



**AMBITO 4 PROGETTO DI INTERFACCIA PORTO CITTA'**  
**INTERVENTI PER LA FRUIBILITA' PROTETTA DELLA PASSEGGIATA  
SUL MARE IN CORRISPONDENZA DEL MOLO DI PONENTE**  
**PROGETTO DEFINITIVO**



PROGETTAZIONE:



Il Direttore Tecnico  
Dott. Ing. Stefano PALLAVICINI



Il Direttore Tecnico  
Dott. Ing. Antonino SUTERA

PROGER MANAGER E RESPONSABILE INTEGRAZIONE  
DELLE PRESTAZIONI SPECIALISTICHE:

Dott. Ing. Carlo LISTORTI  
Dott. Ing. Roberto D'ORAZIO

RESPONSABILE DI PROGETTO:

Dott. Ing. Antonino SUTERA

SUPPORTO SPECIALISTICO OPERE MARITTIME:

Dott. Ing. Franco GRIMALDI

SUPPORTO SPECIALISTICO WATERFRONT:

Dott. Ing. Paolo VIOLA  
Dott. Arch. Giacomo GUARNERI  
Dott. Arch. Andrea ANGELI  
Dott. Arch. Francesca GANGEMI

SUPPORTO MODELLAZIONE MOTO ONDOSO:

Dott. Ing. Andrea PEDRONCINI  
Dott. Ing. Davide PERSI

RESPONSABILE STRUTTURE:

Dott. Ing. Stefano PALLAVICINI

GEOLOGIA:

Dott. Geol. Mario MASCARUCCI

GEOTECNICA:

Dott. Ing. Ylenia MASCARUCCI

SUPPORTO SPEC. GEOLOGIA E GEOTECNICA:

Dott. Ing. Paolo MARCELLINO

RESPONSABILE AMBIENTE:

Dott. Ing. Marco SANDRUCCI

SUPPORTO SPECIALISTICO RAPPORTI ENTI:

Dott. Ing. Diego NESPOLO

COORDINATORE PER LA SICUREZZA:

Dott. Ing. Giuseppe BERNARDO

**D.04**

**RELAZIONE DI CALCOLO E GEOTECNICA - OPERE MARITTIME**

Questo elaborato è di proprietà della Proger S.p.A. pertanto non può essere riprodotto né integralmente, né in parte senza l'autorizzazione scritta della stessa. Da non utilizzare per scopi diversi da quelli per cui è stato fornito.

Nome File	Scala	Commessa	Codice Elaborato					
DNC113_PD_D.04.dwg		P18062	D	00	00	G	RL	05

REVISIONI	REV. n°	DATA	MOTIVAZIONE	REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO
	00	20/06/2019				

R.U.P.:

Geom. Domenico CIAVARELLA

VISTI/APPROVAZIONI:

## INDICE

<b>1</b>	<b>PREMESSA</b>	<b>2</b>
<b>2</b>	<b>SINTESI DEGLI STUDI METEOMARINI</b>	<b>2</b>
<b>3</b>	<b>DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE OPERE MARITTIME</b>	<b>4</b>
3.1	<i>FORMULA DI HUDSON PER SCOGLIERE EMERSE</i>	4
3.1.1	<i>Dimensionamento scogliera percorso evocativo</i>	5
3.2	<i>FORMULA DI VAN DER MEER PER SCOGLIERE SOMMERSE</i>	6
3.2.1	<i>Dimensionamento scogliera molo foraneo</i>	7
3.3	<i>VERIFICA CON IL CRITERIO DI RITENZIONE DEL CERC</i>	11
<b>4</b>	<b>VALUTAZIONE DELLA PORTATA DI TRACIMAZIONE</b>	<b>12</b>
4.1	<i>VERIFICA OVERTOPPING CON LA FORMULAZIONE EUROTOP 2018</i>	14
4.2	<i>VERIFICA OVERTOPPING CON LA RETE NEURALE</i>	17
<b>5</b>	<b>VERIFICHE GEOTECNICHE</b>	<b>20</b>
5.1	<i>AZIONE IDRODINAMICA</i>	21
5.2	<i>VERIFICA DELLE OPERE DI PROGETTO</i>	23

## **1 PREMESSA**

La presente relazione riporta una descrizione dettagliata delle metodologie utilizzate per i dimensionamenti e le verifiche strutturali e geotecniche relative alle opere marittime previste nel Progetto Definitivo degli *“Interventi per la fruibilità protetta della passeggiata sul mare in corrispondenza del Molo di Ponente”*.

Le opere previste in progetto, afferenti all'ambito progettuale n. 4 del più ampio progetto generale di riqualificazione dell'interfaccia Porto–Città di Marina di Carrara, sono mirate alla riqualificazione del molo di ponente.

In particolare i lavori interesseranno la fascia costiera che comprende la passeggiata a mare “Sandro Pertini” (tratto ortogonale alla linea di riva) ed il molo foraneo fino alla testata del molo di ponente (tratto ortogonale alla linea di riva), al fine di consentire la fruibilità protetta e garantire l'importante rapporto visivo diretto con il mare, ad oggi compromesso dalla presenza dell'alta barriera di protezione del porto.

Nel seguito del presente elaborato, si riportano:

- una descrizione sintetica degli studi meteomarini e dei metodi di calcolo adottati;
- il dimensionamento idraulico delle mantellate della scogliera emersa, lungo il percorso evocativo, e della scogliera sommersa, lungo il percorso panoramico sul molo foraneo, e la verifica della transizione tra i vari strati con il criterio di ritenzione dei filtri granulari;
- la valutazione della portata di tracimazione (overtopping) allo stato attuale ed allo stato di progetto;
- la verifica geotecnica delle opere di progetto.

## **2 SINTESI DEGLI STUDI METEOMARINI**

Lo scopo degli interventi progettuali, come già anticipato in premessa, è di rendere fruibili in adeguate condizioni di sicurezza sia l'itinerario evocativo che l'itinerario panoramico sulla diga foranea, che allo stato attuale risulta inaccessibile.

Per questo risulta necessario adeguare le esistenti opere per ridurre i fenomeni di tracimazione (overtopping) che si verificano durante le mareggiate di forte intensità, per la cui trattazione si rimanda al par. 4 della presente relazione.

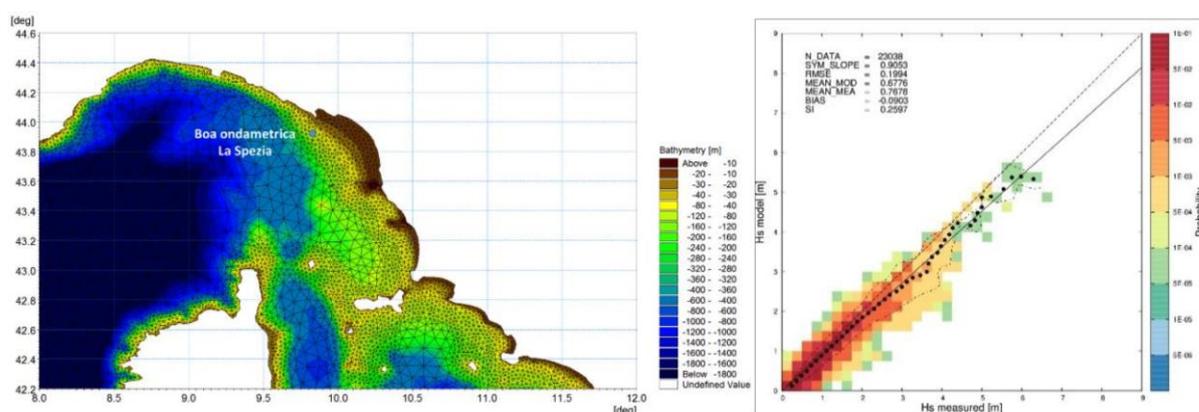
Preliminarmente è stato necessario procedere alla identificazione delle condizioni meteomarine al largo e sottocosta attraverso una ricostruzione affidabile ed accurata delle condizioni di vento e onda ricavate mediante un opportuno studio meteomarino e morfodinamico, anche al fine di acquisire i dati di input necessari per il modello fisico.

Per la caratterizzazione del moto ondoso al largo del porto di Marina di Carrara viene utilizzata la ricostruzione storica di vento e moto ondoso per l'intero bacino del Mediterraneo, largamente adottata nella pratica dell'ingegneria costiera e offshore, costituita dal database Mediterranean Wind Wave Model (MWM), prodotto da DHI in collaborazione con HyMOLab

(Hydrodynamics and MetOcean Laboratory), struttura del Dipartimento di Ingegneria e Architettura dell'Università di Trieste.

Il database MWM deriva dall'implementazione di una catena modellistica che beneficia di due modelli, che rappresentano lo stato dell'arte più avanzato in materia, rispettivamente nell'ambito della modellazione atmosferica (WRFARW) e della modellazione del moto ondoso (MIKE 21 SW – Spectral Waves di DHI).

Nelle immagini sottostanti sono riportate rispettivamente la batimetria di riferimento per la componente modellistica di moto ondoso, alla scala del Mar Mediterraneo, ed un dettaglio sul Mar Ligure/Alto Tirreno, con risoluzione del modello d'onda variabile da circa 10 km al largo fino a circa 3 km sottocosta.



*Probability Scatter Plot (PSP) di confronto tra dati modellati (ordinate) e misurati (ascisse) in corrispondenza della boa della Spezia, la cui posizione è evidenziata nell'immagine a sinistra*

I dati al largo vengono utilizzati come condizione al contorno di un ulteriore modello, a più alta risoluzione, predisposto al fine di propagare il moto ondoso sottocosta, tenendo conto delle principali trasformazioni che l'onda subisce nella sua propagazione verso riva (in primis rifrazione, shoaling, attrito col fondo, frangimento).

Per il modello locale viene impiegato il software MIKE 21 SW di DHI, modello spettrale di terza generazione in grado di considerare tutte le principali trasformazioni dell'onda. Il modello si basa su uno schema di soluzione ai volumi finiti e utilizza una risoluzione spaziale variabile nel dominio.

In conformità all'approccio metodologico che oggi garantisce la maggiore accuratezza nella ricostruzione del moto ondoso sottocosta, l'intera serie di dati orari di 39 anni è stata trasferita dal largo fino al porto e alle opere in progetto. La risoluzione massima prevista per il modello di propagazione dell'onda sottocosta è dell'ordine della decina di metri.

I valori delle onde di progetto ottenuti sono riportati ai capitoli 3 e 4, dove vengono trattate le procedure per il dimensionamento idraulico e la verifica della portata di tracimazione per le opere di progetto.

### **3 DIMENSIONAMENTO E VERIFICA DELLE OPERE MARITTIME**

Nel presente capitolo si descrivono i metodi di calcolo utilizzati per determinare il peso degli elementi che costituiscono le mantellate delle opere di protezione della diga e le formulazioni per la verifica degli strati interni con il criterio dei filtri granulari.

In particolare è stato utilizzato il metodo di HUDSON per il dimensionamento della mantellata della scogliera emersa a protezione dell'itinerario evocativo, mentre per il dimensionamento della mantellata della scogliera soffolta a protezione dell'itinerario panoramico sulla diga foranea è stato adottato il metodo proposto da VAN DER MEER.

Entrambi gli approcci sono stati applicati seguendo le disposizioni e le indicazioni contenute nel *Coastal Engineering Manual (CEM)* edito dallo *US Army Corps of Engineers (USACE)*.

#### **3.1 Formula di HUDSON per scogliere emerse**

La formulazione proposta da HUDSON viene utilizzata per determinare le caratteristiche in termini di dimensione e di peso degli elementi che costituiscono la mantellata di scogliere emerse ed esposte all'azione diretta del moto ondoso frangente (onda massima possibile in funzione del fondale antistante le opere di progetto).

L'ipotesi fondamentale che sta alla base di tale approccio risiede nel fatto che la mantellata sia costituita da almeno due strati di massi.

Il calcolo del peso medio degli elementi della mantellata viene effettuato utilizzando la seguente formula:

$$W_{50} = \frac{\gamma_s H^3}{\left(\frac{\gamma_s}{\gamma_a} - 1\right)^3 \operatorname{ctg}(\alpha) \bar{\epsilon} K_D}$$

Dove i vari termini presenti corrispondono a:

- $W_{50}$  indica il peso medio dei massi della mantellata, nell'ipotesi che il peso di tutti gli elementi dello strato più esterno sia compreso tra  $0.75 W_{50}$  e  $1.25 W_{50}$ ;
- $H$  rappresenta l'altezza dell'onda di progetto, pari in questo caso all'altezza d'onda frangente per le opere ubicate entro la zona dei frangenti  $H_b = 0.78 d$ , con  $d$  che indica la profondità al piede dell'opera;
- $\gamma_s$  il peso specifico dei massi;
- $\gamma_a$  il peso specifico dell'acqua di mare;
- $\alpha$  l'angolo che la scarpata della mantellata forma con l'orizzontale;
- $K_D$  il coefficiente di stabilità (SPM, USACE 1984), funzione del tipo di onda e della natura dei massi, valutabile sia per la condizione di onda frangente che per la condizione di onda non frangente.

### 3.1.1 Dimensionamento scogliera percorso evocativo

Il metodo di HUDSON è stato utilizzato per il dimensionamento dei massi costituenti la mantellata in doppio strato della scogliera emersa a protezione dell'itinerario evocativo. Nella tabella a seguire si riportano i parametri utilizzati per il calcolo:

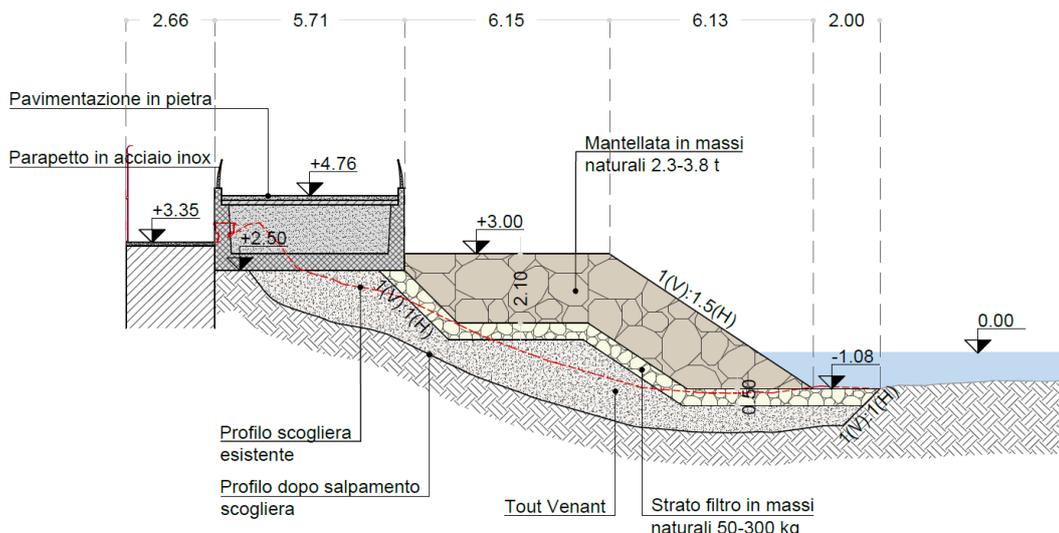
d [m]	H [m]	cot $\alpha$	K <sub>D</sub>	$\gamma_s$ [t/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_w$ [t/m <sup>3</sup> ]	$\Delta$	W50 [t]	W [t]
3,04	2,37	1,50	2,00	2,65	1,03	1,57	3,03	2,30 ÷ 3,80

Il parametro d rappresenta la massima profondità al piede dell'opera incrementato del sovrizzo aggiuntivo di +1,04 m (d massimo in corrispondenza della sezione di progetto A8), dovuto all'effetto combinato di marea e setup, ritenendo che tale condizione sia la più gravosa per la struttura.

La pendenza della mantellata è di 1,5:1 con quota di coronamento a +3,00 m s.l.m.m. Dai calcoli risulta dunque che la mantellata dovrà essere realizzata con massi naturali di II e III categoria, con peso compreso tra 2,30 t e 3,80 t, con lo spessore del doppio strato pari a 2,10 m.

Al di sotto della mantellata si realizzerà uno strato filtro dello spessore di 0,50 m, composto sempre da pietrame naturale con pezzatura variabile tra 50 kg e 300 kg, e nucleo in tout venant.

Nelle immagini a seguire, si riportano le sezioni tipologiche rispettivamente in corrispondenza della rampa e dell'allargamento, rimandando all'elaborato di progetto A.01 – *Relazione generale* per una descrizione maggiormente dettagliata:



**Figura 3-1** – Sezione tipologica scogliera percorso evocativo in corrispondenza della rampa (sez. A3)

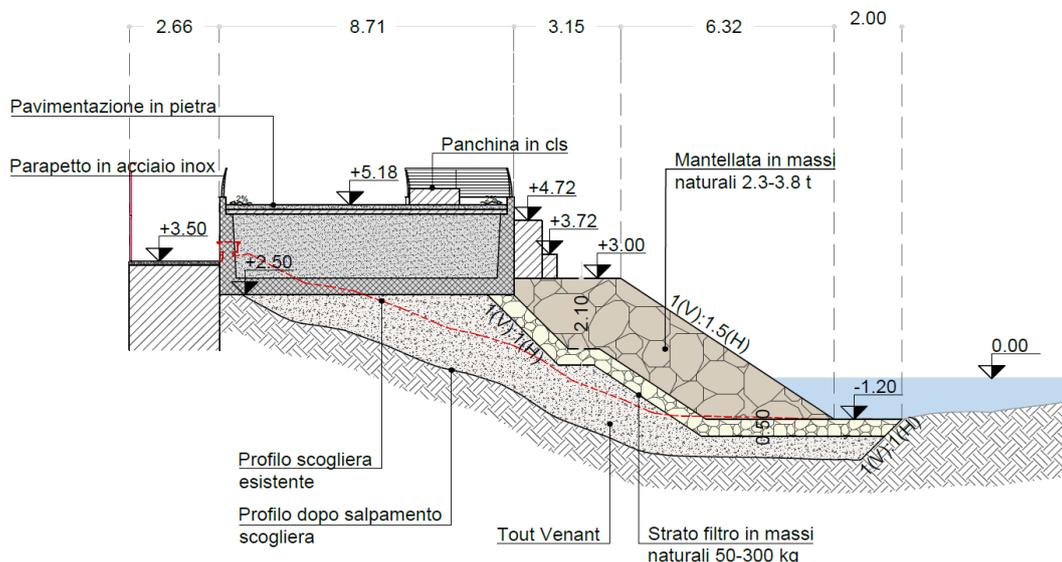


Figura 3-2 - Sezione tipologica scogliera percorso evocativo in corrispondenza dell'allargamento (sez. A4)

### 3.2 Formula di VAN DER MEER per scogliere sommerse

La metodologia proposta da VAN DER MEER per il calcolo dei massi che costituiscono la mantellata di scogliere sommerse dipende principalmente dal parametro definito come numero di stabilità  $N_s^*$ , funzione della profondità al piede dell'opera ( $h$ ), della quota del coronamento della struttura rispetto al fondo ( $h_c$ ) e del grado di danneggiamento ammissibile ( $S$ ).

L'espressione di tale formula è la seguente:

$$\frac{h_c}{h} = (2.1 + 0.1S)e^{-0.14N_s^*}$$

Inoltre, va determinato il diametro nominale medio dei massi ( $D_{n50}$ ), che garantisce la stabilità della mantellata nelle ipotesi descritte, secondo la formula:

$$D_{n50} = \frac{H^{\frac{2}{3}} L^{\frac{1}{3}}}{N_s^* \left( \frac{\gamma_s}{\gamma_a} - 1 \right)}$$

Dove i vari termini rappresentano rispettivamente:

- $H$  è l'altezza dell'onda di progetto (che, per frangimento molto intenso, può essere assunto pari all'altezza d'onda frangente diviso un coefficiente pari a 1.1÷1.2);
- $L$  la lunghezza d'onda al largo, riferita al periodo di picco ( $L = 1.56 \cdot T_P^2$ );
- $\gamma_s$  il peso specifico dei massi;
- $\gamma_a$  il peso specifico dell'acqua di mare.

Ricavato il diametro, è possibile determinare il peso medio dei massi sfruttando la formula:

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

Lo scarto ammissibile rispetto ai pesi indicati deve essere del 25% e la posa in opera deve comunque avvenire partendo con i massi di dimensione inferiore, in modo che quelli più grandi restino nello strato più esterno esposto all'azione del moto ondoso.

### 3.2.1 Dimensionamento scogliera molo foraneo

L'approccio proposto da VAN DER MEER è stato utilizzato per il calcolo del peso dei massi costituenti la mantellata esterna della scogliera sommersa realizzata a protezione del percorso panoramico sul molo foraneo. In particolare, per effetto della variazione della profondità del fondale spostandosi verso la parte terminale del molo foraneo, è necessario variare la tipologia di opera.

Per questo motivo la scelta è ricaduta su due diverse tipologie di scogliera, per le quali si rimanda all'elaborato *A.01 – Relazione generale* per qualsiasi approfondimento e per una descrizione più dettagliata, ovvero:

- scogliera sommersa a singola berma con mantellata in massi naturali su nucleo in massi naturali con quota di coronamento a -0,50 m s.l.m.m., tra le sezioni di progetto C1 e C7 (Vedi Elaborato di Progetto *E.13 – Quaderno delle Sezioni – Opere marittime*);
- scogliera sommersa a doppia berma con mantellata in massi naturali su nucleo in massi naturali con quota della berma superiore a -0,50 m s.l.m.m. e quota della berma inferiore a -3,00 m s.l.m.m., dalla sezione C7 fino alla testata (Vedi Elaborato di Progetto *E.13 – Quaderno delle Sezioni – Opere marittime*).

In riferimento alla tipologia di scogliera a doppia berma, è necessario precisare che il dimensionamento della berma inferiore, che funge da protezione al piede per la berma superiore, è legato alla variazione di profondità del fondale. Per tale motivo procedendo verso la testata si rende necessario variare la pezzatura dei massi che la compongono.

Mentre, per il dimensionamento della berma superiore, i parametri di calcolo risultano essere uguali per tutte le tipologie, in quanto la profondità al piede della stessa è pari alla quota di coronamento della berma inferiore che è fissa e pari a -3,00 m s.l.m.m.

Ai fini del dimensionamento con il metodo proposto da VAN DER MEER, i valori di altezza d'onda di progetto sono stati valutati ad una distanza dal piede della scogliera pari a cinque volte il valore dell'altezza d'onda al piede dell'opera.

Sulla base di tale criterio, si riportano nella tabella seguente i valori di altezza d'onda di progetto per fissato tempo di ritorno  $T_r = 50$  anni e fissato periodo di picco  $T_p = 11,5$  secondi (vedi anche elaborato *D.01 – Studi su modello matematico – Idraulica marittima*):

SEZIONE	$T_r$ [anni]	$T_p$ [sec]	Profondità [m]	H [m]
C7	50	11,50	4,50	3,56
C10	50	11,50	5,25	3,80
C14	50	11,50	6,50	4,17
C18	50	11,50	7,50	4,74

Di contro, il valore di progetto di altezza d'onda per il dimensionamento della berma superiore è definito adottando l'ipotesi di moto ondoso frangente, in maniera tale da considerare un'onda di valore massimo ricavato moltiplicando il coefficiente di frangimento 0,78 per la profondità al piede dell'opera pari a 4,04 m, data dalla somma della profondità effettiva al piede dell'opera pari a 3,00 m più il sovrizzo pari a 1,04 m. Dal calcolo risulta un valore di  $H = 3,15$  m.

Per quanto riguarda il parametro del grado di danneggiamento ammissibile (S), è tabellato nel CEM in funzione della tipologia di materiale e della pendenza della mantellata, distinguendo tre livelli di danno possibili:

- inizio del danno o condizione di nessun danno, in cui il livello di danneggiamento è inferiore al 5%;
- danno intermedio, in cui sono ammessi spostamenti di massi senza lasciare scoperti gli strati inferiori;
- rottura, che identifica una situazione in cui il doppio strato è stato rimosso ed è visibile lo strato filtro sottostante.

*Damage level by S for two-layer armor (van der Meer 1988)*

Unit	Slope	Initial damage	Intermediate damage	Failure
Rock	1 : 1.5	2	3-5	8
Rock	1 : 2	2	4-6	8
Rock	1 : 3	2	6-9	12
Rock	1 : 4 – 1 : 6	3	8-12	17

**Figura 3-3 - Valori del grado di danneggiamento per mantellata in doppio strato al variare della pendenza**

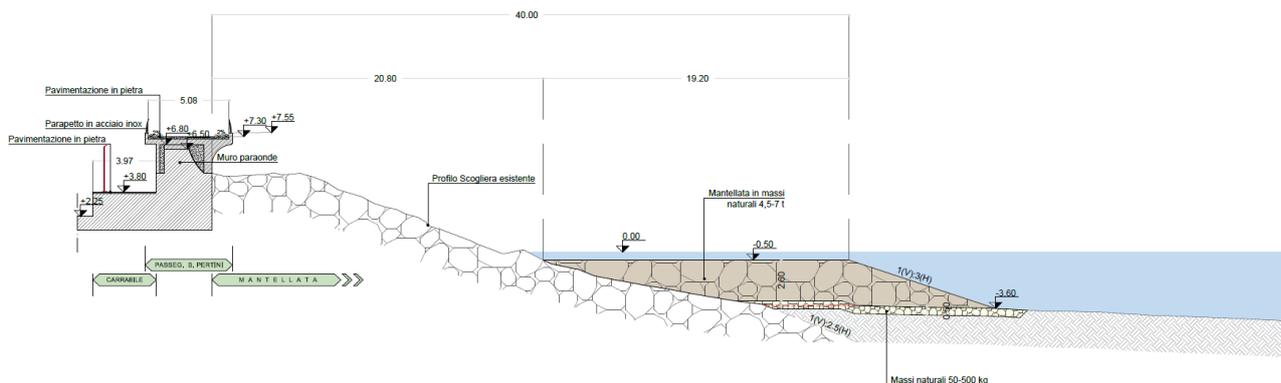
In funzione della pendenza della mantellata e riferendosi alla configurazione di inizio del danno, condizione a vantaggio di sicurezza, è stato utilizzato un parametro S pari a 2.

Nella tabella seguente vengono riportati i restanti parametri di calcolo utilizzati per le diverse configurazioni di progetto:

SEZIONE	d [m]	h <sub>c</sub> [m]	H [m]	D <sub>n50</sub> [m]	D <sub>n50</sub> scelto [m]	W <sub>50</sub> [t]	W [t]
<b>singola berma (sez. C7)</b>	4,64	0,50	3,56	1,29	1,30	5,80	4,50 ÷ 7,00
<b>doppia berma (berma sup.)</b>	4,04	0,50	3,15	1,17	1,15	4,30	3,00 ÷ 5,00
<b>doppia berma (sez. C10 – berma inf.)</b>	5,54	3,00	3,80	0,79	0,82	1,30	1,00 ÷ 2,00
<b>doppia berma (sez. C14 – berma inf.)</b>	7,04	3,00	4,17	0,98	0,98	2,50	2,00 ÷ 3,00
<b>doppia berma (sez. C18 – berma inf.)</b>	8,04	3,00	4,74	1,14	1,14	3,90	3,00 ÷ 5,00

Ricavati il peso e la dimensione dei massi della mantellata, si è reso necessario definire tre diverse tipologie di scogliera a doppia berma nelle quali, come già accennato in precedenza, varia la pezzatura dei massi costituenti la mantellata della berma inferiore per effetto della crescente profondità del fondale che si riscontra procedendo verso la testata del molo foraneo.

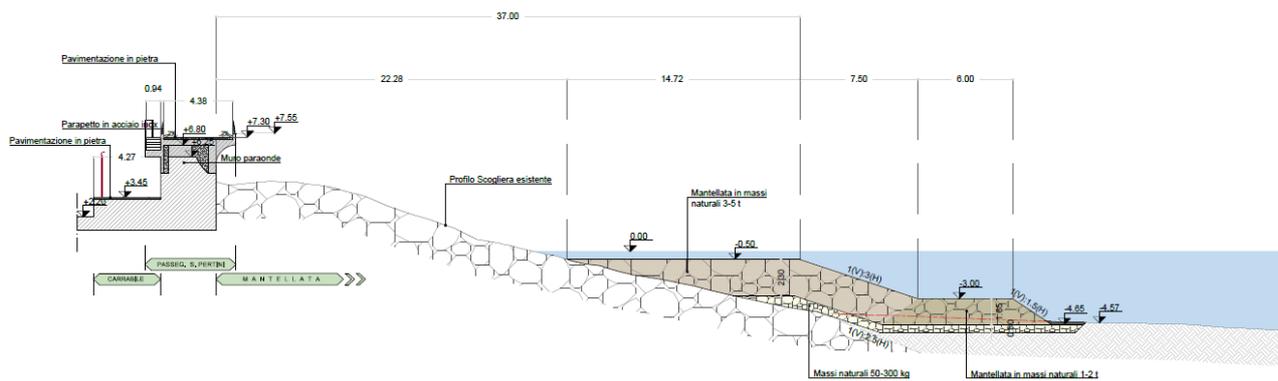
Si riportano nelle figure a seguire le sezioni tipologiche definite:



**Figura 3-4 - Sezione tipologica scogliera di protezione a singola berma M-M' (sez. C7)**

La quota di coronamento della berma è -0,50 m s.l.m.m. con mantellata esterna in massi naturali di III categoria, con peso compreso tra 4,50 t e 7,00 t, spessore del doppio strato pari a 2,60 m e pendenza pari a 3:1.

Al di sotto della mantellata si realizzerà uno strato filtro dello spessore minimo di 0.50 m composto da pietrame naturale con pezzatura variabile tra 50 kg e 500 kg.

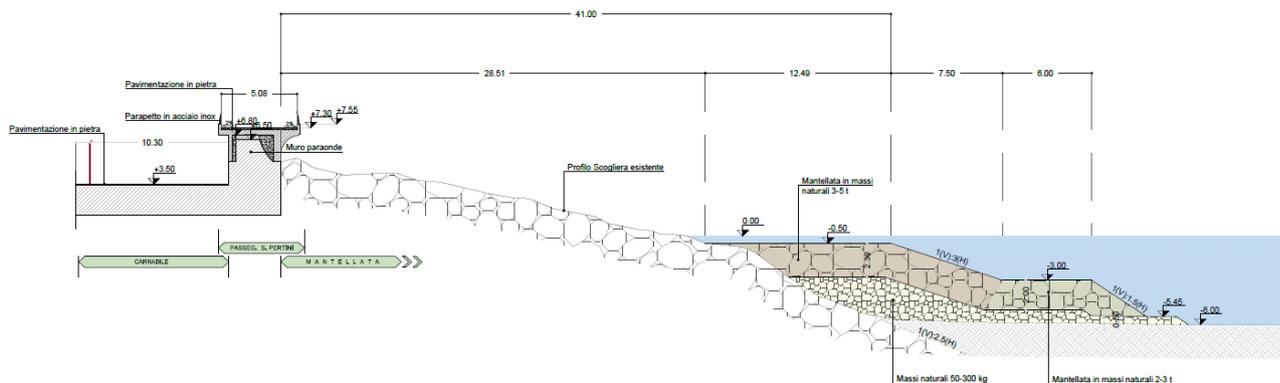


**Figura 3-5 - Sezione tipologica scogliera di protezione a doppia berma N-N' (sez. C10)**

La quota di coronamento della berma superiore è -0,50 m s.l.m.m. con mantellata in massi naturali di III categoria, con peso compreso tra 3,00 t e 5,00 t, spessore del doppio strato pari a 2,30 m e pendenza pari a 3:1.

La quota di coronamento della berma inferiore è -3,00 m s.l.m.m. con mantellata in massi naturali di II categoria, con peso compreso tra 1,00 t e 2,00 t, spessore del doppio strato pari a 1,65 m e pendenza pari a 1,5:1.

Al di sotto della mantellata, costituita da massi di due pezzature diverse, si realizzerà sempre uno strato filtro dello spessore minimo di 0.50 m in pietrame naturale con pezzatura variabile tra 50 kg e 300 kg.

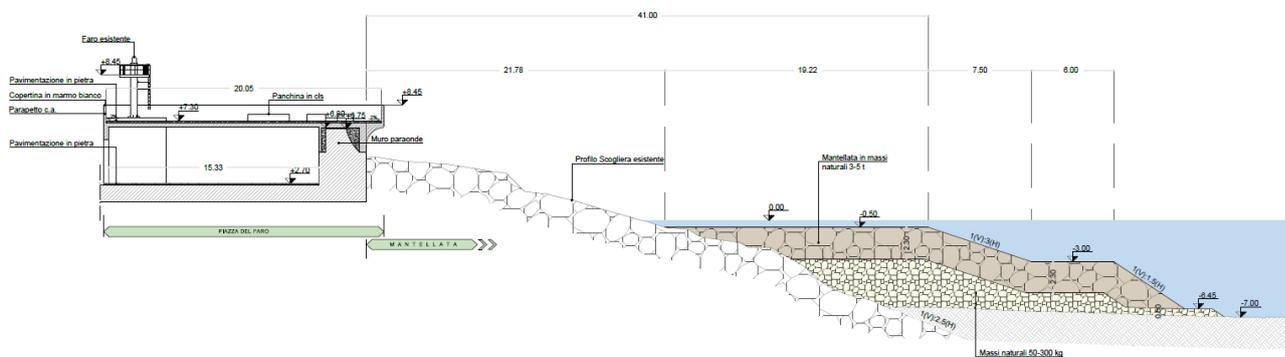


**Figura 3-6 - Sezione tipologica scogliera di protezione a doppia berma O-O' (sez. C14)**

La quota di coronamento della berma superiore è -0,50 m s.l.m.m. con mantellata in massi naturali di III categoria, con peso compreso tra 3,00 t e 5,00 t, spessore del doppio strato pari a 2,30 m e pendenza pari a 3:1.

Per quanto riguarda la berma inferiore, la quota di coronamento è -3,00 m s.l.m.m. con mantellata in massi naturali di II categoria, con peso compreso tra 2,00 t e 3,00 t, spessore del doppio strato pari a 2,00 m e pendenza pari a 1,5:1.

Al di sotto della mantellata, si realizzerà uno strato filtro dello spessore minimo di 0.50 m composto sempre da pietrame naturale con pezzatura variabile tra 50 kg e 300 kg.



**Figura 3-7 - Sezione tipologica scogliera di protezione a doppia berma P-P' (sez. C18)**

La quota di coronamento della berma superiore è -0,50 m s.l.m.m. con mantellata in

massi naturali di III categoria, con peso compreso tra 3,00 t e 5,00 t, spessore del doppio strato pari a 2,30 m e pendenza pari a 3:1.

Anche in questo caso, la quota di coronamento della berma inferiore è -3,00 m s.l.m.m., mentre la mantellata è costituita da massi naturali di III categoria, con peso compreso tra 3,00 t e 5,00 t, spessore del doppio strato pari a 2,3 m e pendenza esterna pari a 1,5:1.

Come per le sezioni precedenti, al di sotto della mantellata si realizzerà uno strato filtro dello spessore minimo di 0.50 m in pietrame naturale con pezzatura variabile tra 50 kg e 300 kg.

### 3.3 Verifica con il criterio di ritenzione del CERC

Per la verifica di scogliere con mantellata di granulometria uniforme in condizioni di flusso non stazionario e direttamente esposte al moto ondoso, viene utilizzato il criterio proposto dal CERC (SPM, 1984).

Tale criterio si basa sulla limitazione del rapporto tra il diametro degli elementi del filtro ( $D_f$ ), o del materiale a granulometria maggiore, e quello degli elementi del materiale di base ( $D_b$ ), o del materiale a granulometria più fine, come espresso dalla seguente formula:

$$\frac{D_f}{D_b} \leq 2.2$$

La verifica viene condotta per strati di materiali granulari contigui aventi differenti pezzature, come ad esempio tra mantellata e nucleo della scogliera.

Per quanto riguarda la scogliera lato percorso evocativo, viene eseguita la verifica della transizione tra la mantellata in massi naturali di III categoria e lo scanno di imbasamento in pietrame con peso variabile tra 50 kg e 300 kg.

Il valore del diametro degli elementi lapidei della mantellata ( $D_f$ ) è assunto pari a quello di un masso naturale da 2,30 t, limite inferiore del range di variazione del peso dei massi scelti. Mentre il diametro degli elementi lapidei che compongono lo strato di imbasamento ( $D_b$ ) è stato assunto pari a quello di un masso naturale da 300 kg, limite superiore del range di variazione del peso dei massi scelti. Si ottiene dunque:

$$\frac{D_f}{D_b} = \frac{0,95}{0,48} = 1,97 \leq 2.2$$

Come si evince dalla formula, la verifica è ampiamente soddisfatta.

Per quanto riguarda la scogliera del molo foraneo, vengono effettuate più verifiche della transizione tra mantellata e scanno di imbasamento, tante quante sono le sezioni tipologiche definite, in quanto, come già esplicitato nel paragrafo precedente, varia sia la pezzatura dei massi costituenti la mantellata sia la pezzatura dei massi costituenti lo strato di imbasamento.

Sarà dunque necessario verificare che sia soddisfatta la relazione di verifica assumendo come diametro degli elementi lapidei della mantellata ( $D_f$ ):

- il valore corrispondente ad un masso naturale da 4,50 t;
- il valore corrispondente ad un masso naturale da 3,00 t;
- il valore corrispondente ad un masso naturale da 2,00 t;
- il valore corrispondente ad un masso naturale da 1,00 t.

Mentre il diametro degli elementi lapidei che compongono lo strato di imbasamento ( $D_b$ ) è stato assunto pari a quello di un masso naturale da 500 kg per la sezione a singola berma, è pari invece al diametro di un masso naturale da 300 kg per la sezione a doppia berma.

Definiti i valori di calcolo, si riportano nella seguente tabella le verifiche per ogni sezione tipologica:

SEZIONE	$D_f$ [m]	$D_b$ [m]	$D_f / D_b < 2,2$
<b>C7</b>	1,19	0,57	2,08
<b>C10</b>	0,72	0,48	1,49
<b>C14</b>	0,91	0,48	1,88
<b>C18</b>	1,04	0,48	2,15

Tutte le verifiche effettuate risultano soddisfatte.

## **4 VALUTAZIONE DELLA PORTATA DI TRACIMAZIONE**

Nel presente capitolo si descrivono le metodologie impiegate per la valutazione delle portate di tracimazione (overtopping) nelle configurazioni a singola berma e a doppia berma, al fine di verificare che le effettive portate tracimabili, per un determinato evento di progetto, si mantengano al di sotto del valor limite che consente la praticabilità degli itinerari in sicurezza.

Come già anticipato in premessa, lo scopo delle opere di progetto è appunto quello di rendere fruibili in adeguate condizioni di sicurezza sia l'itinerario evocativo che l'itinerario panoramico sulla diga foranea, in particolare quest'ultimo allo stato attuale risulta inaccessibile.

Per tale motivo, le opere di progetto dovranno presentare valori di portata di tracimazione, definita come la quantità di acqua che tracima la struttura per effetto dell'azione del moto ondoso (espressa in  $l/s/m$  o  $m^3/s$ ), compatibili con la sicurezza dei pedoni che utilizzano i percorsi anche durante eventi di mareggiata più intensi.

In tal senso, la verifica di overtopping rappresenta uno strumento fondamentale per una corretta progettazione delle opere portuali, in quanto è necessaria per determinare il livello di cresta ( $R_c$ ) e la geometria della sezione, principalmente in termini di larghezza, pendenza

e quota della berma orizzontale.

In funzione della tipologia di opera e della destinazione funzionale della stessa, il CEM definisce una tabella che indica i valori limite di portata tracimante, rispetto ai quali si individuano diversi scenari che vanno dalla condizione di nessun danno/pericolo alla condizione di danno/pericolo elevato.

Con riferimento alla tabella riportata nella pagina successiva, in funzione della tipologia delle opere di progetto, rientranti nella categoria di opere a scarpata, e della destinazione funzionale, in quanto i percorsi saranno impegnati solo da pedoni, si definisce come limite superiore della portata di overtopping per garantire la fruibilità degli itinerari in sicurezza il valore  $q = 0,3 \text{ l/s/m}$ .

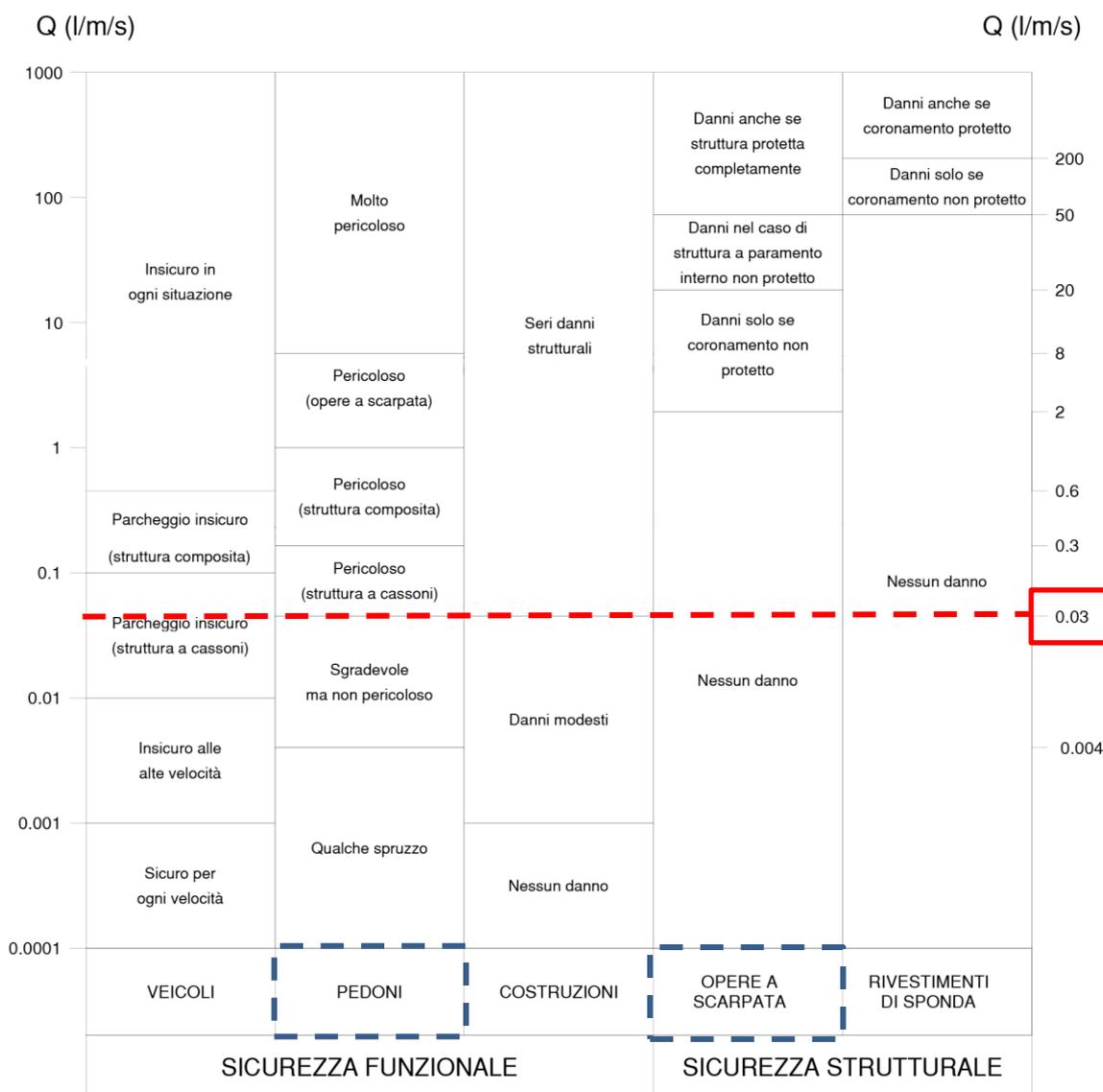


Figura 4-1 - Valori limite di portata di tracimazione (CEM, 2007)

Il calcolo della portata di tracimazione è stato eseguito utilizzando sia la metodologia e le formulazioni empiriche riportate nel manuale *EuroTop – Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures - Second Edition 2018*, sia applicando il modello di rete neurale, Overtopping – Neural Network (NN), basata su un database aggiornato al 2016.

#### 4.1 Verifica overtopping con la formulazione EuroTop 2018

Il calcolo della portata di tracimazione per la scogliera a protezione del percorso panoramico sul molo foraneo è stato dapprima condotto con riferimento alla metodologia riportata nel manuale *EuroTop – Wave Overtopping of Sea Defences and Related Structures - Second Edition 2018*, sfruttando la formula deterministica aggiornata proposta da VAN DER MEER e BRUCE (2014) che lega la portata di overtopping a molteplici parametri riportati nella seguente formula:

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = \frac{0.026}{\sqrt{\tan \alpha}} \gamma_b \cdot \xi_{m-1,0} \cdot \exp \left[ - \left( 2.5 \frac{R_c}{\xi_{m-1,0} \cdot H_{m0} \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \gamma_v} \right)^{1.3} \right]$$

Il massimo è invece rappresentato dalla formula:

$$\frac{q}{\sqrt{g \cdot H_{m0}^3}} = 0.1035 \cdot \exp \left[ - \left( 1.35 \frac{R_c}{H_{m0} \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \gamma^*} \right)^{1.3} \right]$$

dove i diversi termini rappresentano:

$H_s$  = altezza d'onda al piede dell'opera (m)

$L_o$  = lunghezza d'onda al largo (m)

$R_c$  = bordo libero, altezza dell'opera sul livello del mare (m)

$\alpha$  = angolo di inclinazione della scarpata ( $^\circ$ )

$\gamma_b$  = fattore di riduzione per l'influenza della berma

$\gamma_v$  = fattore di riduzione per la presenza paramento verticale

$\gamma_f$  = fattore di riduzione per la scabrezza

$\gamma_\beta$  = fattore di riduzione per attacco obliquo del moto ondoso

Tale formula dunque fornisce il valore della portata di sormonto variabile principalmente in funzione dei fattori di riduzione  $\gamma$ , per i quali il manuale dell'EuroTop 2018 riporta le prescrizioni per il calcolo.

In particolare il valore di  $\gamma_\beta$ , che tiene conto dell'angolazione delle onde incidenti, è calcolato come:

$$\gamma_\beta = 1 - 0.0022|\beta| \quad \text{per } 0^\circ \leq \beta \leq 80^\circ$$

$$\gamma_{\beta} = 0.824$$

$$\text{per } |\beta| > 80^{\circ}$$

Mentre il fattore di riduzione  $\gamma_b$ , legato alla larghezza della berma, varia all'interno di un range ben definito ed è funzione di due parametri legati dalla formula:

$$\gamma_b = 1 - r_B(1 - r_{db})$$

$$\text{per } 0.6 \leq \gamma_b \leq 1.0$$

Dove il coefficiente  $r_B$  varia in funzione della larghezza della berma, annullandosi quando non è presente alcuna berma orizzontale:

$$r_b = \frac{B}{L_{Berm}}$$

Mentre il coefficiente  $r_{db}$  varia in funzione della differenza di quota tra il livello medio mare e la quota di cresta della berma ( $d_b$ ), annullandosi quando la quota di cresta della berma coincide con il livello medio mare. La riduzione della portata di overtopping è massima per valori di  $d_b=0$ .

Il valore di  $r_{db}$  viene ricavato utilizzando una delle seguenti formule, in base alla quota della berma rispetto il livello medio mare:

$$r_{db} = 0.5 - 0.5 \cos\left(\pi \frac{d_b}{R_{u2\%}}\right)$$

per berma al di sopra del livello medio mare

$$r_{db} = 0.5 - 0.5 \cos\left(\pi \frac{d_b}{2 \cdot H_{m0}}\right)$$

per berma al di sotto del livello medio mare

$$r_{db} = 1$$

per berma al di fuori dell'area di influenza

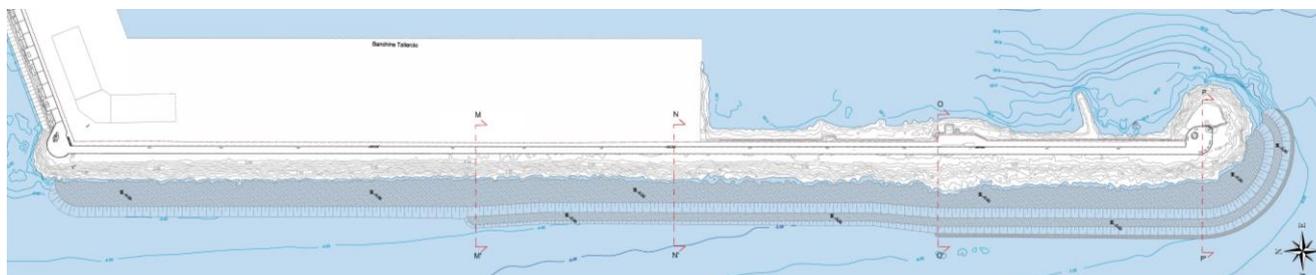
Inoltre, nel caso di dighe con berma della mantellata di una certa ampiezza, è possibile tenere conto del fattore di riduzione  $C_r$ , secondo quanto riportato nel manuale EuroTop 2018, pari a:

$$C_r = 3.06 \exp\left(-1.5 \frac{G_c}{H_{m0}}\right)$$

con valore massimo  $C_r = 1$

dove per valori di  $G_c$ , che rappresenta la larghezza della berma della mantellata, inferiori a  $0,75 H_{m0}$  non si ha nessuna riduzione ed il valore di  $C_r$  è massimo e pari ad 1.

Le verifiche sono state condotte riferendosi al percorso panoramico sul molo foraneo, valutando l'overtopping sia per lo stato di fatto che per le configurazioni di progetto definite, riportando nella planimetria chiave seguente le sezioni di indagine.



**Figura 4-2 - Planimetria molo foraneo in scala adattata con indicazione delle sezioni di verifica dell'overtopping**

Gli scenari di progetto per le verifiche e la stima delle portate di sormonto sono rappresentati dalle condizioni d'onda che si possono verificare, al variare del periodo di ritorno, in concomitanza con il sovrizzo del livello medio marino, al fine di adottare un approccio cautelativo.

Nello studio meteo marino, elaborato *D.01 – Studi su modello matematico – Idraulica marittima* allegato al presente progetto, sono stati ricavati i valori estremi del moto ondoso al largo e del sovrizzo del livello marino, successivamente tali dati sono stati utilizzati per simulare la propagazione del moto ondoso sottocosta definendo i valori di progetto delle altezze d'onda al piede delle strutture al variare del tempo di ritorno ( $T_r$ ) e del tempo di picco ( $T_p$ ).

I valori di altezze d'onda di progetto utilizzati sono caratterizzati da  $T_r = 50$  anni e da  $T_p = 11,5$  secondi, mentre il sovrizzo è stato assunto pari a 1,04 m.

Inoltre, la scogliera è stata progettata in maniera tale da avere in ogni sezione una larghezza minima della berma principale pari a 12 m.

A seguire, si riporta una tabella con i valori di progetto dei suddetti parametri e della portata di overtopping per due configurazioni allo stato attuale (C.A.1 e C.A.2), valutate rispettivamente in corrispondenza delle sezioni di progetto C7 e C18 al fine di testare le condizioni più gravose possibili per le due tipologie di struttura progettate (singola e doppia berma), e le configurazioni di progetto (C7, C10, C14, C18):

SCEN.	$\cot\alpha_{ul}$	$\cot\alpha_{cd}$	B [m]	$B_t$ [m]	$G_c$ [m]	$h_t$ [m]	$h_b$ [m]	$A_c$ [m]	$R_c$ [m]	$H_{m0}$ [m]	q [l/s/m]
<b>C.A.1</b>	2,5	-	-	-	5,00	-	-	3,96	5,76	3,45	<b>3,982</b>
<b>C.A.2</b>	2,5	-	-	-	8,00	-	-	3,96	5,76	4,67	<b>50,377</b>
<b>C7</b>	2,5	3,0	19,20	-	5,00	-	1,54	3,96	6,51	3,45	<b>0,055</b>
<b>C10</b>	2,5	3,0	14,72	6,00	8,00	4,04	1,54	3,96	6,51	3,76	<b>0,086</b>
<b>C14</b>	2,5	3,0	12,49	6,00	8,00	4,04	1,54	3,96	6,51	4,07	<b>0,216</b>
<b>C18</b>	2,5	3,0	19,22	6,00	8,00	4,04	1,54	3,96	6,51	4,67	<b>0,787</b>

Analizzando i risultati ottenuti si può vedere come allo stato attuale i valori di portata sono ben oltre il valore della portata di tracimazione scelto come soglia limite, ciò spiega il fatto che il percorso panoramico sul molo foraneo al momento risulta inaccessibile.

Per quanto riguarda le configurazioni di progetto, solo nella C18 viene superato il valore

limite di overtopping, funzione principalmente del valore elevato di altezza d'onda di progetto. A tal proposito, si è ricercato il valore di  $H_{m0}$  tale per cui la portata di tracimazione risultasse inferiore al limite di 0,3 l/s/m, ricavando  $H_{m0} = 4,22$  m corrispondente ad un tempo di ritorno ( $T_r$ ) pari a 2 anni, ottenendo:

SCEN.	$\cotg\alpha_u$	$\cotg\alpha_d$	B [m]	$B_t$ [m]	$G_c$ [m]	$h_t$ [m]	$h_b$ [m]	$A_c$ [m]	$R_c$ [m]	$H_{m0}$ [m]	q [l/s/m]
<b>C18</b>	2,5	3,0	19,22	6,00	8,00	4,04	1,54	3,96	6,51	4,22	<b>0,294</b>

Pertanto nel tratto terminale del molo foraneo, dalla sezione C14 alla testata, sarà necessario impedire l'accesso al pubblico con una frequenza di una volta ogni due anni.

## 4.2 Verifica overtopping con la Rete Neurale

Come già anticipato, il calcolo della portata di overtopping viene effettuato anche utilizzando il modello Overtopping – Neural Network (NN), basata su un database aggiornato al 2016, quale ulteriore verifica dei risultati ottenuti con le formulazioni dell'EuroTop 2018.

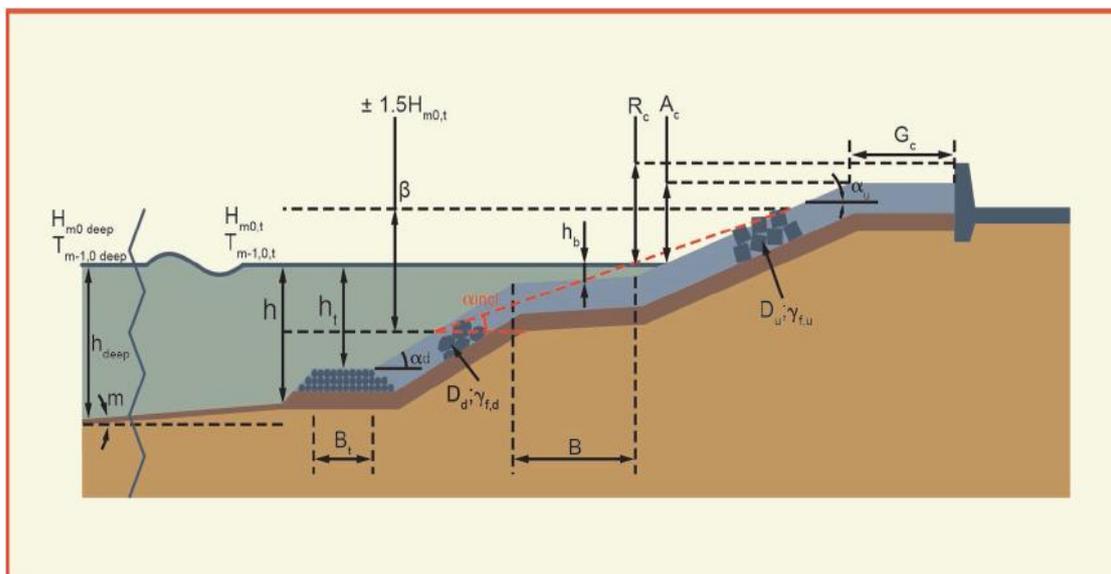
Le reti neurali sono strutturate in forma di strati composti da elementi definiti "neuroni", a cui viene associata una funzione di attivazione, preposti a ricevere ed elaborare l'input esterno per restituire un determinato valore di output (fase di *validation*), approssimando il funzionamento di una rete neurale biologica.

Il modello di rete neurale per il calcolo della portata di overtopping è stato sviluppato nell'ambito del progetto europeo CLASH e si basa fundamentalmente su tre livelli:

- livello di ingresso, dove ogni singolo neurone è associato ad ognuno dei 19 parametri di input;
- livello intermedio, dove i neuroni intermedi associano alle informazioni i determinati pesi, sulla base della calibrazione della rete, e le elaborano;
- livello di uscita, costituito da tanti neuroni quanti sono i parametri di output cercati, nel nostro caso proprio la portata di overtopping.

I pesi da associare alle informazioni in fase di elaborazione, sono valutati sulla base di un processo di ottimizzazione basato sul confronto tra le misure sperimentali, sulle quali la rete viene istruita, e le previsioni ottenute. Infatti, l'affidabilità dei risultati restituiti dal modello, discende dalla dimensione del database utilizzato per calibrarla (fase di *training*), ragion per cui i risultati ottenuti non sono estendibili al di fuori del dominio definito dal database di partenza.

Nella figura seguente si riporta una schematizzazione grafica di tutti i parametri considerati nel calcolo:



**Figura 4-3** - Schematizzazione dei parametri di calcolo basata sul progetto europeo CLASH

dove i diversi termini rappresentano:

$m$  = pendenza del fondale, pari a 1000 per fondale orizzontale ( $^{\circ}$ )

$h$  = profondità al piede dell'opera (m)

$H_{m0,t}$  = altezza d'onda al piede dell'opera (m)

$T_{m-1,0,t}$  = periodo di picco medio (sec.)

$\beta$  = angolazione dell'onda ( $^{\circ}$ )

$h_t$  = quota di cresta della berma inferiore (m)

$B_t$  = larghezza della berma inferiore (m)

$h_b$  = quota di cresta della berma superiore (m)

$B$  = larghezza della berma superiore (m)

$\cot\alpha_u$  e  $\cot\alpha_d$  = pendenza della parte di struttura emersa e sommersa ( $^{\circ}$ )

$\gamma_{fd}$  e  $\gamma_{fu}$  = fattore di riduzione per la scabrezza per la parte emersa e per la parte sommersa

$D_d$  e  $D_u$  = diametro degli elementi costituenti la parte emersa e sommersa (m)

$A_c$  = quota di della berma emersa (m)

$G_c$  = larghezza della berma emersa (m)

$R_c$  = bordo libero, altezza dell'opera sul livello del mare (m)

Il calcolo è stato effettuato con il software reso disponibile online dall'Università di Bologna sul sito <http://overtopping.ing.unibo.it/overtopping/>, che in funzione dello scenario di verifica fornisce i valori della portata di overtopping medio ( $q_m$ ) e di progetto ( $q_p$ ), opportunamente corretto per tener conto degli effetti scala rispetto ai test condotti sui

prototipi in laboratorio, oltre ai frattili al 5% ed al 95% e ad un indice (E) che quantifica l'affidabilità della previsione.

Si riportano nel seguito i parametri di input utilizzati per le verifiche e gli output corrispondenti, considerando le due configurazioni di stato di fatto e le quattro configurazioni di progetto scelte:

INPUT																		
SCEN	m	h	H <sub>m0,t</sub>	T <sub>m-1,0,t</sub>	β	h <sub>t</sub>	B <sub>t</sub>	h <sub>b</sub>	B	cotgα <sub>u</sub>	cotgα <sub>d</sub>	γ <sub>fd</sub>	γ <sub>fu</sub>	D <sub>d</sub>	D <sub>u</sub>	A <sub>c</sub>	G <sub>c</sub>	R <sub>c</sub>
C.A.1	1000	4,64	3,45	10,45	-	4,64	-	-	-	2,5	2,5	0,55	0,55	1,15	1,15	3,96	5,00	5,71
C.A.2	1000	8,04	4,67	10,45	-	8,04	-	-	-	2,5	2,5	0,55	0,55	1,15	1,15	3,96	8,00	5,71
C7	1000	4,64	3,45	10,45	-	4,64	-	1,54	19,20	3,0	2,5	0,55	0,55	1,30	1,15	3,96	5,00	6,51
C10	1000	5,61	3,76	10,45	-	3,00	6,00	1,54	14,72	3,0	2,5	0,55	0,55	1,30	1,15	3,96	8,00	6,51
C14	1000	7,04	4,07	10,45	-	3,00	6,00	1,54	12,49	3,0	2,5	0,55	0,55	1,30	1,15	3,96	8,00	6,51
C18	1000	8,04	4,67	10,45	-	3,00	6,00	1,54	19,22	3,0	2,5	0,55	0,55	1,30	1,15	3,96	8,00	6,51

OUTPUT					
SCEN	q <sub>m</sub>	q <sub>p</sub>	q <sub>5%</sub>	q <sub>95%</sub>	E
C.A.1	1,280	<b>1,280</b>	0,2910	5,230	0,0026
C.A.2	5,450	<b>5,450</b>	1,5000	19,200	0,0001
C7	1,630	<b>0,212</b>	0,0008	0,653	0,3072
C10	0,012	<b>0,196</b>	0,0009	0,388	0,6599
C14	0,057	<b>0,289</b>	0,0027	1,050	0,6612
C18	0,076	<b>0,308</b>	0,0022	2,090	0,8827

Analizzando i risultati ottenuti si può vedere come, anche con questa metodologia, i valori di portata allo stato attuale superano il valore limite della portata di tracimazione scelto.

Mentre, per quanto riguarda le configurazioni di progetto, sempre nella C18 viene superato il valore limite di overtopping, anche con questa metodologia l'elevato valore di altezza d'onda di progetto determina una portata oltre il limite.

A tal proposito è stato applicato il valore H<sub>m0</sub> = 4,22 m, ricavato a ritroso secondo la formulazione classica riportata nell'EuroTop 2018 con un tempo di ritorno (T<sub>r</sub>) pari a 2 anni, valore per il quale si ottiene:

INPUT																		
SCEN	m	h	H <sub>m0,t</sub>	T <sub>m-1,0,t</sub>	β	h <sub>t</sub>	B <sub>t</sub>	h <sub>b</sub>	B	cotgα <sub>u</sub>	cotgα <sub>d</sub>	γ <sub>fd</sub>	γ <sub>fu</sub>	D <sub>d</sub>	D <sub>u</sub>	A <sub>c</sub>	G <sub>c</sub>	R <sub>c</sub>
C18	1000	8,04	4,22	10,45	-	3,00	6,00	1,54	19,22	3,0	2,5	0,55	0,55	1,30	1,15	3,96	8,00	6,51

OUTPUT					
SCEN	q <sub>m</sub>	q <sub>p</sub>	q <sub>5%</sub>	q <sub>95%</sub>	E
C18	0,0307	<b>0,250</b>	0,0011	0,929	0,8159

Pertanto valgono le stesse considerazioni finali riportate nel paragrafo precedente relativamente all'accessibilità della passeggiata sul molo foraneo.

## 5 VERIFICHE GEOTECNICHE

Le verifiche di sicurezza, facendo riferimento a ciascuno stato limite considerato, consistono nella verifica della relazione fondamentale:

$$E_d \leq R_d$$

dove il termine  $E_d$  rappresenta il valore dell'azione di progetto e  $R_d$  rappresenta il valore della resistenza di progetto.

Nel caso specifico delle opere di natura geotecnica, quali sono quelle oggetto della presente relazione, gli effetti delle azioni di progetto possono essere calcolati amplificando le azioni, definite caratteristiche ( $E_k$ ), con un determinato coefficiente di sicurezza parziale che tiene conto di diversi fattori:

$$E_d = E(\gamma_F F_k, X_k/\gamma_M, a_d)$$

$$E_d = \gamma_E E(F_k, X_k/\gamma_M, a_d)$$

Il D.M. del 2018 fornisce un solo gruppo di valori numerici, valido sia per il coefficiente  $\gamma_F$  che per  $\gamma_E$  al variare dell'approccio scelto, così come riportato nella seguente figura:

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

**Figura 5-1 - Tabella 6.2.I NTC 2018**

I valori della resistenza di progetto ( $R_d$ ) possono essere calcolati in modi distinti che si differenziano per come agisce il coefficiente di sicurezza parziale: sulle azioni, sull'effetto delle azioni o su entrambe. L'entità delle azioni influenza infatti i valori delle resistenze geotecniche:

$$R_d = R(\gamma_F F_k, X_k/\gamma_M, a_d) / \gamma_R$$

Nelle espressioni sopra riportate,  $\gamma_F$  sono i coefficienti parziali di sicurezza da applicare alle azioni caratteristiche (Tabella 6.2.I D.M. 17/01/2018),  $F_k$  sono le azioni caratteristiche (relative al calcolo),  $X_k$  sono i parametri geotecnici caratteristici,  $\gamma_M$  sono i coefficienti parziali di sicurezza relativi ai parametri del terreno (Tabella 6.2.II D.M. 17/01/2018),  $a_d$  è il parametro che rappresenta la geometria di progetto.

Inoltre, nella formulazione del valore di resistenza di progetto  $R_d$ , è presente il coefficiente

$\gamma_R$  che agisce direttamente sulla resistenza del sistema e che varia in funzione della tipologia di opera e dell'approccio progettuale scelto:

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

Figura 5-2 - Tabella 6.2.11 NTC 2018

La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, definiti rispettivamente per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2, R3).

I diversi gruppi di coefficienti di sicurezza parziali sono scelti nell'ambito di due approcci progettuali distinti e alternativi.

Nel primo approccio progettuale (**Approccio 1**) le verifiche si eseguono con due diverse combinazioni di gruppi di coefficienti, ognuna delle quali può essere critica per differenti aspetti dello stesso progetto. La prima è generalmente più severa nei confronti del dimensionamento strutturale delle opere a contatto con il terreno, mentre la seconda combinazione è generalmente più severa nei riguardi del dimensionamento geotecnico.

Nel secondo approccio progettuale (**Approccio 2**) è prevista un'unica combinazione di gruppi di coefficienti, da adottare sia nelle verifiche strutturali che nelle verifiche geotecniche.

Le NTC 2018 prescrivono al par. 6.2.4.1 che per le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi si utilizza l'Approccio 1 con le due combinazioni (A1+M1+R1) e (A2+M2+R2).

## 5.1 Azione idrodinamica

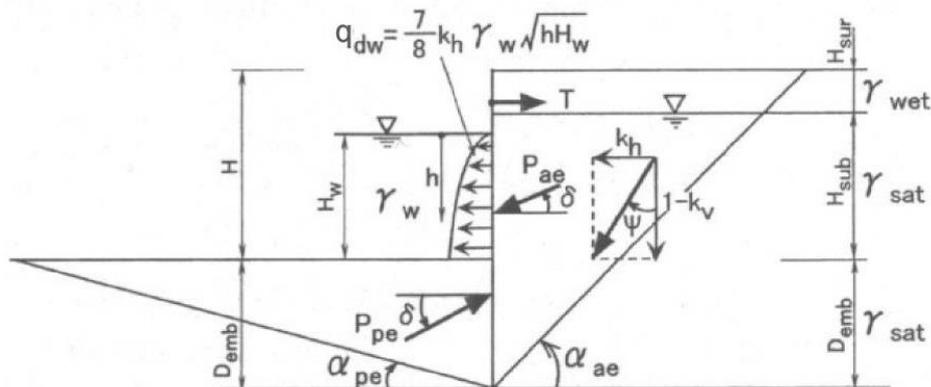
Secondo quanto prescritto dall'Eurocodice 8, in presenza di acqua libera e opera di sostegno impermeabile, è necessario considerare il contributo di spinta  $q_{dw}(h)$  dovuto alla pressione dell'acqua agente sulla parete originata dall'oscillazione sismica del sistema, come riportato nella figura seguente, la cui espressione è dovuta a WESTERGAARD:

$$q_{dw}(h) = \frac{7}{8} k_h \gamma_w \sqrt{H_w h}$$

dove:

$H_w$  = quota del pelo libero dell'acqua

$H$  = ordinata diretta verso il basso con origine al pelo libero dell'acqua



**Figura 5-3 - Pressione idrodinamica sulla parete esterna del muro di banchina**

La risultante di tali pressioni ( $E_{wd}$ ) è applicata a  $0,4 H_w$  a partire dal fondale e si ricava con la seguente formula:

$$P_{dw} = \frac{7}{12} k_h \gamma_w H_w^2$$

Per l'analisi delle condizioni di stabilità dei pendii in condizioni sismiche eseguita mediante metodi pseudostatici, si utilizzano i coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  ricavati attraverso le seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{max}}{g} \qquad k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove:

$a_{max}$  = è l'accelerazione orizzontale massima attesa al sito pari a  $S a_g$

$g$  = è l'accelerazione di gravità

$\beta_m$  = è il coefficiente di riduzione

Il coefficiente di riduzione  $\beta_m$  è tabellato nelle NTC 2018 in funzione della categoria di sottosuolo e dell'accelerazione orizzontale massima attesa su suolo di riferimento rigido ( $a_g$ ), come riportato di seguito:

	Categoria di sottosuolo	
	A	B, C, D, E
	$\beta_s$	$\beta_s$
$0,2 < a_g (g) \leq 0,4$	0,30	0,28
$0,1 < a_g (g) \leq 0,2$	0,27	0,24
$a_g (g) \leq 0,1$	0,20	0,20

**Figura 5-4 - Tabella 7.11.I NTC 2018**

## 5.2 Verifica delle opere di progetto

La verifica di stabilità globale delle opere a gettata è stata effettuata sulle sezioni tipologiche assicurando fattori di sicurezza non inferiori a 1,20 secondo quanto prescritto dalle NTC 2018.

Per effettuare le verifiche, è stato impiegato il software STAP FULL 14.0, prodotto dalla ditta Aztec Informatica, che impiega la tecnica della suddivisione a strisce della superficie di scorrimento da analizzare secondo i classici metodi di letteratura basati sul concetto dell'equilibrio limite globale.

Il programma esamina un ampio numero di superfici di rottura, tutte suddivise in un determinato numero di strisce, e per ogni superficie permette di determinare il corrispettivo coefficiente di sicurezza, seguendo un processo iterativo.

Il metodo di analisi adottato per effettuare l'analisi è quello di JANBU, la cui ipotesi principale consiste nel considerare nulle le forze verticali di interstriscia.

Con il metodo di verifica scelto, si determina il coefficiente di sicurezza minimo su una griglia di centri posta in prossimità della sommità dell'opera. Secondo tale metodo, il coefficiente di sicurezza  $F_s$  può essere espresso attraverso la seguente formula:

$$F = \frac{\sum_1^n [c_i b_i + (N_i / \cos \alpha_i - u_i b_i) \tan \phi_i]}{\sum_1^n W_i \tan \alpha_i}$$

dove il termine  $N_i$  è espresso da

$$N_i = \frac{W_i - (c_i l_i \sin \alpha_i / F) + (u_i l_i \tan \phi \sin \alpha_i / F)}{m}$$

con il termine  $m$  espresso da

$$m = \cos \alpha + \frac{\sin \alpha \tan \phi}{F}$$

Nelle espressioni precedenti,  $n$  è il numero delle strisce considerate,  $b_i$  e  $\alpha_i$  sono la larghezza e l'inclinazione della base della striscia  $i$ -esima rispetto all'orizzontale,  $W_i$  è il peso della striscia  $i$ -esima,  $c_i$  e  $\phi_i$  sono le caratteristiche del terreno (coesione e angolo di attrito) lungo la base della striscia e  $u_i$  è la pressione neutra lungo la base della striscia.

L'espressione del coefficiente di sicurezza di JANBU semplificato contiene al secondo membro il termine  $m$  che è funzione di  $F_s$ . Quindi essa è risolta per successive iterazioni ed approssimazioni assumendo un valore iniziale per il coefficiente  $F_s$  da inserire nell'espressione del parametro  $m$  e iterare fino ad ottenere un valore calcolato coincidente

con il valore assunto.

La composizione stratigrafica del sito di intervento e la caratterizzazione dei terreni è stata desunta dall'elaborato "D.02 – Relazione geologica" e viene riportata nella tabella sottostante insieme alle caratteristiche assunte per il materiale lapideo utilizzato per la realizzazione delle scogliere di progetto (mantellata e strato filtro):

Nr.	Descrizione	Profondità [m]	$\gamma$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{sat}$ [kg/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	c [kN/m <sup>2</sup> ]
1	Mantellata	-	1855	2155	40,00	0,00
2	Strato filtro	-	2120	2320	40,00	0,00
3	Sabbia medio fine debolmente limosa-argillosa	0,00 ÷ 25,00	1960 ÷ 2070	2046 ÷ 2145	24,8 ÷ 33,2	0,00
4	Limo e argilla con sabbia fine	25,00 ÷ 26,50	2160	2178	23,8	0,10 ÷ 0,20
5	Sabbia fine debolmente limosa-argillosa	26,50 ÷ 30,00	2118	2164	32 ÷ 34	0,00

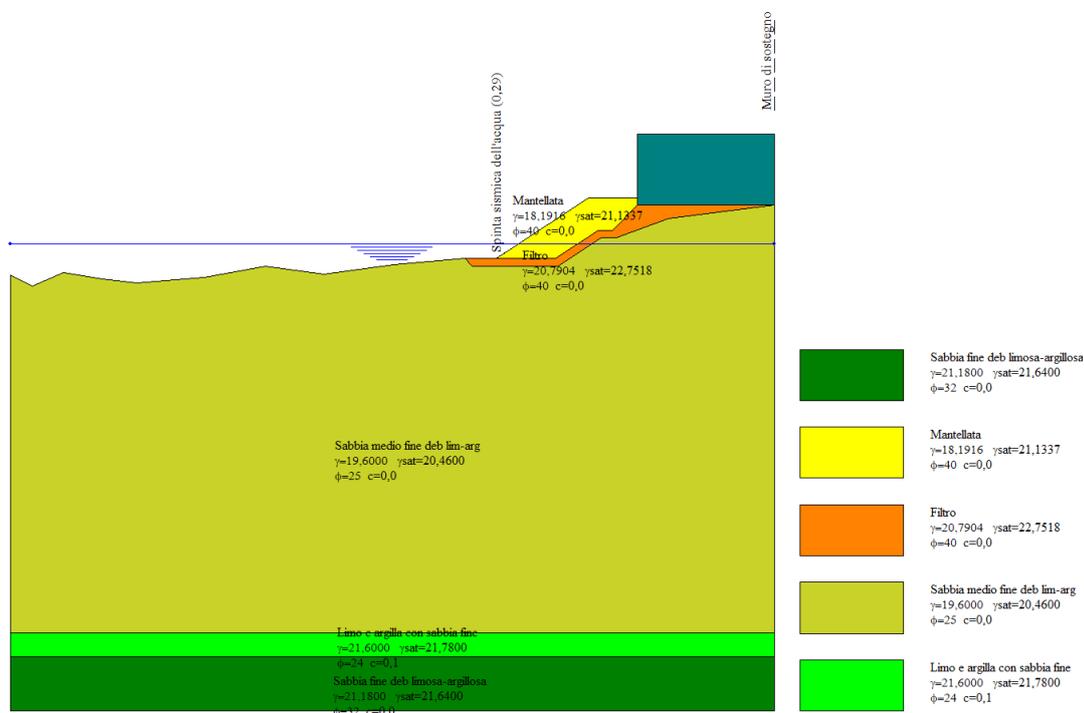
Come già anticipato al paragrafo precedente, la verifica di stabilità globale è stata eseguita tenendo conto anche della pressione dell'acqua agente sulla parete, originata dall'oscillazione sismica del sistema. Applicando la formulazione pseudostatica proposta da WESTERGAARD, si ricavano le risultanti delle pressioni dell'acqua ed i relativi bracci rispetto il piede dell'opera per ognuna delle tipologie degli scenari verificati:

SEZIONE	$k_h$	$\gamma_w$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$H_w$ [m]	$p_{dw}$ [kN/m]	d [m]
A8	0,0577	10,30	0,92	<b>0,29</b>	0,37
C7	0.0577	10,30	3,61	<b>4,52</b>	1,44
C18	0.0577	10,30	7,00	<b>16,98</b>	2,80

La verifica, così come si evince dalla tabella precedente, viene condotta considerando tre diversi scenari:

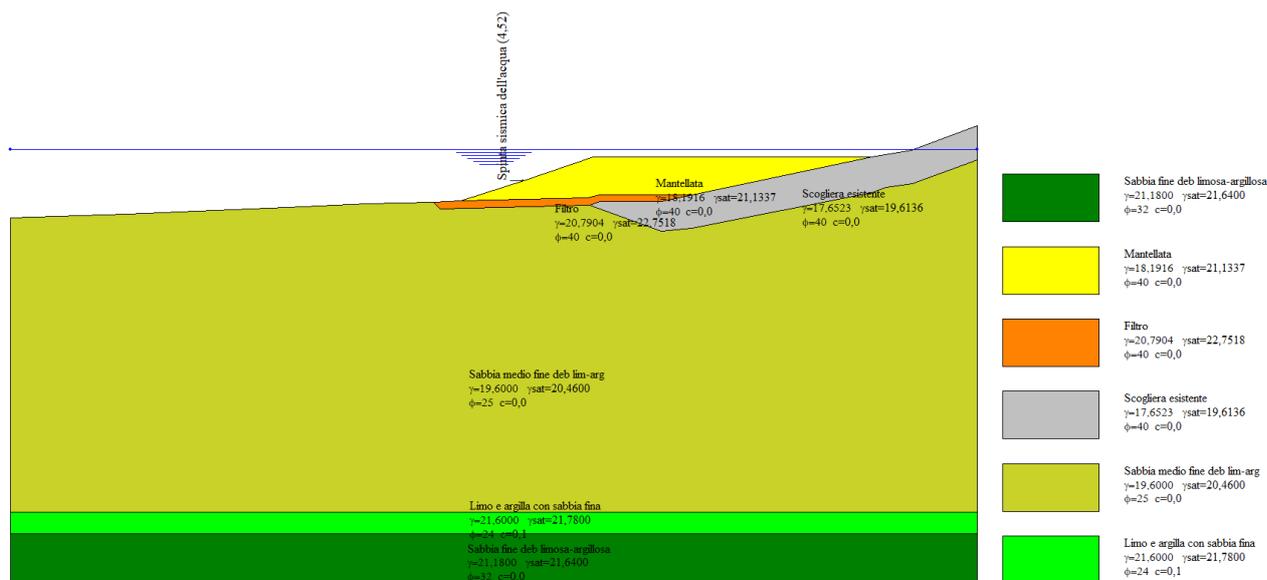
- scogliera emersa a protezione del percorso evocativo, prendendo a riferimento la sezione di progetto A8;
- scogliera sommersa a protezione della passeggiata sul molo foraneo nella configurazione a singola berma, in corrispondenza della sezione di progetto C7;
- scogliera sommersa a protezione della passeggiata sul molo foraneo nella configurazione a doppia berma, in corrispondenza della sezione di progetto C18.

Nelle figure seguenti si riportano i modelli adottati per la verifica dei diversi scenari, per i quali, a vantaggio di sicurezza, sono stati utilizzati i valori minimi dei range di variazione dei parametri caratteristici dei terreni riportati nella tabella precedente.



**Figura 5-5 – Verifica di stabilità globale scogliera emersa percorso evocativo (sez. A8)**

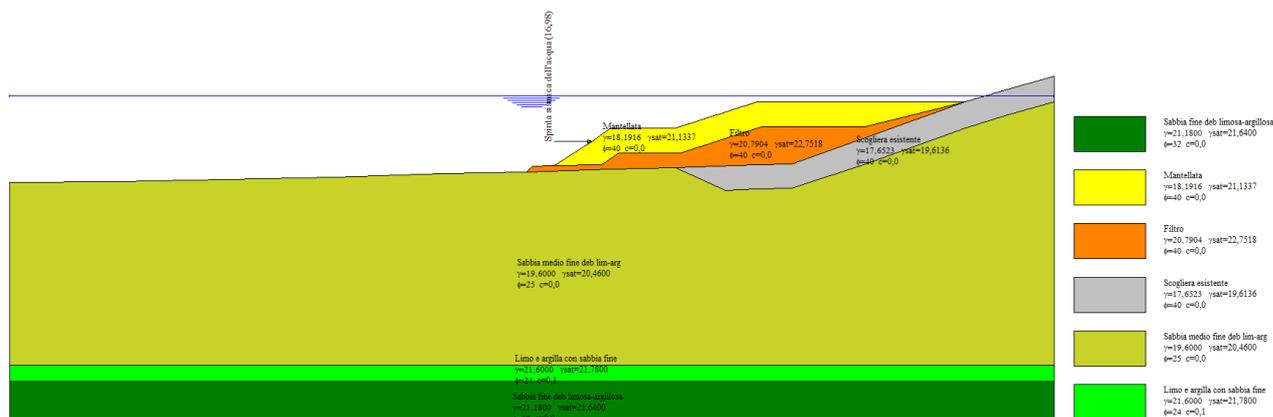
Il valore del coefficiente di sicurezza  $F_s$  corrispondente alla superficie di scorrimento critica per la scogliera emersa a protezione del percorso evocativo, valutato in corrispondenza della sezione di progetto A8, è pari a  $1,338 > 1,20$ , per cui la verifica risulta ampiamente soddisfatta.



**Figura 5-6 – Verifica di stabilità globale scogliera sommersa molo foraneo (sez. C7)**

Il valore del coefficiente di sicurezza  $F_s$  corrispondente alla superficie di scorrimento

critica per la scogliera sommersa a protezione del percorso panoramico sul molo foraneo, valutato in corrispondenza della sezione di progetto C7, è pari a  $1,968 > 1,20$ , per cui la verifica risulta ampiamente soddisfatta.



**Figura 5-7 - Verifica di stabilità globale scogliera sommersa molo foraneo (sez. C18)**

Il valore del coefficiente di sicurezza  $F_s$  corrispondente alla superficie di scorrimento critica per la scogliera sommersa a protezione del percorso panoramico sul molo foraneo, valutato in corrispondenza della sezione di progetto C18, è pari a  $1,611 > 1,20$ , per cui la verifica risulta ampiamente soddisfatta.

Per ulteriori dettagli in merito alle metodologie di calcolo, i parametri utilizzati e la visualizzazione grafica delle superfici critiche di rottura, si rimanda all'elaborato progettuale *D.05 – Tabulati di calcolo opere marittime*.