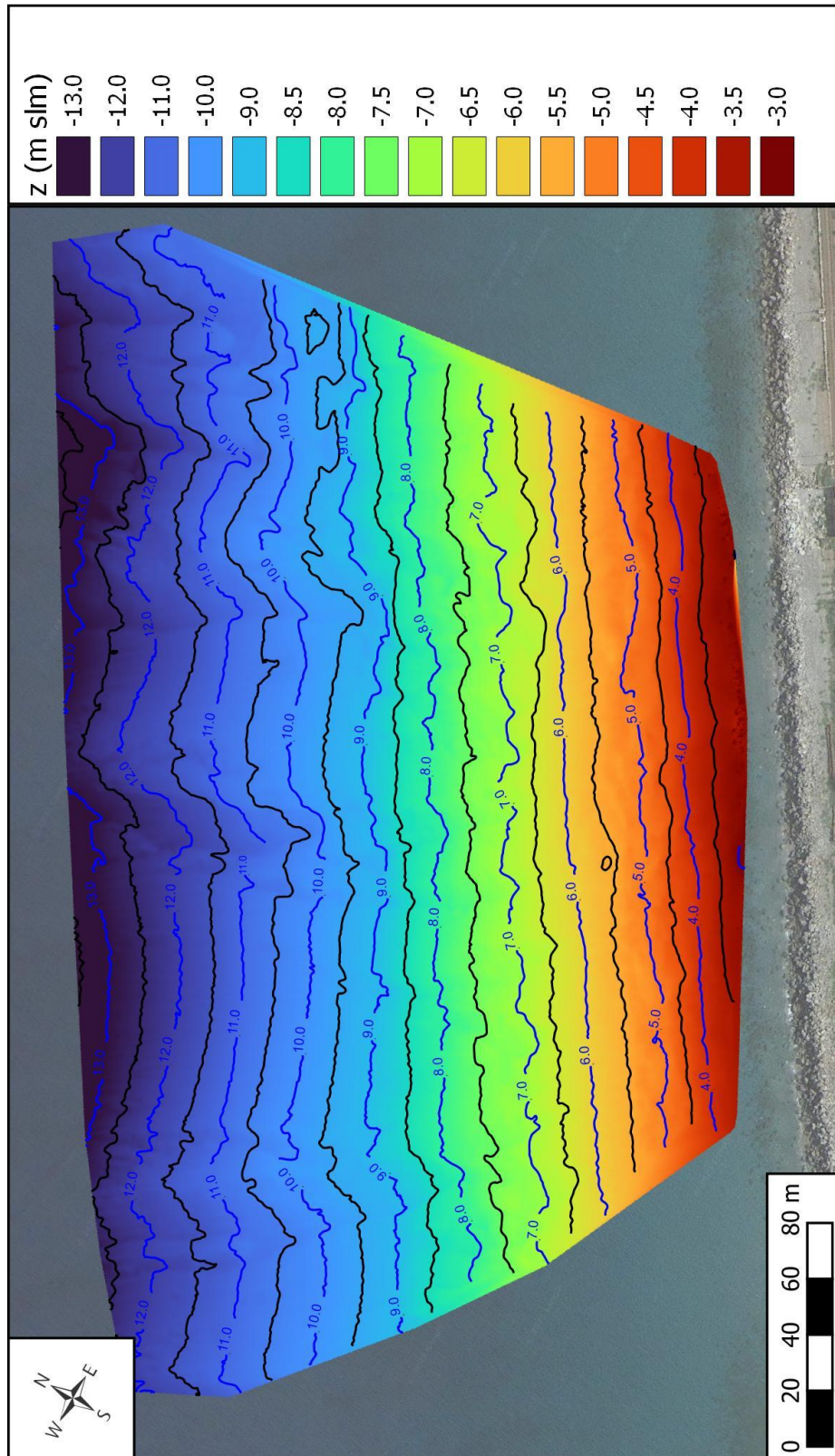


Figura 4-2: Batimetria di dettaglio dell'area di studio, eseguita da Co.I.mar. sr.l. e RINA, marzo 2023)

## 4.2 LA STAZIONE MAREOGRAFICA DI REGGIO CALABRIA

Per l'analisi dei livelli idrometrici ci si è basati sui dati della Rete Mareografica Nazionale (RMN) (Figura 4-3) e nello specifico si è fatto riferimento alle misure della Stazione Mareografica di Reggio Calabria (Figura 4-4 e Figura 4-5) individuabile dalle coordinate WGS 84:

- Latitudine 38° 07' 18.19"
- Longitudine 15° 38' 56.10"

La stazione mareografica è dotata di caposaldi altimetrici. Ogni caposaldo è riferito al livello medio del mare misurato a Genova dall'antico mareografo Thompson. I capisaldi sono contrassegni metallici che determinano la quota altimetrica mediante livellazione di alta precisione condotta a partire dalle linee principali stabilite dall'IGM.

Dalla data del 06/12/2009 il livello idrometrico viene misurato con un nuovo sensore radar denominato SIAP+MICROS TLR con precisione millimetrica. ISPRA garantisce l'uniformità della misura con la serie di dati precedenti a tale data prodotti con il sensore SIAP+MICROS ID0710 basato su un trasduttore ad ultrasuoni avendone verificato il preciso allineamento.

La stazione misura i seguenti parametri:

- livello idrometrico ogni 10 sec (trasduttore di livello radar);
- temperatura acqua ogni 1 h (trasduttore di temperatura acqua);
- temperatura aria ogni 1 h (trasduttore di temperatura aria e rh%);
- umidità relativa ogni 1 h (trasduttore di temperatura aria e rh%);
- pressione atmosferica ogni 1 h (sensore barometrico);
- direzione vento ogni 10 min (sensore ad ultrasuoni velocità e direzione vento);
- velocità vento ogni 10 min (sensore ad ultrasuoni velocità e direzione vento).





Figura 4-3: Distribuzione sul territorio nazionale delle stazioni della rete mareografica. (Fonte: [www.mareografico.it](http://www.mareografico.it))

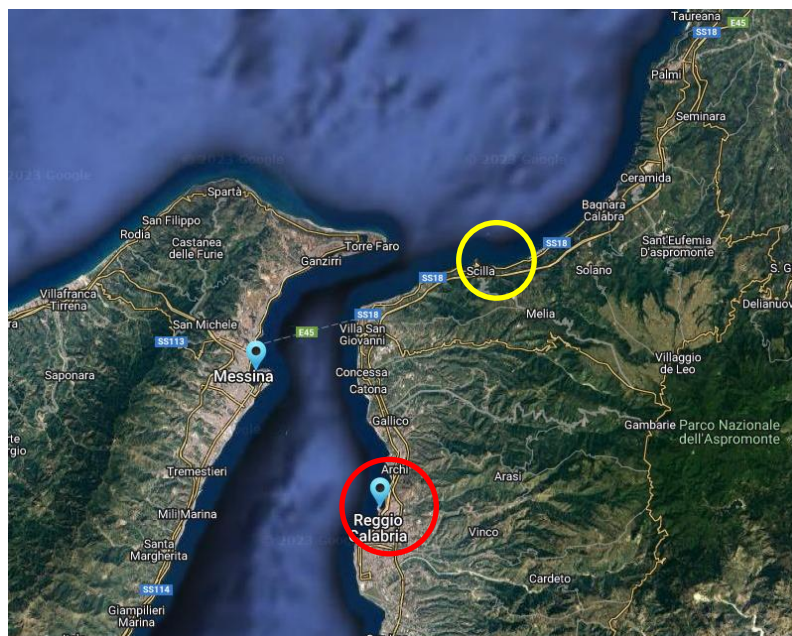


Figura 4-4: Ubicazione della stazione di Reggio Calabria (cerchio rosso) con riferimento all'area di intervento (cerchio giallo). (Fonte: [www.mareografico.it](http://www.mareografico.it))



Figura 4-5: Dettaglio della stazione mareografica di Reggio Calabria. (Fonte: [www.mareografico.it](http://www.mareografico.it))

La scelta della stazione mareografica è stata condotta valutando sia il fattore distanza sia la disponibilità dei dati, come meglio esplicitato di seguito. Tali considerazioni hanno portato a privilegiare la stazione di Reggio Calabria, rispetto a quelli di Ginostra e Strombolicchio. In particolare, si evidenzia che, nell'ambito della valutazione dei livelli idrici, il fattore distanza si ritiene più rilevante di quello dell'esposizione. Con riferimento alla consistenza dei dati, si rappresenta che quelli delle stazioni di Ginostra e Strombolicchio appaiono meno affidabili.

Per la stazione di Ginostra il portale mareografico rende disponibili le misure relative agli ultimi 9 anni, a partire dal 2011, esclusi i periodi di non funzionamento. Le misure della stazione di Strombolicchio, invece, sono disponibili per gli ultimi 7 anni, a partire dal giugno 2013. Entrambe queste serie di misure, soprattutto quella di Strombolicchio, mostrano tantissimi valori anomali (*outliers*). La stazione di Reggio Calabria, invece, fornisce misure in modo continuo da gennaio 2000, a parte un breve periodo di non funzionamento di circa 6 mesi nel 2003, e mostra pochissimi *outliers* facilmente individuabili ed isolabili.



### 4.3 BOA ONDAMETRICA DI CETRARO

La boa ondometrica di Cetraro faceva parte della Rete Ondometrica Nazionale (RON) ed è stata operativa dal 1999 al 2014. La boa era situata nel punto di coordinate  $39^{\circ}29'28.00''N$ ,  $15^{\circ}52'16.00''E$ , circa 130 km a nord di Favazzina (Figura 4-6). I dati rilevati da tale boa mostrano che la direzione prevalente del moto ondoso è WSW seguita da quella W e quella WNW (Figura 4-7).



Figura 4-6: Localizzazione della boa ondometrica di Cetraro rispetto all'ubicazione dell'opera di presa

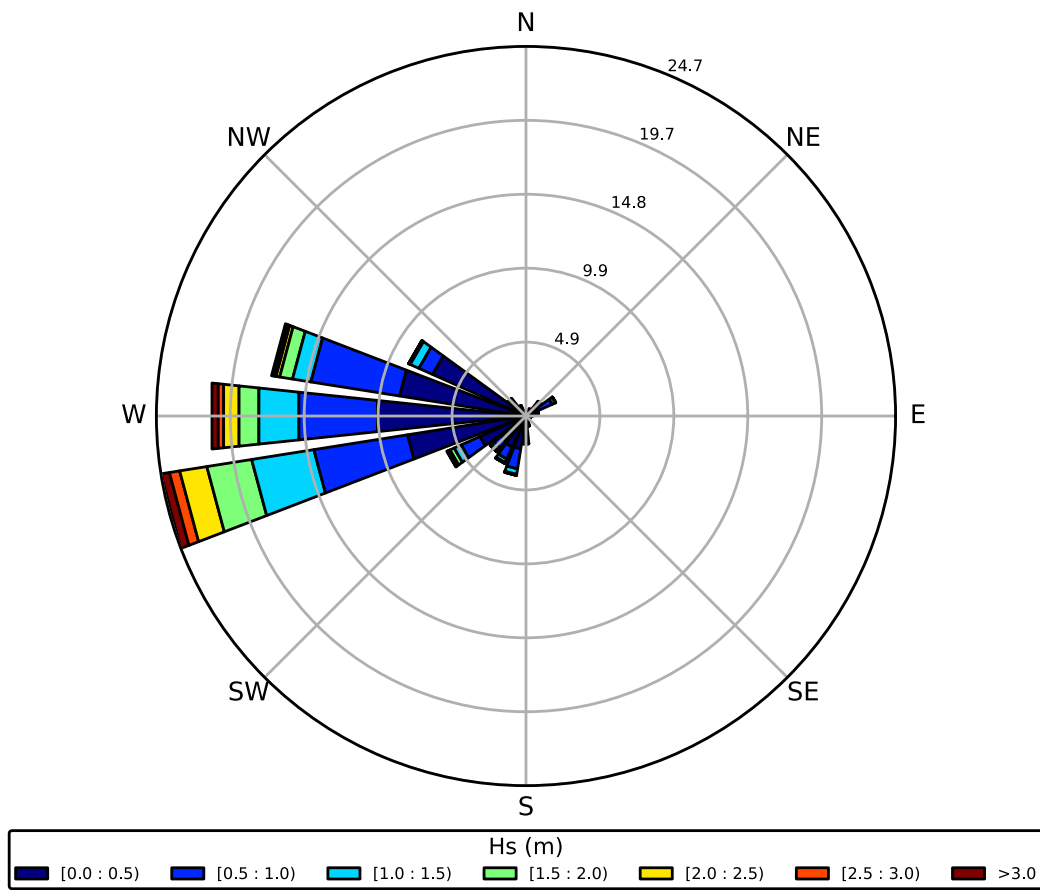


Figura 4-7: Diagramma a rosa delle altezze d'onda, espresse in metri, ricavato dalle misure della boa ondometrica di Cetraro.

#### 4.4 COPERNICUS MARINE SERVICE

Tra le fonti di dati di moto ondoso consultate vi è il *Copernicus Marine Service* (CMS) ed in particolare il dataset *Mediterranean Sea Waves Reanalysis*, che fornisce i principali parametri descrittivi del moto ondoso con cadenza oraria per l'intervallo temporale da gennaio 1993 a giugno 2021.

Il dataset è stato ricavato dal modello Med-WAV, basato sul modello WAM 4.6.2, applicato su due griglie di calcolo innestate, una più ampia con risoluzione  $1/6^\circ$  che spazia da  $75^\circ$  W a  $10^\circ$  E e da  $70^\circ$  N a  $10^\circ$  S, ed una più dettagliata che copre il Mar Mediterraneo da  $18.125^\circ$ W a  $36.2917^\circ$ E e da  $30.1875^\circ$ N a  $45.9792^\circ$ N con risoluzione di  $1/24^\circ$ . L'estensione geografica del dataset è rappresentata in Figura 4-8.

Lo spettro del moto ondoso è discretizzato in 24 direzioni e in 32 frequenze distribuite secondo legge logaritmica.

Il modello utilizza come forzante il vento a 10 m dal livello del mare del dataset *ERA5 reanalysis* che ha una risoluzione temporale di 1 h ed una risoluzione spaziale di  $0.25^\circ$ . Il sistema sfrutta anche un algoritmo di interpolazione per assimilare le misure di altezza d'onda ricavate dai satelliti.

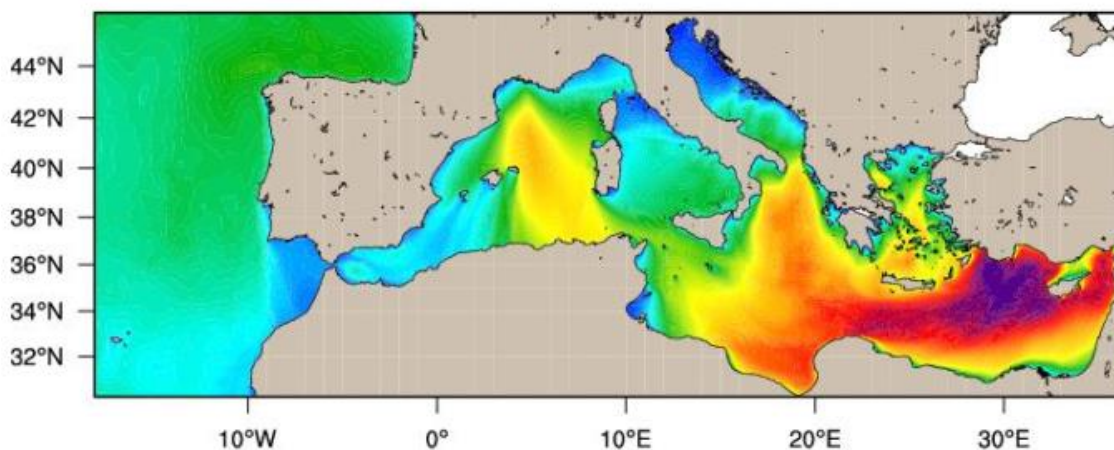


Figura 4-8: Estensione geografica del dataset (1) – esempio di campo d'onda tratto da Copernicus Marine Services. Product user manual for Mediterranean Sea Waves Reanalysis

#### **4.5 MASTERPLAN DEGLI INTERVENTI DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO DI EROSIONE COSTIERA IN CALABRIA**

La regione Calabria, con la collaborazione del Dipartimento DICEAM dell'Università "Mediterranea" di Reggio Calabria, nel 2013 ha redatto uno studio per analizzare le coste dell'intero territorio regionale, individuare i tratti di litorale più vulnerabili e proporre degli interventi di mitigazione.

Nell'ambito di questo studio le coste della Calabria sono state suddivise in ventiquattro aree, delimitate da significative variazioni della morfologia costiera, per ciascuna delle quali è stata condotta un'analisi per definire il clima ondoso al largo.

Nello specifico, è stato utilizzato il software ABRC-MaCRO sviluppato dalla società HR Wallingford Ltd, basato sul modello HINDWAVE, che permette di ricostruire serie temporali di moto ondoso in ambiente GIS. Il programma è stato utilizzato fornendo come forzante i dati di vento della banca dati Met Office ed è stato calibrato utilizzando i dati registrati dalle stazioni RON di Cetraro e Crotona e dalle stazioni della Rete regionale della Calabria (Tropea, Capo Spartivento, Roccella Jonica e Corigliano Calabro).

I risultati delle elaborazioni del Masterplan sono stati utilizzati nel presente studio per il dimensionamento delle opere. I valori estremi di altezza d'onda, riportati nel Capitolo 5, appaiono più conservativi rispetto a quelli ricavabili dall'altro database succitato e pertanto sono stati presi a riferimento.

## 5 REGIME DEL MOTO ONDOSO AL LARGO

La boa ondometrica più prossima a Favazzina è quella di Cetraro che è stata operativa per circa 15 anni ed era situata circa 130 km a Nord del sito di interesse.

In alcuni casi utilizzare dati misurati da una boa disposta a tale distanza potrebbe ritenersi un'approssimazione accettabile. Nel caso in oggetto, invece, si ritiene che la presenza dell'effetto di riparo fornito dalle Isole Eolie e dalla Sicilia influenzi la distribuzione direzionale delle altezze d'onda al largo di Favazzina e che risulti sensibilmente diversa rispetto a quella dedotta dalle misure della boa di Cetraro. Per questo motivo si è ritenuto indispensabile l'applicazione di un metodo di trasposizione.

Un metodo di trasposizione molto utilizzato è quello basato sui "fetch": tale approccio assume implicitamente che nel sito di misura ed in quello di interesse agiscano i medesimi venti e, pertanto, la trasposizione possa essere effettuata applicando un coefficiente moltiplicativo proporzionale al rapporto tra i fetch dei due siti. Per calcolare il suddetto coefficiente correttivo si ricorre, in genere, alle formule del metodo Sverdrup-Munk-Bretschneider (SMB) descritto nello Shore Protection Manual (1984).

Un altro metodo utilizzato è quello della trasposizione per "regressione". Se si dispone di dati spazialmente distribuiti, in genere ricostruiti mediante modello numerico su vasta scala, e di un punto di misura, è possibile ricavare delle regressioni tra i risultati del modello e le misure e, assumendo che tali leggi siano valide anche per gli altri punti nello spazio non coperti da misure, applicarle nel punto di interesse per correggere il dato e migliorarne quindi la qualità. Rispetto ai metodi di trasposizione basati unicamente sulle differenze del fetch fra i due punti, la trasposizione per regressione tiene conto anche delle differenze nei venti agenti sul fetch (2).

Nel presente studio si è deciso di utilizzare il metodo di trasposizione per regressione, verificando e calibrando i dati del *Copernicus Marine Service (CMS)* confrontandoli, anche in accordo con quanto richiesto nel documento del MASE prot. n 0000171.08-01-2024., con i dati della boa di Cetraro. I dati del CMS coprono un intervallo di tempo di 28 anni, circa il doppio quindi rispetto a quello coperto dalle misure della boa di Cetraro; l'applicazione di questo metodo di trasposizione, quindi, permette di disporre di una serie storica più ampia di quella che si otterrebbe con la trasposizione basata sui fetch, quindi più significativa a livello statistico. Inoltre, il modello CMS tiene conto dell'effetto di riparo fornito dalle Isole Eolie in modo più sofisticato rispetto al metodo di trasposizione basato sul fetch.

### 5.1 VERIFICA E CALIBRAZIONE DEI DATI A DISPOSIZIONE

Per verificare i dati del modello Med-WAV del CMS è stato eseguito un confronto tra le misure della boa di Cetraro ed i risultati del modello CMS nel punto di coordinate (39.44N, 15.75E), localizzato in prossimità della boa, ad una profondità di circa 500 m. Per confrontare i valori di altezza d'onda è stato costruito un cosiddetto Q-Q plot, un metodo grafico che consente di confrontare le distribuzioni di probabilità di due variabili:

se le loro distribuzioni di probabilità fossero simili il grafico risultante dovrebbe essere approssimativamente una retta passante per la bisettrice del primo quadrante.

Il confronto è stato eseguito prima sull'intera serie di misure e poi focalizzandolo solo sui valori al colmo delle mareggiate.

Confrontando le due serie si osserva, in generale, una buona corrispondenza (Figura 5-1). In particolare:

- per valori di altezza d'onda minori di 5 m la corrispondenza risulta quasi perfetta, con il Q-Q plot all'incirca allineato con la bisettrice;
- per valori di altezza d'onda superiori a 5 m, invece, la corrispondenza non è più perfetta e il grafico tende a oscillare attorno alla bisettrice senza, comunque, divergere troppo da essa.

Le differenze maggiori si notano in corrispondenze di tre misure, relative ad una mareggiata avvenuta nel dicembre 1999, in cui la boa è arrivata a registrare valori di altezza significativa di circa 9 m.

Focalizzando il confronto sui valori di altezza d'onda significativa al colmo delle mareggiate (Figura 5-2) si traggono considerazioni simili: il modello CMS riproduce abbastanza bene i valori di altezza d'onda in caso di mareggiate non particolarmente eccezionali, mentre tende a sottostimarli in caso di eventi estremi.

Dai confronti eseguiti il modello CMS sembra abbastanza affidabile per caratterizzare il clima ondoso, mentre appare opportuno, in via cautelativa, applicare delle correzioni dei dati prima di effettuare le analisi statistiche sugli eventi estremi, in modo da compensare l'osservata tendenza alla sottostima.

Assumendo che la legge di regressione del tipo lineare ricavata tra altezze d'onda misurate dalla boa di Cetraro e quelle del modello CMS nel punto corrispondente (Figura 5-2) possa ritenersi valida anche per le zone limitrofe, è possibile utilizzarla per correggere i risultati del modello nel punto al largo di Favazzina. I valori di altezza d'onda significativa al colmo delle mareggiate, da utilizzare per le analisi sugli eventi estremi, saranno ricavati mediante la relazione:

$$H_{S,CMS-Corretta} = a \cdot H_{S,CMS} + b$$



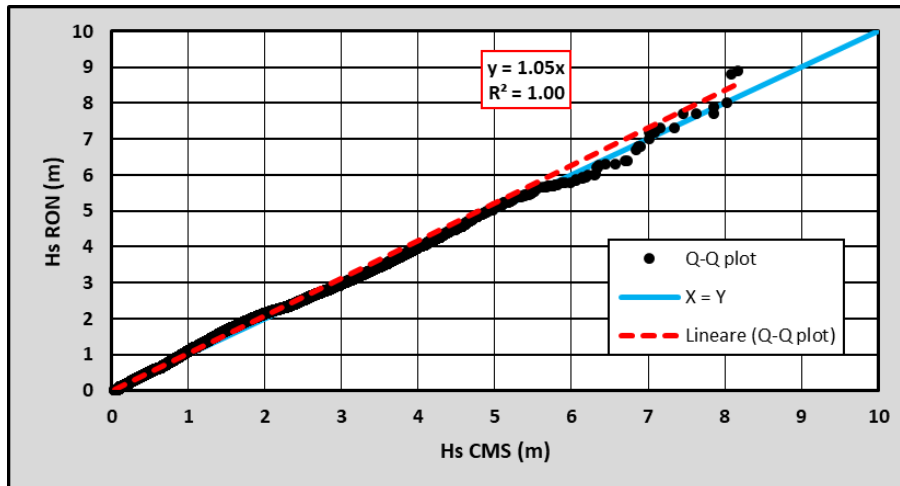


Figura 5-1: Q-Q plot tra altezze d'onda significativa ricavate dal modello CMS e quelle misurate dalla Boa di Cetraro

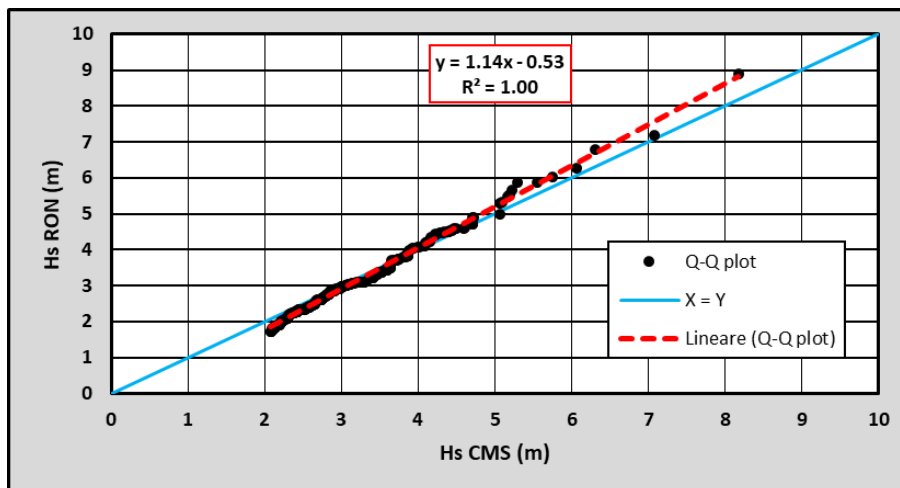


Figura 5-2: Q-Q plot tra altezze d'onda significativa ricavate dal modello CMS e quelle misurate dalla Boa di Cetraro – Grafico focalizzato sui valori al colmo delle mareggiate

## 5.2 CLIMA ONDOSO

Il punto scelto per ricavare la serie storica dell'altezza d'onda è quello di coordinate geografiche 15.70°E-38.35°N (croce rossa, Figura 5-3) che si trova su un fondale di circa 400 m.

La scelta del punto è stata fatta cercando un compromesso tra la necessità di vicinanza al sito di interesse, in modo tale da avere un dato rappresentativo per esso, e quella di avere un punto ricadente in acque profonde. Questo perché i modelli su vasta scala, come quello del CMS, forniscono risultati meno affidabili più ci si avvicina alla costa, come conseguenza della risoluzione relativamente grossolana della griglia di calcolo e quindi anche dei contorni del modello. Proprio per tale motivo è bene non scegliere punti troppo vicini dalla costa per ricavare la serie storica su cui condurre le analisi.

L'analisi visiva delle mappe di altezza d'onda ha portato a identificare il punto (15.70°E-38.35°N) come rappresentativo delle condizioni al largo di Favazzina.

Come si può osservare dal diagramma a rosa delle altezze d'onda in Figura 5-4 e dalla tabella di frequenza bivariata (Tabella 5-1) la direzione di provenienza del moto ondoso  $300^{\circ}$ N risulta essere sia la direzione prevalente (quella caratterizzata da maggior frequenza) che quella dominante (quella da cui provengono gli eventi più intensi).

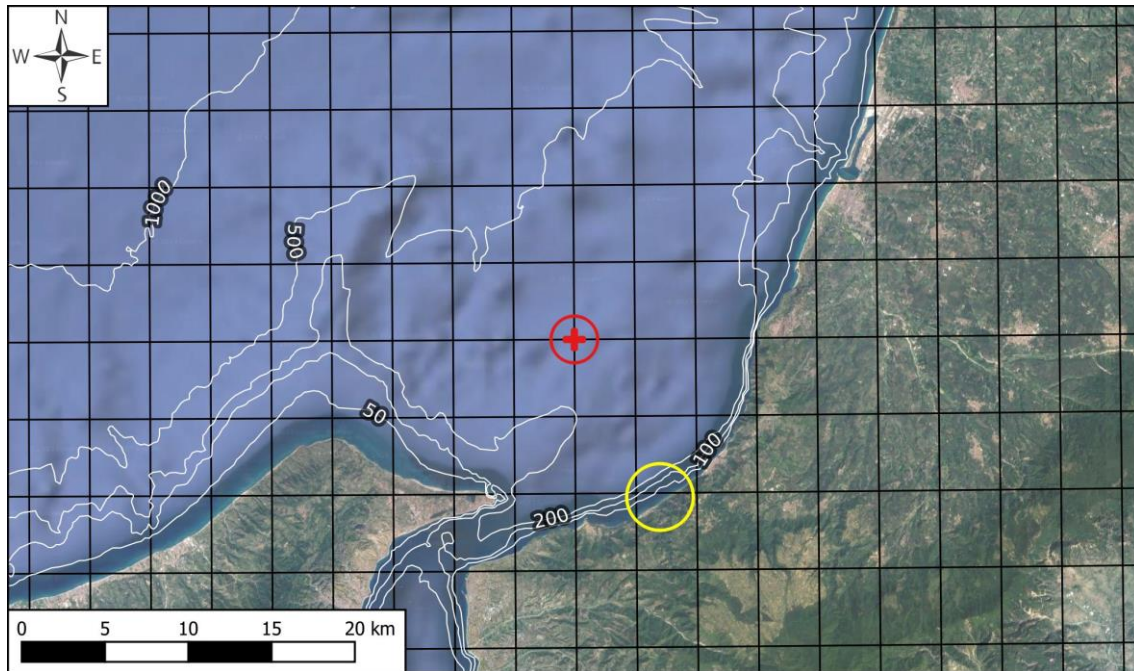


Figura 5-3: Griglia di calcolo del modello CMS con indicato il punto utilizzato per estrarre ed analizzare i dati (croce rossa) e l'area di studio (cerchio giallo) e le curve di livello batimetriche (in bianco).

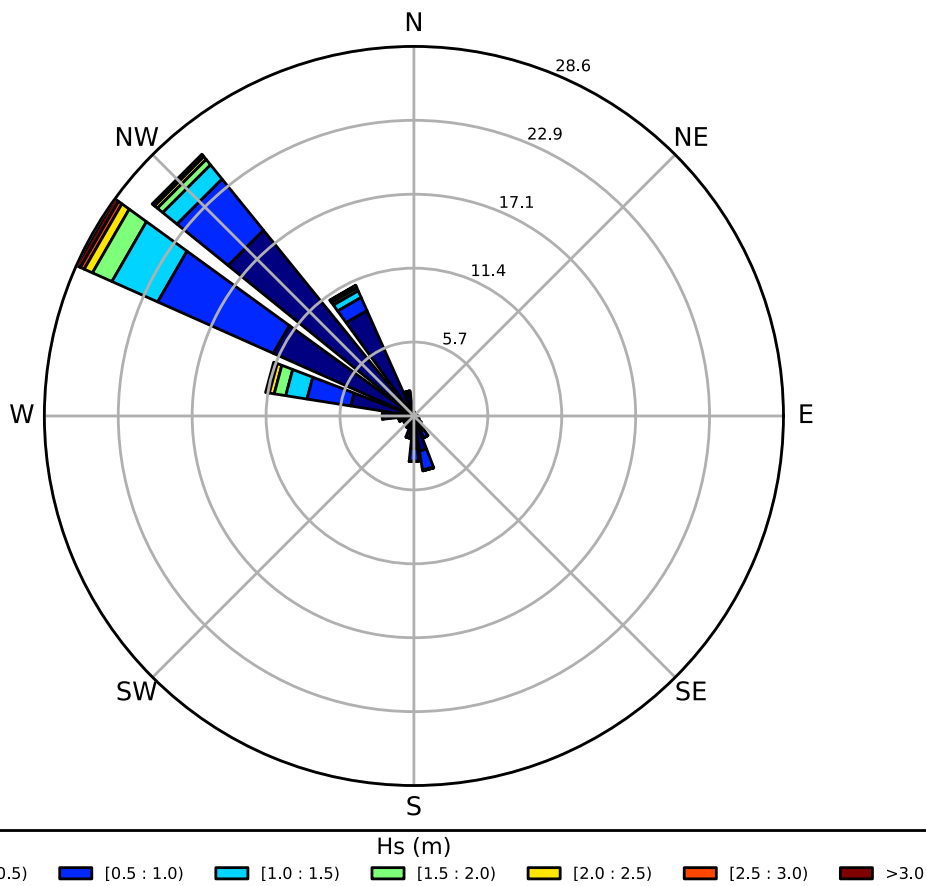


Figura 5-4: Diagramma a rosa delle altezze d'onda, espresse in metri

Direzione	Classi di altezza d'onda							Somma
	0.0-0.5	0.5-1.0	1.0-1.5	1.5-2.0	2.0-2.5	2.5-3.0	>3.0	
0	0.25	0.05	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.32
15	0.10	0.03	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.14
30	0.09	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.12
45	0.10	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.15
60	0.13	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.19
75	0.18	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.24
90	0.20	0.05	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.25
105	0.28	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.33
120	0.37	0.07	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.44
135	0.57	0.16	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.73
150	1.28	0.56	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	1.86
165	2.73	1.48	0.08	0.00	0.00	0.00	0.00	4.29
180	2.52	0.98	0.04	0.00	0.00	0.00	0.00	3.54
195	1.44	0.29	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	1.74
210	0.84	0.17	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	1.03
225	0.72	0.13	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.85
240	0.71	0.16	0.01	0.00	0.00	0.00	0.00	0.88
255	0.95	0.21	0.02	0.00	0.00	0.00	0.00	1.18
270	1.80	0.53	0.09	0.02	0.00	0.00	0.00	2.45
285	4.95	3.42	1.66	0.90	0.38	0.18	0.12	11.61
300	11.89	9.79	3.87	1.65	0.70	0.32	0.35	28.56
315	18.47	5.09	1.42	0.53	0.28	0.12	0.12	26.04
330	8.91	1.12	0.56	0.23	0.14	0.07	0.04	11.07
345	1.57	0.22	0.11	0.05	0.01	0.00	0.00	1.97
<b>Somma</b>	<b>61.05</b>	<b>24.77</b>	<b>7.96</b>	<b>3.40</b>	<b>1.52</b>	<b>0.69</b>	<b>0.62</b>	<b>100.00</b>

Tabella 5-1: Tabella di frequenza bivariata per classi di altezza d'onda e di direzione

### 5.2.1 DIREZIONE DEL MOTO ONDOSO RISULTANTE

Il flusso longitudinale di energia del moto ondoso che investe la spiaggia si può stimare in funzione delle onde al largo come somma dei contributi delle j-esime onde con la relazione:

$$E_f = \sum_j \frac{(\sqrt{e_j} H_{s0j})^3}{T_{sj}} \sqrt{|\cos \alpha_{0Fj}|} (\sin 2\alpha_{0Fj}) f_j$$

dove:

$H_{s0j}$  è l'altezza d'onda significativa al largo

$e_j$  è un coefficiente che tiene conto della quota parte di energia che non arriva sulla costa a causa degli ostacoli

$f_j$  è la frequenza di accadimento

$\alpha_{0j}$  è l'angolo tra la direzione del moto ondoso ( $Dir_{0j}$ ) e la normale uscente dalla costa ( $DirN$ )

$$\alpha_{0j} = DirN - Dir_{0j}$$

La *direzione del moto ondoso risultante* o *direzione del moto ondoso persistente* ( $Dir_{00}$ ) si individua cercando una direzione fittizia della spiaggia  $DirN_0$  tale per cui il flusso longitudinale risulti nullo; una volta individuata si ricava la direzione del moto ondoso risultante come:

$$Dir_{00} = DirN_0 + 180^\circ$$

Nel caso specifico in esame, la *direzione risultante del moto ondoso* calcolata è pari a  $302^\circ N$ .

### 5.2.2 ONDE MORFOLOGICAMENTE EQUIVALENTI

Il clima ondoso che interessa una spiaggia è responsabile della sua morfologia temporanea e della sua evoluzione a lungo termine (3). L'evoluzione a lungo termine dipende dal trasporto longitudinale di sedimenti che a sua volta dipende dal flusso longitudinale di energia del moto ondoso. Per valutare l'evoluzione a lungo termine risulta conveniente riferirsi alle cosiddette *Onde Morfologicamente Equivalenti* (OME); ovvero, due onde aventi gli stessi effetti evolutivi del clima. Per calcolare le OME occorre suddividere il settore di esposizione del paraggio in due sottosettori di provenienza del moto ondoso che generano direzioni opposte di flussi longitudinali. Nel caso di spiaggia rettilinea la linea di separazione dei due settori può essere assunta come la normale alla linea di riva.

Se si dispone della tabella di frequenza bivariata del moto ondoso al largo l'altezza d'onda significativa morfologicamente equivalente si calcola come:

$$H_{0ETi} = \frac{\sum_{j \in SST_i} (\sqrt{e_j} H_{s0j})^4 \sqrt{|\cos \alpha_{0j}|} (\sin 2\alpha_{0j}) f_j / T_{sj}}{\sum_{j \in SST_i} (\sqrt{e_j} H_{s0j})^3 \sqrt{|\cos \alpha_{0j}|} (\sin 2\alpha_{0j}) f_j / T_{sj}}$$

dove  $SST_i$  indica il sottosettore i-esimo ( $i=1,2$ ).

Il corrispondente periodo significativo, la direzione e la frequenza di accadimento si calcolano con le seguenti relazioni:

$$T_{sETi} = \frac{\sum_{j \in SST_i} T_{sj} f_j}{\sum_{j \in SST_i} f_j}$$

$$\theta_{0ETi} = \frac{\sum_{j \in SST_i} \alpha_{0j} (\sqrt{e_j} H_{s0j})^3 \sqrt{|\cos \alpha_{0j}|} (\sin 2\alpha_{0j}) f_j / T_{sj}}{\sum_{j \in SST_i} (\sqrt{e_j} H_{s0j})^3 \sqrt{|\cos \alpha_{0j}|} (\sin 2\alpha_{0j}) f_j / T_{sj}}$$

$$f_{ETi} = \frac{\sum_{j \in SST_i} (\sqrt{e_j} H_{s0j})^3 \sqrt{|\cos \alpha_{0j}|} (\sin 2\alpha_{0j}) f_j / T_{sj}}{H_{0ETi}^3 \sqrt{|\cos \theta_{0ETi}|} (\sin 2\theta_{0ETi}) / T_{sETi}}$$

Nel caso in oggetto si è assunta come linea di separazione la direzione 330°N e si sono ricavate le caratteristiche delle OME per i settori 280-330°N e 330-360°N (Tabella 5-2). Come prevedibile, per quanto mostrato nei paragrafi precedenti, la OME relativa al settore 280-330°N risulta di gran lunga l'altezza più significativa sia in termini di altezza significativa sia di frequenza equivalente. Si può quindi ritenere che il trasporto longitudinale sia praticamente mono-modale con direzione SW-NE.

Settore	$H_{0ETi}$ (m)	$T_{sETi}$ (s)	$\theta_{0ETi}$ (°N)	$f_{ETi}$ (gg/a.)
280-330°N	2.32	5.64	297	15.30
330-360°N	1.42	3.64	343	0.35

Tabella 5-2: Caratteristiche delle onde equivalenti

### 5.2.3 PROFONDITÀ LIMITE DEL TRASPORTO DI SEDIMENTI

Una schematizzazione molto utilizzata per descrivere il fenomeno del trasporto di sedimenti è quella proposta da *Hallermeier (1981)* nella quale il profilo di spiaggia sommersa viene suddiviso in tre zone (Figura 5-5):

- i. zona litoranea, compresa tra la linea di riva e la profondità  $D_l$ , dove il frangimento delle onde e le correnti indotte dal moto ondoso generano trasporto longitudinale e trasversale e le variazioni stagionali della batimetria sono nettamente distinguibili;
- ii. zona di transizione, o zona costiera, compresa tra la profondità  $D_l$  e la profondità  $D_i$ , dove le variazioni batimetriche sono modeste, il trasporto è di tipo trasversale, dovuto essenzialmente o alla deposizione di materiale in sospensione, o al sollevamento dal fondo indotto da mareggiate particolarmente intense;
- iii. zona offshore, oltre la profondità  $D_i$ , dove il trasporto di sedimenti è trascurabile.

Per valutare la profondità  $D_l$ , esistono svariate formule in letteratura. La prima è quella proposta dallo stesso *Hallermeier*:

$$D_l = 2.28 H_s - 68.5 \left( \frac{H_s^2}{gT_s^2} \right)$$

dove

$H_s$  è altezza d'onda significativa non frangente

$T_s$  è il corrispondente periodo significativo

Un'altra formula disponibile è quella di *Birkemeier (1985)*, che ha rivalutato la formula di *Hallermeier* mediante dati di campo, ricavando la seguente:

$$D_l = 1.75 H_s - 57.9 \left( \frac{H_s^2}{gT_s^2} \right)$$

Per valutare la profondità oltre la quale diventano trascurabili le variazioni stagionali del profilo di spiaggia alla cosiddetta  $H_{s,12}$ , ovvero l'altezza d'onda significativa che viene superata per 12 ore all'anno.

Per gli scopi pratici il CUR (Delft Hydraulics, Report 130, 1987 - Manual on Artificial Beach Nourishment) suggerisce di utilizzare la seguente relazione:

$$D_l = 1.75 H_{s,12}$$

Per stimare la profondità limite lato mare della zona di transizione il manuale CUR consiglia di raddoppiare la profondità  $D_l$ :

$$D_i = 2 D_l = 3.50 H_{s,12}$$

Dalla serie storica a disposizione risulta che mediamente l'altezza d'onda  $H_{s,12}$ , caratterizzata da una frequenza di superamento del 0.137%, risulta pari a circa 4 m (Figura 5-6); il corrispondente periodo significativo, valutato con la relazione  $T_p = \sqrt{H_s/0.049}$  valida per lo spettro JONSWAP (Joint North Sea Wave Project) medio, risulta pari a 9 s. Con la formula di *Hallermeier* si ricava una profondità limite della zona litoranea pari a 8 m mentre con quella di *Birkemeier* risulta pari a 6 m.

Con le formule del manuale CUR si ricava una profondità  $D_l$  di 7 m ed una profondità limite della zona costiera pari a 14 m.

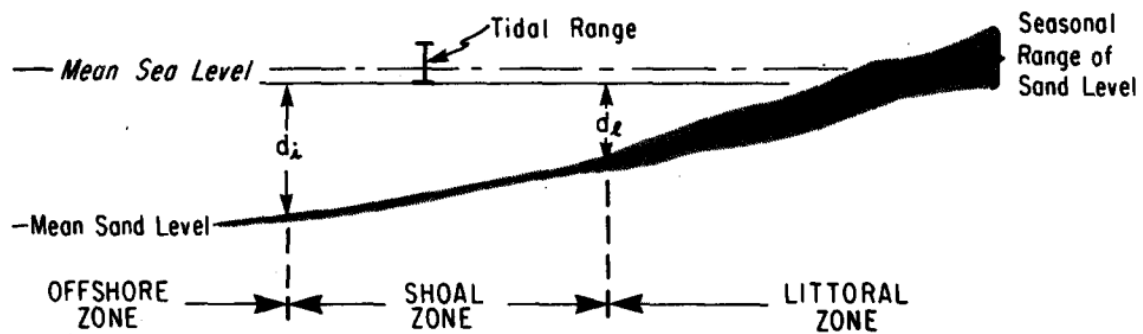


Figura 5-5: Suddivisione del profilo di spiaggia in tre zone (Hallermeier 1981)

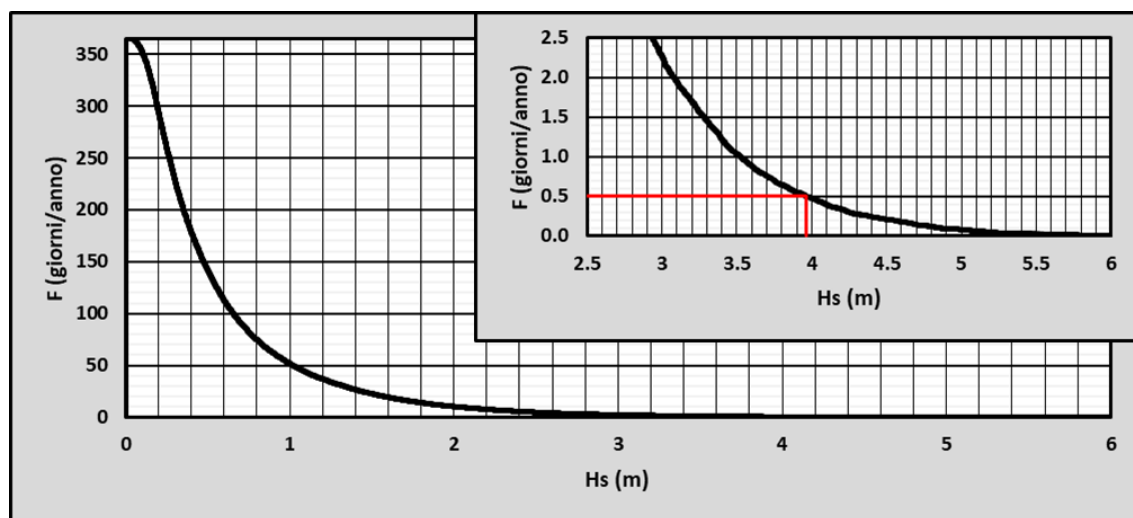


Figura 5-6: Curva di frequenza di superamento dell'altezza d'onda significativa e calcolo della  $H_{s,12}$

### 5.3 EVENTI ESTREMI

#### 5.3.1 ELABORAZIONI DATI COPERNICUS MARINE SERVICE

L'analisi degli eventi estremi è stata condotta con il metodo *POT* (Peaks Over Threshold), utilizzando come modello probabilistico la distribuzione di Weibull a tre parametri e quella di Gumbel.

La distribuzione di Weibull a tre parametri si può scrivere come:

$$P(H_{s0}) = 1 - \exp \left[ - \left( \frac{H_{s0} - H_0}{H_C - H_0} \right)^k \right]$$

dove  $H_0$  è un parametro di posizione,  $H_C - H_0$  è un parametro di scala e  $k$  è un parametro di forma. Introducendo la variabile ridotta:

$$y = \frac{H_{s0} - H_0}{H_C - H_0} = \frac{H_{s0} - B}{A}$$

la distribuzione di Weibull si può scrivere nella forma:

$$P(y) = 1 - \exp(-y^k)$$



La distribuzione di Gumbel si può esprimere come:

$$P(H_{s0}) = \exp\{-\exp[-\alpha(H_{s0} - \beta)]\}$$

Come suggerito da Goda, la distribuzione di Weibull è stata calibrata fissando il parametro di forma k, considerandone quattro valori (k=0.75, k=1.0, k=1.4 e k=2), e determinando gli altri due parametri liberi. Tra le quattro distribuzioni Weibull e quella Gumbel si è scelta quella che ha fornito il più alto valore del coefficiente di correlazione.

Le mareggiate sono state selezionate seguendo la definizione di Boccotti per cui un evento può essere considerato una mareggiata quando il valore d'altezza d'onda significativa si mantiene superiore ad un valore soglia, consigliato pari a 1.5 m per il mediterraneo, per almeno 12 ore consecutive; due mareggiate possono essere considerate come distinte se tra loro intercorrono almeno 12 ore consecutive in cui l'altezza significativa risulta inferiore al valore soglia.

Analizzando i dati a disposizione si è rilevato che quasi la totalità delle mareggiate provengono dal settore 285-345°N e, in particolare, quelle caratterizzate dalla maggior intensità provengono dal settore 285-315°N. Si è scelto, pertanto, di condurre l'analisi statistica per questi due settori di provenienza.

Come anticipato nel paragrafo 5.1, prima di effettuare l'analisi degli eventi estremi si è proceduto a correggere i valori di altezza d'onda al colmo delle mareggiate mediante la regressione ricavata dal confronto tra dati della boa RON di Cetraro e quelli ricavati dal modello CMS nel corrispondente punto di calcolo (Figura 5-2).

Per il settore 285-315°N la distribuzione che ha restituito il maggior coefficiente di correlazione è quella di Weibull con parametro di forma k=1.4 (Tabella 5-3, Figura 5-7) mentre per il settore 315-345°N si adatta meglio la Weibull con k=2.0 (Tabella 5-4, Figura 5-8).

Tr (anni)	1	5	10	20	50	100	200
H <sub>s</sub> (m)	4.32	5.51	5.92	6.30	6.76	7.10	7.42

Tabella 5-3: Valori estremi di altezza d'onda significativa in funzione del tempo di ritorno stimati con distribuzione Weibull (k=1.4) – Settore 285-315°N

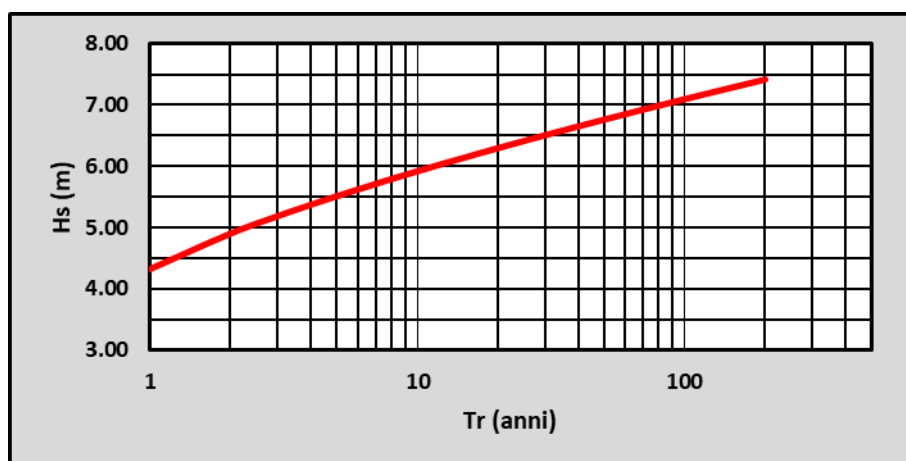


Figura 5-7: Valori estremi di altezza d'onda significativa in funzione del tempo di ritorno stimati con distribuzione Weibull (k=1.4) – Settore 285-315°N



Tr (anni)	1	5	10	20	50	100	200
H <sub>s</sub> (m)	2.38	3.22	3.48	3.71	3.98	4.17	4.35

Tabella 5-4: Valori estremi di altezza d'onda significativa in funzione del tempo di ritorno stimati con distribuzione Weibull (k=2) – Settore 315-345°N

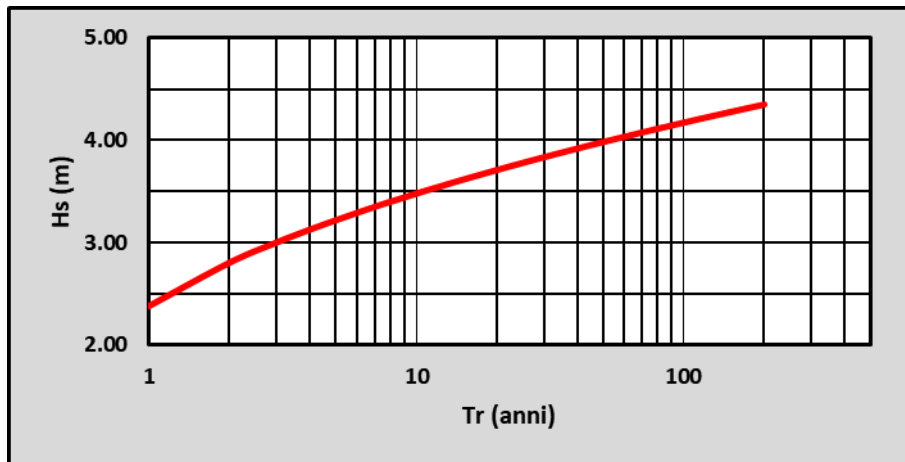


Figura 5-8: Valori estremi di altezza d'onda significativa in funzione del tempo di ritorno stimati con distribuzione Weibull (k=2) – Settore 315-345°N

### 5.3.2 ELABORAZIONI MASTERPLAN DEGLI INTERVENTI DI MITIGAZIONE DEL RISCHIO DI EROSIONE COSTIERA IN CALABRIA

Nello studio del Masterplan degli Interventi di Mitigazione del Rischio di Erosione Costiera in Calabria (paragrafo 4.5) sono stati ricavati i valori estremi con la distribuzione omnidirezionale di Weibull a due parametri:

$$P(H_s > h) = \exp \left[ - \left( \frac{h}{w} \right)^u \right]$$

dove  $u$  è un parametro di forma adimensionale e  $w$  è un fattore di scala espresso in metri. In Tabella 5-5 e Figura 5-9 sono riportati i valori estremi stimati per diversi tempi di ritorno. A parità di tempo di ritorno, questi valori risultano più cautelativi di quelli stimati nel presente studio a partire dai dati del CMS.

Tr (anni)	1	5	10	20	50	100	200
H <sub>s</sub> (m)	4.64	6.21	6.89	7.58	8.49	9.19	9.90

Tabella 5-5: Valori estremi di altezza d'onda significativa in funzione del tempo di ritorno

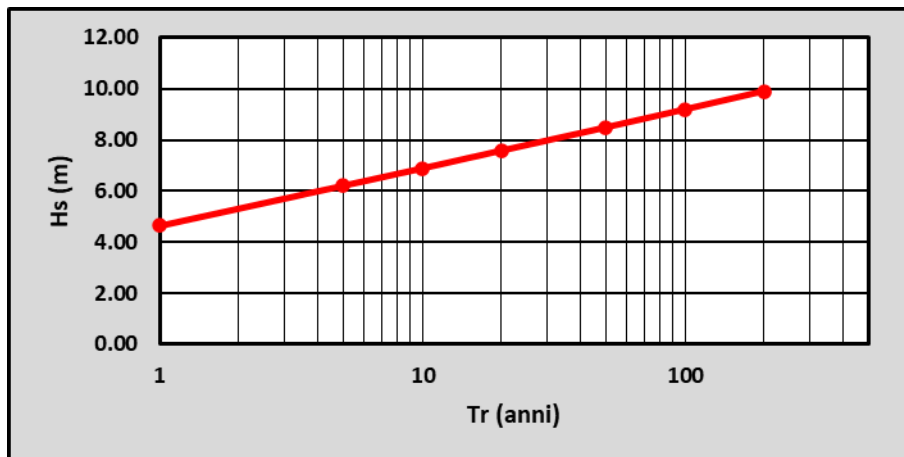


Figura 5-9: Valori estremi di altezza d'onda significativa in funzione del tempo di ritorno

#### 5.4 SINTESI

La verifica dei dati del CMS mediante confronto con la boa di Cetraro mostra che i dati del modello sono senza dubbio affidabili per valutazioni di carattere climatico e pertanto si è deciso di riferirsi a questi per valutazioni di carattere idro-morfodinamico, potendosi associare a eventi non particolarmente rari e avendo la necessità di poter discriminare per settori di provenienza, si sono utilizzati i dati del CMS.

I valori estremi di altezza significativa calcolati coi dati del CMS calibrati mediante regressione risultano, a parità di tempo di ritorno, inferiori rispetto a quelli del Masterplan degli interventi di mitigazione del rischio di erosione costiera in Calabria. Le elaborazioni si basano anch'esse su dati ricostruiti, quindi non necessariamente più affidabili di quelli utilizzati nel presente studio. Non disponendo dei dati grezzi su cui si è basato il Masterplan non è possibile approfondire il confronto. In via cautelativa, per il dimensionamento strutturale dell'opera si è deciso di utilizzare le stime dei valori estremi di altezza d'onda significativa del Masterplan.

## 6 VARIAZIONE DEL LIVELLO MARINO – STAZIONE RMN REGGIO CALABRIA

La variazione del *livello medio del mare* può essere rappresentata come somma di diversi contributi:

$$\eta_{tot} = \eta_{as} + \eta_{meteo} + \eta_{lt} + \eta_{wave}$$

dove

- $\eta_{as}$  è la marea astronomica;
- $\eta_{meteo}$  è la componente meteorologica, dovuta dalle variazioni di pressione atmosferica ( $\eta_{pa}$ ) e del vento ( $\eta_v$ );
- $\eta_{lt}$  è una componente di lungo periodo, legata essenzialmente ai cambiamenti climatici;
- $\eta_{wave}$  è il sovrizzo dovuto al moto ondoso (*wave set-up*).

Nel caso specifico si è interessati a valutare sia i valori estremi di innalzamento sia i valori estremi di abbassamento del livello del mare.

La valutazione dell'innalzamento del mare in condizioni di tempesta è necessaria perché influisce sull'altezza d'onda sotto costa e quindi sul dimensionamento dell'opera a gettata. In particolare, si è interessati a valutare il cosiddetto *Still Water Level* (SWL) ovvero il valore estremo del livello che il mare raggiungerebbe in assenza di onde di vento.

L'abbassamento del livello marino deve invece essere tenuto in considerazione per il dimensionamento dell'opera di presa sottomarina; infatti, durante le fasi di pompaggio la condizione più sfavorevole per la condotta è quella di bassa marea perché si riduce il carico idraulico a monte della pompa.

La marea astronomica ha un carattere deterministico, perciò, può essere valutata senza ricorrere ad analisi statistiche. L'analisi statistica si deve quindi concentrare sulla componente meteorologica della marea.

Per stimare i valori estremi di innalzamento/abbassamento del livello marino è possibile ricorrere al "metodo diretto", basandosi unicamente su misure di livello idrico, o al "metodo indiretto", stimando la marea meteorologica a partire dai dati di pressione atmosferica e di vento e sommando a questa il più cautelativo valore di marea astronomica.

Il "metodo diretto" può essere applicato seguendo diversi approcci (4):

- 1) stima mediante analisi diretta degli eventi estremi di innalzamento/abbassamento del livello idrico;
- 2) stima mediante convoluzione tra distribuzione di probabilità dei valori estremi della componente meteorologica e distribuzione di probabilità dei livelli di marea astronomica;
- 3) stima dei valori estremi di livello mediante somma tra valori estremi di componente meteorologica ed il più pessimistico valore di marea astronomica.

In tutti questi approcci, prima di effettuare l'analisi occorre depurare la serie misurata dal *trend* di lungo periodo  $\eta_{lt}$  che deve poi essere reintrodotta a valle dell'analisi.

Nel caso di studio la valutazione dei valori estremi è stata effettuata sia mediante il metodo diretto - approccio 1) - sia mediante il metodo indiretto.

I dati utilizzati sono quelli misurati dalla stazione mareografica di Reggio Calabria. Nei paragrafi che seguono verranno descritte le analisi effettuate e sintetizzati i risultati ottenuti.

Per rimuovere il suddetto *trend* si è scelto di sottrarre dalle misure, anno per anno, il livello medio annuo misurato. Si è utilizzata la distribuzione di Weibull, selezionando gli eventi mediante il metodo dei massimi annui.

Per abbreviare di seguito si utilizzeranno le seguenti sigle:

- MWL = Mean Water Level;
- SWL = Still Water Level;
- LWL = Low Water Level.

### 6.1 ANALISI DELLA TENDENZA

Analizzando i livelli medi annui misurati tra il 2000 e il 2022 si è ricavata una retta di regressione interpolante dalla quale si deduce una tendenza di innalzamento del livello medio mare pari a circa 5.7 mm all'anno (Figura 6-1).

Il livello medio registrato nel 2022 è pari a -0.16 m s.l.m.

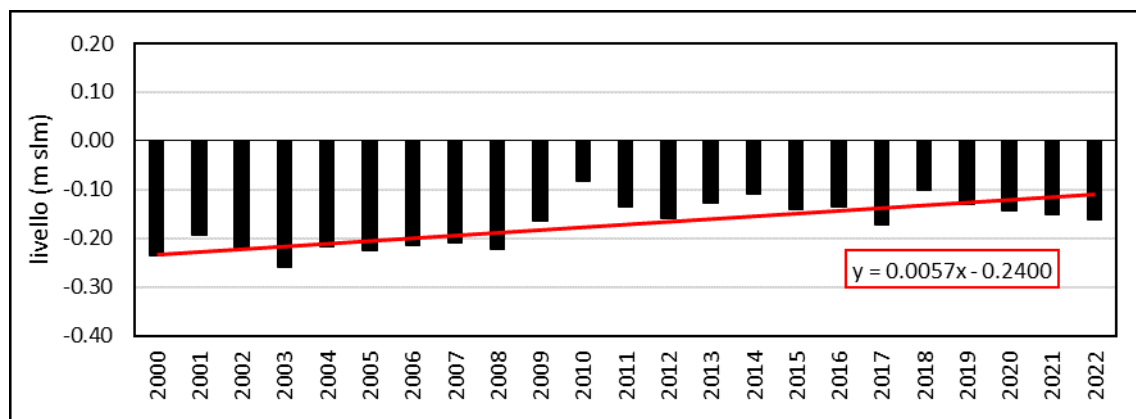


Figura 6-1: Livelli medi annui dal 2000 al 2022 e relativa retta di regressione

### 6.2 ANALISI DELLA MAREA ASTRONOMICA

La marea astronomica è causata dall'attrazione gravitazionale che i corpi celesti, principalmente Luna e Sole (attrazione luni-solare), esercitano sulla massa d'acqua. Nel portale della Rete Mareografica Nazionale è presente un archivio dati da cui si possono ricavare le analisi di marea anno per anno per ciascuna stazione di misura. Considerata la natura deterministica della marea astronomica, l'analisi effettuata su uno specifico anno è sufficiente per caratterizzare il regime della marea astronomica del sito di interesse.

In Tabella 6-1 sono riportate la frequenza, l'ampiezza e la fase delle principali componenti armoniche mareali ricavate dalle misure di livello idrico della stazione mareografica di Reggio Calabria relative all'anno 2014. A partire da queste si è generata una serie temporale di livelli idrici (Figura 6-2) da cui si può vedere che il massimo livello di marea risulta pari a +0.15 m rispetto al livello medio del mare (LMM) mentre il minimo livello risulta -0.13 m.

Nome	Descrizione	Frequenza (cicli/ora)	Periodo (hh:mm:ssss)	Ampiezza (cm)	Fase (°)
O1	lunare diurna principale	0.03873065	25:49:09.64	1.0536	28.81
P1	solare diurna principale	0.04155259	24:03:57.20	0.6132	19.27
K1	lunisolare declinazione diurna	0.04178075	23:56:04.08	1.2639	20.42
N2	lunare semidiurna ellittica maggiore	0.07899925	12:39:30.05	1.1073	34.35
M2	lunare semidiurna principale	0.08051140	12:25:14.16	6.4168	32.11
S2	solare semidiurna principale	0.08333334	11:59:60.00	3.2264	38.83
K2	lunisolare declinazione semidiurna	0.08356149	11:58:02.05	0.9835	28.35
M4	Quarta lunare	0.16102280	06:12:37.08	0.6025	296.45
MS4	Quarta mensile	0.16384470	06:06:12.03	0.4147	323.52

Tabella 6-1: Frequenza, ampiezza e fase delle principali componenti armoniche mareali – Analisi effettuata con misure orarie - Periodo da 01 Gennaio 2014 a 31 Dicembre 2014 (Fonte dati: ANALISI DI MAREA ED ELABORAZIONI PARAMETRICHE [www.mareografico.it](http://www.mareografico.it))

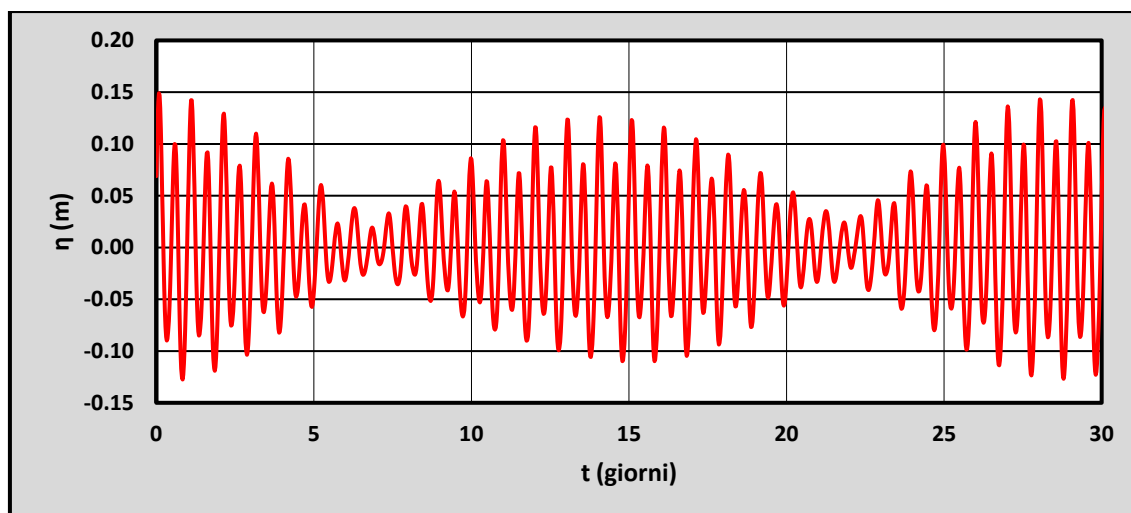


Figura 6-2: Segnale di marea generato a partire dalle costanti di marea riportate in Tabella 6-1

### 6.3 ANALISI DEGLI EVENTI ESTREMI

#### 6.3.1 METODO DIRETTO

Come premesso, l'analisi statistica è stata effettuata col metodo dei massimi annui utilizzando la distribuzione di Weibull. Le misure sono state depurate dal *trend* sottraendogli il livello medio annuo, quindi sono stati determinati i valori estremi di innalzamento  $|\Delta y+|$  e di abbassamento  $|\Delta y-|$  del livello marino per i diversi tempi di ritorno. A valle dell'analisi è stato sommato il livello medio misurato nel 2022 pari a -0.16 m s.l.m., ricavando quindi i valori estremi di alta e bassa marea espressi rispetto allo zero topografico.

##### 6.3.1.1 VALORI ESTREMI DI INNALZAMENTO DEL LIVELLO DEL MARE

La stima è stata effettuata per diversi tempi di ritorno  $T_r$ , compresi tra 1 e 200 anni. Come si può vedere in Tabella 6-2, l'innalzamento del livello idrico stimato varia tra +0.30 m a +0.60 m tra il tempo di ritorno 1 e quello di 200 anni. Per il tempo di ritorno di progetto, pari a 100 anni, l'innalzamento del livello marino risulta pari a 0.57 m, a cui corrisponde un livello idrico di +0.41 m s.l.m. per i valori estremi. I valori estremi di livello del mare sono rappresentati graficamente in funzione del tempo di ritorno in Figura 6-3.

$T_r$ (anni)	$ \Delta y+ $ (m)	SWL = MWL + $ \Delta y+ $ (m s.l.m.)
1	0.30	0.14
2	0.34	0.18
5	0.40	0.24
10	0.43	0.27
20	0.47	0.31
50	0.53	0.37
100	0.57	0.41
200	0.60	0.44

Tabella 6-2: Calcolo dei valori estremi di innalzamento del livello del mare - metodo diretto

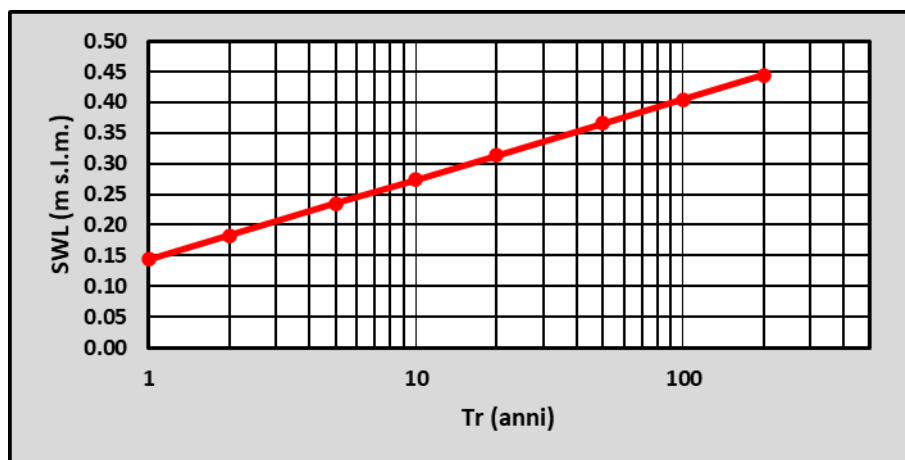


Figura 6-3: Valori estremi di innalzamento del livello del mare in funzione del tempo di ritorno – Metodo diretto

### 6.3.1.2 VALORI ESTREMI DI ABBASSAMENTO DEL LIVELLO DEL MARE

L'abbassamento del livello idrico stimato varia, in valore assoluto, tra 0.22 m per il tempo di ritorno 1 anno a 0.48 m per il tempo di ritorno ( $Tr$ ) 200 anni (Tabella 6-3); i corrispondenti valori estremi livello idrico risultano rispettivamente pari a -0.38 e -0.64 m s.l.m. (Figura 6-4)

Per il tempo di ritorno di progetto, pari a 100 anni, l'abbassamento risulta 0.45 m, cui corrisponde un livello idrico pari a -0.63 m s.l.m.

Tr (anni)	$ \Delta y $ (m)	LWL = MWL - $ \Delta y $ (m s.l.m.)
1	0.22	-0.38
2	0.32	-0.48
5	0.37	-0.53
10	0.40	-0.56
20	0.42	-0.58
50	0.45	-0.61
100	0.47	-0.63
200	0.48	-0.64

Tabella 6-3: Calcolo dei valori estremi di abbassamento del livello del mare - metodo diretto

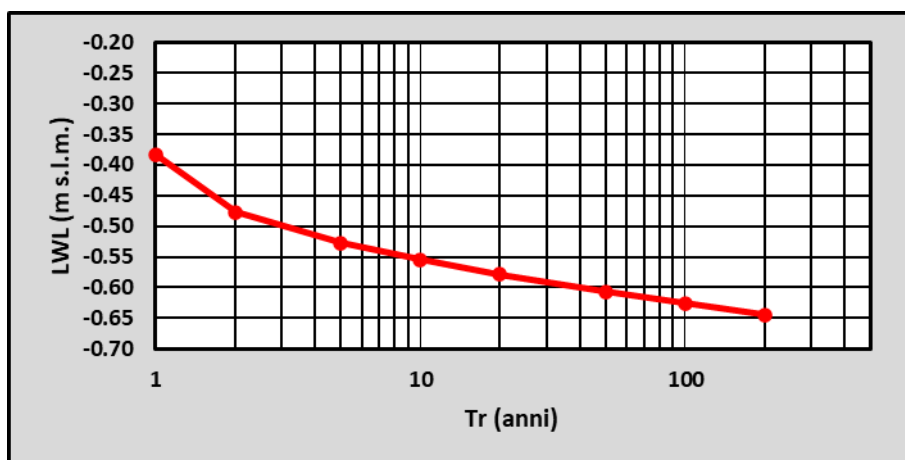


Figura 6-4: Valori estremi di abbassamento del livello del mare in funzione del tempo di ritorno – Metodo diretto

### 6.3.2 METODO INDIRETTO

Come anticipato, nel "metodo indiretto" si stima la variazione di livello idrico dovuta ad effetti meteorologici a partire dai dati di pressione atmosferica e di vento e a questa viene poi sommato il valore più cautelativo di marea astronomica.

In questo caso sono stati analizzati i valori estremi di alta e bassa pressione misurati dalla stazione di Reggio Calabria e, mediante la regola del barometro inverso, secondo cui ad una variazione di pressione atmosferica di 1 hPa corrisponde una variazione di segno opposto del livello marino pari a 1 cm, è stata ricavata la corrispondente variazione di livello idrico.

Per valutare la variazione di livello dovuta al vento occorrerebbe, a rigore, stimare i valori estremi di intensità del vento e poi applicare delle formule di letteratura che consentono di stimare il *wind-setup* in funzione della velocità del vento ed altri parametri, come la seguente:

$$S = \frac{K L U^2}{g (D - d - S)} \ln \frac{D}{d + S}$$

dove

$K$  è un coefficiente pari a  $3 \cdot 10^{-6}$

$D$  è la profondità della piattaforma continentale

$L$  è l'estensione della piattaforma

$d$  è la profondità dove si calcola il sovrizzo

$g$  è l'accelerazione di gravità

$S$  è il *wind-setup*, da ricercare in modo iterativo a causa della natura implicita della formula

In questa fase, considerata la modesta influenza del *wind-setup* nel bilancio complessivo del calcolo, si è ritenuto sufficiente valutarlo in maniera speditiva. Sulla base dell'esperienza pregressa e di altri studi consultati si è ritenuto sufficientemente cautelativo assumere un sovrizzo del vento pari a 10 cm.

#### 6.3.2.1 VALORI ESTREMI DI INNALZAMENTO DEL LIVELLO DEL MARE

Il sovrizzo del vento è stato assunto, cautelativamente, pari a 10 cm come detto poc'anzi.

Il livello di alta marea per ciascun tempo di ritorno è stato calcolato come:

$$SWL [m slm] = MWL + |\eta_{as}| + |\eta_{Pa}| + |\eta_{wind}| = -0.16 + 0.15 + |\eta_{Pa}| + 0.10$$



Tr (anni)	\Delta p-  (hPa)	\eta_{pa} (m)	SWL (m s.l.m.)
1	15.4	0.15	0.24
2	23.5	0.23	0.32
5	27.7	0.28	0.37
10	30.1	0.30	0.39
20	32.2	0.32	0.41
50	34.6	0.35	0.44
100	36.2	0.36	0.45
200	37.7	0.38	0.47

Tabella 6-4: Calcolo dei valori estremi di innalzamento del livello marino - metodo indiretto

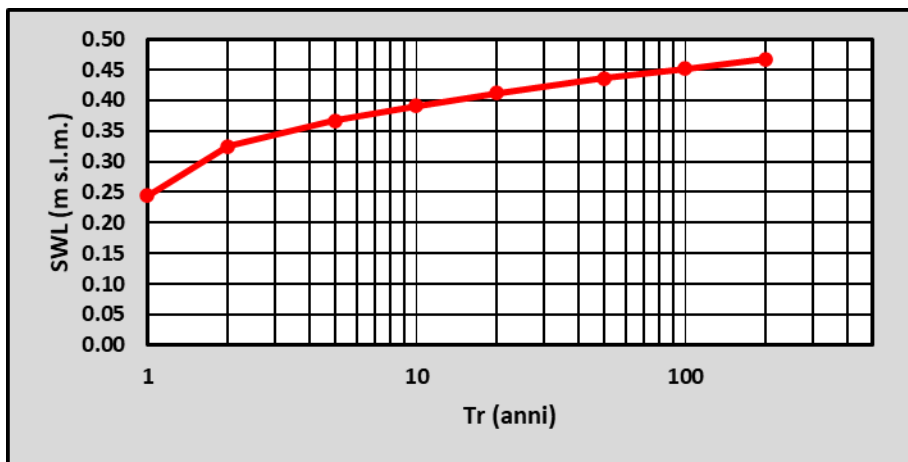


Figura 6-5: Valori estremi di innalzamento del livello del mare in funzione del tempo di ritorno – Metodo indiretto

### 6.3.2.2 VALORI ESTREMI DI ABBASSAMENTO DEL LIVELLO DEL MARE

In questo caso l'effetto del vento è trascurabile quindi non è stato tenuto in considerazione. Il valore estremo di bassa marea per ciascun tempo di ritorno è stato ricavato come:

$$LWL [m s.l.m.] = MWL - |\eta_{as}| - |\eta_{pa}| = -0.16 - 0.13 - |\eta_{pa}|$$

In Tabella 6-5 sono riportati, in funzione del tempo di ritorno (Tr), i valori estremi stimati di sovrappressione atmosferica  $\Delta p+$ , il corrispondente abbassamento di livello idrico  $\eta_{pa}$  ed il livello idrico risultante. Quest'ultimo è rappresentato graficamente, in funzione del tempo di ritorno, nella Figura 6-6.

Tr (anni)	$ \Delta p^+ $ (hPa)	$\eta_{pa}$ (m)	LWL (m s.l.m.)
1	14.32	-0.14	-0.43
2	18.56	-0.19	-0.48
5	20.78	-0.21	-0.50
10	22.05	-0.22	-0.51
50	24.39	-0.24	-0.53
100	25.25	-0.25	-0.54
200	26.04	-0.26	-0.55

Tabella 6-5: Calcolo dei valori estremi di abbassamento del livello marino – metodo indiretto

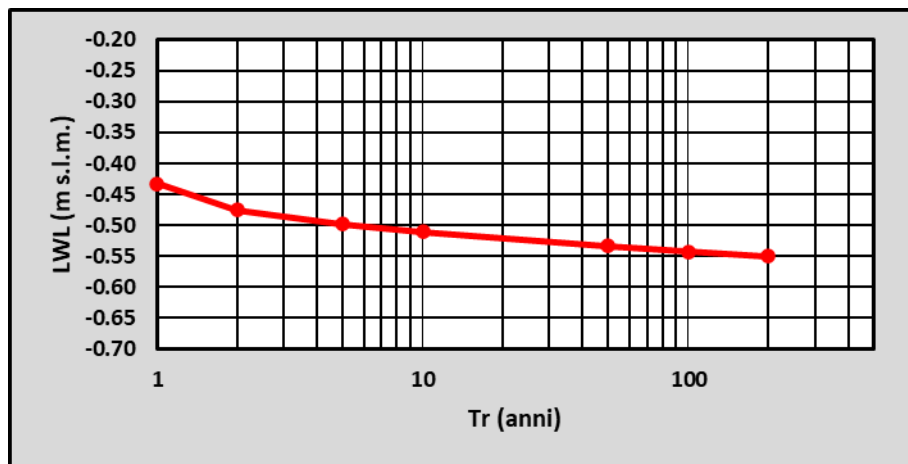


Figura 6-6: Valori estremi di abbassamento del livello del mare in funzione del tempo di ritorno – Metodo indiretto

### 6.3.3 SINTESI

Il metodo diretto e quello indiretto forniscono risultati coerenti tra loro.

Il metodo indiretto fornisce valori più cautelativi per quanto riguarda lo SWL mentre quello diretto risulta più cautelativo per i valori di LWL.

Concettualmente il metodo indiretto dovrebbe risultare più cautelativo perché si basa su un involuppo dei valori estremi delle singole componenti; in pratica, a causa dell'incertezza nelle formule di conversione tramite le quali si valuta la marea meteorologica in funzione delle variazioni bariche e della velocità del vento, non si può stabilire a priori quale dei metodi risulterà più cautelativo.

Per il tempo di ritorno di progetto, pari a 100 anni, i due metodi forniscono risultati che differiscono per 7-8 cm, una differenza che appare ragionevole considerate tutte le incertezze del caso.

In sintesi, per le verifiche di progetto si utilizzeranno i valori con tempo di ritorno pari a:

- SWL (Tr100) = +0.47 m s.l.m.
- LWL (Tr100) = -0.63 m s.l.m.

## 7 MOTO ONDOSO SOTTO COSTA

### 7.1 IL MODELLO SWAN

SWAN (acronimo di *Simulating Waves Nearshore*) è un modello spettrale di terza generazione<sup>2</sup> sviluppato dalla Università Tecnologica di Delft (Olanda). Che permette di simulare la generazione, la propagazione e le trasformazioni del moto ondoso dal largo sino alla fascia di mareggiata.

Il modello è in grado di rappresentare i seguenti processi:

- propagazione nello spazio;
- rifrazione e *shoaling* dovuti alla variabilità spaziale della batimetria e delle correnti;
- diffrazione;
- attenuazione e riflessione causate da correnti opposte alla propagazione del moto ondoso;
- trasmissione e riflessione contro gli ostacoli.
- I processi di generazione e dissipazione rappresentati sono i seguenti:
  - generazione da vento;
  - dissipazione per *whitecapping*;
  - dissipazione per frangimento indotto dalla profondità;
  - dissipazione per attrito al fondo;
  - interazioni tra onde, sia in acque profonde, sia in acque basse.

SWAN permette di realizzare simulazioni stazionarie o non stazionarie, e può lavorare sia con coordinate piane, cartesiane o curvilinee, sia in coordinate geografiche.

Il modello si basa sull'equazione di bilancio dell'azione dell'onda:

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \nabla \cdot [(\vec{c}_g + \vec{U})N] + \frac{\partial c_\sigma N}{\partial \sigma} + \frac{\partial c_\theta N}{\partial \theta} = \frac{S_{tot}}{\sigma}$$

dove  $N = E/\sigma$  è l'azione dell'onda, definita come rapporto tra la densità di energia e la frequenza angolare relativa,  $\vec{c}_g$  è la celerità di gruppo,  $\vec{U}$  è la velocità della corrente,  $c_\sigma$  e  $c_\theta$  sono le velocità di propagazione nel dominio spettrale  $(\sigma, \theta)$ . La parte destra dell'equazione contiene il termine  $S_{tot}$  ovvero, il termine sorgente che tiene conto di tutti quei processi fisici che forniscono, dissipano o ridistribuiscono l'energia del moto ondoso.

Il termine  $S_{tot}$  viene ricavato come somma di sei contributi:

$$S_{tot} = S_{in} + S_{nl3} + S_{nl4} + S_{ds,w} + S_{ds,b} + S_{ds,br}$$

Questi termini rappresentano, rispettivamente, l'input di energia fornita dal vento, il trasferimento non-lineare di energia dovuto alle triplette e alle quadruplette, e le perdite di

---

<sup>2</sup> Vedi Holthuijsened al. 1993; Ris, 1997.

energia dovute al *whitecapping*, allo sforzo al fondo e al frangimento indotto dalla profondità (vedi schema in Figura 7-1).

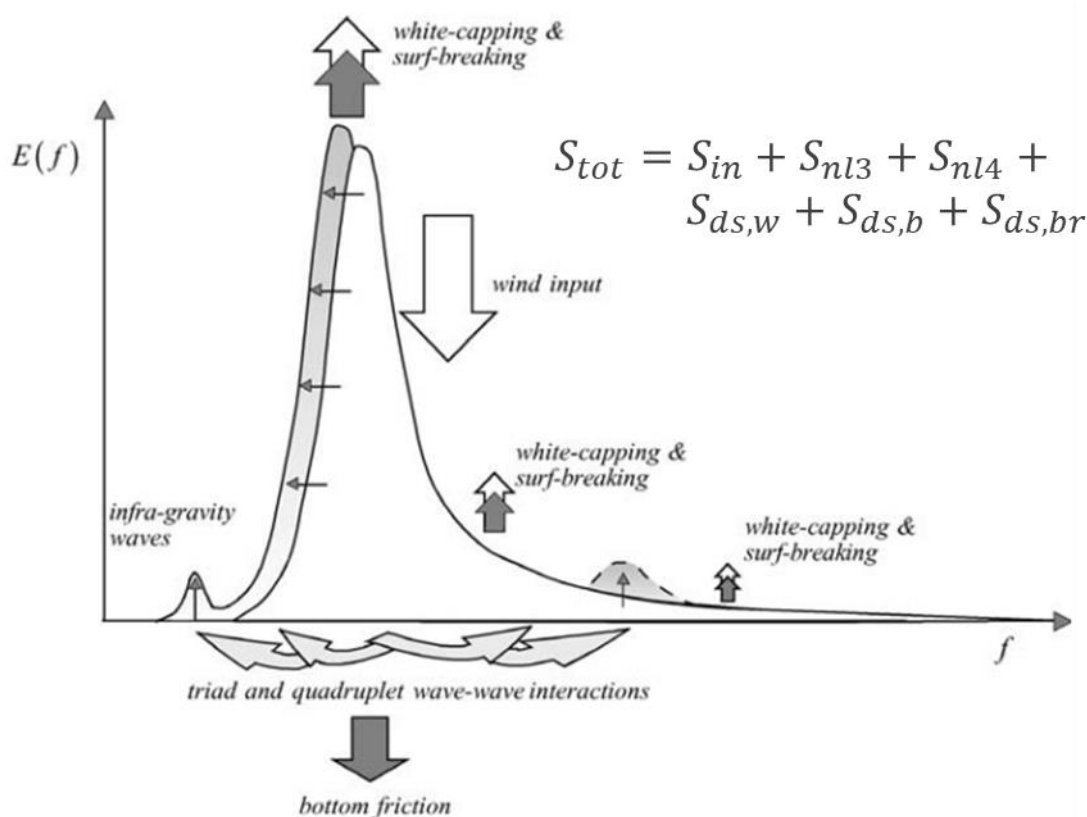


Figura 7-1: Schema dei termini sorgente che intervengono per fornire, dissipare e ridistribuire l'energia nello spettro di frequenza (5)

## 7.2 IMPOSTAZIONE DEL MODELLO

### 7.2.1 GRIGLIE DI CALCOLO

La prima indispensabile impostazione precipua a qualsiasi altra azione è stata quella di definire griglie rettangolari del modello di calcolo, che meglio si adattano alla batimetria ed alla linea di costa.

Sono state utilizzate tre griglie innestate, una griglia più ampia con risoluzione di 100 m, una intermedia con risoluzione 25 m ed una di dettaglio con risoluzione di 10 m (Figura 7-2 e Figura 7-3).

### 7.2.2 BATIMETRIA

La batimetria del modello è stata ricavata unendo la batimetria EMODnet (paragrafo 4.1) con quella del rilievo batimetrico di dettaglio eseguito *ad-hoc* (2023) per l'intervento, che ha evidenziato una profondità massima di circa 13 m.

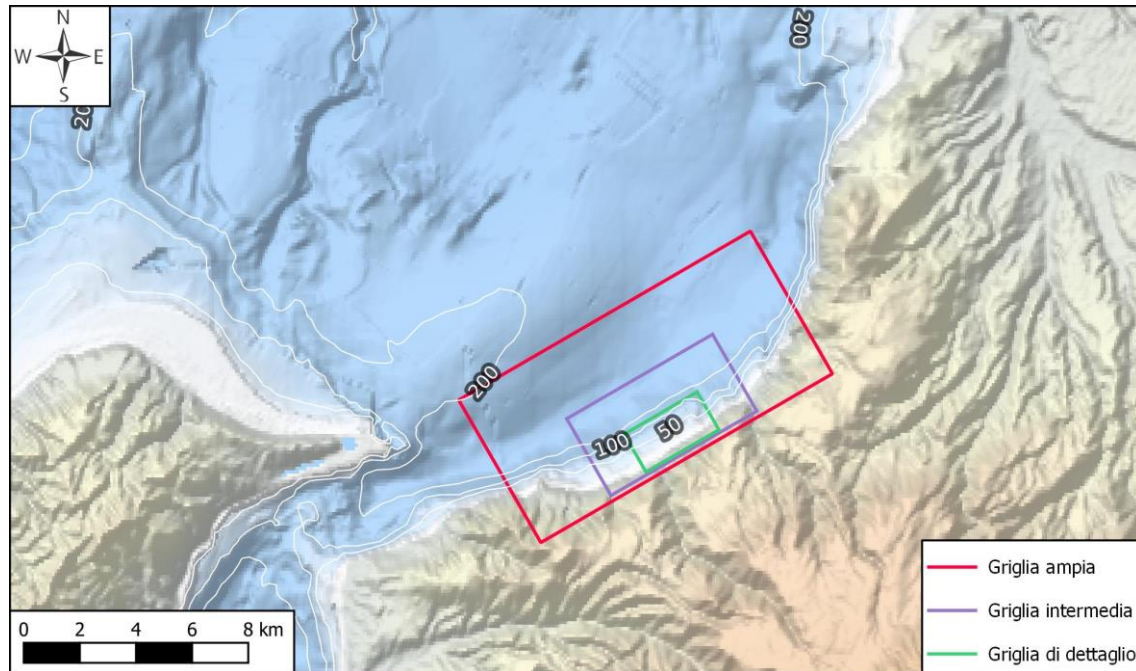


Figura 7-2: Localizzazione dominio di calcolo. I contours bianchi ed i relativi numeri sono riferiti alla batimetria del fondale.

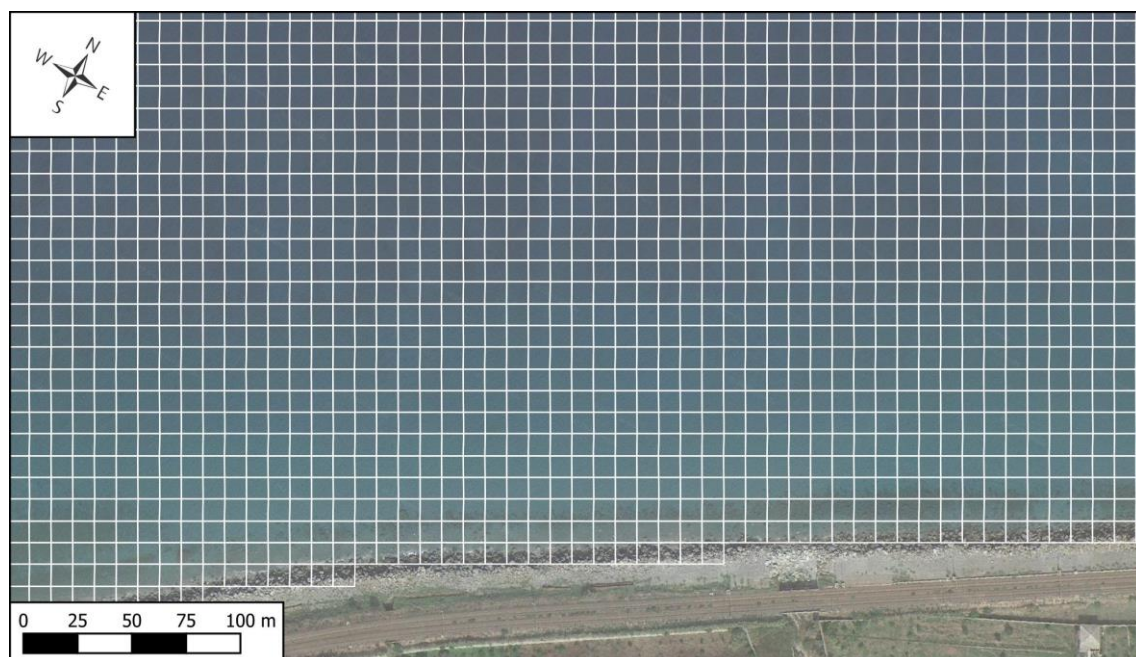


Figura 7-3: Dettaglio griglia (10x10 m) di calcolo in prossimità dell'area di interesse



### 7.2.3 CONDIZIONI AL CONTORNO

Le simulazioni sono state condotte per i tempi di ritorno ( $T_r$ ) di 1, 10, 50 e 100 anni, considerando la direzione di provenienza del moto ondoso pari a  $300^\circ N$ , la direzione dominante come riportato al paragrafo 5. I dati di input per le simulazioni sono riassunti in Tabella 7-1.

Il periodo di picco dell'onda è stato stimato mediante la seguente relazione, valida per lo spettro JONSWAP medio:

$$T_p = \sqrt{\frac{H_s}{0.049}}$$

Codice	$T_r$ (anni)	$H_s$ (m)	$T_p$ (s)	Dir ( $^\circ N$ )
A001	1	4.64	9.73	300
A010	10	6.89	11.86	300
A050	50	8.49	13.16	300
A100	100	9.19	13.69	300

Tabella 7-1: Dati di input forniti al modello SWAN

### 7.2.4 PUNTI DI OSSERVAZIONE

Al fine di estrarre i risultati dettagliati in corrispondenza del piede dell'opera in progetto sono stati disposti una serie di punti di controllo con interasse regolare di 25 m (Figura 7-4). I risultati ottenuti in corrispondenza di tali punti sono poi stati utilizzati per il dimensionamento dell'opera (vedi Capitolo 8).

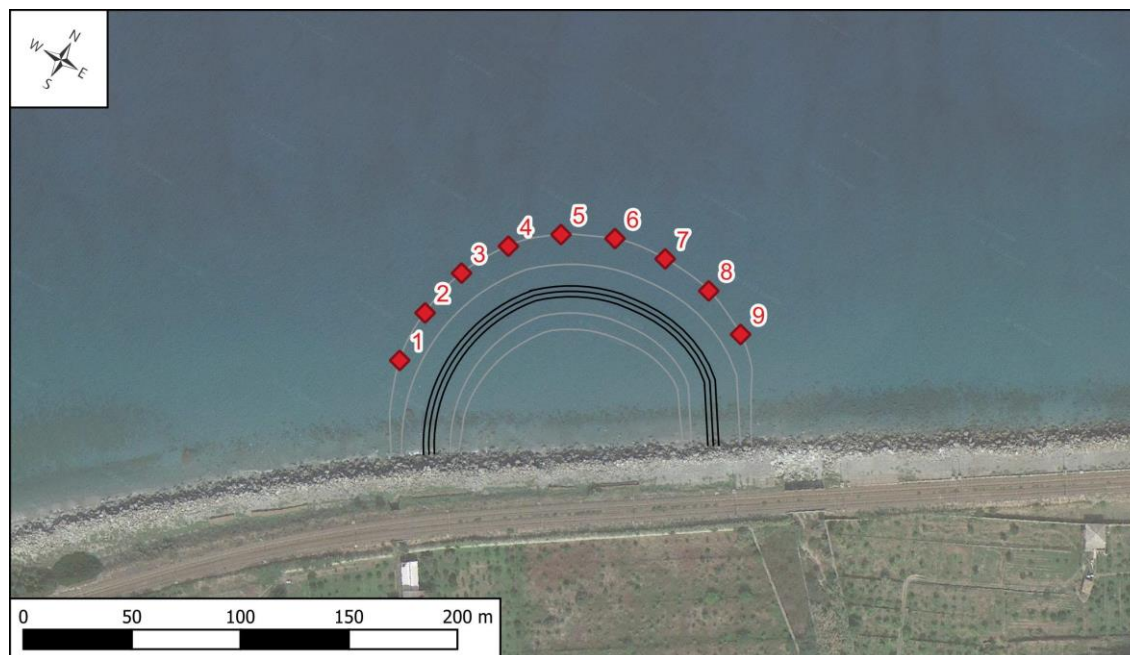


Figura 7-4: Punti di osservazione modello numerico SWAN

### 7.3 ANALISI DEI RISULTATI

In Figura 7-5, Figura 7-6 e Figura 7-7 sono mostrate le mappe di altezza d'onda significativa ricavate per le simulazioni con tempo di ritorno ( $T_r$ ) rispettivamente 1, 10, 50 e 100 anni.

I campi d'onda, a causa delle batimetrie medio-alte subiscono un effetto rifrattivo minimo rispetto alla condizione a largo: la direzione è affetta dall'effetto dei fondali (c.d. acque di trasformazione) in zona molto prossima alla linea di costa.

Come è possibile vedere, per i tempi di ritorno più alti il frangimento delle onde inizia a profondità maggiori quindi l'onda che si propaga dal largo verso la costa dissipa più energia e di conseguenza l'effetto di attenuazione, inteso come rapporto tra altezza d'onda al largo e altezza d'onda al paraggio, risulta maggiore.

Per il tempo di ritorno 1 anno (Figura 7-5) in corrispondenza del piede dell'opera in progetto si raggiungono altezza d'onda significativa sino a circa 3.8 m, quindi di poco attenuata rispetto al corrispondente valore al largo, mentre per i tempi di ritorno di 10 anni (Figura 7-6), 50 anni (Figura 7-7) e 100 anni (Figura 7-8) si raggiungono valori sino a 4.8 m, 5.4 m e 5.6 m rispettivamente.

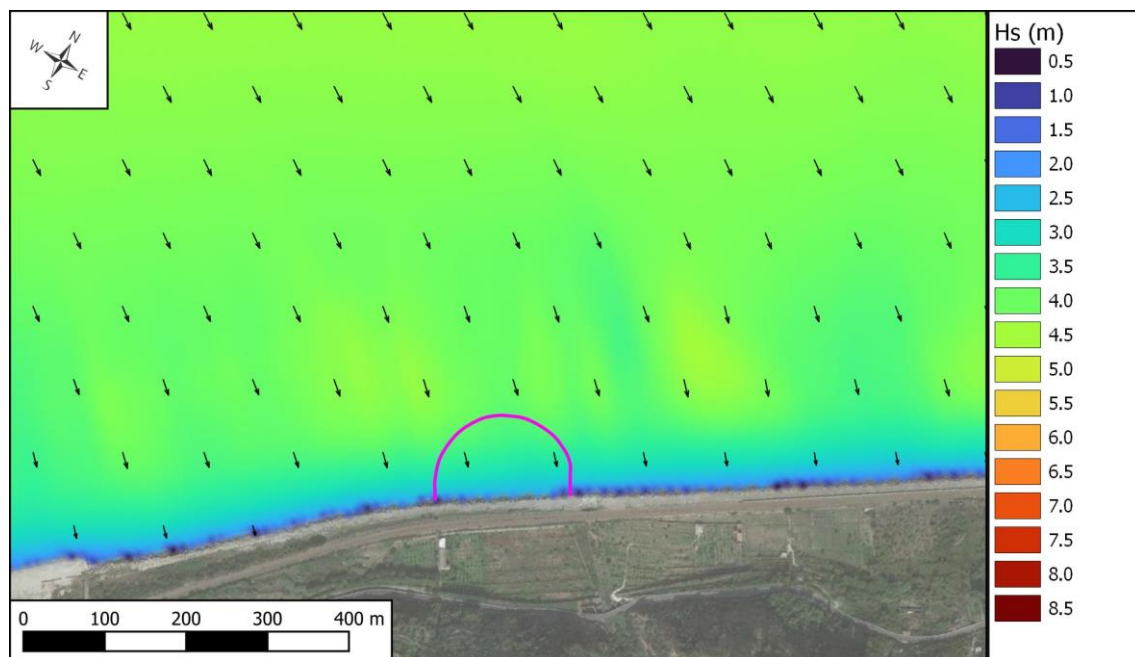
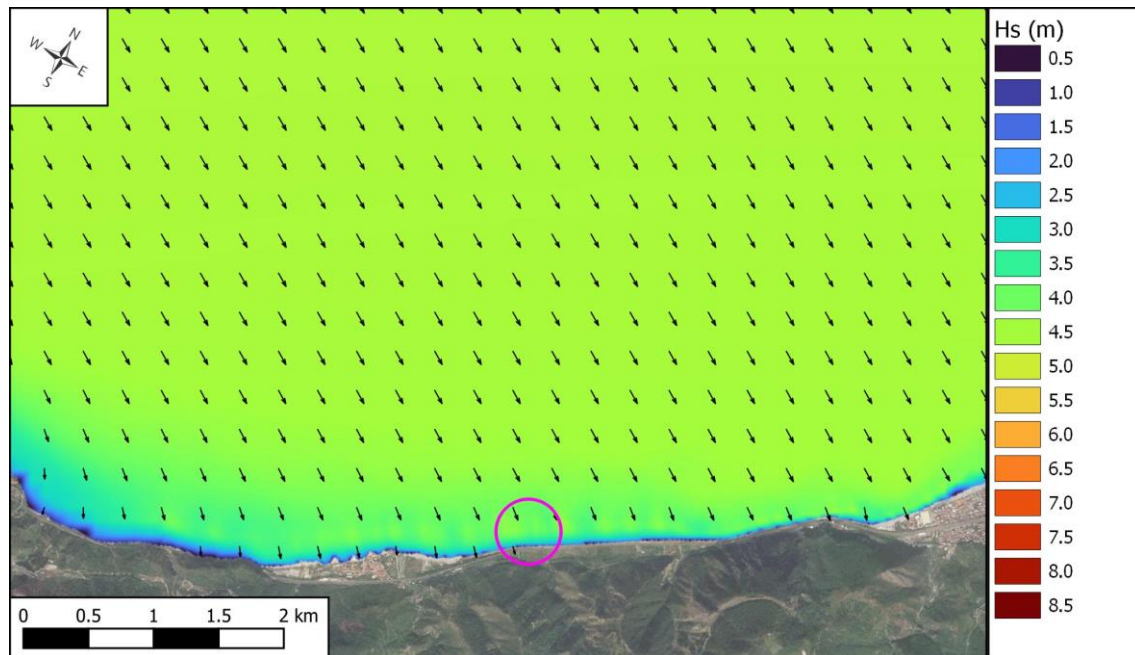


Figura 7-5: Propagazione del moto ondoso dal largo sino alla costa - Simulazione A001  
(Tr 1 anno – Hs=4.64 m – Tp=9.73 s – Dir=300°N)



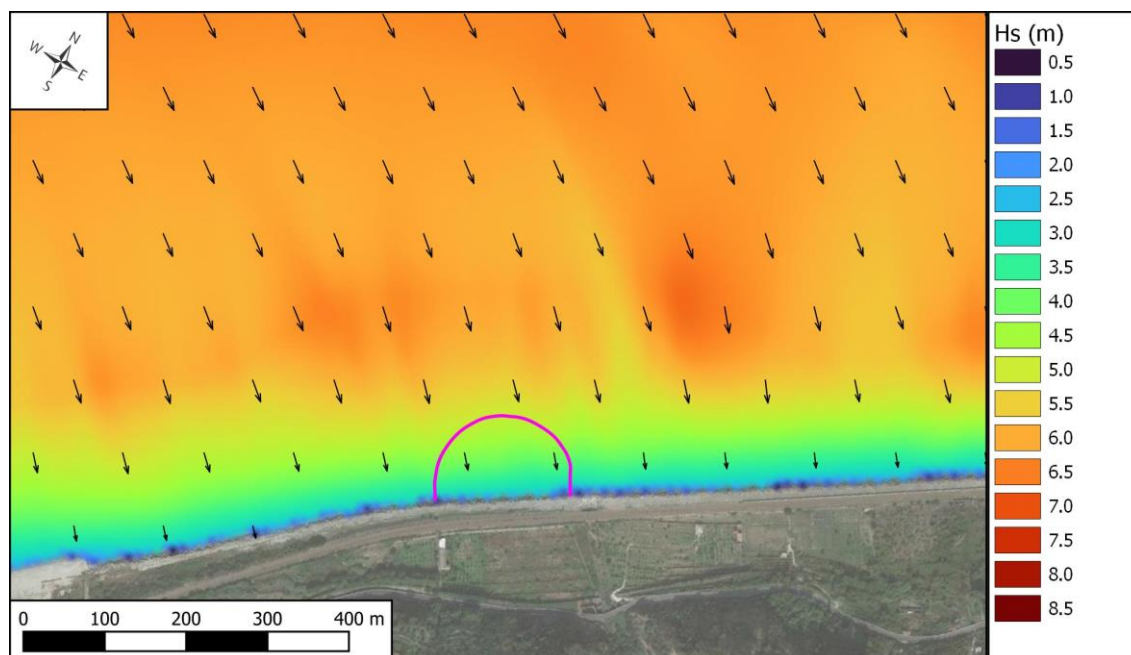
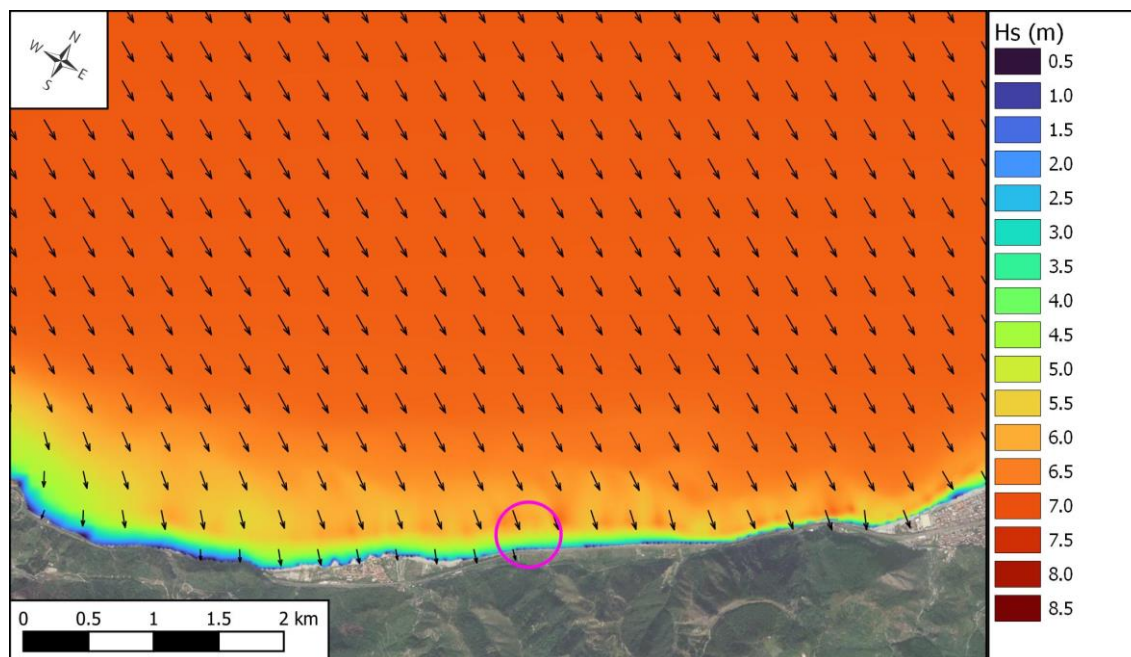


Figura 7-6: Propagazione del moto ondoso dal largo sino alla costa - Simulazione A010  
(Tr 10 anni – Hs=6.89 m – Tp=11.86 s – Dir=300°N)

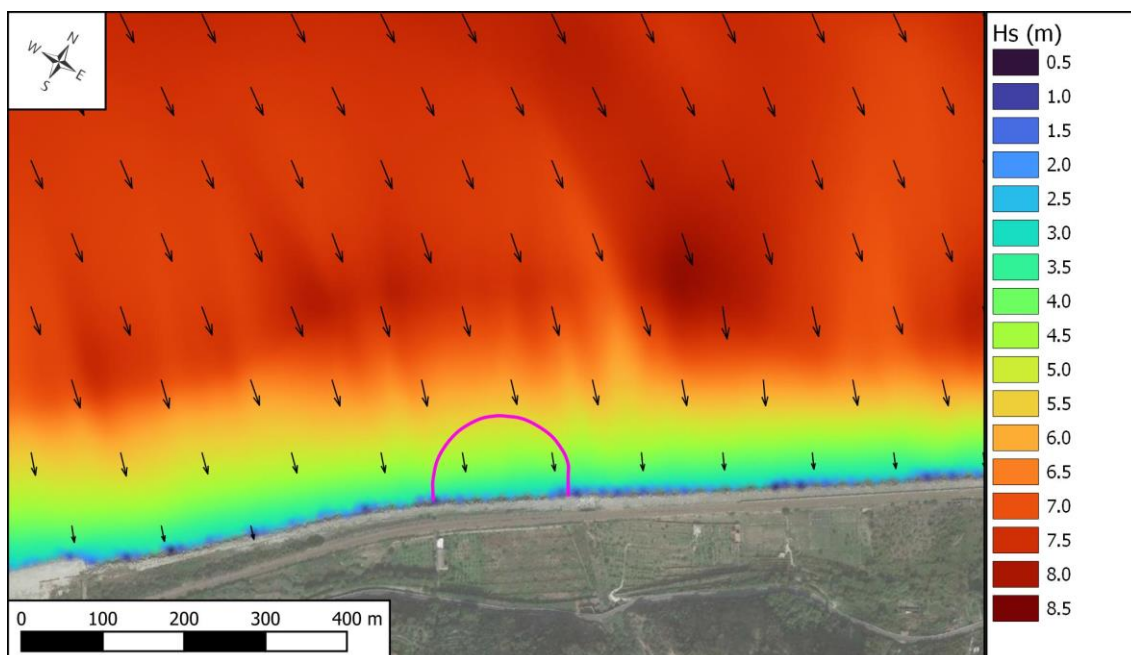
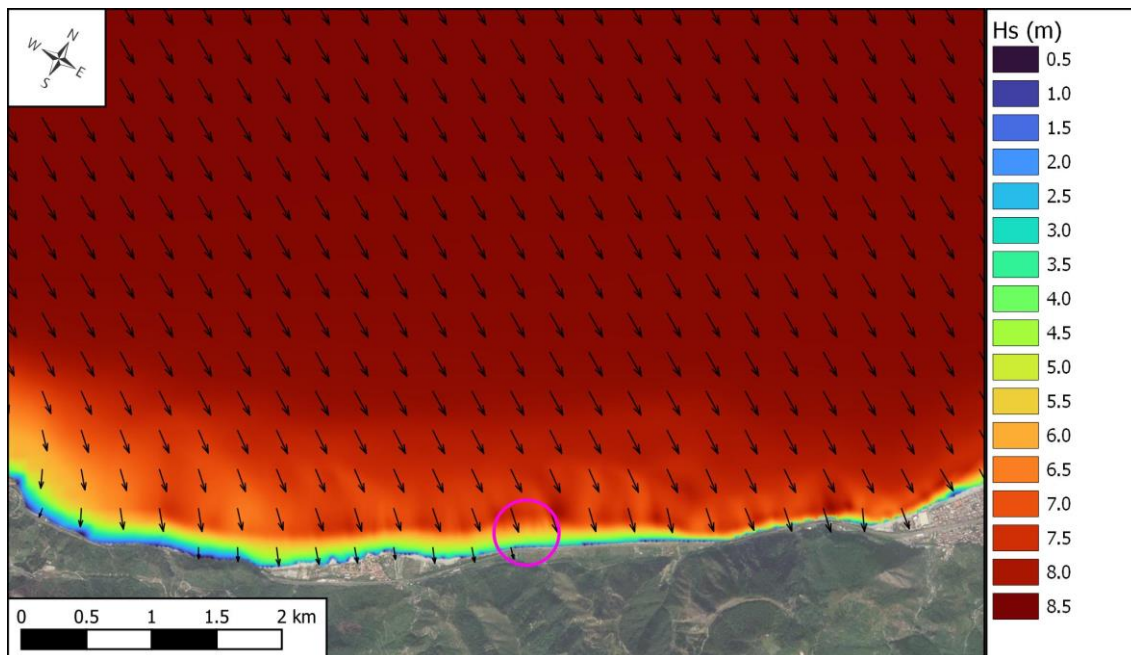


Figura 7-7: Propagazione del moto ondoso dal largo sino alla costa - Simulazione A050  
(Tr 50 anni – Hs=8.49 m – Tp=13.16 s – Dir=300°N)

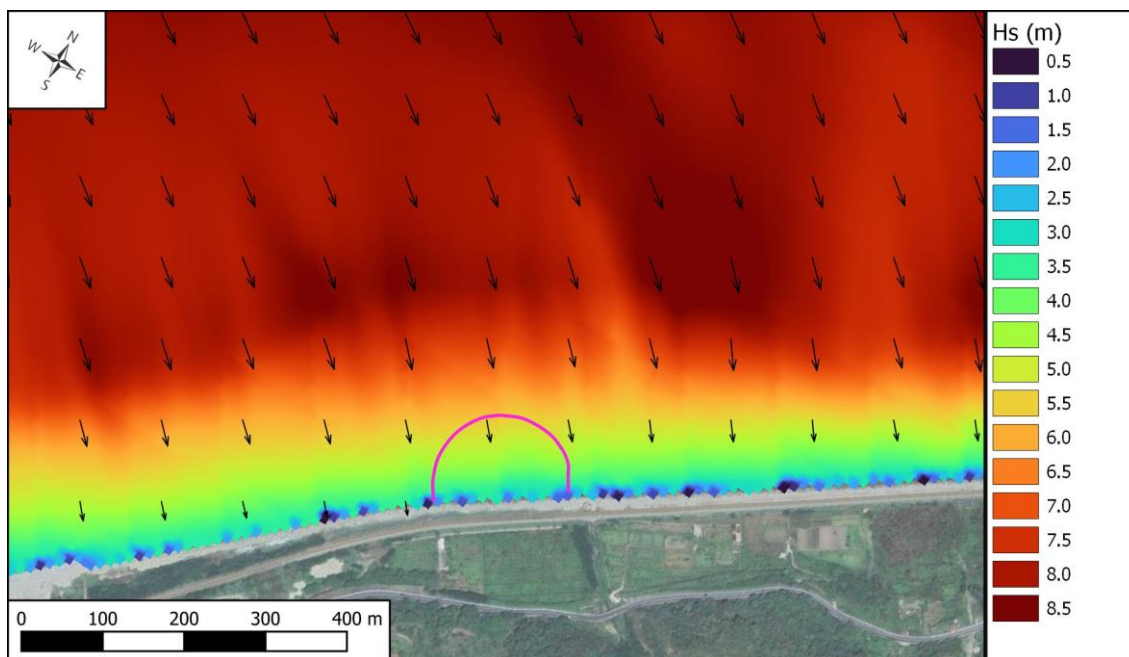
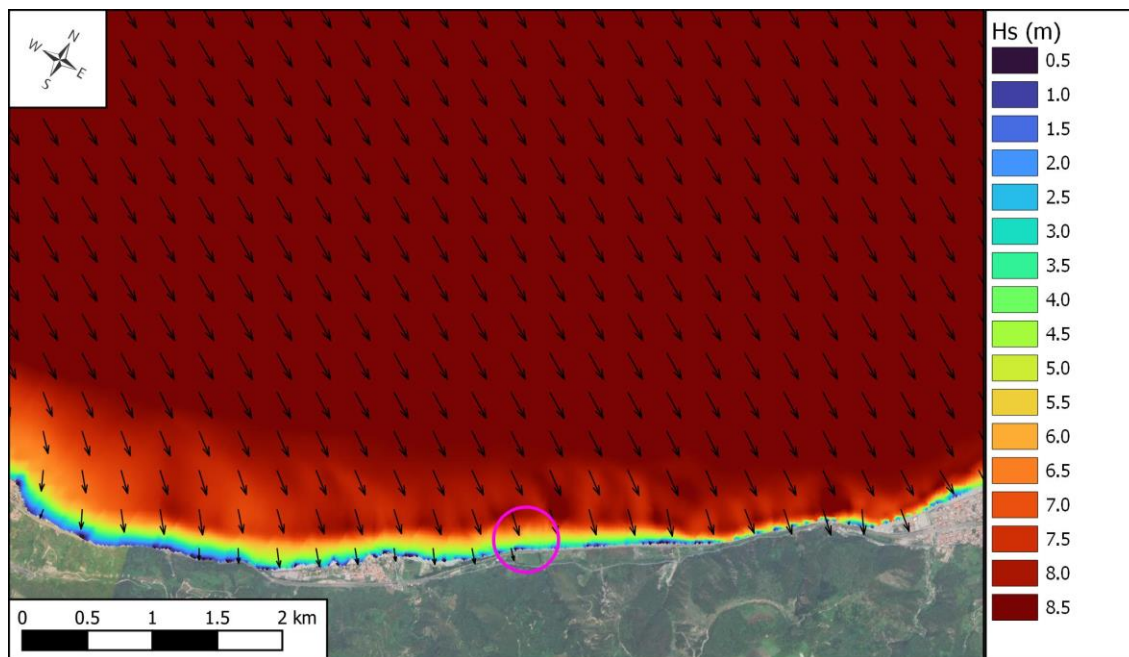


Figura 7-8: Propagazione del moto ondoso dal largo sino alla costa - Simulazione A100  
(Tr 100 anni – Hs=9.19 m – Tp=13.69 s – Dir=300°N)



## 8 OPERA A MARE: POSSIBILI SOLUZIONI PROGETTUALI

La particolarità delle opere in progetto ha posto da subito una sfida concettuale sulle possibili scelte costruttive da adottarsi nel caso di una presa a mare di un impianto di pompaggio come quella in questione. Ad oggi l'unico impianto di pompaggio alimentato da acqua di mare è infatti quello di Yanbaru, sull'isola di Okinawa in Giappone, che prevede un'opera di presa costituita da una vasca in fregio alla linea di costa difesa da una barriera di tetrapodi (Figura 8-1).



Figura 8-1: Immagine dell'installazione di Yanbaru, sull'isola di Okinawa in Giappone. Ad oggi l'unico impianto di pompaggio alimentato da acqua marina [fonte Hitachi Review Vol. 47 (1998)]

Volendo esaminare ulteriori alternative progettuali, sono state considerate altre tipologie di presa, usate principalmente nei desalinizzatori, che per analogia ben si attagliano al caso di specie.

Le opere di presa a mare si possono, quindi, suddividere in due tipologie:

- presa diretta in acque profonde;
- presa diretta vicino alla costa.

La presa diretta in acque profonde può essere fatta sia mediante una condotta sottomarina interrata (soluzione più utilizzata) sia mediante una condotta da installare su un pontile o su di un molo.

La presa diretta vicino alla costa può essere effettuata in siti che per natura sono caratterizzati da moto ondoso incidente poco energetico, o protetti artificialmente da opere di difesa.

In ogni caso l'opera in progetto deve rispondere, dal punto di vista tecnico, a diversi aspetti inderogabili, tra cui:

- proteggere l'opera di presa dal moto ondoso, per garantirne la durabilità;
- garantire la portata in aspirazione, che nella fase di picco raggiunge 47 m<sup>3</sup>/s;

- garantire che l'acqua aspirata abbia una concentrazione di sedimenti in sospensione molto bassa per assicurare la durabilità dei gruppi ternari (pompe e turbine);
- minimizzare l'interferenza con il trasporto longitudinale dei sedimenti marini;
- inibire (per motivi di sicurezza) l'accesso a natanti e alla balneazione nell'area dell'opera di presa;
- garantire la sicurezza alla navigazione nell'area.

Inoltre, considerando la presenza della foce di due corsi d'acqua nei pressi dell'opera di presa, il Torrente Mancusi a NE dell'opera ed un compluvio minore a SW (Figura 8-2), l'opera di difesa prevista deve essere tale da: i) non ostacolare lo sbocco a mare dei suddetti corsi d'acqua; ii) non impattare sul rischio idraulico; iii) evitare che i sedimenti trasportati dal torrente e dal compluvio vengano aspirati dall'opera di presa; iv) evitare l'interrimento dell'opera di presa.

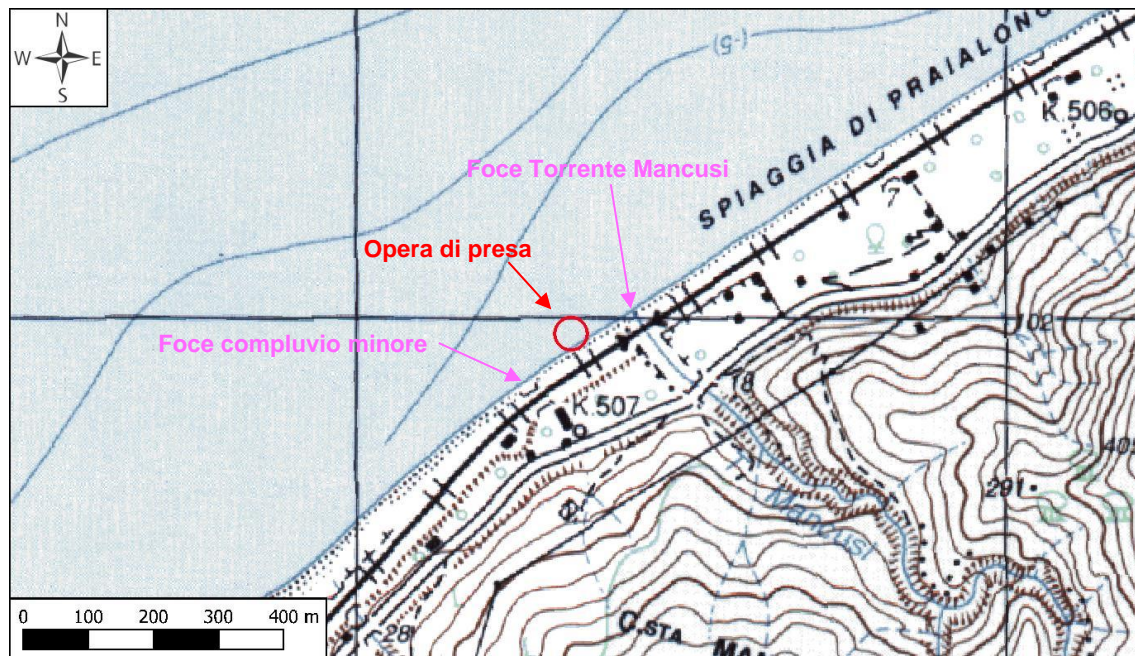


Figura 8-2: Ubicazione opera di presa su carta IGM in scala 1:25.000

Nelle seguenti pagine sono espone le due soluzioni progettuali considerate (paragrafo 8.1 e 8.2), presentando sinteticamente i punti caratterizzanti le possibili alternative per poi procedere (paragrafo 8.3) ad una scelta oggettiva basata su tre criteri guida (ambientale, funzionale/operativo ed economico) ed infine delle considerazioni complessive della soluzione prescelta (paragrafo 8.4)



## 8.1 IPOTESI A – BACINO PROTETTO DA DIGA FRANGIFLUTTI

Il primo *layout* considerato prevede di realizzare l'opera di presa/scarico vicino alla costa e di proteggerla mediante un'opera a gettata (i.e., scogliera a massi naturali).

Il fattore principale che porta a suggerire questa soluzione per il caso in oggetto è l'esigenza di ridurre il più possibile la lunghezza della condotta di approvvigionamento. La realizzazione di una condotta avente diametro interno di ~4.2 m richiede costi ingenti per la realizzazione degli scavi, che devono necessariamente essere protetti mediante opere di sostegno. La realizzazione dell'opera di presa vicino alla costa, inoltre, garantisce una maggiore facilità di monitoraggio dell'opera stessa e la possibilità di effettuare interventi di manutenzione anche in condizioni di mare avverse. Nel sito di intervento, considerando le caratteristiche del clima ondoso, risulta essenziale la realizzazione dell'opera di difesa per poter ipotizzare la costruzione dell'opera di presa/scarico vicino alla costa. Senza l'opera di difesa, infatti, le mareggiate comprometterebbero l'opera idraulica in breve tempo.

Il dimensionamento dell'opera di difesa ha tenuto conto di diversi aspetti riportati in premessa di capitolo (i.e., protezione dal moto ondoso).

La soluzione scelta, ritenuta la migliore per soddisfare le diverse esigenze sopra elencate, considerate come inderogabili, è costituita da una scogliera soffolta di forma semi-ellittica che si radica a terra raccordandosi con la scogliera radente esistente, andando a delimitare un bacino di calma chiuso su tutti i lati.

La barriera ipotizzata ha sezione omogenea, costituita da:

- elementi di 4<sup>a</sup> categoria con massa compresa tra 8-12 t;
- paramento verso il largo con inclinazione 1:2, mentre quello verso terra ha una scarpa 2:3;
- coronamento con un'estensione lineare di circa 220 m, una larghezza pari a 5 m, posto ad una quota di +5.00 m s.l.m. (Figura 8-3, Figura 8-4, Figura 8-5).

La sezione omogenea garantisce un'elevata permeabilità, indispensabile per il funzionamento dell'opera di presa durante le fasi di aspirazione; infatti, poiché il bacino delimitato dalla scogliera non ha una significativa capacità di invaso, è indispensabile che la portata che filtra attraverso la barriera stessa compensi, istante per istante, quella aspirata dall'impianto; in caso contrario, l'opera di presa non potrebbe funzionare a massimo regime e quindi la barriera costituirebbe un fattore limitante per il funzionamento dell'intero impianto.

L'utilizzo di massi naturali piuttosto che elementi artificiali quali tetrapodi, dolos, ecc. permette di limitare l'impatto visivo dell'opera in progetto, che va a confondersi con l'esistente difesa radente, anch'essa costituita da massi naturali.

Il *layout* della barriera è stato studiato cercando un compromesso ottimale tra la necessità di limitare il più possibile le dimensioni dell'opera, in modo da renderla meno impattante possibile, e quello di garantire il funzionamento ottimale dell'opera di presa. Affinché l'opera di presa funzioni correttamente durante la fase di aspirazione è indispensabile che il livello idrico nel bacino protetto non scenda al di sotto di un certo valore soglia

(soglia critica) e per garantire ciò, la portata filtrante, proporzionale all'estensione lineare della barriera ed al dislivello tra il livello idrico in mare e nel bacino protetto, deve compensare la portata aspirata dall'opera di presa. Tenuto conto del più basso livello di marea atteso in mare aperto (-0.63 m s.l.m per il tempo di ritorno 100 anni), della portata di aspirazione di progetto e della permeabilità della scogliera, si è stimata l'estensione della barriera in modo da garantire, con un buon margine di sicurezza, che il livello nel bacino protetto si mantenga superiore alla soglia critica.

Tenuto conto della suddetta esigenza e dei vincoli all'estensione longitudinale dell'opera sui lati NE e SW (presenza delle foci del Torrente Mancusi e di un altro corso d'acqua minore), si è lavorato sulla forma della barriera.

È stata scelta una forma di tipo ellittico perché appare senza dubbio migliore dal punto idrodinamico rispetto ad una forma squadrata; la forma ellittica, infatti, "accompagna" gradualmente la deviazione della corrente litoranea, ottenendo l'effetto di minimizzare l'estensione delle zone di ristagno e quindi permette di limitare al massimo l'interruzione del trasporto solido longitudinale. Per maggiori dettagli si rimanda al capitolo 11 dove sono descritte le analisi idro-morfodinamiche condotte per valutare come la realizzazione dell'opera può interferire con campo di velocità ed il trasporto di sedimenti.

Si vuole evidenziare che l'intervento si colloca in un litorale già modificato e irrigidito in modo permanente dal punto di vista geomorfologico, essendo questo protetto da una barriera radente che si estende per circa 3 km (vedi capitolo 2). L'opera di difesa in progetto sarà realizzata in massi naturali con caratteristiche simili a quelle della barriera esistente e con una quota di coronamento simile (+5 m s.l.m.); quindi, si inserirà nel contesto di intervento coerentemente con le altre opere esistenti.

L'opera di presa è costituita da una vasca (sottomarina) in c.a. a sezione orizzontale interna 10 x 20 m e altezza 6.8 m. Sopra la vasca di presa verranno disposti dei piccoli tetrapodi per evitare, in ogni caso, che il personale non autorizzato riesca ad avvicinarsi all'opera di presa. In alternativa ai tetrapodi è possibile ipotizzare una gabbia anti-intrusione in acciaio inox.



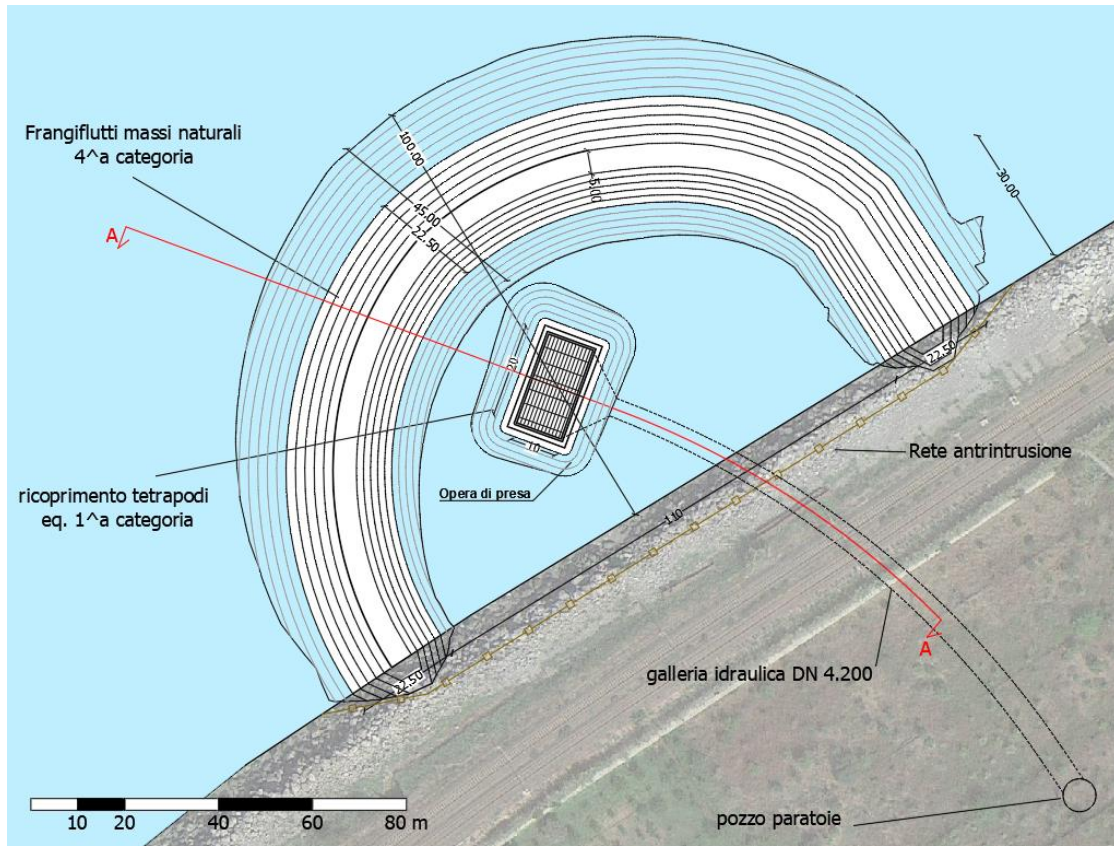


Figura 8-3: Planimetria dell'opera di presa

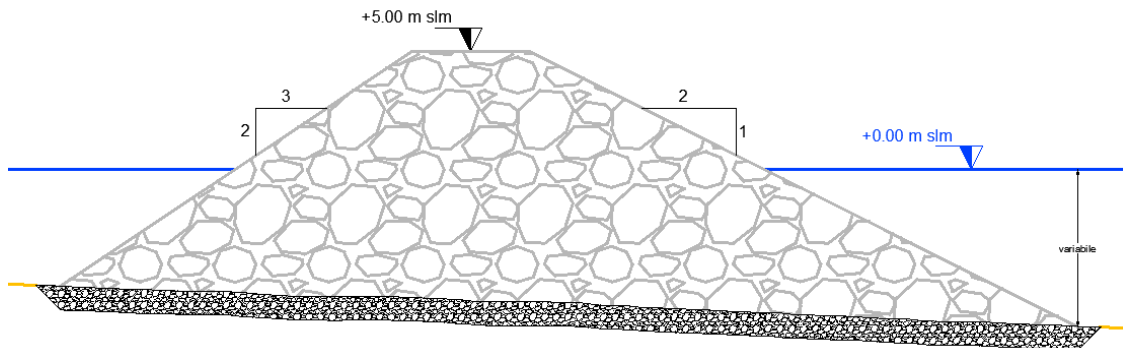


Figura 8-4: Sezione tipo dell'opera di difesa

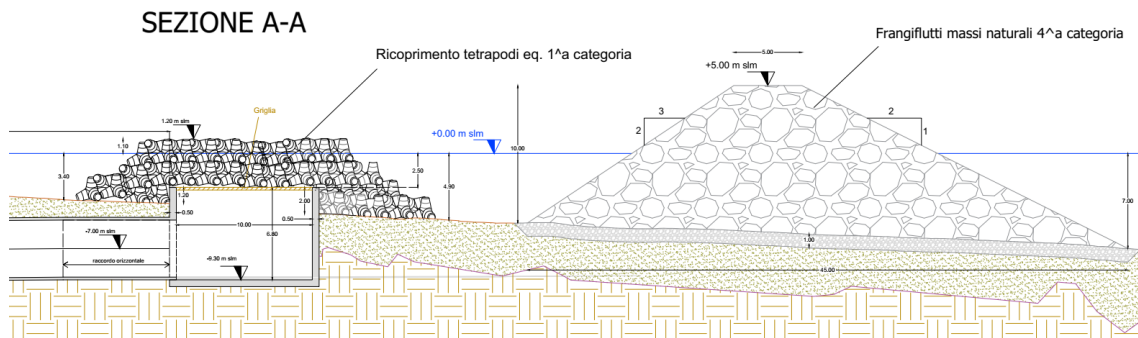


Figura 8-5: Sezione tipo dell'opera di difesa

## 8.2 IPOTESI B – CONDOTTA SOTTOMARINA

Questa tipologia di soluzione è frequentemente utilizzata per le opere di presa dei desalinizzatori, o per gli scarichi a mare, ed è costituita da una condotta che si estende verso largo sino ad una profondità da determinare in funzione di un serie di criteri che verranno qui di seguito elencati. Questa condotta termina con un'opera di testata caratterizzata da un diametro maggiore di quello della condotta, protetta mediante una griglia, come mostrato in Figura 8-6 e Figura 8-7.

A seconda delle caratteristiche batimetriche e del clima ondoso del sito, la condotta può essere posata sul fondo, interrata o parzialmente interrata. Le condotte che attraversano la zona dei frangenti devono essere interrate ad una profondità maggiore di quella che potrebbe essere prodotta dall'erosione durante la vita di servizio della condotta (6); in alternativa, la condotta può essere ricoperta con due o più strati di pietrame che la proteggano dall'azione del moto ondoso.

L'opera di testata deve essere posizionata fuori dalla zona costiera (vedi paragrafo 5.2.3) per evitare di aspirare i sedimenti movimentati dal moto ondoso. La griglia di presa deve essere rialzata di almeno 2-3 m dal fondo per evitare che il flusso indotto durante le fasi di pompaggio possa movimentare ed aspirare sedimenti; allo stesso tempo deve trovarsi ad una profondità tale per cui, anche durante il passaggio del cavo dell'onda, risulti sommersa di qualche metro al fine di evitare di aspirare aria. La struttura deve essere calcolata per sopportare le sollecitazioni indotte dal moto ondoso, che diminuiscono in funzione della profondità di installazione dell'opera.

Per quanto riguarda la griglia di presa, in letteratura viene suggerito di dimensionarla affinché la velocità in ingresso non superi 0.2°m/s, sia per garantire la sicurezza della balneazione, sia per limitare l'aspirazione dei pesci.

In virtù di queste considerazioni, tenendo conto anche di quanto discusso nel paragrafo 5.2.2, per il caso in progetto è stato stimato che l'opera di testata dovrebbe essere posta ad una profondità di almeno 15 m. La griglia di presa/scarico, ipotizzata di forma cilindrica, dovrebbe avere diametro di 12 m e un'altezza di 6 m. Nel nostro caso, come specificato nel paragrafo 4.1, la presenza di un fondale a debole pendenza (circa 4,5 %) fa sì che tali profondità si possono trovare solamente a ~300 m dalla costa, ovvero molto distanti da essa e pertanto prossime ad eventuali banchi di *Posidonia oceanica*.

Sempre relativamente alla soluzione della condotta occorre fare delle considerazioni ulteriori. È fondamentale tenere a mente che la condotta in progetto ha un diametro interno di 4.2 m, quindi, è molto più grande delle condotte tipicamente utilizzate nei desalinizzatori o negli scarichi a mare, questo aspetto comporta delle notevoli complicazioni sulle modalità costruttive. Le dimensioni della condotta e le caratteristiche del clima ondoso del sito sono tali per cui ipotizzare una profondità di posa che garantisca ricoprimento di sedimenti maggiore di quello movimentabile dalle mareggiate appare tecnicamente ed economicamente non percorribile. Di conseguenza, risulterebbe indispensabile in questo caso proteggere la condotta con massi, almeno nel tratto più vicino alla costa.

Ipotizzando di disporre un triplo strato di massi di 4<sup>a</sup> categoria sopra la condotta (vedi sezione tipo di posa in Figura 8-9) si andrebbe a realizzare, di fatto, un pennello ortogonale alla costa, alto circa 4.5 m rispetto alla calotta della condotta. Quindi, indicativamente, la protezione della condotta dovrebbe estendersi almeno sino al limite della zona litoranea (vedi paragrafo 5.2.3) che si stima si trovi sulla profondità 6-8 m, quindi ad una distanza dalla costa di 85-125 m.

In pratica, la mantellata di protezione della condotta andrebbe a costituire un pennello trasversale alla costa, emergente in corrispondenza del radicamento a terra e soffolto andando verso il largo. Il pennello avrebbe un'estensione trasversale di circa 100 m, quasi coincidente quella della barriera mostrata nel paragrafo 8.1 (Figura 8-8).

Per la sicurezza della navigazione occorrerebbe quindi segnalare opportunamente la scogliera e l'opera di testata (i.e., boe segnalatrici).

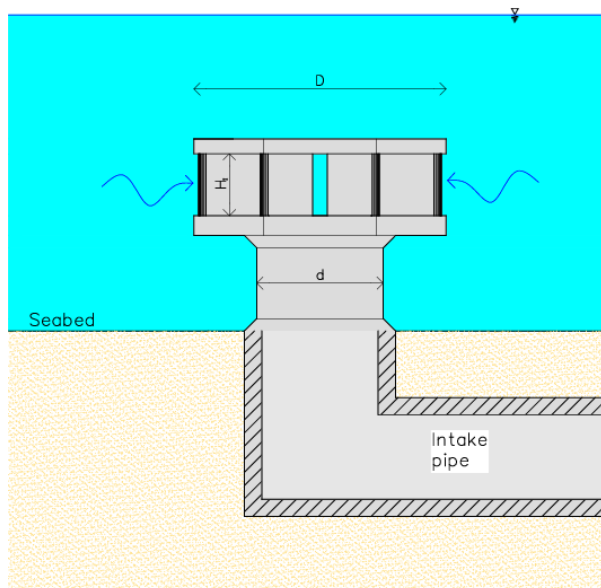


Figura 8-6: Schema condotta di presa (7)



Figura 8-7: Esempio griglia di presa

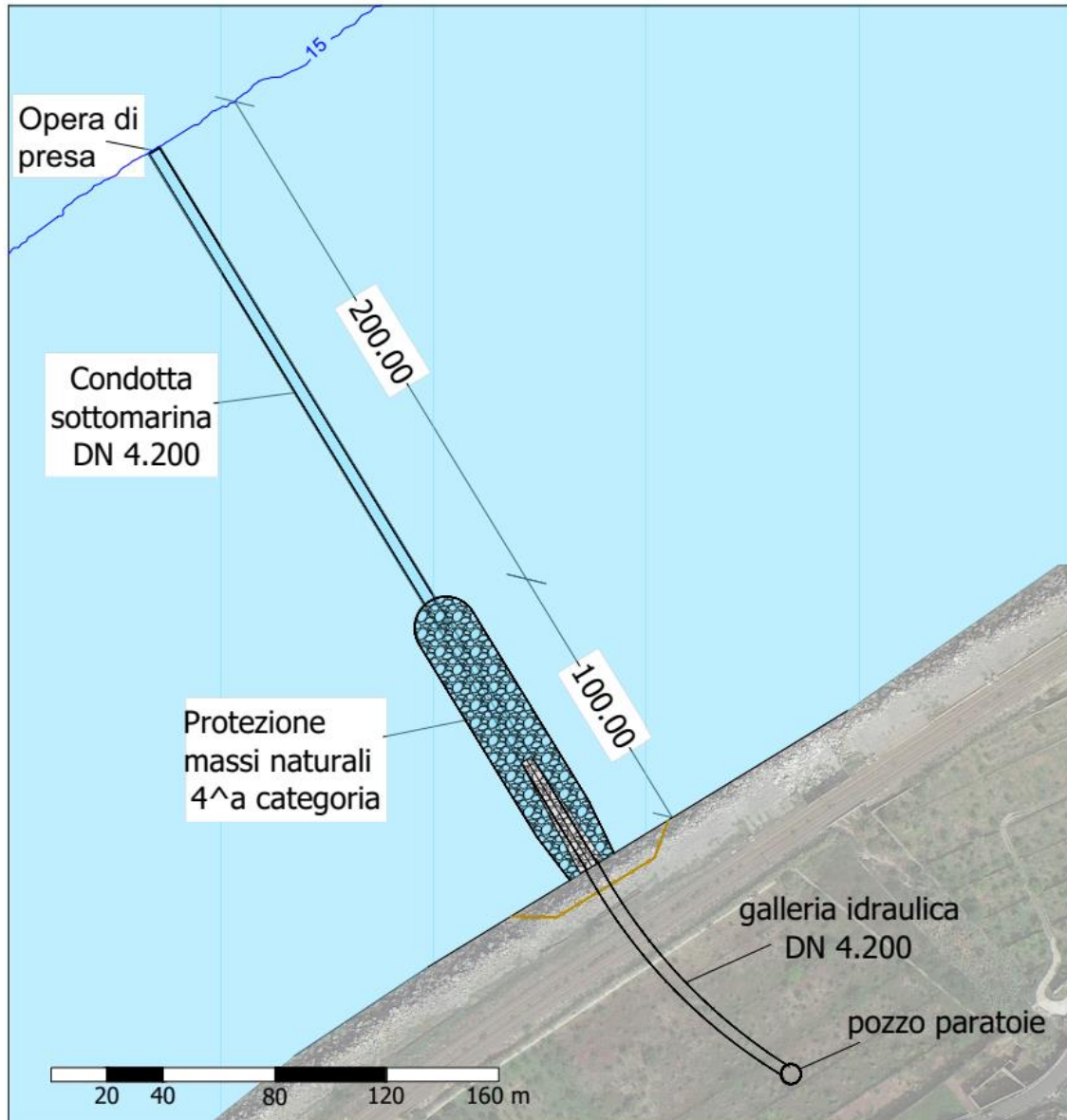


Figura 8-8: Planimetria dell'opera di presa – Soluzione B



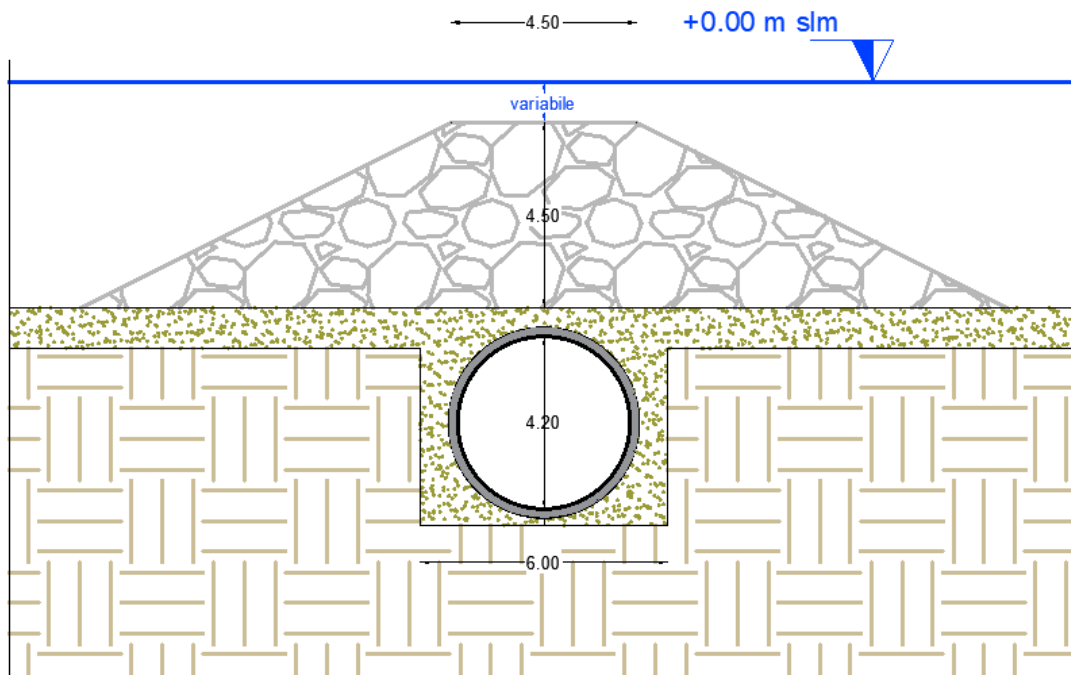


Figura 8-9: Sezione tipo di posa - Soluzione B

### 8.3 VALUTAZIONE DELLE ALTERNATIVE PROGETTUALI

La scelta tra le alternative progettuali proposte è stata fatta applicando un sistema quantitativo di valutazione delle alternative *-scoring-* che considera criteri non direttamente monetizzabili. Tale approccio, pur non superando la critica di soggettività della attribuzione dei punteggi ai singoli criteri ed ai pesi (che consentono la generazione di un indice unitario rappresentativo dello scoring finale), attraverso l'utilizzo di un'Analisi Multicriteria contribuisce a rendere trasparenti le scelte del valutatore e consente di osservare le scelte dei punteggi di *stakeholder* eventualmente contrapposti, favorendo il dialogo.

Il confronto tra le alternative è stato quindi sviluppato prendendo in considerazione diversi aspetti e, sulla base di questi, è stato possibile stabilire quale tra le soluzioni analizzate può essere la più adatta al caso in esame.

L'analisi è stata sviluppata attribuendo una serie di punteggi alle diverse voci considerate e in conclusione, l'alternativa progettuale che ha ottenuto il punteggio più alto è risultata essere quella ottimale dal punto di vista qualitativo.

L'analisi multicriteria è stata effettuata sulle due alternative progettuali descritte al Capitolo 8.

La comparazione è stata effettuata prendendo in considerazione n.3 criteri principali:

- criterio ambientale/paesaggistico (peso 50/100);
- criterio funzionale/operativo (peso 30/100);
- criterio economico (20/100).

È utile sottolineare come il proponente abbia fino da subito privilegiato, quale criterio preponderante, quello ambientale e paesaggistico, per poi valutarne la funzionalità ed infine l'aspetto economico.

Ad ogni criterio, sintetico e rappresentativo di tre macroaree di comparazione tra le alternative, è stato assegnato un peso e questi tre criteri sono stati poi riassunti in un giudizio finale che ha attribuito i punteggi complessivi ad ogni singolo scenario/alternativa. Si presentano di seguito i risultati ottenuti sotto forma di tabelle sia per ciascun criterio sia dal punto di vista complessivo.

Dal punto di vista **ambientale/paesaggistico** sono stati considerati i seguenti fattori per valutare gli eventuali impatti delle diverse soluzioni.

1. Distanza da habitat sensibili

Criteri guida: minimo oggetto della struttura dalla costa ossia massima distanza da possibili ambienti marini tutelati.

2. Sicurezza della navigazione

Criterio guida: riconoscibilità dell'opera ed individuazione senza pericoli di interferenza con la navigazione.

3. Sicurezza della balneazione

Criterio guida: capacità di interdizione di accesso all'opera da parte di terzi e impedimento di avvicinamento all'opera di presa.

4. Escavi

Criterio Guida: quantità del materiale movimentato.

5. Interferenze con la dinamica costiera

Criterio guida: potenziali interferenze con la dinamica costiera ottenuto attraverso valutazioni comparative tra le alternative progettuali con modellazione numerica.

6. Aspetti paesaggistici

Criterio guida: inserimento dell'opera in termini di percettibilità della stessa da una visuale *lato mare* e *lato terra*.

La tabella di sintesi (Tabella 8-1) riporta per ogni singola componente il punteggio ottenuto in seguito alle valutazioni effettuate; il punteggio più alto è relativo alla soluzione preferibile.

Come è possibile notare l'alternativa A è preferibile considerando gli aspetti connessi alla sicurezza della balneazione e della navigazione, ai minori escavi e alla distanza da habitat naturali quali *la Posidonia oceanica*. L'alternativa B è preferibile solo dal punto di vista paesaggistico poiché implicherebbe un minore posizionamento di protezione della condotta di imbocco con materiale lapideo. Dal punto di vista della interazione con la dinamica costiera esse paiono *de facto* comparabili. Se è vero che la soluzione B appare più massiccia, la protezione che comunque occorre garantire in corrispondenza delle basse batimetrie dell'opera, costituisce un parziale ostacolo alla deriva litoranea.

Valori relativi al criterio Ambientale/Paesaggistico							
ALTERNATIVA	Distanza da habitat sensibili	Sicurezza della navigazione	Sicurezza della balneazione	Escavi	Interferenze con la dinamica costiera	Aspetti paesaggistici	Totale
A	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	0,60	42,25
B	0,60	0,75	0,75	0,65	0,70	1,00	37,63
Pesi % relativi	20%	15%	15%	15%	15%	20%	100%
Peso Criterio	50/100						

Tabella 8-1: tabella sinottica dei valori relativi in merito ai criteri ambientali. È considerato come preferibile il punteggio più alto.

Per quanto riguarda l'aspetto **funzionale/operativo** (Tabella 8-2) sono state esaminate le possibili criticità legate a:

1. Cantierabilità

Criteri guida: minimizzazione dell'esposizione alle condizioni meteo-marine avverse durante le operazioni e tempistiche di costruzione.

2. Manutenibilità dell'opera

Criterio guida: possibilità di manutenzione dell'opera sia da mare che da terra.

3. Efficienza dell'opera di presa

Criterio guida: capacità di ridurre l'aspirazione di sedimento in sospensione, presenza di un bacino di calma che funga da ulteriore sicurezza in tal senso.

4. Necessità di reperimento di materiale lapideo



Criterio guida: necessità legate all'approvvigionamento di materiale lapideo, il suo trasporto e messa in opera.

Come è possibile notare l'alternativa A è preferibile per gli aspetti connessi alla cantierabilità, manutenibilità ed efficienza dell'opera di presa. L'alternativa B, invece, imporrebbe l'esigenza di una maggiore protezione degli escavi per consentire la costruzione della trincea di allettamento della condotta di imbocco fino alla batimetrica dei -15 m s.l.m., una maggior esposizione dei mezzi marittimi e quindi una maggior tempistica legata agli stand-by meteo, una più difficile manutenzione delle opere perché sempre soggette ad autorizzazione della capitaneria di porto a causa della distanza dalla costa e profondità di posa del manufatto di testata. L'alternativa B risulta, tuttavia, più vantaggiosa in termini di reperimento del materiale lapideo posto a protezione della condotta per il minor quantitativo necessario.

Valori relativi al Criterio Funzionale					
ALTERNATIVA	Cantierabilità	Manutenibilità dell'opera	Efficienza dell'opera di presa	Necessità di reperimento materiale lapideo	Punteggio Totale
A	0,90	0,90	0,90	0,50	23,75
B	0,60	0,70	0,75	1	20,28
Pesi % relativi	25%	25%	30%	20%	100%
Peso Criterio	30/100				

Tabella 8-2: tabella sinottica dei valori relativi in merito ai funzionali/operativi. È considerato come preferibile il punteggio più alto.

Per quanto riguarda l'aspetto **economico** (Tabella 8-3) è stato valutato tenendo conto del costo di costruzione e di manutenzione dell'opera:

Valori relativi al Criterio Economico		
ALTERNATIVA	Costo di Costruzione Relativo	Punteggio
A	0,90	18,00
B	0,70	14,00
Pesi % relativi al singolo criterio	100%	
Peso Criterio	20/100	

Tabella 8-3: tabella sinottica dei valori relativi in merito ai criteri funzionali/operativi. È considerato come preferibile il punteggio più alto.

Il giudizio globale che scaturisce dalla valutazione dei tre criteri usati (Tabella 8-4) porta indubbiamente a propendere per l'**alternativa A** come preferibile.

GIUDIZIO GLOBALE				
ALTERNATIVA	CRITERI AMBIENTALI	CRITERI FUNZIONALI	CRITERI ECONOMICI	Punteggio Totale
A1	42,25	22,50	22,50	84,00
B1	37,50	17,25	17,50	71,65
Peso	50/100	30/100	20/100	100/100

Tabella 8-4: tabella sinottica dei valori relativi in merito ai criteri funzionali/operativi. È considerato come preferibile il punteggio più alto

#### 8.4 CONSIDERAZIONI SULLA SCELTA EFFETTUATA

Considerate e valutate diverse ipotesi, la soluzione migliore per soddisfare le diverse esigenze sopra elencate, è quella costituita da una barriera di forma semi-ellittica che si radica a terra raccordandosi con la scogliera radente esistente, andando a delimitare un bacino di calma chiuso su tutti i lati. L'opera ipotizzata ha una sezione omogenea, ovvero senza nucleo e strato filtro, ed è costituita da massi naturali di 4<sup>a</sup> categoria. La sezione omogenea garantisce un'elevata permeabilità, indispensabile per il funzionamento dell'opera di presa durante le fasi di aspirazione; infatti, poiché il bacino delimitato dalla scogliera non ha una significativa capacità di invaso, è indispensabile che la portata che filtra attraverso la barriera compensi, istante per istante, quella aspirata dall'opera di presa; in caso contrario, l'opera di presa non potrebbe funzionare a massimo regime e quindi la barriera costituirebbe un fattore limitante per il funzionamento dell'intero impianto. Da qui discende la necessità di un bacino chiuso che, inoltre, risponde bene anche all'esigenza di protezione e inibizione all'accesso da parte di personale non autorizzato. L'utilizzo di massi naturali piuttosto che elementi artificiali quali tetrapodi, dolos ecc. permette di limitare l'impatto visivo dell'opera in progetto, che va a confondersi con la difesa radente esistente, anch'essa costituita da massi naturali.

Il layout della barriera è stato studiato cercando un compromesso ottimale tra la necessità di limitare il più possibile le dimensioni dell'opera, in modo da renderla meno impattante possibile, e quello di garantire il funzionamento dell'opera di presa. Affinché l'opera di presa funzioni correttamente durante la fase di aspirazione è indispensabile che il livello idrico nel bacino protetto non scenda al di sotto di un certo valore soglia e per garantire ciò, la portata filtrante, proporzionale all'estensione lineare della barriera ed al dislivello tra il livello idrico in mare e nel bacino protetto, deve compensare la portata aspirata dall'opera di presa. Tenuto conto del più basso livello di marea atteso in mare aperto, della portata di aspirazione di progetto, e della permeabilità della scogliera, si è

stimata l'estensione della barriera in modo da garantire, con un buon margine di sicurezza, che il livello nel bacino protetto si mantenga superiore alla soglia critica.

Questa esigenza fondamentale, unitamente ai vincoli relativi all'estensione longitudinale dell'opera sui lati NE e SW dovuti, rispettivamente, alla presenza delle foci del Torrente Mancusi e di un altro corso d'acqua minore, ha suggerito la forma della barriera proposta. È stata scelta una forma di tipo ellittico perché appare senza dubbio migliore dal punto di vista idrodinamico rispetto ad una forma squadrata; la forma ellittica, infatti, "accompagna" gradualmente la deviazione della corrente litoranea, ottenendo l'effetto di minimizzare l'estensione delle zone di ristagno e quindi permette di limitare al massimo l'interruzione del trasporto solido longitudinale. Per maggiori dettagli si rimanda al capitolo 9 dove sono descritte le analisi idro-morfodinamiche condotte per valutare come la realizzazione dell'opera può interferire con campo di velocità ed il trasporto di sedimenti. La protezione dal moto ondoso potrebbe ottenersi anche con una barriera frangiflutti distaccata. In tale configurazione, però, durante le mareggiate l'opera di presa si troverebbe esposta alle correnti longitudinali e ai sedimenti movimentati da esse. Poiché, come detto, per la durabilità dei gruppi ternari non si devono aspirare portate d'acqua cariche di sedimenti in sospensione, con questa configurazione non sarebbe possibile utilizzare l'opera di presa ogni qual volta si verifici una mareggiata anche non particolarmente intensa.

Analizzando il clima ondoso, notando che il flusso longitudinale di energia, e quindi anche il flusso potenziale di sedimenti, è praticamente mono-modale, diretto secondo la direzione SW-NE, preliminarmente era stata valutata l'opzione di non chiudere completamente il bacino e lasciare un varco sul lato NE, ridossato dal moto ondoso dominante. Tale soluzione, però, sembrerebbe portare più complicazioni che benefici. In termini di dinamica litoranea questa soluzione non porterebbe alcun miglioramento perché, come detto, il flusso potenziale di sedimenti è quasi unicamente diretto da SW a NE. In occasione di mareggiate provenienti dal settore 330-360°N, piuttosto rare, che possono generare un flusso longitudinale diretto in senso opposto a quello prevalente, il sedimento in sospensione andrebbe a depositarsi proprio dentro il bacino protetto. Un fenomeno simile avverrebbe anche in occasione delle piene fluviali (molto più frequenti delle suddette mareggiate): una parte dei sedimenti trasportati dal Torrente Mancusi finirebbe inevitabilmente dentro il bacino di calma. Questa variante ipotizzata, quindi, non porterebbe miglioramenti ma aumenterebbe sensibilmente il rischio di dover ricorrere a interventi di dragaggio dei sedimenti trasportati dal mare e dai corsi d'acqua.

Inoltre, come precedentemente accennato, questa soluzione non soddisfa la necessità di inibire l'accesso a natanti e alla balneazione nell'area dell'opera di presa.

Le valutazioni sul dimensionamento dell'opera in termini di altezza e spessori di coronamento (riportate nel paragrafo 10.2 e 10.3), derivano dalle consuete formulazioni di dimensionamento e minimizzazione del fenomeno di *overtopping*.

## 9 VERIFICHE IDRAULICHE E STRUTTURALI

### 9.1 SCELTA DEL TEMPO DI RITORNO DI PROGETTO

Per la scelta del tempo di ritorno con cui dimensionare la diga frangiflutti si è fatto riferimento a:

- “Istruzioni Tecniche per la Progettazione delle Dighe Frangiflutti” emanate nel 1994 dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.
- Norme Tecniche per le Costruzioni – D.M. 17 gennaio 2018 (NTC 2018)

#### 9.1.1 CALCOLO SECONDO ISTRUZIONI TECNICHE PER LA PROGETTAZIONE DELLE DIGHE FRANGIFLUTTI” DEL MINISTERO DEI LAVORI PUBBLICI

Il tempo  $T_R$  di ritorno si calcola come:

$$T_R = \frac{V_P}{-\ln[1 - P(T_R, V_P)]}$$

dove  $V_P$  è la vita utile dell'opera e  $P(T_R, V_P)$  è la probabilità che un evento con tempo di ritorno  $T_R$  si verifichi almeno una volta durante la vita utile dell'opera.

Per la scelta di  $V_P$  e  $P(T_R, V_P)$  si fa riferimento, rispettivamente, a Tabella 9-1 e Tabella 9-2.

La Tabella 9-1 distingue tra infrastrutture “ad uso generale” e “ad uso specifico” e individua tre livelli di sicurezza:

- Il livello di sicurezza 1 si riferisce ad opere o installazioni di interesse locale ed ausiliario, comportanti un rischio minimo di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di collasso della stessa (difese costiere, opere di porti minori o marina, scarichi a mare, strade litoranee ecc.);
- Il livello di sicurezza 2 si riferisce ad opere o installazioni di interesse generale, comportanti un moderato rischio di perdita di vite umane o di danni ambientali in caso di collasso della stessa (opere di grandi porti minori, scarichi a mare di grandi città, ecc.);
- Il livello di sicurezza 3 si riferisce ad opere o installazioni per la protezione dall'inondazione o di interesse sopranazionale, comportanti un elevato rischio di perdita di vite umane o di danno ambientale in caso di collasso della stessa (difese di centri urbani o industriali ecc.).

L'opera in progetto può essere considerata come infrastruttura ad uso specifico di interesse generale (livello di sicurezza 2) quindi la vita di minima di progetto può essere fissata pari a 25 anni (Tabella 9-1).

Per la scelta della massima probabilità di danneggiamento ammissibile la Tabella 9-2 distingue tra “danneggiamento incipiente” e “distruzione totale”. Per opere che pur subendo dei danni durante una tempesta conservano la loro funzione e possono essere riparate in un tempo breve si può far riferimento al caso di “danneggiamento incipiente”; negli altri casi si deve far riferimento al caso “distruzione totale”.

Per la classe di ripercussione economica si sceglie di far riferimento a quella della “distruzione totale” perché l’opera, in caso di danneggiamento, necessiterebbe di importanti lavori manutentivi per ripristinarne la funzionalità.

La classe di ripercussione economica si determina in funzione del parametro

$$\Omega = \frac{\text{Costi diretti del danneggiamento} + \text{Costi indiretti per perdita di funzionalità}}{\text{Costo totale per la realizzazione dell'opera}}$$

Se  $\Omega < 5$  la ripercussione è bassa, se  $5 < \Omega < 20$  la ripercussione è media, se  $\Omega > 20$  la ripercussione è alta. Nel caso in oggetto si può assumere una classe di ripercussione media. Il rischio per la vita umana si può ritenere limitato perché il personale addetto non vi accederà durante le mareggiate importanti. La massima probabilità di danneggiamento ammissibile risulta quindi pari a 0.30.

Con questi parametri si ricava un tempo di ritorno di progetto pari a 70 anni.

Tipo di infrastruttura	Livello di sicurezza		
	1	2	3
Uso generale	25	50	100
Uso specifico	15	<b>25</b>	50

Tabella 9-1: Vita minima di progetto (anni) per opere o strutture di carattere definitivo

Tipo di danneggiamento	Ripercussione economica	Rischio per la vita umana	
		Limitato	Elevato
Danneggiamento incipiente	Bassa	0.5	0.3
	Media	<b>0.3</b>	0.2
	Alta	0.25	0.15
Distruzione totale	Bassa	0.2	0.15
	Media	0.15	0.1
	Alta	0.1	0.05

Tabella 9-2: Massima probabilità di danneggiamento ammissibile  $P(TR, VP)$  nel periodo di vita operativa dell’opera

### 9.1.2 CALCOLO SECONDO NTC 2018

Per il calcolo si è mutuata la metodologia prescritta dalle NTC per definire il periodo di ritorno per l’azione sismica. La formula utilizzata è la 3.2.0 del sottoparagrafo 3.2.1 delle NTC:

$$T_R = \frac{V_R}{-\ln[1 - P_{V_R}]} = \frac{C_U V_N}{-\ln[1 - P_{V_R}]}$$

dove  $C_U$  è la classe d’uso,  $V_N$  la vita nominale,  $P_{V_R}$  la probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_R$ .

La vita nominale considerata è quella prescritta per “Costruzioni con livelli di prestazioni elevati”, pari a 100 anni (Tabella 9-3).



TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella 9-3: Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni (fonte: tab 2.4.I delle NTC 2018).

Per il coefficiente  $C_U$  si è fatto riferimento alla "Classe II" a cui corrisponde un coefficiente pari a 1

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 9-4: Valori del coefficiente d'uso  $C_U$  (fonte: tab 2.4.II delle NTC 2018)

Per la scelta della  $P_{V_R}$  si è fatto riferimento allo stato limite di danno (SLD) in cui "la costruzione nel suo complesso [...] subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature". A tale stato limite corrisponde un valore pari a 63% della  $P_{V_R}$  (Tabella 9-5).

Stati Limite	$P_{V_R}$ : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento $V_R$	
Stati limite di esercizio	SLO	81%
	SLD	63%
Stati limite ultimi	SLV	10%
	SLC	5%

Tabella 9-5: Probabilità di superamento in funzione dello stato limite considerato (fonte: tab 3.2.1 delle NTC 2018)

Il tempo di ritorno ricavato con questa metodologia è pari a 101 anni.

### 9.1.3 SINTESI

Il primo metodo ha restituito un tempo di ritorno pari a 70 anni mentre il secondo un TR pari a 101 anni. Per il dimensionamento dell'opera si è scelto di utilizzare il tempo di ritorno 100 anni.

## 9.2 DIMENSIONAMENTO DEGLI ELEMENTI DELLA MANTELLATA

Il dimensionamento degli elementi della mantellata è stato effettuato mediante la formula di *Van Der Meer* (8), applicando le raccomandazioni proposte da *Van Gent et al.* (9).

Il dimensionamento è stato effettuato considerando l'evento con *tempo di ritorno di 100 anni*; la direzione di provenienza considerata è quella di 300°N, in quanto è quella da cui provengono gli eventi più intensi.

Le verifiche per la stabilità della mantellata sono state eseguite nelle sezioni trasversali in corrispondenza dei punti di osservazione in corrispondenza del piede del molo di sovrappiutto mostrati in Figura 7-4.

La formula di *Van Der Meer* tiene conto di un ampio numero di parametri incidenti sulla stabilità della struttura, quali il periodo dell'onda, il numero di onde incidenti, la tipologia di frangimento dell'onda, la pendenza della mantellata.

La formula permette di valutare il livello di danno  $S$ , definito come

$$S = \frac{A}{D_{n50}^2}$$

dove  $A$  è l'area erosa della sezione considerata nel profilo danneggiato (vedi Figura 9-1).

Pertanto,  $S$  può essere descritto fisicamente come il numero di massi con un lato pari a  $D_{n50}$  che viene eroso con una larghezza di un  $D_{n50}$ .

*Van Der Meer* propone una formula diversa a seconda della tipologia di frangimento delle onde (Figura 9-2).

In particolare, per frangenti di tipo *plunging* ( $\xi_{m-1,0} < \xi_{mc}$ ):

$$\frac{S}{\sqrt{N}} = \left( \frac{1}{c_{plunging} \Delta D_{n50}} \frac{H_s}{D_{n50}} \xi_{m-1,0}^{0.5} P^{-0.18} \frac{H_{2\%}}{H_s} \right)^5$$

e per frangenti di tipo *surging* ( $\xi_{m-1,0} > \xi_{mc}$ ):

$$\frac{S}{\sqrt{N}} = \left( \frac{1}{c_{surging} \Delta D_{n50}} \frac{H_s}{D_{n50}} \xi_{m-1,0}^{-P} P^{0.13} \tan^{0.5} \alpha \frac{H_{2\%}}{H_s} \right)^5$$

dove:

$N$  è il numero di onde incidenti

$D_{n50}$  è il diametro nominale del masso

$\rho_a$  è la densità del materiale lapideo, ipotizzato di origine calcarea (~2650 kg/m<sup>3</sup>)

$\rho_w$  è la densità dell'acqua (1025 kg/m<sup>3</sup>)

$H_s$  è l'altezza d'onda significativa al piede dell'opera

$T_m$  è il periodo medio d'onda

$\alpha_s$  è l'inclinazione della mantellata

$P$  è il fattore di permeabilità della struttura

$\xi_{m-1,0}$  è il numero di Iribarren o parametro di *surf-similarity*

$\frac{H_{2\%}}{H_s}$  è il rapporto di altezza d'onda, parametro compreso tra 1.2 e 1.4

Da tali relazioni, si ottiene il parametro  $S$ , che deve poi essere confrontato con i valori ammissibili riportati nella Tabella 9-6 che segue.

Inclinazione	Danno iniziale	Danno intermedio	Cedimento
1:1.5	2	3-5	8
1:2	2	4-6	8
1:3	2	6-9	12
1:4 – 1:6	3	8-12	17

Tabella 9-6: Valori di S per una mantellata con spessore pari a due diametri

Il tipo di frangente si determina confrontando il numero di Iribarren:

$$\xi_{m-1,0} = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{\frac{2\pi H_S}{gT_{m-1,0}^2}}}$$

Con il valore critico

$$\xi_{mc} = [6.2P^{0.31}\sqrt{\tan \alpha}]^{\frac{1}{P+0.5}}$$

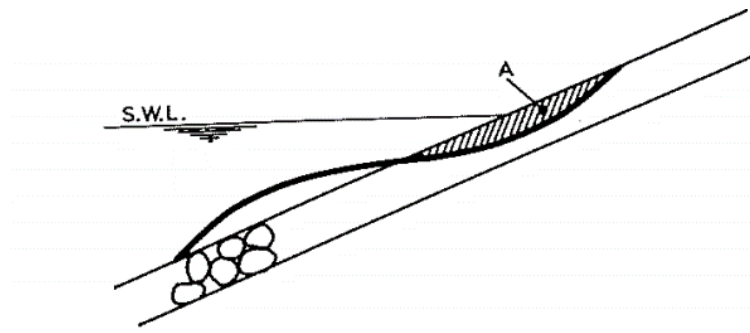


Figura 9-1: Profilo danneggiato della mantellata con indicata l'area erosa A

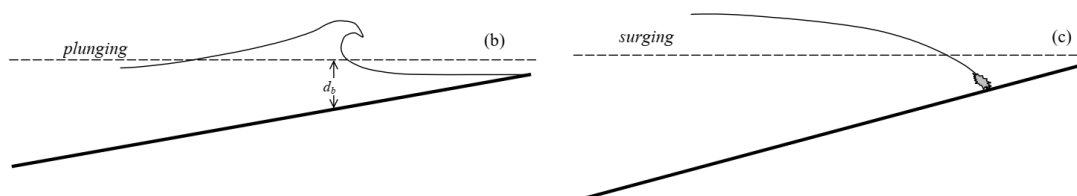


Figura 9-2: Onda con frangimento plunging (a sinistra) e surging (a destra). Fonte (10)

I valori limite di S mostrati in Tabella 9-6 sono riferiti ad una mantellata a due strati. Come si può vedere, per paramenti con inclinazione 1:2 il valore massimo ammissibile affinché non vi siano danni alla mantellata è pari a 2. Tale valore rappresenta la situazione in cui il nucleo o lo strato filtro si ritrova esposto direttamente al moto ondoso.

Il frangiflutti in progetto, invece, è di tipo omogeneo, quindi, non prevede la realizzazione del nucleo e dello strato filtro. Inoltre, non prevedendo di realizzare banchinamenti a tergo dell'opera, si può accettare che la scogliera si deformi e che venga parzialmente danneggiata dalle mareggiate intense.

Le verifiche sono state eseguite a partire dai risultati ricavati dalla simulazione con tempo di ritorno 100 anni in corrispondenza dei punti di osservazione disposti lungo il piede della struttura (vedi paragrafo 7.2.4), considerando una massa mediana dei massi  $M_{50}$

pari a 10 tonnellate. I valori di danneggiamento ricavati (Tabella 9-7) variano, logicamente, in funzione dell'altezza d'onda significativa, nei punti più critici (punti 3-4-5-6-7) che si trovano ad una batimetria di circa 6.5-7 m, il valore di S supera 4, a cui corrisponde un livello di danneggiamento intermedio.

Punto osservazione	Hs (m)	Tm-10 (s)	$\xi_{mc}$	$\xi_{m-1,0}$	Tipo frangente	S
1	4.59	12.50	3.32	3.65	Surging	1.57
2	5.02	12.50	3.32	3.48	Surging	2.83
3	<b>5.36</b>	<b>12.50</b>	<b>3.32</b>	<b>3.37</b>	<b>Surging</b>	<b>4.32</b>
4	<b>5.52</b>	<b>12.50</b>	<b>3.32</b>	<b>3.33</b>	<b>Surging</b>	<b>5.20</b>
5	<b>5.60</b>	<b>12.50</b>	<b>3.32</b>	<b>3.30</b>	<b>Plunging</b>	<b>4.51</b>
6	<b>5.51</b>	<b>12.50</b>	<b>3.32</b>	<b>3.33</b>	<b>Surging</b>	<b>5.16</b>
7	<b>5.34</b>	<b>12.50</b>	<b>3.32</b>	<b>3.38</b>	<b>Surging</b>	<b>4.19</b>
8	5.06	12.50	3.32	3.47	Surging	2.96
9	4.50	12.50	3.32	3.68	Surging	1.37

Tabella 9-7: Calcolo del danno S in corrispondenza dei punti di controllo della scogliera in progetto.

### 9.3 ALTEZZA E SPESSORE DEL CORONAMENTO

In letteratura viene consigliato di fissare lo spessore del coronamento pari a  $3D_{n50}$ . Il diametro nominale equivalente si ricava in funzione della massa mediana  $M_{50}$  come:

$$D_{n50} = \sqrt[3]{M_{50}/\rho_s}$$

Da cui si ricava  $D_{n50}$  pari a 1.56 m.

Come menzionato in precedenza ( $3D_{n50}$ ), triplicando tale valore e arrotondando per eccesso si è arrivati a scegliere uno spessore del coronamento pari a 5 m. Sulla quota da assegnare al coronamento non esiste un criterio univoco, in genere viene determinata in modo da limitare la portata di tracimazione (*overtopping*) dell'opera al di sotto di un certo valore limite accettabile, che dipende essenzialmente da cosa si prevede di realizzare a tergo della scogliera e dalle attività che si prevede vi si svolgano.

Anche qualora non vi siano particolari limiti alla portata di tracimazione, occorre tener presente che una tracimazione eccessiva può compromettere la stabilità dell'opera. Inoltre, l'effetto protettivo della scogliera, inversamente proporzionale al cosiddetto *coefficiente di trasmissione*, aumenta all'aumentare della quota del coronamento.

Nel caso in oggetto è indispensabile che il frangiflutti garantisca una protezione praticamente totale, in modo che lo specchio d'acqua protetto risulti in quiete; se così non fosse il moto ondoso residuo potrebbe movimentare sedimenti dal fondo che poi verrebbero aspirati dall'opera di presa.

In virtù di queste considerazioni si è ritenuto un buon compromesso assegnare al coronamento una quota di +5 m s.l.m., che ben si adatta al contesto di riferimento.

#### 9.4 VALUTAZIONI SULLA TRACIMAZIONE DELL'OPERA (*OVERTOPPING*)

Il calcolo della portata di tracimazione è stato effettuato utilizzando un modello basato sulla tecnica delle reti neurali. Questo modello è stato ottenuto considerando 8.372 combinazioni di *input-output* ottenute da misurazioni effettuate su modelli idraulici in scala effettuati in numerosi laboratori ed istituti di idraulica sparsi in tutto il mondo.

Il modello delle reti neurali è uno strumento di progettazione concettuale che permette di stimare l'effetto della sovrapposizione delle onde per una vasta gamma di strutture costiere applicando le tecniche di ricampionamento per la valutazione delle incertezze. Il modello utilizza una sola schematizzazione per tutti i tipo di strutture costiere, sia quelle complesse che quelle più semplici.

Le reti neurali hanno dimostrato di essere molto utili per risolvere problemi di modellazione difficili, ad esempio nel caso in cui si debbano modellare processi in cui la relazione dei singoli parametri di modellazione non è chiara ma sono disponibili un numero di dati sperimentali sufficienti a identificare le relazioni. Attraverso il modello delle reti neurali è possibile schematizzare tutti i tipi di strutture costiere, anche quelle non standard, considerando come parametri di ingresso al modello le caratteristiche d'onda (altezza, periodo, direzione dell'onda incidente) e numerosi parametri strutturali dell'opera che permettono di rappresentarla al meglio.

Il modello è stato ottenuto da circa 10.000 test di modelli fisici presso diversi istituti (Università di Aalborg, Danimarca, Danese Hydraulic Institute, Danimarca, WL | Delft Hydraulics, Paesi Bassi, Hydraulic Research Wallingford, Regno Unito, Leichtweiss Institute für Wasserbau, WKS + GWK, Germania, Modimar, Italia, Università di Edimburgo, Regno Unito, Universidad Politécnica di Valencia, Spagna e altri in Islanda, Giappone, Norvegia e USA). Per i dettagli di tale metodo e la sua metodologia di sviluppo si rimanda a Van Gent et al. (2007)<sup>3</sup>.

Per la valutazione della portata devono essere immessi nel modello 15 diversi parametri relativi alle caratteristiche geometriche della struttura ed alle condizioni d'onda incidente; questi parametri sono riportati nella Tabella 9-8 che segue e rappresentati nella Figura 9-3.

<b>H<sub>m0</sub></b>	Altezza significativa dell'onda (spettrale) al piede della struttura	(m)
<b>T<sub>m-1,0</sub></b>	Periodo medio (spettrale) al piede della struttura $\approx T_p/1,1$	(s)
<b><math>\beta</math></b>	Direzione di incidenza principale rispetto alla normale della struttura	(°)
<b>h</b>	Tirante idrico a largo della struttura	(m)
<b>h<sub>t</sub></b>	Tirante idrico al piede della struttura	(m)
<b>B<sub>t</sub></b>	Larghezza della berma al piede	(m)
<b><math>\gamma_f</math></b>	Rugosità/porosità della struttura	(-)
<b>cot(ad)</b>	Pendenza della mantellata a largo della berma	(-)

<sup>3</sup> Van Gent, M.R.A., H.F.P. van den Boogaard, B. Pozueta and J.R. Medina (2007), *Neural network modelling of wave overtopping at coastal structures*, Elsevier, Coastal Engineering, Vol.54, pp. 586-593.



<b>cot(α<sub>u</sub>)</b>	Pendenza della mantellata oltre la berma	(-)
<b>B</b>	Larghezza della berma	(m)
<b>h<sub>b</sub></b>	Tirante idrico in corrispondenza della berma	(m)
<b>tan α<sub>b</sub></b>	Pendenza della berma	(-)
<b>R<sub>c</sub></b>	Sommità del coronamento	(m)
<b>A<sub>c</sub></b>	Quota di coronamento	(m)
<b>G<sub>c</sub></b>	Larghezza del coronamento	(m)

Tabella 9-8: Parametri di ingresso al modello delle reti neurali per la valutazione della portata di tracimazione.

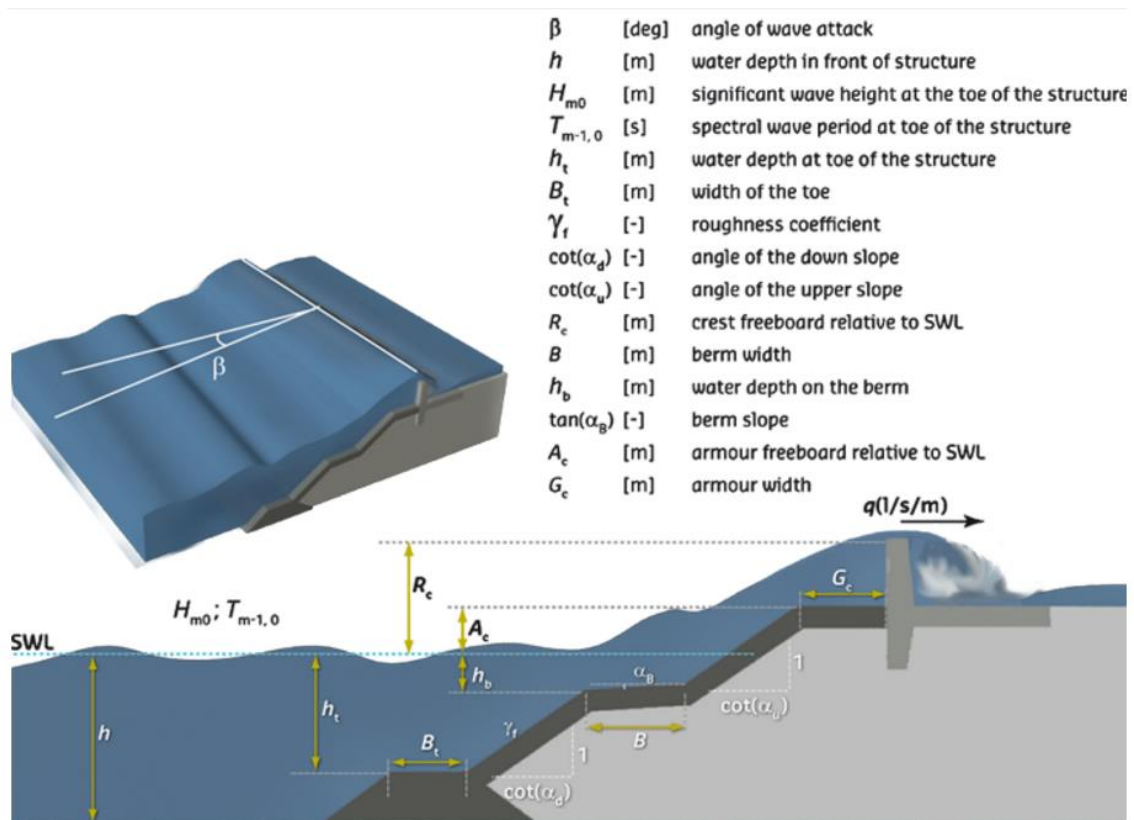


Figura 9-3: Rappresentazione dei parametri di ingresso al modello delle reti neurali per la valutazione della portata di tracimazione.

Le portate di tracimazione sono state valutate per i tempi di ritorno di 1, 10, 50 e 100 anni, utilizzando i risultati ottenuti dalle modellazioni idrauliche in corrispondenza del punto di controllo #5 (vedi Figura 7-4), ovvero il punto dove si attende l'altezza d'onda maggiore.

Come si può vedere in Tabella 9-9 i valori di portata di tracimazione ricavati per i tempi di ritorno di 1, 10, 50 e 100 anni risultano pari a 3, 52, 130 e 140 l/s per metro di barriera. Tali valori sono ragionevoli per la tipologia di opera ed il suo scopo di utilizzo.

Punto di osservazione	Tempo di ritorno	$\beta$ [°]	Hm0 [m]	Tm-1,0 [s]	q [l/s/m]
5	1	15	3.9	8.6	3
5	10	12	4.9	11.0	52
5	50	10	5.4	12.5	130
5	100	10	5.6	12.5	140

Tabella 9-9: Valori della portata di tracimazione

## 9.5 CONSIDERAZIONI IDRODINAMICHE SULL'OPERA DI PRESA

Come detto in premessa e nella relazione generale, l'opera di presa ha un funzionamento a doppio senso: nelle fasi di accumulo di energia pompa l'acqua dal mare verso il bacino a monte, mentre nelle fasi di produzione di energia rilascia la portata dal bacino di monte verso il mare.

Dal lato mare la fase di aspirazione risulta senza dubbio più complessa rispetto a quella di rilascio della portata; infatti, nella fase di aspirazione è necessario che in corrispondenza della presa vi sia un livello idrico sufficiente a garantire che nel tratto di condotta compreso tra il mare ed il pozzo paratoie la linea piezometrica non scenda al di sotto di un valore soglia che potrebbe innescare vortici e aspirazione d'aria.

Per mettersi nella condizione più sfavorevole occorre tener in considerazione due aspetti:

- l'abbassamento del livello marino dovuto all'effetto combinato di alta pressione atmosferica e bassa marea astronomica;
- l'abbassamento del livello idrico nel bacino protetto dovuto al moto di filtrazione dell'acqua dal mare aperto verso il bacino, attraverso la scogliera.

Come mostrato nel Capitolo 6, il livello estremo di bassa marea stimato per il tempo di ritorno 100 anni risulta pari a -0.63 m slm.

Per valutare la filtrazione attraverso la scogliera in prima approssimazione si è fatto riferimento ad uno schema di flusso monodimensionale la cui portata può ricavarsi come:

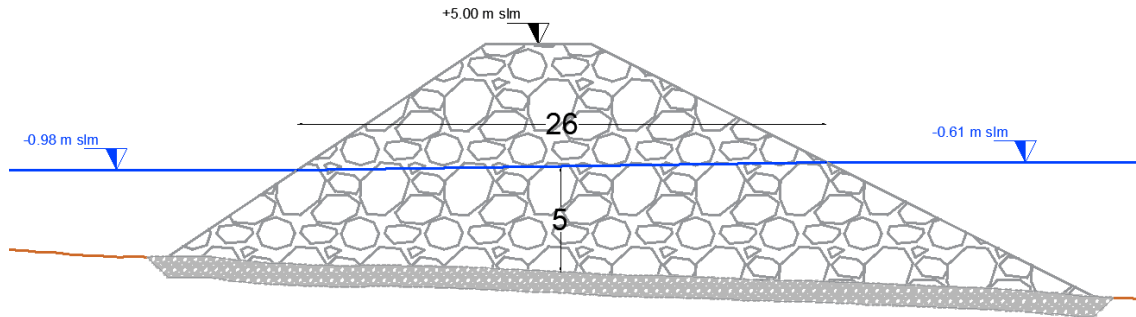
$$q \left[ \frac{m^3}{s \cdot m} \right] = V_x \cdot H = K_h \left| \frac{\partial h}{\partial x} \right| H$$

dove  $V_x$  è la velocità di filtrazione, esprimibile mediante la legge di Darcy come prodotto tra la conduttività idraulica  $K_h$  ed il gradiente idraulico  $\partial h / \partial x$ , e H è l'altezza del flusso (vedi schema in Figura 9-4).

Assumendo, cautelativamente, una conduttività idraulica di 3 m/s, fissando un dislivello di 0.37 m tra il mare aperto ed il bacino protetto, a cui corrisponde un gradiente idraulico pari a  $0.37/26=0.014$ , si ricava una portata specifica di  $0.213 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$  che moltiplicata per l'estensione lineare del coronamento, circa pari a 220 m, permette di ricavare una portata complessiva di circa  $47 \text{ m}^3/\text{s}$ , pari alla portata massima di aspirazione prevista in progetto.

La conduttività idraulica inserita nel calcolo è senza dubbio largamente sottostimata; è plausibile che l'effettiva conduttività della scogliera sia superiore almeno di un ordine di grandezza rispetto a quella utilizzata. Di conseguenza, affinché attraverso la scogliera

filtri la portata pari a quella di progetto sarà necessario un dislivello idrico minore rispetto a quello ipotizzato. Ad esempio, se si utilizza una conducibilità idraulica pari a 10 m/s risulta necessario un dislivello di soli 0.11 m affinché la portata di filtrante complessiva risulti pari a 47 m<sup>3</sup>/s.



*Figura 9-4: Schema di calcolo per la portata di filtrazione nella configurazione più sfavorevole, considerando il livello idrico pari al valore estremo di bassa marea calcolato per il tempo di ritorno 100 anni*

La condotta di aspirazione sotterranea si raccorda al bacino di calma mediante una vasca in calcestruzzo con superficie orizzontale netta di 10 x 20 m. La velocità massima in ingresso nella vasca sarà circa pari a  $47(\text{m}^3/\text{s})/200 \text{ m}^2=0.24 \text{ m/s}$ .

Tali valutazioni potranno essere approfondite nelle successive fasi progettuali mediante l'applicazione di un modello CFD mediante il quale si potrà simulare il campo di moto nel bacino protetto.

## 9.6 CONSIDERAZIONI SUL “BACINO DI CALMA” (I.E., DEPOSIZIONE DI MATERIALE, AUMENTO DELL'EROSIONE)

Partendo dalle considerazioni illustrate nel paragrafo 9.5, si stima che la velocità che si instaura all'interno del bacino di calma durante la fase di aspirazione sia tale da limitare la movimentazione dei sedimenti sul fondo del bacino e di conseguenza trasportarli all'interno della presa. In base alle effettive condizioni che si verificheranno in sito, si potrebbe adottare la misura cautelativa di sospendere l'esercizio in occasione delle mareggiate più violente

## 10 DESCRIZIONE DELLE FASI CANTIERE A MARE

In questa fase è stata ipotizzata una gestione del cantiere tale da tener conto dello scenario più sfavorevole, ovvero quello della presenza di fratturazioni della roccia e presenza di sedimento in corrispondenza delle parti a mare.

In merito a quest'ultimo aspetto si è eseguita una specifica attività di rilievo geosismico a mare attraverso *sub bottom profiler* che ha evidenziato in corrispondenza dell'opera a mare uno strato di materiale incoerente della potenza di circa 2-3 metri.

Questi due fattori hanno suggerito una metodologia che garantisca una sostanziale impermeabilità del sito di escavo attraverso la costruzione di una barriera impermeabilizzante di pali/micropali (vedi Figura 10-1) integrata a mare dall'infissione di pali battuti dotati di gargami di collegamento. In tal modo sarà assicurata sia l'impermeabilità dell'area di escavo (ovvero la gestione di venute d'acqua controllabili con aggotamenti standard) sia il contenimento del sedimento a mare.

Si è ipotizzato di suddividere la realizzazione dell'opera in 6 fasi:

- **Fase 1:** realizzazione parziale dell'opera frangiflutti esterna a protezione del cantiere dell'opera di presa (Figura 10-3);
- **Fase 2:** realizzazione delle opere di sostegno e contenimento temporanee dell'area di cantiere dell'opera di presa (Figura 10-4);
- **Fase 3:** realizzazione dell'opera di presa (Figura 10-5);
- **Fase 4:** realizzazione opera a gettata a protezione dell'opera di presa (Figura 10-6);
- **Fase 5:** rimozione delle opere di sostegno e contenimento (Figura 10-7);
- **Fase 6:** completamento dell'opera frangiflutti a gettata (Figura 10-8).

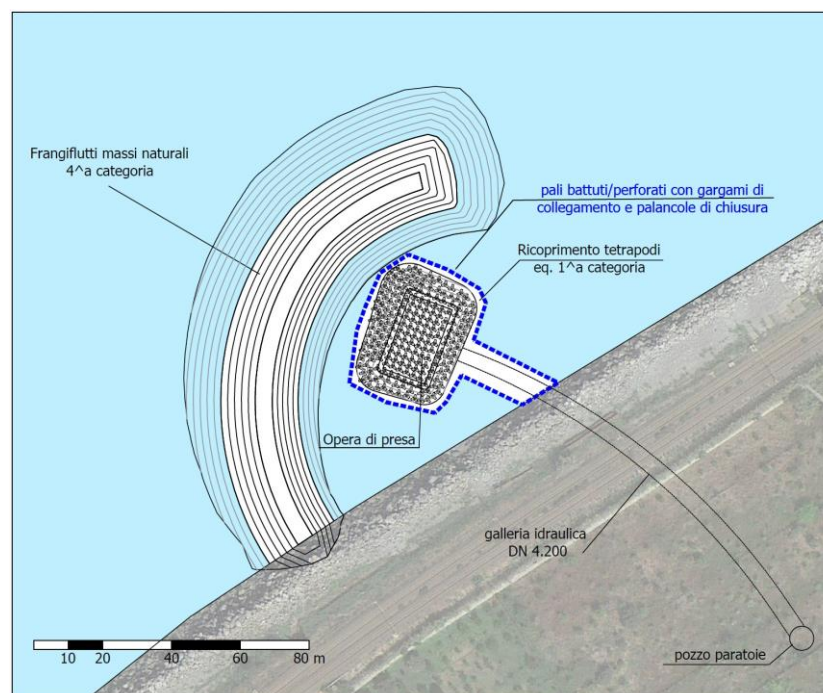


Figura 10-1: schematizzazione soluzione adottata per garantire le fasi di escavo della galleria di approvvigionamento e l'inserimento dell'opera di presa a mare



Figura 10-2: esempio di palo battuto con gargame di collegamento

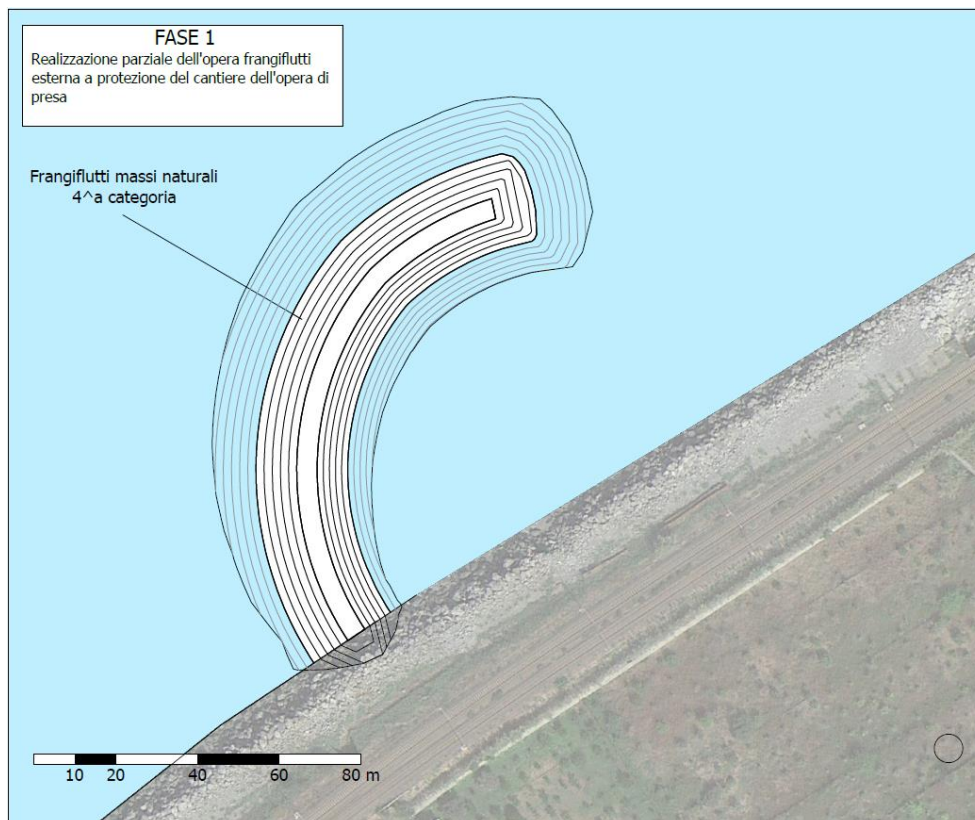


Figura 10-3: Fase 1: Realizzazione parziale dell'opera frangiflutti esterna a protezione del cantiere dell'opera di presa



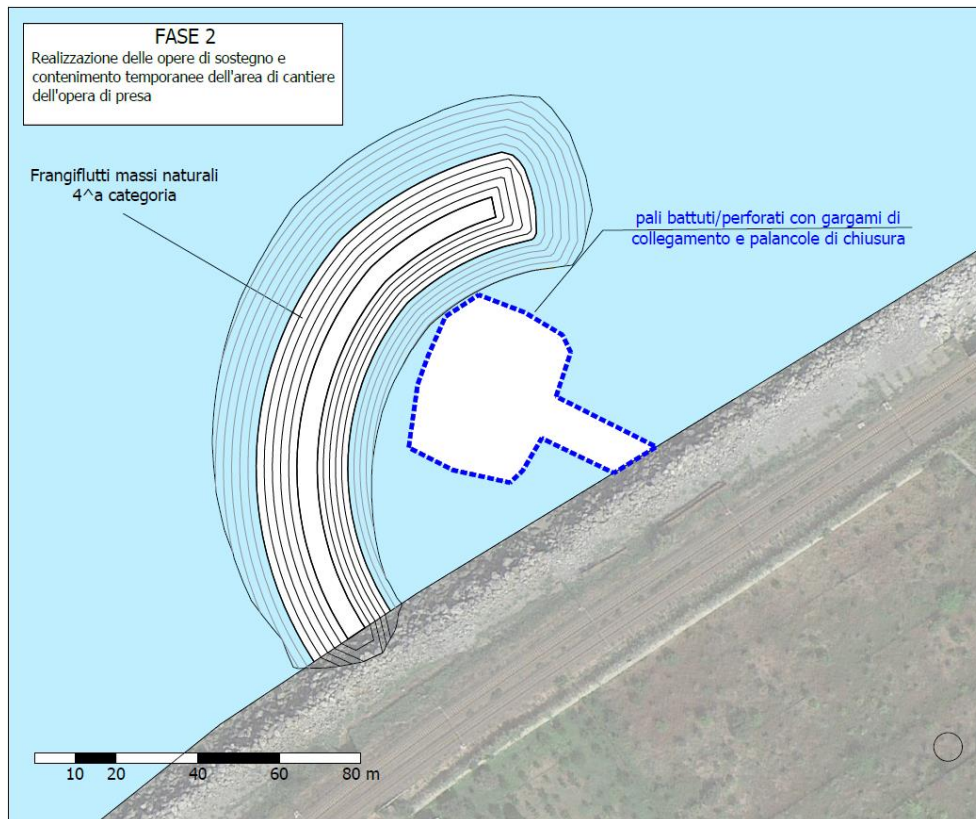


Figura 10-4: Fase 2: Realizzazione delle opere di sostegno e contenimento temporanee dell'area di cantiere dell'opera di presa

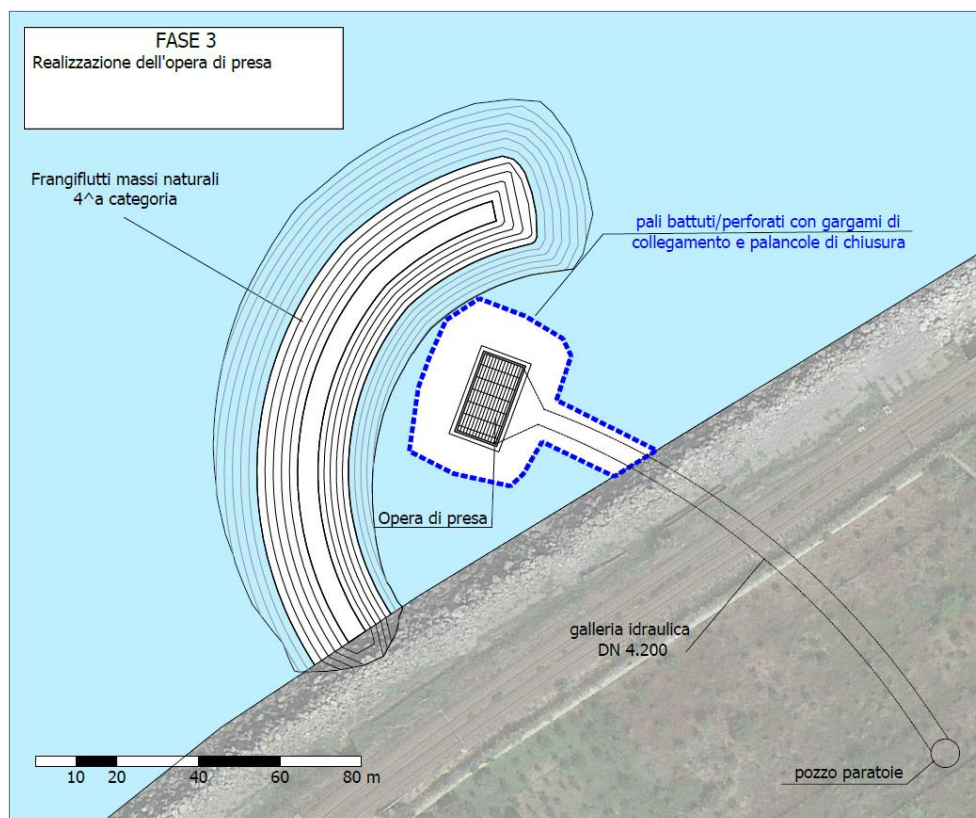


Figura 10-5: Fase 3: Realizzazione dell'opera di presa

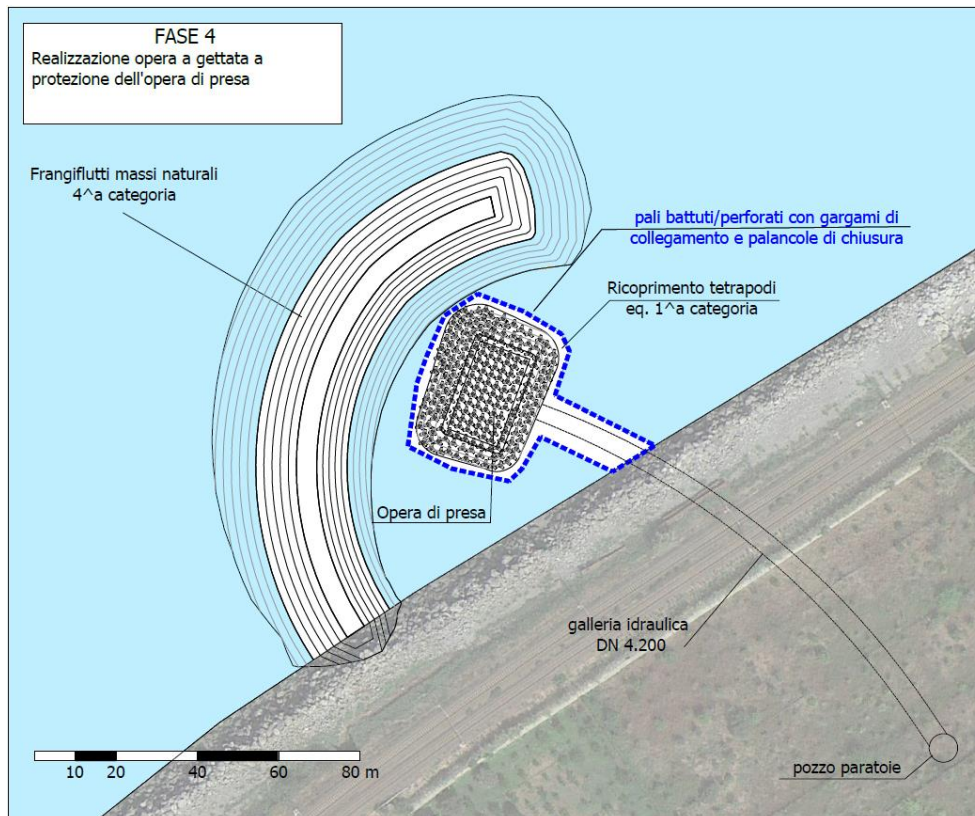


Figura 10-6: Fase 4: Realizzazione opera a gettata a protezione dell'opera di presa

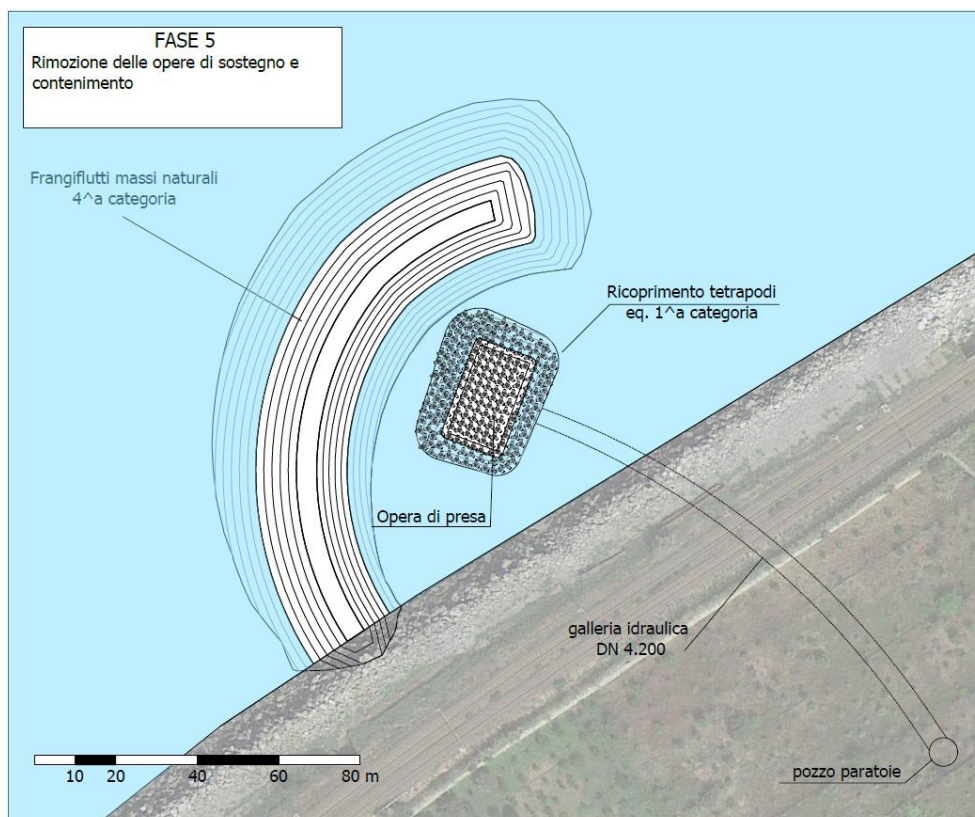


Figura 10-7: Fase 5: Rimozione delle opere di sostegno e contenimento



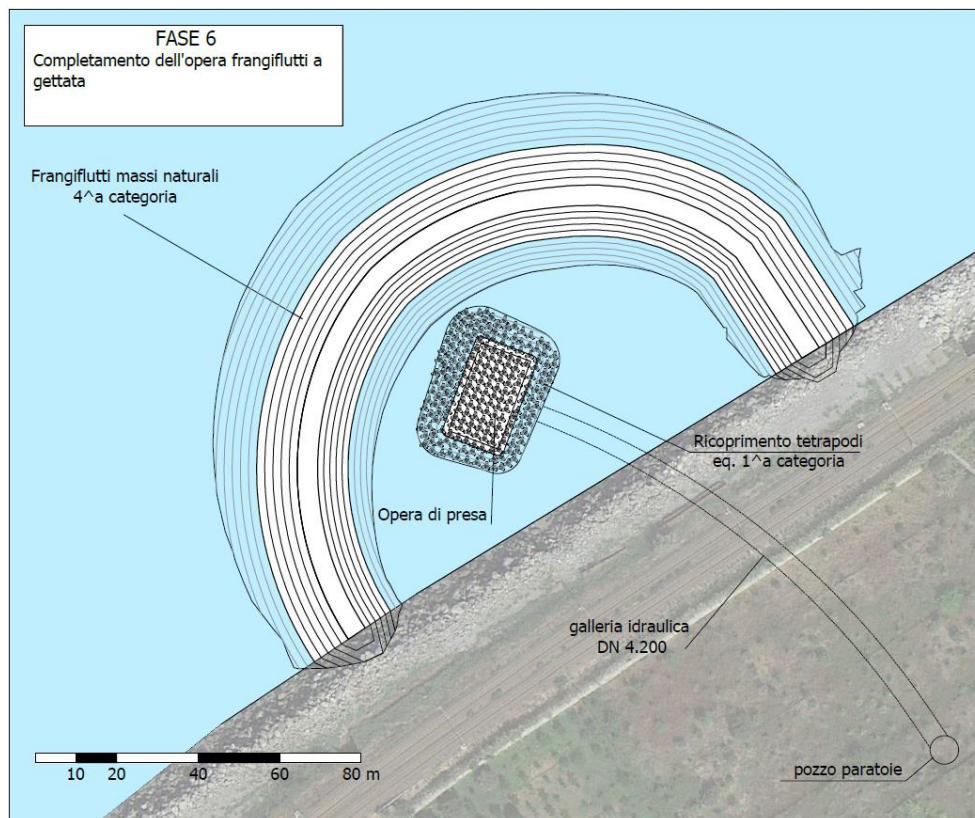


Figura 10-8: Fase 6: Completamento dell'opera frangiflutti a gettata

## 11 ANALISI IDRODINAMICA E MORFODINAMICA

Il presente capitolo è stato integrato con l'intento di esplicitare in maniera oggettiva e comparata un'analisi idrodinamica e morfodinamica dello stato attuale del sito e di quello di progetto. Sono state effettuate apposite simulazioni numeriche con il modello Delft3D che hanno consentito la determinazione dell'evoluzione morfodinamica con e senza opera. In questo modo è stato quindi possibile valutare comparativamente come la realizzazione dell'opera possa interagire sulle correnti e sul trasporto solido.

I risultati mostrano un regime litoraneo sostanzialmente immutato a meno dell'intorno dell'opera ove si nota una locale e puntuale variazione contenuta nella fascia di formazione della berma. Gli effetti indotti dalla realizzazione dell'opera hanno una sostanziale carattere locale si riducono gradualmente allontanandosi da essa. I risultati sono in linea con quanto attendibile lungo una costa come quella in questione già caratterizzata da un esteso inserimento di una barriera radente che già ha conformato e caratterizzato l'area.

Di seguito, dopo una breve descrizione del modello, si illustrano le impostazioni adottate, i risultati e una analisi degli stessi.

### 11.1 DESCRIZIONE DEL MODELLO

Il modulo idrodinamico di Delft3D è un modello multidimensionale idrodinamico che calcola flussi non stazionari e fenomeni di trasporto risultanti da forzanti di marea e meteorologiche su una griglia curvilinea. Nelle simulazioni 3D, il modulo idrodinamico applica le cosiddette trasformazioni di coordinate sigma lungo la verticale, che si risolve in una rappresentazione arrotondata della topografia. Questo approccio ha come risultato un'elevata efficienza di calcolo dovuta ad un costante numero di layer sull'intero dominio. Il modello è basato sulle equazioni complete di Navier-Stokes con l'approssimazione per acque basse. Le equazioni sono risolte con una procedura altamente accurata incondizionatamente stabile. Le caratteristiche supportate sono:

- tre sistemi di coordinate: rettilineo, curvilineo e sferico nelle direzioni orizzontali e una trasformazione in coordinate sigma sulla verticale;
- simulazione di piani intertidali attraverso il "flooding" ed il "drying" (contorno variabile);
- Forza di Coriolis e forzanti mareali;
- gradienti di densità dovuti alla non uniforme temperatura e distribuzione di concentrazione salina;
- inclusione di termini di gradienti di densità (pressione) nell'equazione dei momenti (densità indotta da flussi);
- modello di turbolenza per tenere in conto la viscosità di turbolenza verticale e della diffusività basata sul concetto di "Eddy viscosity";
- sforzi tangenziali esercitati sul fondo da turbolenze di flusso basate sulla formula quadratica di Chézy o di Manning;



- sforzi del vento sulla superficie modellati sulla formula di frizione quadratica;
- simulazione dello scambio termico di effluenti termali, scarichi fognari o di impianti di raffreddamento nel campo computazionali (modulo di avvezione-diffusione);
- conversione automatica di coefficienti bidimensionali in tridimensionali;
- gli effetti di flussi caldi attraverso la superficie libera;
- possibilità di rilascio di corpi spia dei quali si può osservare la traiettoria a simulazione ultimata;
- influenza del movimento vorticoso nei flussi idrodinamici (per esempio nelle anse dei fiumi).

I campi d'applicazione del modello sono vari e vanno dalla modellizzazione dell'intrusione salina negli estuari dei fiumi, all'immissione d'acqua fresca nelle baie, alla stratificazione termale nel mare e nei laghi. Nello studio in questione, si utilizzeranno soprattutto le possibilità del modello di modellare i flussi idrodinamici dovuti ad onde e di calcolare e modellare il trasporto di sedimenti.

Il modulo si basa sulle equazioni di Navier-Stokes per un fluido incompressibile, sotto le assunzioni di Boussinesq per le acque basse. Nell'equazione di momenti in direzione verticale non si tiene conto dell'accelerazione verticale il che porta all'equazione della pressione idrostatica.

Le equazioni su cui si basa il modello sono:

**Equazione di continuità**

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}} \sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial [(d + \zeta)U \sqrt{G_{\eta\eta}}]}{\partial \xi} + \frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}} \sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial [(d + \zeta)U \sqrt{G_{\xi\xi}}]}{\partial \eta} = Q$$

dove:

$\zeta$  è il pelo libero dell'acqua al di sopra del piano di riferimento (a  $z = 0$ )

$d$  è la profondità dell'acqua al di sotto del piano di riferimento

$\xi$ ,  $\eta$  sono le direzioni locali di riferimento della griglia;

$H$  altezza totale è data dalla somma di  $\zeta + d$ .

$Q$  nell'equazione rappresenta i contributi per unità d'area delle immissioni o prelievi di acqua, evaporazioni o precipitazioni:

$$Q = H \int_{-1}^0 (q_{in} - q_{out}) d\sigma + P - E$$

dove  $q_{in}$  e  $q_{out}$  sono le fonti locali di prelievo ed immissione per unità di volume e  $P$  e  $E$  gli apporti globali dovuti ad evaporazione e precipitazioni.

$\sigma$  è la coordinata definita lungo la verticale definita come:

$$\sigma = \frac{z - \zeta}{d + \zeta} = \frac{z - \zeta}{H}$$

**Le equazioni del momento della quantità di moto** nelle direzioni orizzontali sono così definite

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{u}{\sqrt{G_{\xi\xi}}} \frac{\partial u}{\partial \xi} + \frac{v}{\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial u}{\partial \eta} + \frac{\omega}{d+\zeta} \frac{\partial u}{\partial \sigma} + \frac{uv}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial \sqrt{G_{\xi\xi}}}{\partial \eta} - \frac{v^2}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial \sqrt{G_{\eta\eta}}}{\partial \xi} - fv = \\ = -\frac{1}{\rho_0 \sqrt{G_{\xi\xi}}} P_\xi + F_\xi + \frac{1}{(d+\zeta)^2} \frac{\partial}{\partial \sigma} \left( v_v \frac{\partial u}{\partial \sigma} \right) + M_\xi \end{aligned}$$

e

$$\begin{aligned} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{u}{\sqrt{G_{\xi\xi}}} \frac{\partial v}{\partial \xi} + \frac{v}{\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial v}{\partial \eta} + \frac{\omega}{d+\zeta} \frac{\partial v}{\partial \sigma} + \frac{uv}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial \sqrt{G_{\xi\xi}}}{\partial \eta} - \frac{u^2}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial \sqrt{G_{\xi\xi}}}{\partial \xi} - fu = \\ = -\frac{1}{\rho_0 \sqrt{G_{\eta\eta}}} P_\eta + F_\eta + \frac{1}{(d+\zeta)^2} \frac{\partial}{\partial \sigma} \left( v_v \frac{\partial v}{\partial \sigma} \right) + M_\eta \end{aligned}$$

Le variazioni di densità non sono tenute in conto fatta eccezione per i termini di pressione baroclina,  $P_\xi$  e  $P_\eta$  rappresentano i gradienti di pressione. Le forze  $F_\xi$  e  $F_\eta$  rappresentano lo sbilanciamento degli sforzi orizzontali di Reynolds nell'equazione dei momenti.

$M_\xi$  e  $M_\eta$  rappresentano i contributi dovuti a sorgenti e attingimenti del momento dovuto a forze esterne (forze dovute a strutture idrauliche, scarichi o attingimenti di acqua, sforzi dovute alle onde ecc.).

la velocità verticale  $\omega$  nel sistema di coordinate di adattamento sigma è calcolato grazie all'equazione di continuità:

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial [(d+\zeta)u\sqrt{G_{\eta\eta}}]}{\partial \xi} + \frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial [(d+\zeta)v\sqrt{G_{\xi\xi}}]}{\partial \eta} + \frac{\partial \omega}{\partial \sigma} = H(q_{in} - q_{out})$$

**L'equazione del trasporto** è formulata in una forma conservativa nelle coordinate ortogonali curvilinee nella direzione orizzontale e nella coordinata sigma lungo la verticale:

$$\begin{aligned} \frac{\partial (d+\zeta)c}{\partial t} + \frac{1}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \left\{ \frac{\partial [\sqrt{G_{\eta\eta}}(d+\zeta)uc]}{\partial \xi} + \frac{\partial [\sqrt{G_{\xi\xi}}(d+\zeta)vc]}{\partial \eta} \right\} + \frac{\partial \omega c}{\partial \sigma} = \\ + \frac{d+\zeta}{\sqrt{G_{\xi\xi}}\sqrt{G_{\eta\eta}}} \left\{ \frac{\partial}{\partial \xi} \left[ D_H \frac{\sqrt{G_{\eta\eta}}}{\sqrt{G_{\xi\xi}}} \frac{\partial c}{\partial \xi} \right] + \frac{\partial}{\partial \eta} \left[ D_H \frac{\sqrt{G_{\xi\xi}}}{\sqrt{G_{\eta\eta}}} \frac{\partial c}{\partial \eta} \right] \right\} + \\ + \frac{1}{d+\zeta} \frac{\partial}{\partial \sigma} \left[ D_V \frac{\partial c}{\partial \sigma} \right] - \lambda_d (d+\zeta)c + S, \end{aligned}$$

con  $\lambda_d$  che rappresenta il processo di decadimento di primo ordine ed S i termini di prelievo ed immissione. Per l'interazione tra moto ondoso e movimento di sedimenti generato dallo stesso si utilizza la parametrizzazione di Soulsby et al. (1993) che sviluppa e crea da 8 modelli d'interazione tra moto ondoso e sforzi sul fondo.

## 11.2 IMPOSTAZIONE DEL MODELLO

Le simulazioni idrodinamiche e morfodinamiche sono state condotte per valutare gli effetti della realizzazione dell'opera sull'evoluzione del litorale. Per fare tale valutazione si è fatto riferimento alle Onde Morfologicamente Equivalenti (OME) calcolate nel paragrafo 5.2.2; il calcolo descritto in tale sottoparagrafo ha mostrato che l'OME del settore 330-360°N risulta trascurabile rispetto a quella del settore 280-300°N e, pertanto, si può assumere uno schema di trasporto longitudinale mono-modale con direzione SW-NE. L'OME prevalente ha altezza significativa pari a 2.32 m, periodo significativo 5.64 s, direzione 297°N, e frequenza di 15 giorni/anno. Questo approccio è volto alla determinazione del regime delle correnti che caratterizza il sito in un *anno tipo* e del conseguente effetto geomorfologico, ovvero determina l'onda che, energeticamente, rappresenta il motore morfodinamico del sito in esame.

Il modello è stato utilizzato in modalità *depth averaged* accoppiato (*coupled*) col modello SWAN, che gli fornisce le forzanti, i cosiddetti *Radiation Stress*, tramite le quali è possibile simulare le correnti indotte dal frangimento delle onde. Come condizione al contorno sui bordi localizzati in mare si è imposto il livello idrico medio del mare.

Sono state eseguite due simulazioni, una per lo stato attuale e una per quello di progetto, entrambe di durata morfologica<sup>4</sup> pari a 15 giorni, con l'obiettivo di stimare l'effetto dell'opera dopo un anno climatico medio di moto ondoso.

Il dominio di calcolo utilizzato ha un'estensione longitudinale di circa 2.3 km e trasversale di circa 800 m (Figura 11-1), con una griglia di calcolo regolare che si raffittisce gradualmente avvicinandosi verso la costa. L'estensione del dominio di calcolo è stata scelta a seguito di un processo *trial and error*, cercando un compromesso tra la necessità di estendere il dominio abbastanza affinché la soluzione nell'area di intervento non sia influenzata dalle condizioni al contorno, e la necessità di limitare i costi computazionali, che in casi come questo sono particolarmente onerosi. In particolare, mediante questo processo di affinamento per step successivi del modello si è constatato che la schiera di pennelli obliqui localizzati nella spiaggia di Scilla intercetta praticamente tutto il trasporto solido potenziale e, pertanto, è possibile posizionare il contorno SW del dominio direttamente a valle di essi. Il contorno laterale NE è stato disposto "a valle" dell'opera in progetto ad una distanza tale da non essere influenzato dalle variazioni del campo idrodinamico indotte dall'opera.

Il sedimento movimentabile è stato simulato, coerentemente con i risultati delle indagini eseguite, come non coesivo; la parte sommersa della barriera radente esistente, di quella in progetto, e gli scogli naturali individuati mediante analisi delle ortofoto sono state simulati come zone non erodibili.

---

<sup>4</sup> La durata idrodinamica è maggiore di quella morfologica perché il modello necessita di un tempo di riscaldamento (*spin-up time*) per raggiungere la convergenza del campo idrodinamico. Il modello morfologico si attiva dopo lo *spin-up time*.

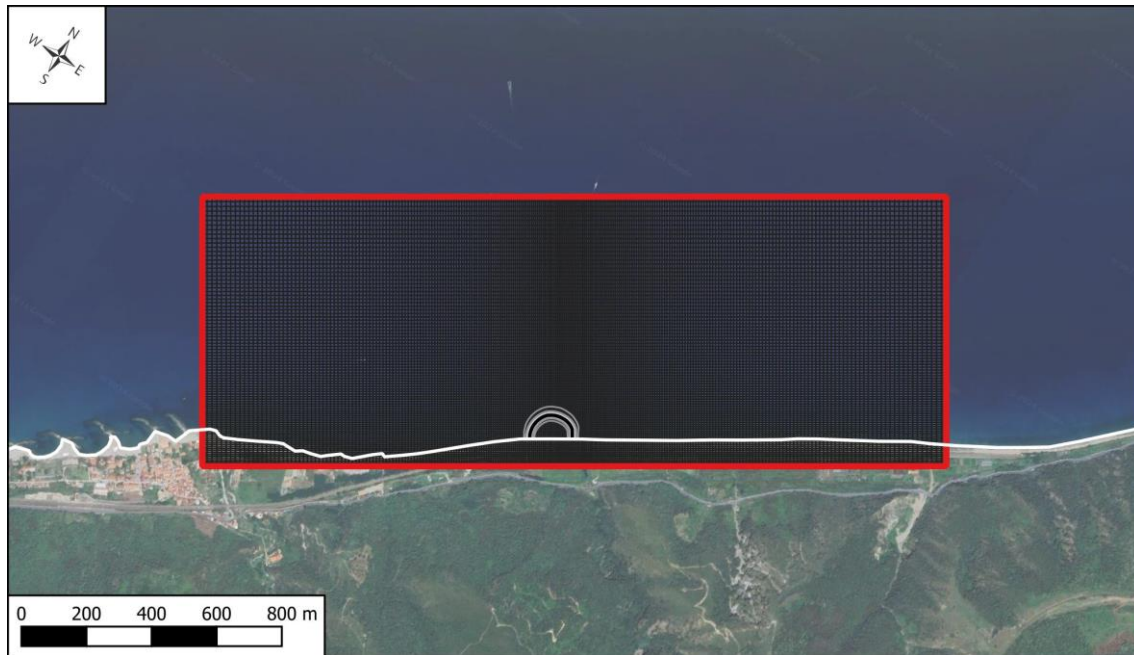


Figura 11-1: Griglia di calcolo utilizzata per le simulazioni idro-morfodinamiche con indicati i contorni in rosso, la linea di riva in bianco, l'opera in progetto in grigio.

### 11.3 RISULTATI OTTENUTI E LORO ANALISI

Osservando il campo di velocità ricavato nella simulazione relativa allo stato attuale (Figura 11-2) si nota che in tutto il dominio di calcolo la corrente longitudinale ha una direzione univoca SW-NE. La zona attiva del campo idrodinamico (la fascia di mareggiata) si estende per circa un centinaio di metri di distanza dalla costa; l'intensità della corrente cresce con la vicinanza alla riva, dove raggiunge valori sino a 1 m/s. Tali valori piuttosto elevati dipendono dal fatto che l'onda morfologicamente equivalente ha un grande angolo di incidenza rispetto alla riva, circa pari a 30°. È interessante notare come, proprio nel tratto immediatamente "a monte" dell'area di intervento, sia possibile osservare un rallentamento della corrente, che si può ascrivere al cambio di direzione della linea di costa.

Analizzando l'analogia mappa ricavata per la configurazione di progetto (Figura 11-3) e confrontandola con quella dello stato attuale si può vedere che la zona influenzata dall'opera si estende a valle di essa per una distanza circa pari all'estensione longitudinale della barriera, ed ha un'estensione trasversale, misurata come distanza dalla costa, circa pari al doppio della dimensione trasversale della barriera.

L'immagine (Figura 11-3) mostra che la forma curva della barriera "accompagna" gradualmente la deviazione della corrente litoranea, minimizzando le zone di ristagno. Nello specifico, a monte della barriera si vede che i vettori velocità ruotano gradualmente seguendo il perimetro e quindi la corrente tende ad aggirarla; in questa dinamica, la velocità della corrente tende a diminuire allontanandosi dalla riva dove aumenta il fondale. A valle dell'opera si osserva una zona di ristagno che si estende per circa 100 metri.



Il modello morfologico tiene conto solo delle dinamiche dovute al moto ondoso; quindi, riproduce un fenomeno amplificato rispetto alla realtà ed è quindi lecito attendersi un fenomeno più lieve di quello qui illustrato. I risultati del modello, sia quelli relativi allo stato attuale, sia quelli della configurazione di progetto, sono qui da leggersi non in termini assoluti, ma piuttosto comparandoli tra loro per valutare gli effetti della realizzazione dell'opera. In quest'ottica, il modello numerico costituisce uno strumento oggettivo per svolgere tale confronto.

La mappa di erosione-accumulo *cumulata* a fine simulazione dello *stato attuale* (Figura 11-4) mostra una tendenza di approfondimento dei fondali al piede della barriera radente esistente e l'accumulo nei fondali più profondi antistanti, con la creazione di una barra sommersa.

Coerentemente con quanto osservato analizzando il campo idrodinamico, la mappa di erosione-accumulo relativa allo stato progettuale (Figura 11-5) mostra che gli effetti indotti dalla realizzazione dell'opera sono localizzati nell'intorno dell'opera stessa. In particolare, il campo idrodinamico prima discusso fa sì che il sedimento non si accumuli in corrispondenza del radicamento a terra della barriera ma nella zona antistante ad essa, a causa della corrente uscente che riduce di velocità per aumento della profondità. Nella zona a valle dell'opera si osserva che la fascia adiacente alla difesa radente soggetta ad erosione si riduce a causa dell'attenuazione della corrente indotta dall'opera, e al contempo si nota un minor accumulo nella barra sommersa antistante.

Per valutare le variazioni sul trasporto di sedimenti sono stati disposti delle sezioni trasversali (Figura 11-6) in corrispondenza dei quali si è calcolata la portata solida media. Nei transetti a monte dell'opera, come logico aspettarsi, non si rileva nessuna modifica (transetto T01 - Figura 11-7, T02 - Figura 11-8, T03 - Figura 11-9). La variazione si osserva in corrispondenza della sezione passante per l'opera (transetto T04 - Figura 11-10), laddove dalle mappe di erosione-accumulo si era notata l'accumulo di sedimenti, e nella zona di ristagno a valle di essa (transetto T05 - Figura 11-11). Procedendo verso valle si vede che le variazioni tra stato attuale e di progetto si attenuano gradualmente sino a diventare quasi irrilevanti (transetto T06 - Figura 11-12, T07 - Figura 11-13, T08 - Figura 11-14).

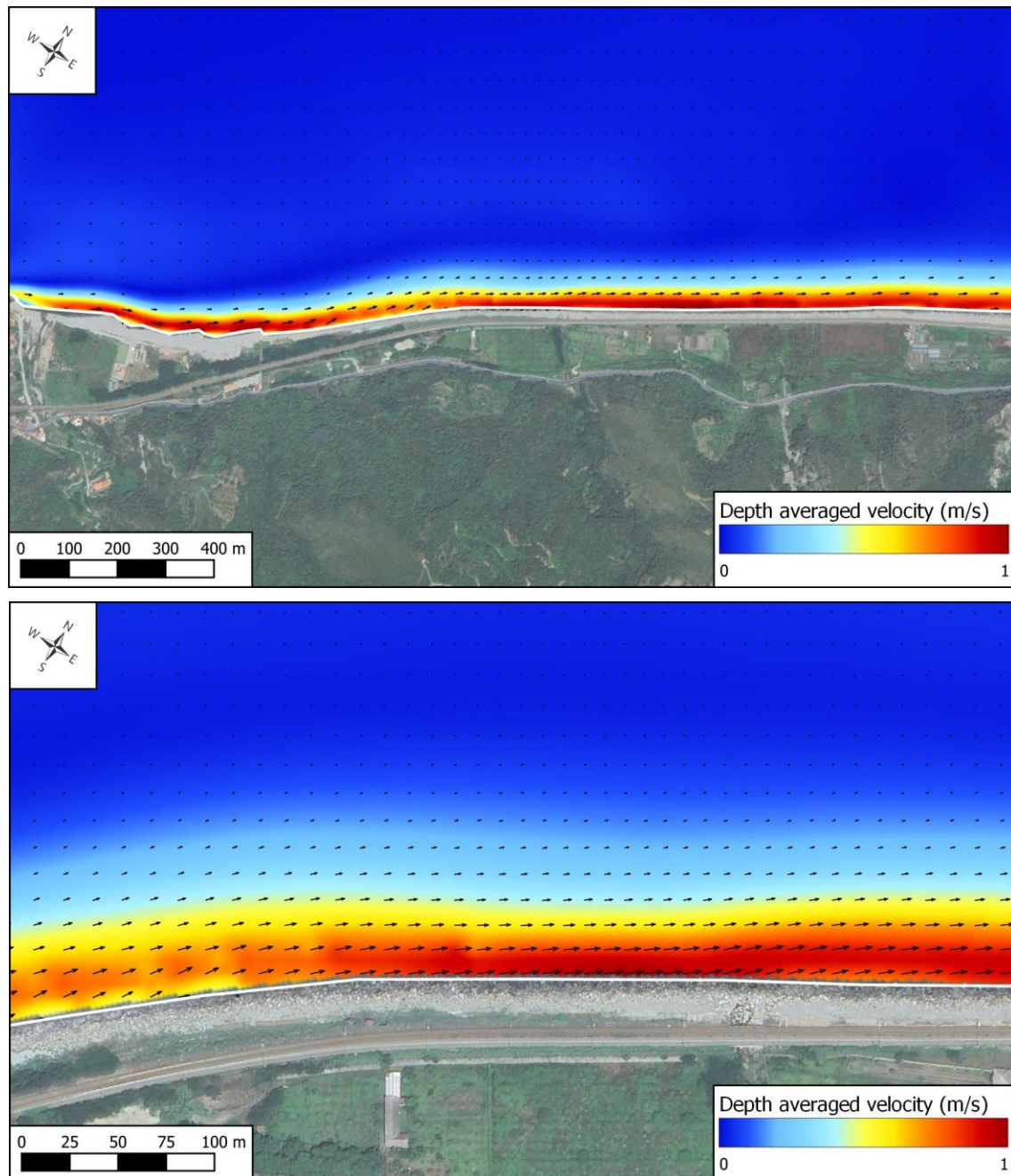


Figura 11-2: Campo di velocità generato dall'onda morfologicamente equivalente ( $H_s=2.32$  m,  $T_s=5.64$  s,  $Dir=297^\circ N$ ) – Stato attuale

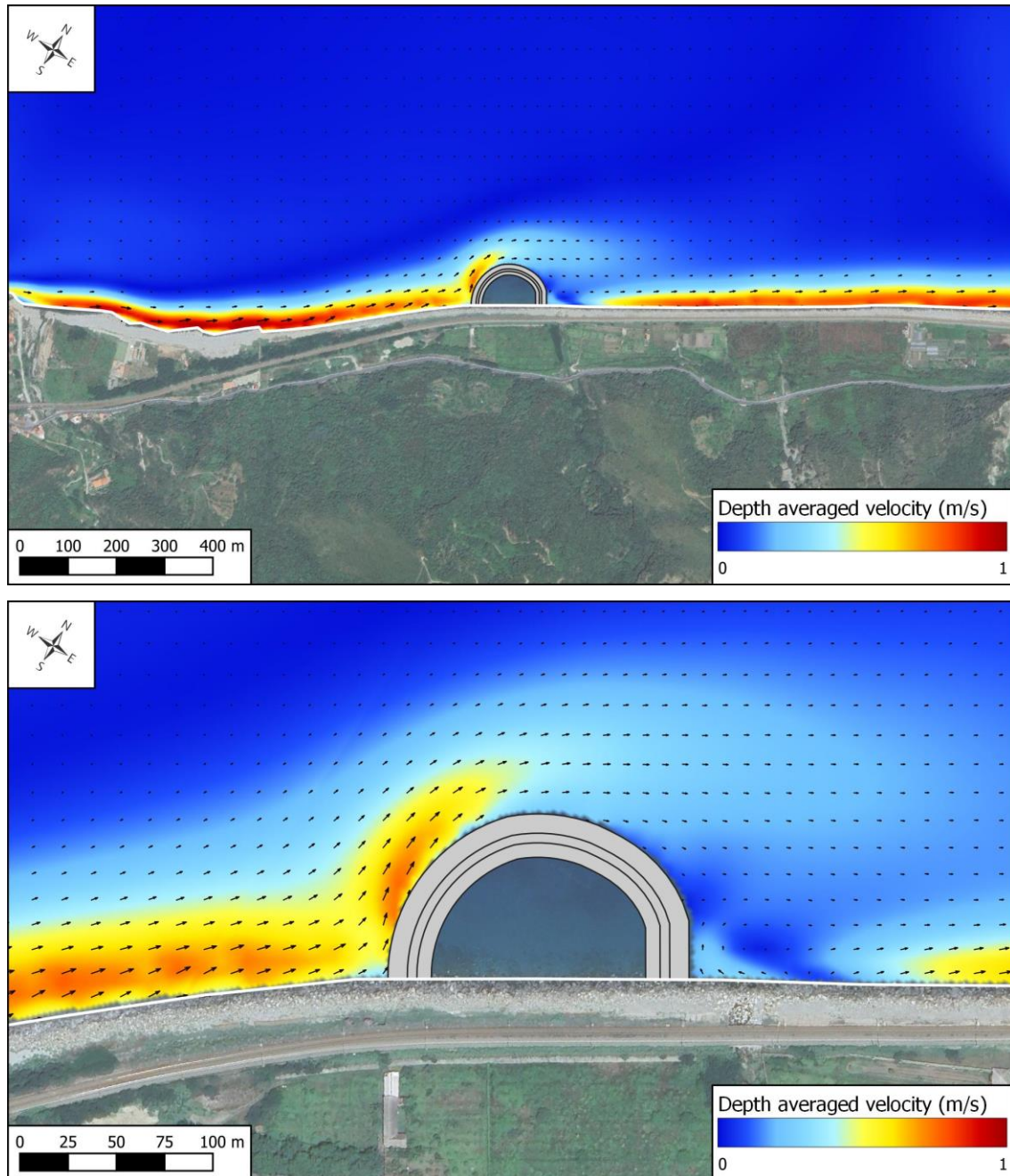


Figura 11-3: Campo di velocità generato dall'onda morfologicamente equivalente ( $H_s=2.32$  m,  $T_s=5.64$  s,  $Dir=297^\circ N$ ) – Stato progetto



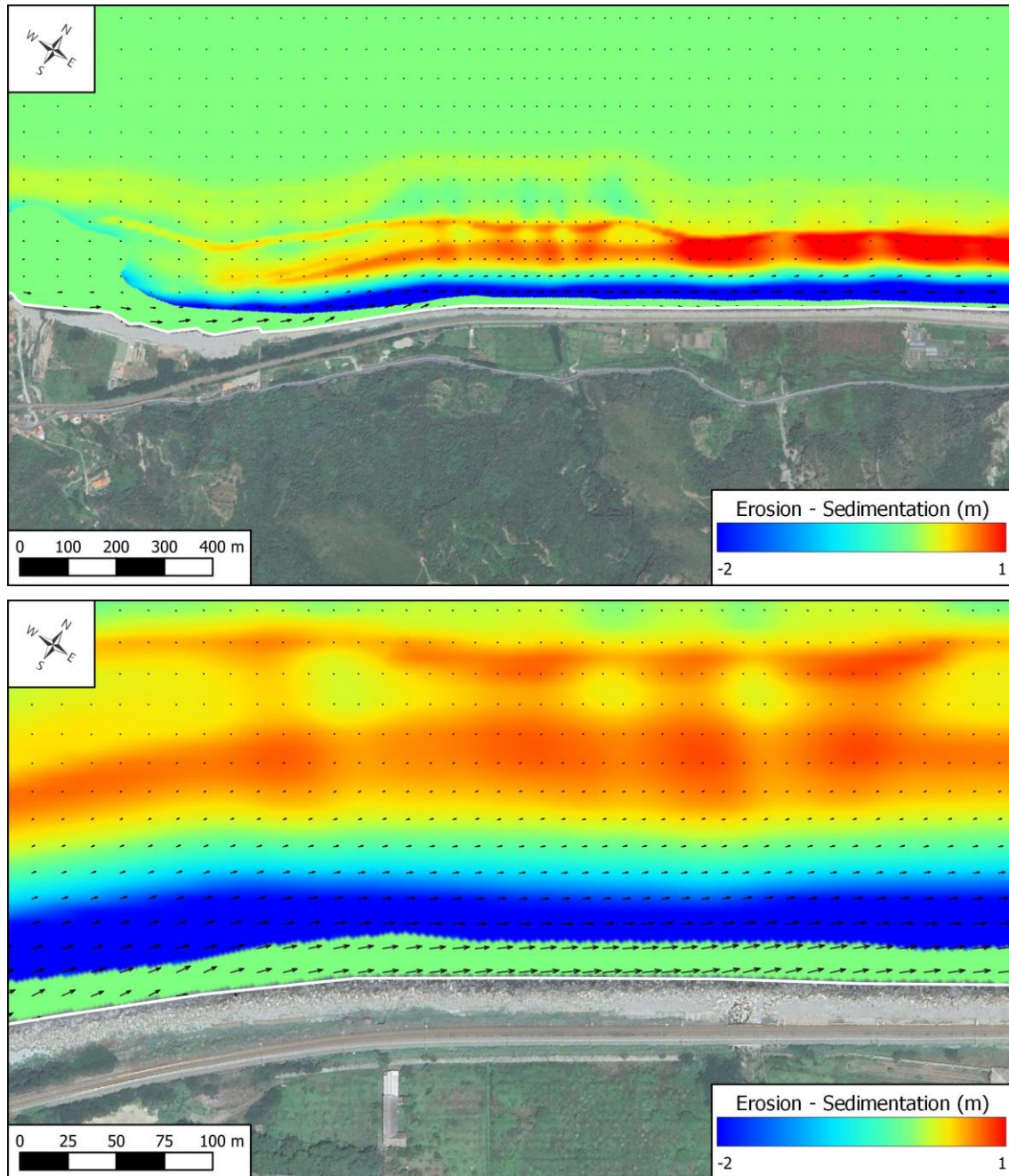


Figura 11-4: Mappa erosione-accumulo di sedimenti dopo 15 giorni di simulazione dell'OME, corrispondenti ad un anno climatico. Stato attuale



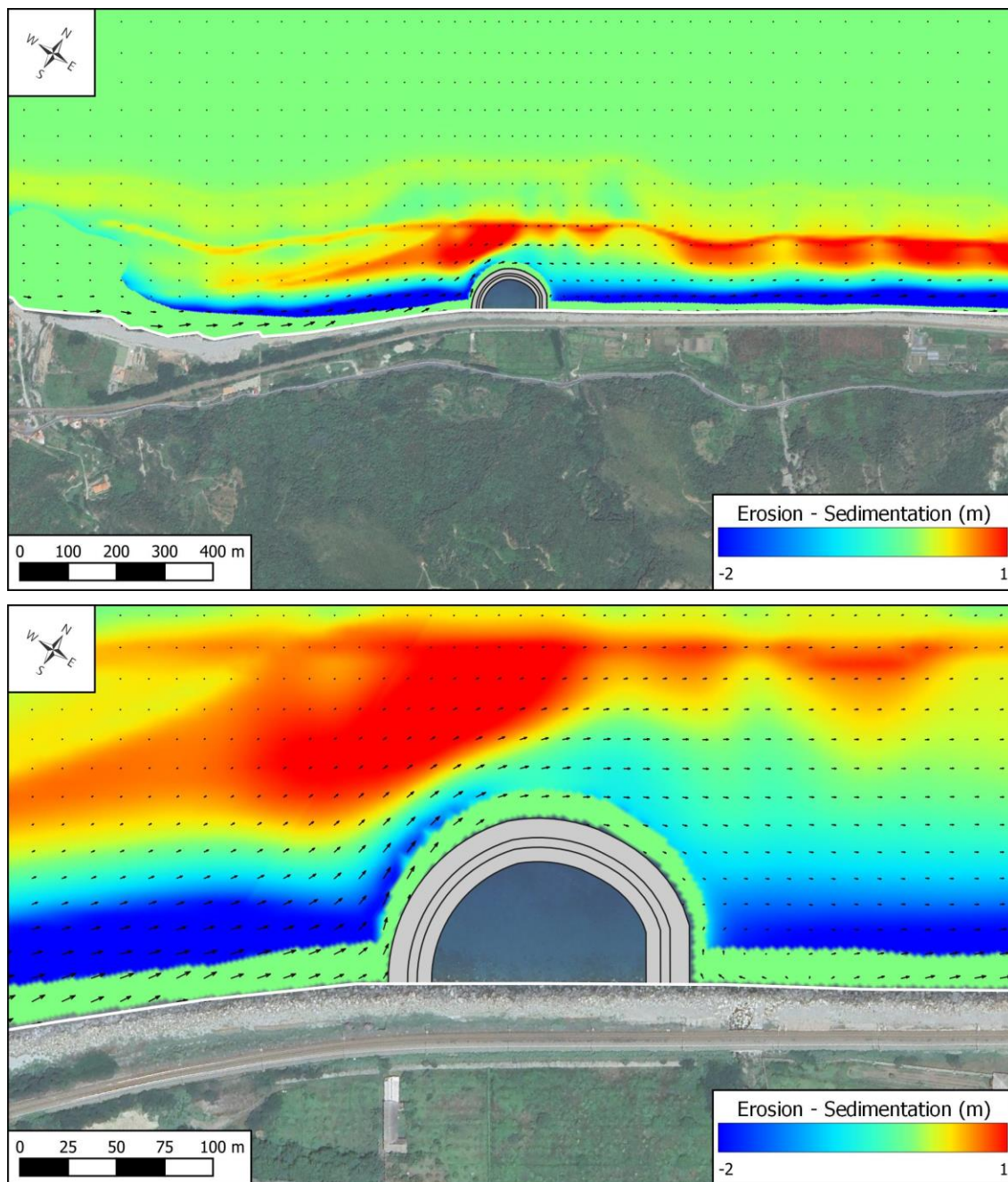


Figura 11-5: Mappa erosione-accumulo di sedimenti dopo 15 giorni di simulazione dell'OME, corrispondenti ad un anno climatico. Stato progetto

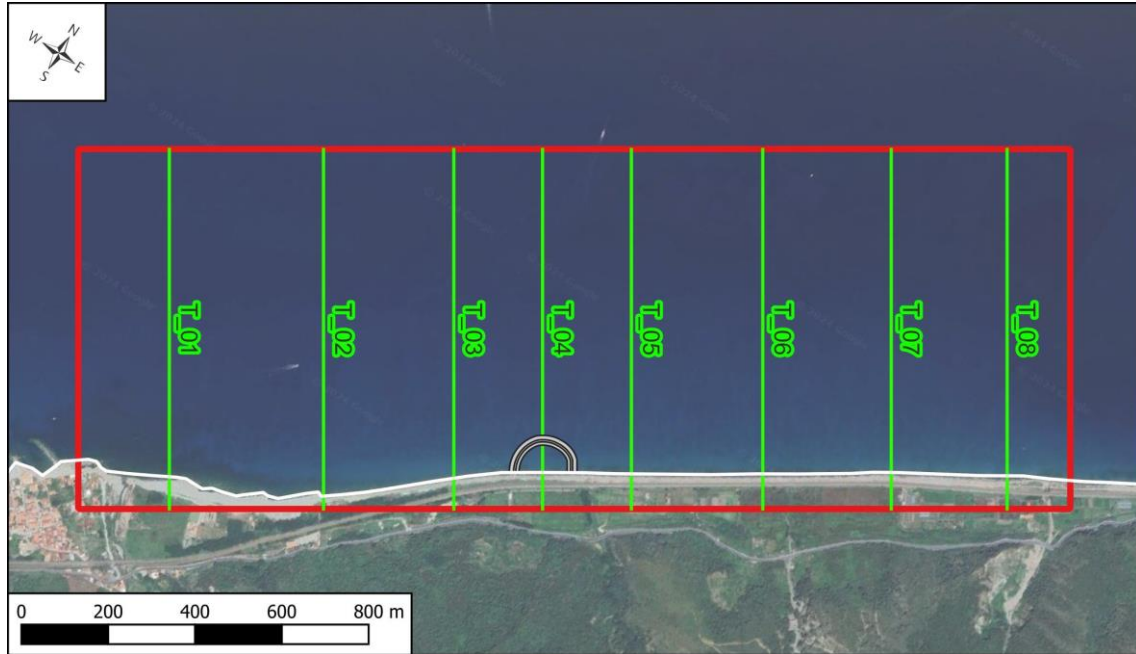


Figura 11-6: Dominio di calcolo e sezioni trasversali utilizzate per valutare il trasporto longitudinale medio

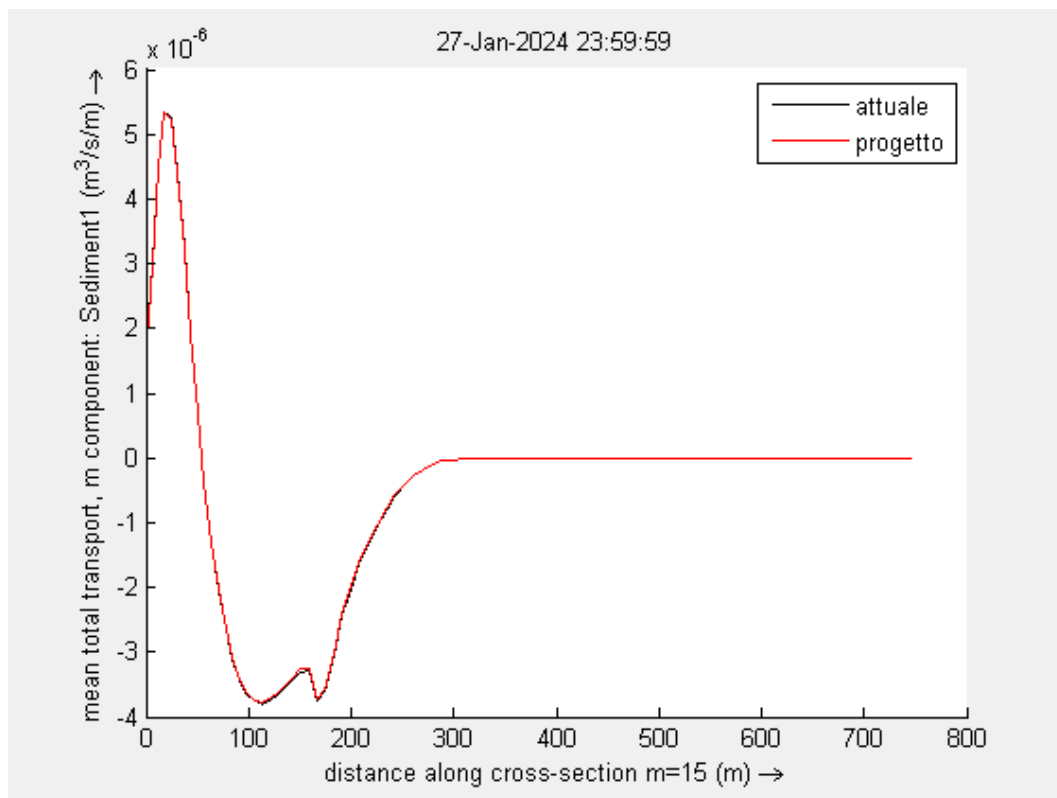


Figura 11-7: Trasporto longitudinale medio - transetto T01

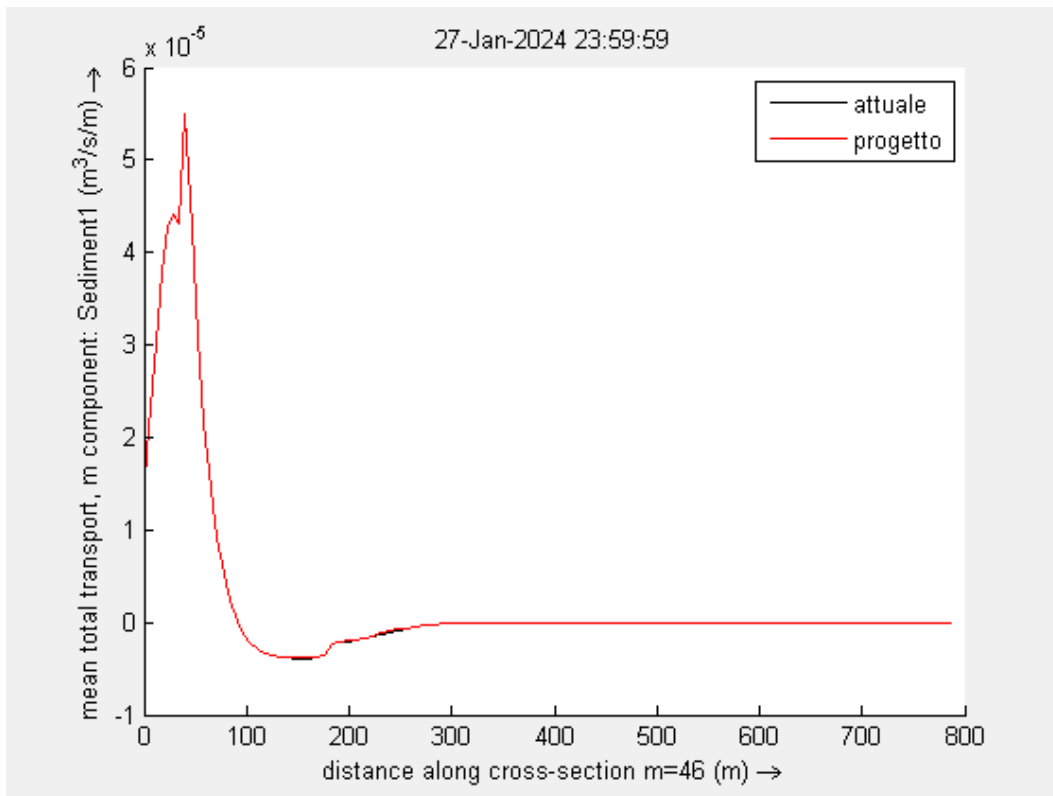


Figura 11-8: Trasporto longitudinale medio - transetto T02

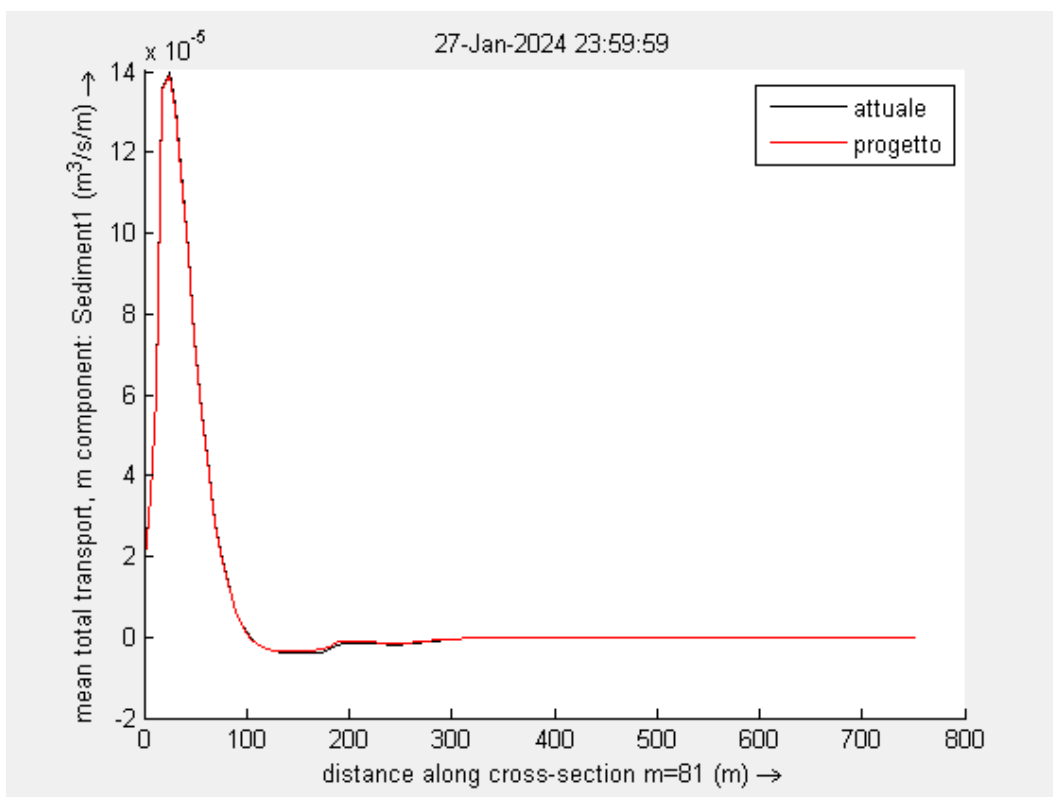


Figura 11-9: Trasporto longitudinale medio - transetto T03

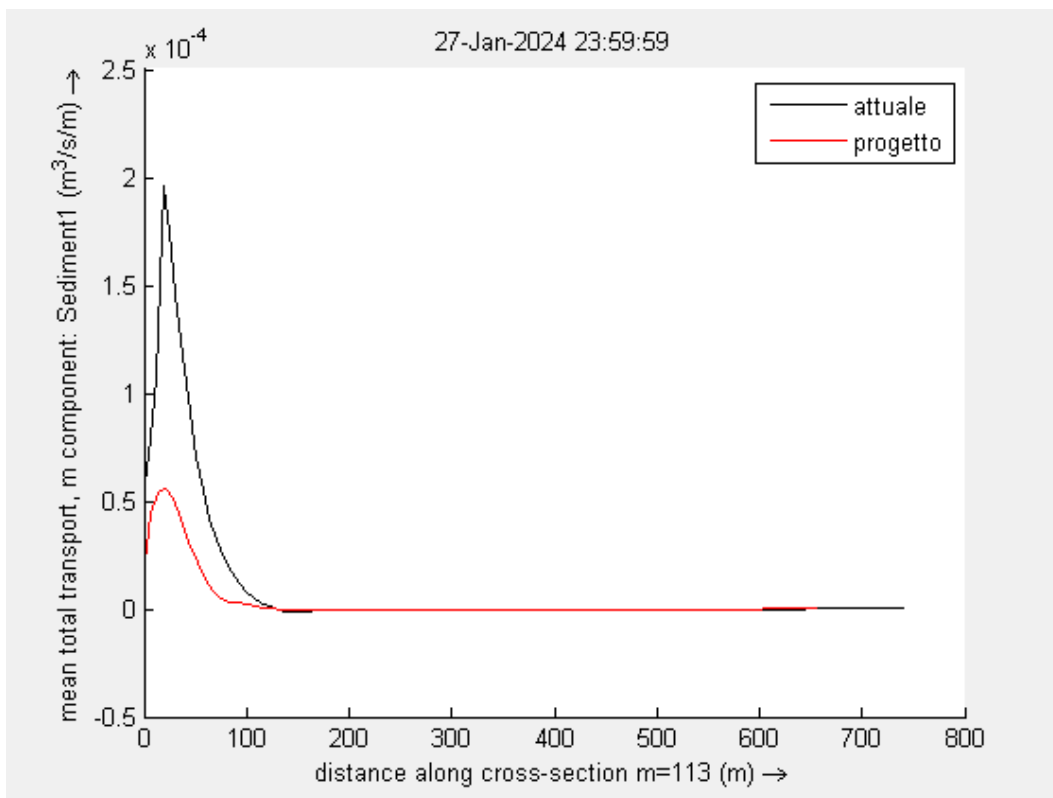


Figura 11-10: Trasporto longitudinale medio - transetto T04

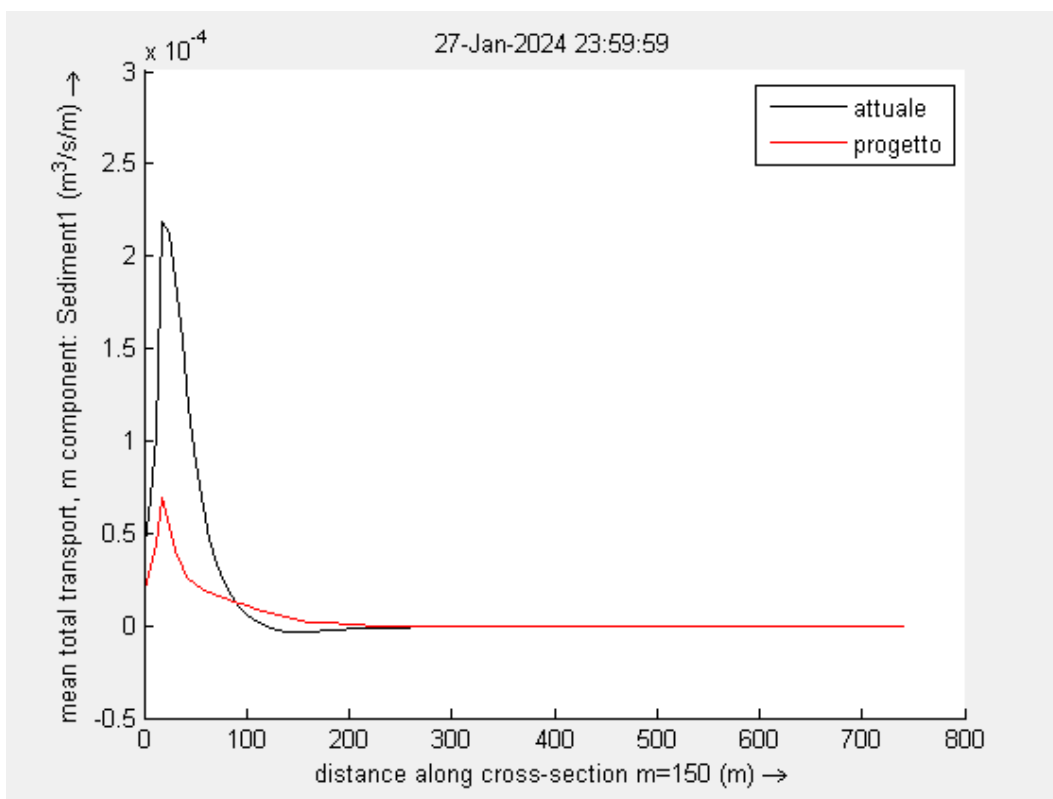


Figura 11-11: Trasporto longitudinale medio - transetto T05



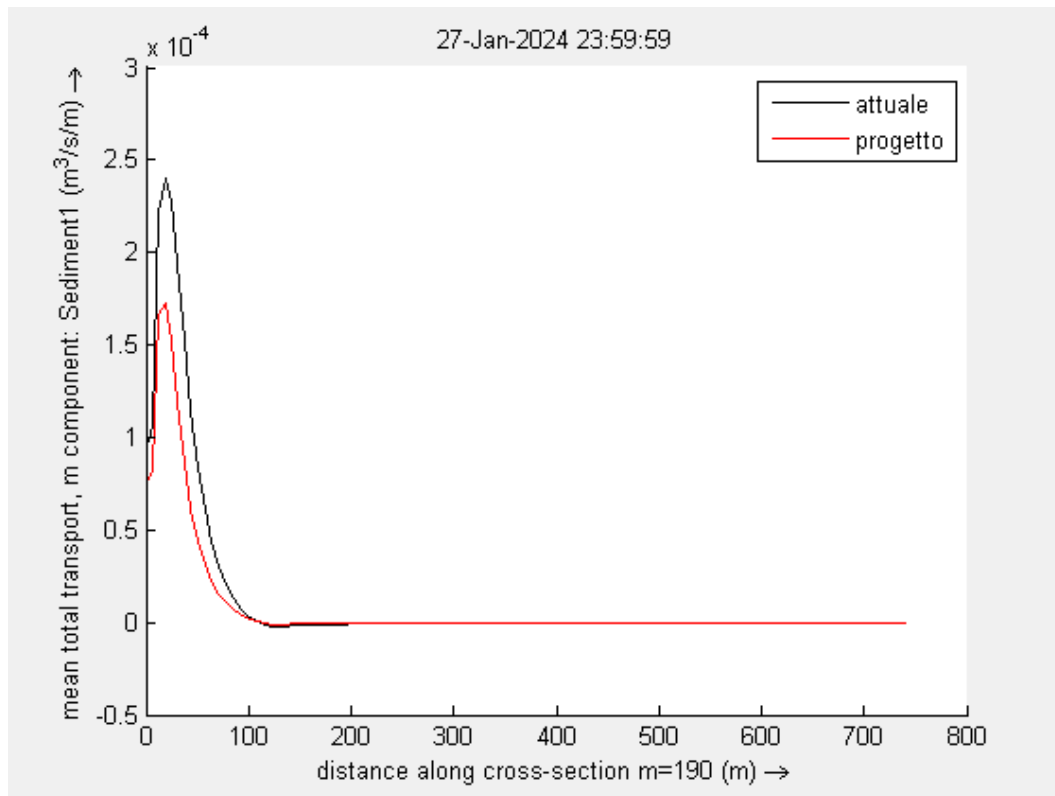


Figura 11-12: Trasporto longitudinale medio - transetto T06

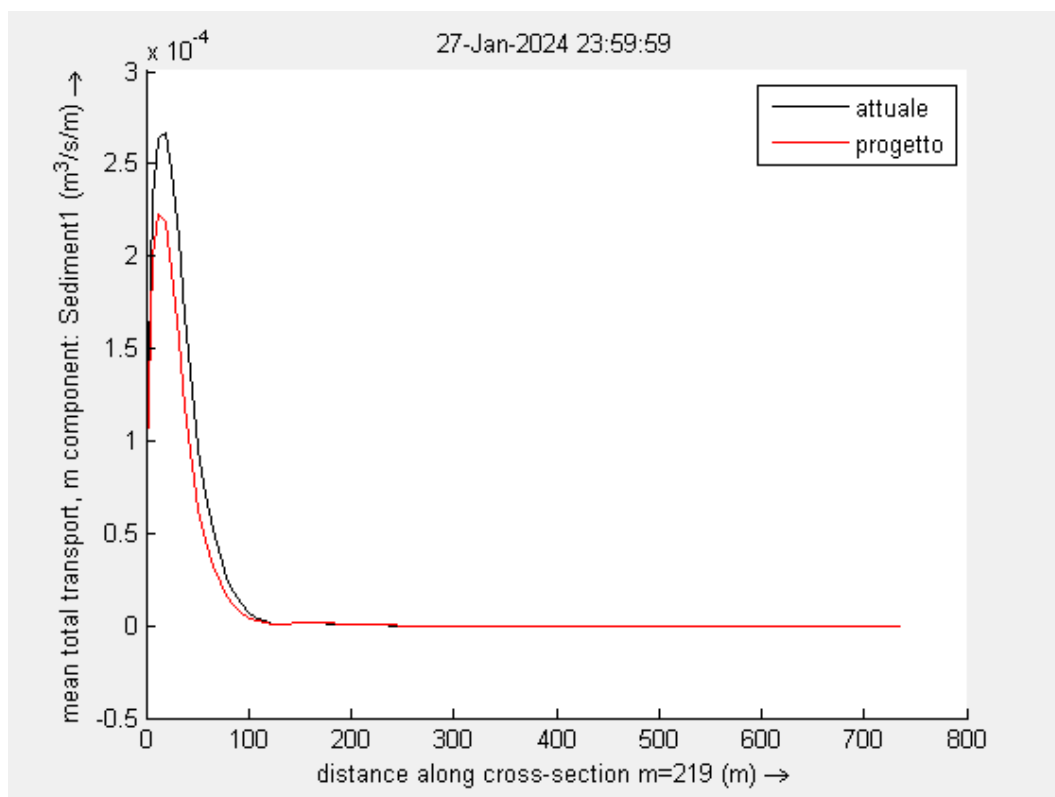


Figura 11-13: Trasporto longitudinale medio - transetto T07

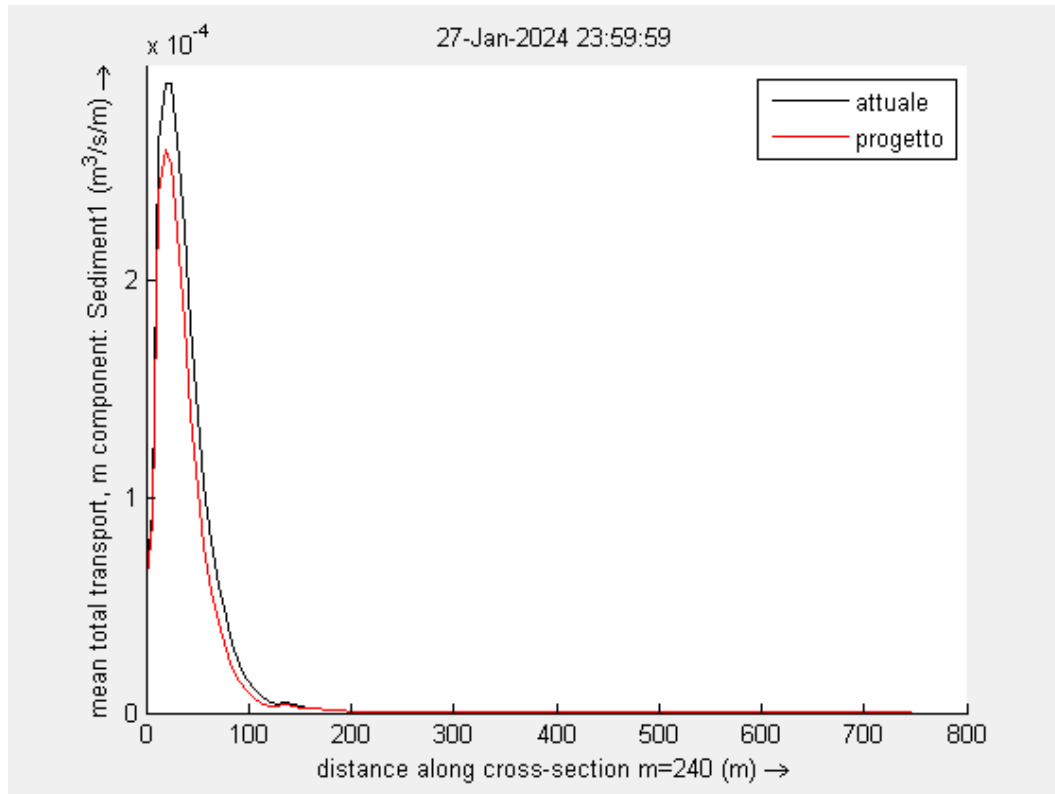


Figura 11-14: Trasporto longitudinale medio - transetto T08

## BIBLIOGRAFIA

1. **Copernicus Marine Services.** Product user manual for Mediterranean Sea Waves Reanalysis Product MEDSEA\_MULTIYEAR\_WAV\_006\_012. *Copernicus Marine Service*. [Online] Novembre 2022. <https://catalogue.marine.copernicus.eu/documents/PUM/CMEMS-MED-PUM-006-012.pdf>.
2. **Balzano, A.** *Piano di gestione del rischio di alluvioni - Relazione metodologica sulle inondazioni costiere*. s.l. : Autorità di Bacino Regionale della Sardegna, 2018.
3. **Atzeni, A.** *Regime e protezione dei litorali*. s.l. : ARACNE editrice S.r.l., 2011.
4. *Extreme value analysis: still water level*. **Caires, Sofia**. s.l. : World Meteorological Organization (WMO) , 2011.
5. **Holtuijsen, L. H.** *Waves in Oceanic and Coastal Waters*. s.l. : Cambridge University Press, 2007.
6. **Giuseppe R. Tomasicchio, Felice D'Alessandro, Elena Musci e Antonio De Risi.** *Le condotte di scarico a mare - lo stato dell'arte*. s.l. : fondazione cariplo, 2014.
7. **Doni, Giovanni.** *Force characterization for a submerged velocity cap in unsteady flows*. s.l. : Delft University of Technology, 2018.
8. *Rock slopes and gravel beaches under wave attack*. **J.W., Van der Meer**. 1988, Delft Hydraulics (report 396) and Delft University of Technology.
9. *Stability of rock slopes with shallow foreshores*. **al., Van Gent M.R.A. et.** 2003, Proc. Coastal structures, Portland, ASCE.
10. **Atzeni, A.** *Dispense di idraulica marittima*. s.l. : ARACNE editrice S.r.l., 2011.
11. *Field data on seaward limit of profile change*. **Birkemeier, William A.** 111, s.l. : ASCE, 1985, Vols. J. Waterway, Port, Coastal Ocean Eng.
12. *A profile zonation for seasonal sand beaches from wave climate*. **Hallermeier, Robert J.** 4, s.l. : Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1981, Vol. Coastal Engineering.