

Autorità di Sistema Portuale  
del Mar Tirreno Centro Settentrionale

PORTI DI ROMA E DEL LAZIO - CIVITAVECCHIA - FIUMICINO - GAETA

# OPERE STRATEGICHE PER IL PORTO DI CIVITAVECCHIA - 2° STRALCIO -

## NUOVO ACCESSO AL BACINO STORICO - COLLEGAMENTO TRA IL MOLO VESPUCCI E L'ANTEMURALE COLOMBO

### PROGETTO DEFINITIVO

Titolo elaborato

## RELAZIONE DI CALCOLO OPERE A GETTATA

P R 2    D R    0 0 5    0 0    C S I

Committente:

Autorità Portuale di Civitavecchia, Fiumicino e Gaeta

IL PRESIDENTE:

Dr. Pino Musolino

IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

Dott. Ing. Maurizio Marini

IL COORDINATORE GENERALE

Dott. Ing. Giuseppe Solinas

Progetto A.T.I. :

MODIMAR S.r.l. ( Capogruppo )

V.A.M.S. Ingegneria S.r.l.

SEACON S.r.l.

Data	Rev.	DESCRIZIONE	Redatto:	Verificato:	Approvato:
12/12/2022	0	PRIMA EMISSIONE	F. MONDINI	F. MONDINI	P.CONTINI

**INDICE**

<b>1.</b>	<b>ONDE DI PROGETTO .....</b>	<b>2</b>
<b>2.</b>	<b>DIGA DI PROTEZIONE DEL NUOVO ACCESSO AL BACINO STORICO .....</b>	<b>3</b>
2.1	Onde di progetto e propagazione al piede dell'opera.....	3
2.2	Verifiche di stabilità della scogliera .....	3
2.3	Verifiche di stabilità del muro paraonde .....	5
<b>3.</b>	<b>MATERIALI.....</b>	<b>11</b>
3.1	Calcestruzzo.....	11
3.2	Acciaio per cemento armato .....	12
<b>4.</b>	<b>VERIFICHE DI RESISTENZA DEL MURO PARAONDE .....</b>	<b>14</b>
4.1	Verifiche di resistenza (SLU) per la sezione A .....	14
4.1.1	Verifica a flessione.....	15
4.1.2	Verifica a taglio .....	16
4.2	Verifiche di resistenza (SLU) per la sezione B .....	17
4.2.1	Verifica a flessione.....	17
4.2.2	Verifica a taglio .....	18
<b>5.</b>	<b>SCOGLIERA DI PROTEZIONE DEL NUOVO TERRAPIENO .....</b>	<b>19</b>
5.1	Metodologia per la definizione delle onde di calcolo.....	19
5.2	Propagazione in costa .....	19
5.3	Propagazione al piede dell'opera.....	20
5.4	Verifiche di stabilità della scogliera .....	27
5.5	Verifiche di stabilità del muro paraonde .....	29
5.6	Verifiche di resistenza (SLU) per la sezione A .....	32
5.6.1	Verifica a flessione.....	32
5.6.2	Verifica a taglio .....	33
5.7	Verifiche di resistenza (SLU) per la sezione B .....	34
5.7.1	Verifica a flessione.....	34
5.7.2	Verifica a taglio .....	35

**1. ONDE DI PROGETTO**

Per le verifiche di stabilità delle mantellate delle opere a gettata si è fatto riferimento alle analisi statistiche riportate nello Studio Meteomarinò. I risultati di tali analisi sono sintetizzati nella Tabella 1. Nella Tabella 2 sono riportati i settori angolari utilizzati per le analisi.

Si osserva che, ai sensi del D.M. 2018, per le verifiche è stato fatto riferimento ad un tempo di ritorno di 50 anni per la diga di protezione del nuovo accesso e per la scogliera di delimitazione del nuovo terrapieno.

<b>Tempo di ritorno (anni)</b>	<b>Hs (m)</b>			
	<b>10</b>	<b>50</b>	<b>100</b>	<b>500</b>
<b>Settore I</b>	5.2	6.5	7.0	10.0
<b>Settore II</b>	5.5	6.5	7.5	10.0
<b>Omindirezionale</b>	5.5	6.5	7.0	8.5

**Tabella 1 – Altezza d’onda in funzione del tempo di ritorno al largo di Civitavecchia**

<b>SETTORI</b>	<b>DIREZIONE</b>
Omindirezionale	135° – 285 °N
I settore	135 – 195 °N
II settore	195 – 285 °N

**Tabella 2 – Settori angolari**

## **2. DIGA DI PROTEZIONE DEL NUOVO ACCESSO AL BACINO STORICO**

### **2.1 Onde di progetto e propagazione al piede dell'opera**

Per le verifiche di stabilità delle mantellate delle opere a gettata si è fatto riferimento alle analisi statistiche riportate nello Studio Meteomarino. I risultati di tali analisi sono sintetizzati nella Tabella 1. Nella Tabella 2 sono riportati i settori angolari utilizzati per le analisi. Si osserva che per le verifiche è stato fatto riferimento ad un tempo di ritorno di 50 anni per la diga di protezione del nuovo accesso e per la scogliera di delimitazione del nuovo terrapieno.

### **2.2 Verifiche di stabilità della scogliera**

Il dimensionamento dell'opera a gettata è stato effettuato impiegando la collaudata formula di Hudson (1974) che consente di ricavare il peso medio dei massi da adottare in funzione di un assegnato grado di stabilità valutato, tenendo conto dell'impiego dei massi tetrapodi e considerando l'onda non frangente, sia per la sezione corrente che per la testata. Si ricorda che la relazione semiempirica di Hudson è espressa da:

$$\frac{H}{\Delta D_{n50}} = (K_D \cot \alpha)^{\frac{1}{3}}$$

oppure, esplicitando in funzione del peso medio del singolo elemento, da :

$$M_{50} = \frac{\rho_s H^3}{K_D \left( \frac{\rho_s}{\rho_w} - 1 \right)^3 \cot \alpha}$$

dove :

H = altezza d'onda di progetto

$M_{50}$  = peso medio dei massi,  $M_{50} = \rho_s D_{n50}^3$

$\rho_s$  = densità del masso

$\rho_w$  = densità dell'acqua marina

$\Delta = (\rho_s / \rho_w) - 1$

$K_D$  = coefficiente di stabilità

$\alpha$  = pendenza della scarpata

Per quanto riguarda l'onda di progetto si è fatto riferimento ad un tempo di ritorno di 100 anni cui corrisponde un'altezza d'onda significativa di 7.5 m (v. Studio Meteomarino) che nei fondali in esame risulta non frangente. Applicando le formule precedenti per la sezione corrente si ottiene un peso minimo per ogni singolo tetrapodo di circa 21 t (Tabella 3). Pertanto, i tetrapodi previsti in progetto del peso di 25 t risultano verificati.

<b>Caratteristiche dell'onda di progetto al largo</b>		
Altezza d'onda significativa al largo (m)	$H_{s0}$	6.50
Periodo di picco (s)	$T_p$	10.80
Periodo medio (s)	$T_m$	9.82
Lunghezza d'onda al largo relativa a $T_p$ (m)	$L_{op}$	150.5
Lunghezza d'onda al largo relativa a $T_m$ (m)	$L_{om}$	150.5
Ripidità dell'onda al largo relativa a $T_p$	$s_o$	0.043
<b>Verifica frangimento</b>		
Profondità del fondale al piede dell'opera (m s.l.m.)	$h_c$	16.00
Sovralzo massimo del livello medio marino (m s.l.m.)	$S_m$	0.50
Lunghezza d'onda al piede dell'opera (m)	$L'_p$	124.31
Coefficiente di shoaling	$K_s$	0.95
Altezza d'onda al piede senza frangimento (m)	$H_{s0}'$	6.15
Altezza d'onda frangente al piede dell'opera (m)	$H_b$	15.23
Risultato verifica	<b>ONDA NON FRANGENTE</b>	
<b>Caratteristiche dell'opera</b>		
Profondità del fondale al piede dell'opera (m s.l.m.)	$h_c$	16.00
Sovralzo massimo del livello medio marino (m s.l.m.)	$S_m$	0.50
Tirante idrico al piede dell'opera (m)	$h$	16.50
Pendenza del fondale al piede dell'opera	$m$	1/7
Porosità d'insieme della mantellata	$P$	0.50
Peso specifico apparente dei massi ( $kg/m^3$ )	$\rho_r$	2400
Peso specifico dell'acqua marina ( $kg/m^3$ )	$\rho_w$	1025
Densità relativa della mantellata	$\Delta$	1.34
<b>Onda di progetto a ridosso della barriera</b>		
Altezza d'onda di calcolo (m)	$H_s$	6.15
Periodo di picco (s)	$T_p$	10.80
Periodo medio (s)	$T_m$	9.82
angolo di attacco ( $^\circ$ )	$\beta$	0.00
Condizioni di calcolo	<b>Acqua bassa</b>	
<b>Calcolo del peso minimo dei massi</b>		
Tipologia massi		tetrapodi
coefficiente	$K_D$	5.5
pendenza mantellata	$\cotg\alpha$	2
Peso medio dei massi di mantellata (t)	$M_{n50}$	21.06

**Tabella 3 - Verifiche della scogliera**

### 2.3 Verifiche di stabilità del muro paraonde

Le verifiche di stabilità del muro paraonde hanno riguardato:

- Traslazione sul piano di posa
- Ribaltamento rispetto al piede interno del muro

Per le verifiche di stabilità al ribaltamento e alla traslazione (stato limite ultimo) è stata verificata la condizione:

$$E_d \leq R_d$$

dove:

- $E_d$  valore dell'azione di progetto;
- $R_d$  valore della resistenza del sistema.

La condizione  $E_d \leq R_d$  è stata verificata secondo l'approccio:

$$(A1+M1+R3)$$

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle che seguono.

CARICHI	EFFETTO	Coefficiente Parziale $\gamma_F$	(A1) STR
Permanenti	Favorevole	$\gamma_{G1}$	1.0
	Sfavorevole		1.3
Permanenti non strutturali	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0.8
	Sfavorevole		1.5
Variabili	Favorevole	$\gamma_{Qi}$	0.0
	Sfavorevole		1.5

**Tabella 4 - Coefficienti parziali per le azioni**

VERIFICA	Coefficiente Parziale (R3)
Scorrimento	$\gamma_R=1.1$

**Tabella 5 - Coefficienti parziali per le verifiche agli stati limite ultimi**

Per valutare le azioni del moto ondoso incidente sul muro paraonde si è fatto riferimento all'onda di progetto utilizzata per la verifica della stabilità dei massi della mantellata e si è utilizzata la metodologia proposta da F.L.Martin ("Wave loads on rubble mound breakwater crown walls" – F.L.Martin, M.A.Losada, R.Medina – Coastal Engineering 1999), che definisce, per onde frangenti di tipo surging e collapsing o già frante, la distribuzione delle pressioni indotte sul muro paraonde.

Tale criterio quindi non può essere applicato nel caso di impatto di eventi di "shock".

La metodologia si basa sulla considerazione sperimentale che una singola onda può generare sulla struttura verticale due distinte sollecitazioni massime dette: forza da impatto ("impact force") e forza di pulsazione ("pulsating force").

Per determinare la distribuzione delle pressioni da impatto, Martin suggerisce di utilizzare le seguenti espressioni (Figura 2-1):

- per la parte del muro non protetta dalla scogliera:

$$P_{s0} = C_{w1} \times \rho_w \times g \times S_o$$

- per la parte del muro protetta dalla scogliera:

$$P_{s1} = C_{w2} \times C_{w1} \times \rho_w \times g \times S_o$$

dove:

- $C_{w1}$  è funzione del massimo run-up, dell'altezza d'onda di progetto e della pendenza della scarpata;

- $C_{w2}$  è funzione della larghezza della berma e della lunghezza d'onda relativa al periodo di picco;
- $\rho_w = 10.1 \text{ kN/m}^3$  - la densità dell'acqua
- $g = 9.81 \text{ m/s}^2$  - accelerazione di gravità
- $S_o$  è il massimo run-up previsto sulla berma della scogliera

La distribuzione delle pressioni da pulsazione (idrostatiche) è data da:

$$P_p(z) = C_{w3} \times \rho_w \times g \times (S_o + A_c - z)$$

dove:

- $z$  è la quota di calcolo rispetto al l.m.m.;
- $C_{w3}$  è un parametro adimensionale, funzione delle caratteristiche della scogliera
- $A_c$  è l'altezza della berma rispetto al l.m.m.

Nella Tabella 6 sono riportati i risultati dei calcoli finalizzati alla stima dei valori delle pressioni e delle azioni sul muro sia nel caso di forza da impatto ("impact force") sia in quello di forza di pulsazione ("pulsating force"). Tuttavia va osservato che per l'opera in esame le pressioni e le azioni che vanno prese in considerazione sono quelle relative al secondo caso ovvero le forze di pulsazione.

Tenendo conto della geometria del muro e del peso ad esso associato (Figura 2-2) sono state eseguite le verifiche di stabilità i cui risultati sono riportati nella Tabella 7.

A riguardo va osservato che:

- per la resistenza alla traslazione orizzontale è stato considerato un coefficiente di attrito tra cls e pietrame sottostante pari a 0.6;
- il muro risulta stabile sia alla traslazione sia al ribaltamento,
- le pressioni di contatto sono accettabili.

Sulla base delle elaborazioni eseguite sono state individuate le azioni per le verifiche strutturali di due sezioni rappresentative del muro paraonde riportate nella Tabella 8.

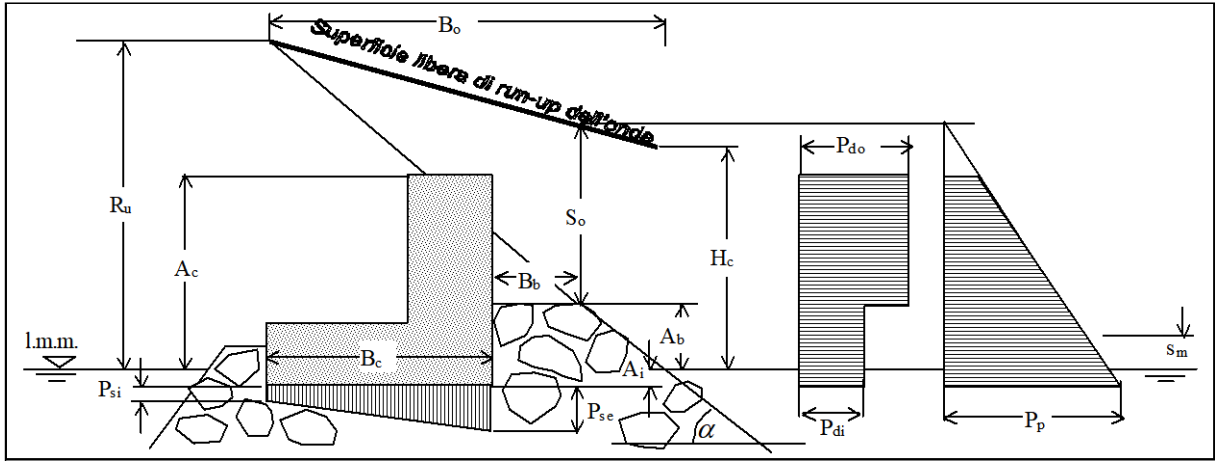


Figura 2-1 - Schema di riferimento

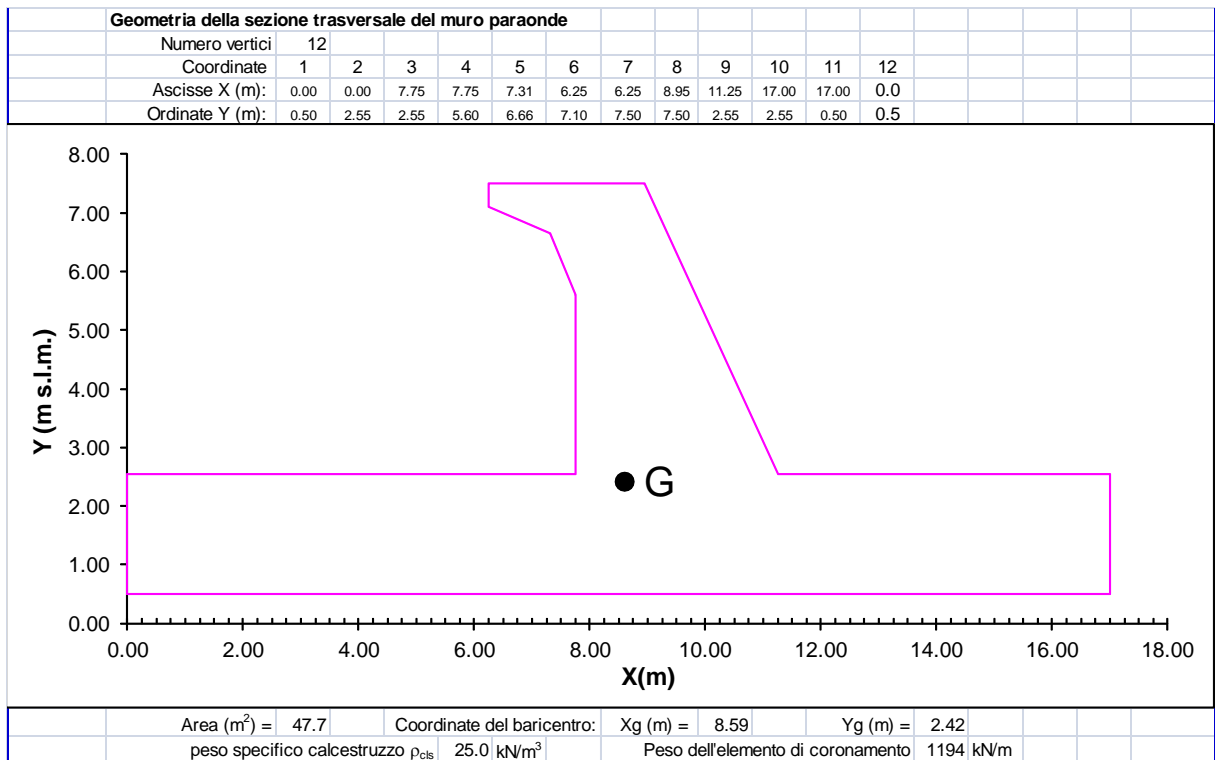


Figura 2-2 - Geometria e peso del muro paraonde

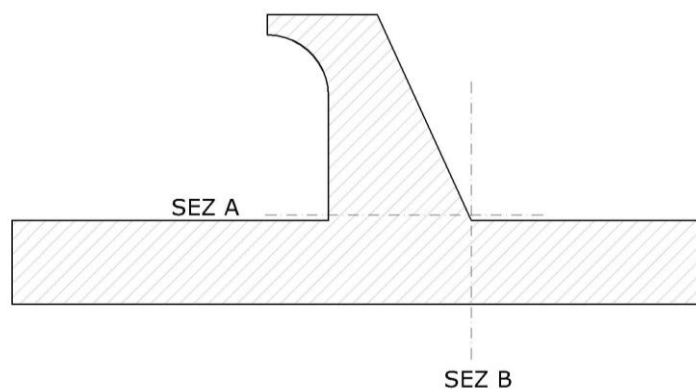


<b>Dimensioni struttura</b>							
Profondità fondale al piede dell'opera (m s.l.m.)	$h$	16.0					
Quota berma mantellata (m s.l.m.)	$A_b$	5.00					
Larghezza berma (m)	$B_b$	9.3					
Pendenza mantellata	$\cotg \alpha$	2.0					
Larghezza di base del massiccio di coronamento (m)	$B_c$	17.0					
Quota sommitale del muro paraonde (m s.l.m.)	$A_c$	7.50					
Quota di imbasamento del muro paraonde (m s.l.m.)	$A_i$	0.50					
Porosità mantellata	$p$	0.40					
Porosità alla base del massiccio di coronamento	$p_c$	0.40					
Diametro medio massi della mantellata (m)	$D_{n50}$	2.22					
<b>Condizioni di impatto diretto dell'onda contro il muro paraonde NO</b>							
Altezza relativa	$A_u/H_c$	0.73					
Larghezza relativa	$B_u/H_c$	1.50	>	0.17			
run-up al margine della mantellata (m)	$S_o$	1.98			$A_b + S_o = 6.98$	<	$A_c$
<b>Calcolo dell'altezza di Run-up <math>R_u = H_c \cdot (A_u \cdot (1 - \exp(-B_u \cdot \xi_m)))</math></b>							
Numero di Iribarren	$\xi_m$	2.72					
Run-up associato all'altezza d'onda $H_c$	$R_u$	6.64 (m)		$A_u$	1.338	$B_u$	0.6
<b>Pressioni di impatto <math>P_d</math> (valido per <math>S'_c &gt; 0.075</math>)</b>							
	$C_{w1}$	2.70		$C_{w2}$	0.352		
Tratto NON riparato dalla mantellata	$P_{do}$	54.03 kN/m <sup>2</sup>					$P_{do} = C_{w1} \cdot \rho_w \cdot g \cdot S_o$
Tratto inferiore (riparato dalla mantellata)	$P_{di}$	19.02 kN/m <sup>2</sup>					$P_{di} = C_{w2} \cdot C_{w1} \cdot \rho_w \cdot g \cdot S_o$
Sottopressione lato mare	$P_{se}$	19.0 kN/m <sup>2</sup>					
Sottopressione lato terra	$P_{si}$	0.0 kN/m <sup>2</sup>					
<b>Pressioni di pulsazione <math>P_p</math> (valido per <math>0.03 &lt; S'_c &lt; 0.075</math>)</b>							
	$C_o$	0.32		$C_{w3}$	0.33		
Pressione massima all'imbasamento	$P_p$	21.727 kN/m <sup>2</sup>					$P_p = C_{w3} \cdot \rho_w \cdot g \cdot (S_o + A_c - z)$
Pressione alla sommità del coronamento	$P'_p$	0.00 kN/m <sup>2</sup>					
Sottopressione lato mare	$P_{se}$	21.7 kN/m <sup>2</sup>					
Sottopressione lato terra	$P_{si}$	4.6 kN/m <sup>2</sup>					
<b>Sollecitazioni risultanti alla base dell'elemento di coronamento</b>							
Spinta risultante dovuta alla pressione di impatto	$Sp_d$	240.1 kN/m					
Sottospinta dovuta alla pressione d'impatto	$Sp_{du}$	161.6 kN/m					
Momento indotto dalla pressione di impatto	$Mp_d$	2885.0 kN-m/m					
Braccio relativo allo spigolo esterno del coronamento	$Bp_d$	12.0 m					
Spinta risultante dovuta alla pressione di pulsazione	$Sp_p$	70.4 kN/m					
Sottospinta dovuta alla pressione pulsazione	$Sp_{pu}$	224.0 kN/m					
Momento indotto dalla pressione di pulsazione	$Mp_p$	2468 kN-m/m					
Braccio relativo allo spigolo esterno del coronamento	$Bp_p$	35.1 m					
<b>Spinta orizzontale risultante</b>							
	$Sp_o$	310.5 kN/m					
<b>Momento indotto dalle spinte orizzontali</b>							
	$Mp_o$	5353 kN-m/m					
<b>Braccio delle spinte orizzontali</b>							
	$Bp_o$	17.24 m					
<b>Spinta verticale risultante</b>							
	$Sp_v$	224.0 kN/m					
<b>Momento indotto dalle spinte verticali</b>							
	$Mp_v$	1491.9 kN-m/m					
<b>Braccio delle spinte verticali</b>							
	$Bp_v$	6.66 m					

Tabella 6 - Calcolo delle pressioni e delle azioni nel caso di impatto e di pulsazione

<b>Verifiche per le condizioni di pulsazione dell'onda</b>			
<b>Verifica al ribaltamento:</b>			
Momento pressione di pulsazione ( $M_p$ ):	2,467.7	kN·m/m	
coefficiente parziale ( $\gamma_Q$ )	1.5		
Momento ribaltante ( $M_r$ ):	3,701.6	kN·m/m	
Momento peso struttura ( $M_s$ ):	10,035.8	kN·m/m	
coefficiente parziale ( $\gamma_G$ )	1.0		
Momento stabilizzante ( $M_s$ ):	10,035.8	kN·m/m	
$R_D / E_D$ :	2.71		Verificato
<b>Verifica alla traslazione:</b>			
Spinta orizzontale risultante ( $S_p$ ):	70.4	kN/m	
coefficiente parziale ( $\gamma_Q$ )	1.5		
Azione mobilitante	105.6	kN/m	
Peso struttura:	1,193.6	kN/m	
Sottospinta dovuta alla pressione di pulsazione	224.0	kN/m	
Risultante verticale ( $Peso - \gamma_Q \times S_p$ ):	857.6	kN/m	
Coefficiente di attrito (f)	0.6		
coeff.parziale resistenza $\gamma_R$	1.1		
Forza resistente	467.8		
$R_D / E_D$ :	4.43		Verificato
<b>Verifica allo schiacciamento:</b>			
Peso struttura:	1,193.6	kN/m	
coefficiente parziale ( $\gamma_G$ )	1.3		
Sottospinta dovuta alla pressione di pulsazione	224.0	kN/m	
coefficiente parziale ( $\gamma_Q$ )	1.5		
Risultante verticale:	1,215.7	kN/m	
Momento peso struttura ( $M_s$ ):	10,035.8	kN·m/m	
coefficiente parziale ( $\gamma_G$ )	1.3		
Momento pressione di pulsazione ( $M_p$ ):	2,467.7	kN·m/m	
coefficiente parziale ( $\gamma_Q$ )	1.5		
Momento risultante ( $M_s - M_r$ ):	9,345.0	kN·m/m	
eccentricità (e):	0.81	m	
	$\sigma_{max} =$	92.0 kN/m <sup>2</sup>	sezione interamente reagente
	$\sigma_{min} =$	51.0 kN/m <sup>3</sup>	

**Tabella 7 - Verifica della stabilità del muro paraonde**



muro in elevazione. Sez A		
<b>N</b>	kN	327.5
<b>T</b>	kN	38.0
<b>M</b>	kNm	62.7
solettone. Sez B		
<b>N</b>	kN	295.0
<b>T</b>	kN	222.1
<b>M</b>	kNm	638.5

**Tabella 8 – Azioni sul muro paraonde per le verifiche strutturali**

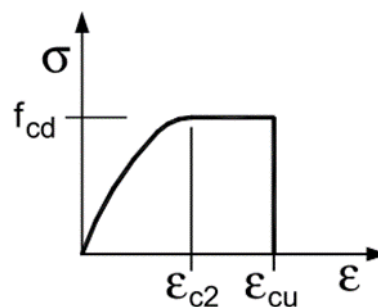
### 3. MATERIALI

#### 3.1 Calcestruzzo

Tutti gli elementi in c.a. sono realizzati con calcestruzzo di classe C35/45, classe di esposizione XS3 che presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

- Peso per unità di volume:  $\gamma_{cls} = 25.00 \text{ kN/m}^3$
- Resistenza cubica caratteristica a compressione:  $R_{ck} = 45 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione:  $f_{ck} = 0.83R_{ck} = 37.35 \text{ MPa}$
- Resistenza di progetto a compressione:  $f_{cd} = 0.85 f_{ck} / 1.5 = 21.17 \text{ MPa}$
  
- Modulo elastico medio:  $E_{cm} = 22000 \times \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3} = 34625 \text{ MPa}$
- Resistenza media a trazione:  $f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 3.35 \text{ MPa}$
- Resistenza caratteristica a trazione:  $f_{ctk} = 0.7 f_{ctm} = 2.35 \text{ MPa}$
- Resistenza di progetto a trazione:  $f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{\gamma_c} = 1.56 \text{ MPa}$

Per il diagramma tensione-deformazione del calcestruzzo è stato adottato il modello  $\sigma$ - $\epsilon$  parabola rettangolo illustrato nella figura seguente con  $\epsilon_{c2} = 0.20\%$  e  $\epsilon_{cu} = 0.35\%$



Importante per il calcestruzzo è l'analisi della durabilità con la definizione della classe di esposizione e con la conseguente valutazione del copriferro minimo di armatura e del valore limite di apertura delle fessure.

Nel caso in esame, la classe di esposizione in cui ricade l'opera è la XS3 che considera la corrosione indotta da cloruri presenti nell'acqua di mare per strutture esposte a spruzzi e alla marea.

Come riportato nella Tab. 4.1.3 delle NTC-2018, si ricade in condizioni ambientali molto aggressive:

Tab. 4.1.III - Descrizione delle condizioni ambientali

Condizioni ambientali	Classe di esposizione
Ordinarie	X0, XC1, XC2, XC3, XF1
Aggressive	XC4, XD1, XS1, XA1, XA2, XF2, XF3
Molto aggressive	XD2, XD3, XS2, XS3, XA3, XF4

Si definisce quindi un valore di copriferro minimo per la protezione delle armature alla corrosione e il valore limite di apertura delle fessure.  
Per il copriferro si ottiene un valore nominale pari a:

$$c_{nom} = c_{min} + 10 \text{ mm} = 50 \text{ mm}$$

Mentre per l'apertura delle fessure, lo stato limite si ricava dalla Tab. 4.1.IV delle NTC-2018 di seguito riportata:

**Tab. 4.1.IV - Criteri di scelta dello stato limite di fessurazione**

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	$w_k$	Stato limite	$w_k$
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Si osserva che per condizioni molto aggressive e armatura poco sensibile (acciai ordinari) lo stato limite di apertura delle fessure individua un valore limite di:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

### 3.2 Acciaio per cemento armato

L'acciaio per le armature è di classe B450C che presenta le seguenti caratteristiche meccaniche:

- $f_{y,nom} = 450 \text{ MPa}$
- $f_{t,nom} = 540 \text{ MPa}$

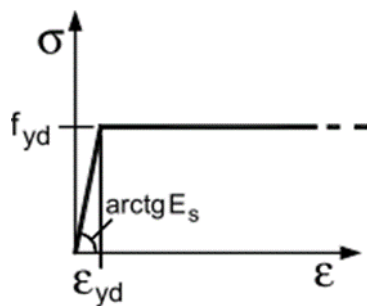
La resistenza di calcolo dell'acciaio  $f_{yd}$  è riferita alla tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio ed è ottenuta dividendo quest'ultima per un coefficiente parziale di sicurezza pari a:

$$\gamma_s = 1.15$$

ottenendo:

$$f_{yd} = 391 \text{ MPa.}$$

Per il diagramma tensione-deformazione dell'acciaio è stato adottato un modello  $\sigma$ - $\epsilon$  elastico perfettamente plastico indefinito illustrato nella figura seguente:



Per il modulo elastico dell'acciaio si è fatto riferimento al seguente valore:

$$E_s = 210000 \text{ MPa}$$

da cui si ricava il seguente valore della deformazione di snervamento dell'acciaio da utilizzare nei calcoli:

$$\epsilon_{yd} = 0.20\%$$

#### 4. VERIFICHE DI RESISTENZA DEL MURO PARAONDE

Si riporta nel seguito l'analisi del muro paraonde con lo studio delle azioni sollecitanti dovute al moto ondoso e le verifiche di resistenza con il dimensionamento dell'armatura.

Il muro è realizzato in c.a. di classe C35/45 in continuità strutturale con il sottostante massiccio di coronamento.

Le verifiche strutturali sono state condotte nelle sezioni A e B indicate nella figura sottostante:

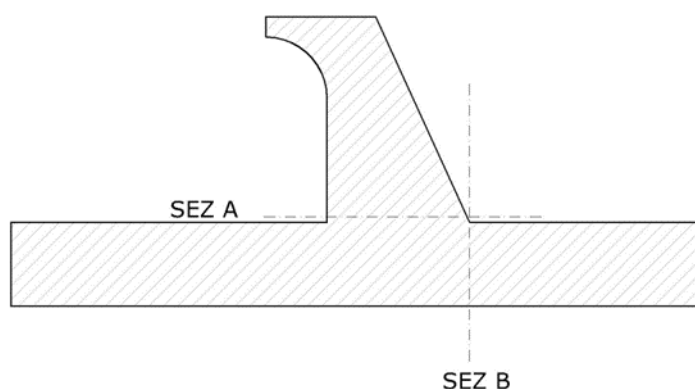


Figura 4-1 – Sezioni di calcolo del muro paraonde.

Per l'analisi dei carichi e le verifiche si considera la profondità di 1,00 m, ottenendo valori di sollecitazioni e resistenze a metro lineare.

I carichi che agiscono sulla struttura sono il peso proprio dell'elemento e la spinta dovuta al moto ondoso.

Le verifiche vengono condotte combinando tali carichi attraverso i coefficienti parziali di combinazione SLU che assumono valori:

- $\gamma_{G1} = 1.0$  per carichi permanenti (peso proprio);
- $\gamma_Q = 1.5$  per carichi variabili (spinta dell'onda).

##### 4.1 Verifiche di resistenza (SLU) per la sezione A

Nella seguente tabella vengono riportate le sollecitazioni risultanti di sforzo normale, taglio e momento flettente di progetto agenti nella sezione A:

Muro in elevazione. Sez. A		
$N_{Ed}$	[kN/m]	327,5
$T_{Ed}$	[kN/m]	57,0
$M_{Ed}$	[kNm/m]	94,1

#### 4.1.1 Verifica a flessione

La sezione di base del muro paraonde ha dimensioni geometriche:

$$B_A = 1,00 \text{ m} \quad H_A = 3,50 \text{ m}$$

Inserendo un'armatura simmetrica di  $\phi 16/20$ , attraverso l'utilizzo del software VCASlu si ottiene un momento resistente pari a:

$$M_{Rd} = 1349 \text{ kNm/m}$$

The screenshot shows the VCASlu software interface with the following data:

N*	b [cm]	h [cm]	N*	As [cm²]	d [cm]
1	100	350	1	10,05	5
			2	10,05	345

Materials:

Property	B450C	C35/45
$\epsilon_{su}$	67,5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$	391,3 N/mm²	$\epsilon_{cu}$ 3,5 ‰
$E_s$	200.000 N/mm²	$f_{cd}$ 19,83
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0,8
$\epsilon_{syd}$	1,957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 13,5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	$\tau_{co}$ 0,8
		$\tau_{cl}$ 2,257

Results:

- $M_{xRd}$ : 1.349 kNm
- $\sigma_c$ : -14,53 N/mm²
- $\sigma_s$ : 391,3 N/mm²
- $\epsilon_c$ : 0,966 ‰
- $\epsilon_s$ : 67,5 ‰
- $d$ : 345 cm
- $x$ : 4,868
- $x/d$ : 0,01411
- $\delta$ : 0,7

Calculation Method: S.L.U. +

Typo flessione: Retta

Calcola MRd: [ ]

Precompresso: [ ]

La verifica risulta soddisfatta:

$$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = 14,3$$

Le armature verticali rispettano i limiti sul quantitativo minimo forniti dalle NTC-2018 al §7.4.6.2.4, pari allo 0.2%  $A_c$ .



#### 4.1.2 Verifica a taglio

La verifica a taglio è stata condotta considerando la sezione del muro come un elemento autoportante a taglio.

Per il calcolo della resistenza si è quindi utilizzata la formula riportata dalle NTC-2018 al §4.1.2.3.5.1 per elementi non armati a taglio.

Verifica a taglio		
Sezione rettangolare 100x205		
$T_{Ed}$	57,0	[kN/m]
<b>Arm. Tesa</b>	5Ø16	
$\rho$	0,0003	
$k_t$	1,24	
$T_{Rd}$	527,7	[kN/m]
<b>VERIFICATA</b>		

La verifica è soddisfatta:

$$\frac{T_{Rd}}{T_{Ed}} = 9,26$$

## 4.2 Verifiche di resistenza (SLU) per la sezione B

### 4.2.1 Verifica a flessione

La sezione B appartiene alla sovrastruttura schematizzabile come un elemento piastra. La sezione presa in esame appartiene ad un tratto che presenta un comportamento a mensola soggetta a momento flettente e taglio.

Nella tabella seguente si riportano i valori delle sollecitazioni di progetto che derivano dalla combinazione dei carichi agli SLU.

Si osserva, in particolare, che l'azione  $N_{Ed}$  è una forza agente nel piano della sezione in quanto rappresenta il peso proprio dell'elemento strutturale.

$N_{Ed}$	[kN/m]	295,0
$T_{Ed}$	[kN/m]	333,1
$M_{Ed}$	[kNm/m]	957,7

Ai fini della verifica a flessione, si considerano come dimensioni geometriche della sezione:

$$B_B = 1,00 \text{ m} \quad H_B = 2,05 \text{ m}$$

Inserendo un'armatura simmetrica  $\phi 20/20$ , attraverso l'utilizzo del programma di calcolo VCASlu, si ottiene un momento resistente pari a:

$$M_{Rd} = 1218 \text{ kNm/m}$$

The screenshot shows the VCASlu software interface with the following data:

- Titolo:** Verifica C.A. S.L.U. - File
- Menu:** File, Materiali, Opzioni, Visualizza, Progetto Sez. Rett., Sismica, Normativa: NTC 2018
- Tipo Sezione:** Rettan.re (selected), Trapezi, a T, Rettangoli, Coord., DXF
- Geometric Data:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	205
- Reinforcement Data:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	15,71	5
2	15,71	200
- Sollecitazioni:**

$N_{Ed}$	0	0	kN
$M_{xEd}$	957,75	0	kNm
$M_{yEd}$	0	0	
- Materiali:**
  - B450C:**  $\epsilon_{su}$  67,5‰,  $f_{yd}$  391,3 N/mm²,  $E_s$  200.000 N/mm²,  $E_s/E_c$  15,  $\epsilon_{syd}$  1,957‰,  $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²
  - C35/45:**  $\epsilon_{c2}$  2‰,  $\epsilon_{cu}$  3,5,  $f_{cd}$  19,83,  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8,  $\sigma_{c,adm}$  13,5,  $\tau_{co}$  0,8,  $\tau_{c1}$  2,257
- Calculated Results:**
  - $M_{xRd}$  1.218 kNm
  - $\sigma_c$  -19,46 N/mm²
  - $\sigma_s$  391,3 N/mm²
  - $\epsilon_c$  1,725‰
  - $\epsilon_s$  67,5‰
  - d 200 cm
  - x 4,985, x/d 0,02492
  - $\delta$  0,7
- Method of Calculation:** S.L.U.+ (selected), S.L.U.-, Metodo n
- Tipo flessione:** Retta (selected), Deviata
- Additional Parameters:** N° rett. 100, Calcola MRd, Dominio M-N, Col. modello, M-curvatura, Precompresso (unchecked)

La verifica risulta quindi soddisfatta:

$$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = 1,27$$

Le armature inserite rispettano i limiti sul quantitativo minimo forniti dalle NTC-2018 al §7.4.6.2.4, pari allo 0.2%  $A_c$ .

#### 4.2.2 Verifica a taglio

La verifica a taglio è stata condotta considerando la sovrastruttura come un elemento autoportante a taglio, essendo schematizzata come una piastra.

Per il calcolo della resistenza si è quindi utilizzata la formula riportata dalle NTC-2018 al §4.1.2.3.5.1 per elementi non armati a taglio.

Verifica a taglio		
Sezione rettangolare 100x205		
$T_{Ed}$	333,1	[kN/m]
Arm. Tesa	5Ø20	
$\rho$	0,0008	
$k_t$	1,317	
$T_{Rd}$	450,97	[kN/m]
<b>VERIFICATA</b>		

La verifica è soddisfatta:

$$\frac{T_{Rd}}{T_{Ed}} = 1,35$$

## **5. SCOGLIERA DI PROTEZIONE DEL NUOVO TERRAPIENO**

### **5.1 Metodologia per la definizione delle onde di calcolo**

Per le verifiche di stabilità della mantellata della scogliera di delimitazione del nuovo terrapieno si opera a gettata si è operato secondo la seguente metodologia:

- 1) propagazione delle onde di progetto con tempo di ritorno di 50 anni dal largo fino ad un punto in costa ubicato prospiciente le opere in esame e ubicato su un fondale di 20 m di profondità;
- 2) sulla base dei risultati di cui al punto 1) sono state selezionate delle condizioni di moto ondoso utilizzate per individuare le onde di calcolo al piede dell'opera.

Nei successivi paragrafi sono illustrate nel dettaglio le fasi della metodologia seguita.

### **5.2 Propagazione in costa**

La propagazione in costa è stata eseguita utilizzando il modello numerico Merope. Per maggiori dettagli riguardo all'utilizzo del modello (area di calcolo, metodologia e descrizione del modello) si rimanda allo Studio Meteomarinò.

Con riferimento alla Tabella 1e alla Tabella 2 e considerata l'esposizione al moto ondoso dell'opera in esame, sono state propagate in costa tutte le onde del settore I e parte delle onde del settore II.

Nella Tabella 9 sono riportate le caratteristiche delle onde al largo e i corrispondenti valori in costa. Dalla tabella si può osservare una riduzione del valore dell'altezza d'onda (tanto maggiore quanto più ci si avvicina alla direzione di Scirocco) e la riduzione del settore di traversia. Tale settore si riduce da 90° al largo (140-230°N) a circa 40° in costa (188-229°N).

Per le successive elaborazioni si è scelto di selezionare delle onde in modo tale da sintetizzare le condizioni del moto ondoso di progetto, a partire dai risultati riportati nella Tabella 9, e da utilizzare per la successiva propagazione al piede dell'opera con il modello SWAN. Le onde selezionate sono riportate nella Tabella 10.

SETTORE	ONDE LARGO			ONDE COSTA		
	Hs (m)	Tp (s)	Dir (°N)	Hs (m)	Tp (s)	Dir (°N)
I	6.5	10.8	140	4.2	11.4	188
	6.5	10.8	150	5.0	11.4	190
	6.5	10.8	160	5.5	11.4	192
	6.5	10.8	170	5.7	11.4	195
	6.5	10.8	180	5.9	11.4	199
	6.5	10.8	190	5.9	11.4	204
II	6.5	10.8	200	5.9	11.4	210
	6.5	10.8	210	6.0	11.4	216
	6.5	10.8	220	6.0	11.4	222
	6.5	10.8	230	5.9	11.4	229

**Tabella 9 – Propagazione in costa delle onde di progetto**

ONDE COSTA			ONDE SWAN		
Hs	Tp	Dir	Hs	Tp	Dir
(m)	(s)	(°N)	(m)	(s)	(°N)
4.2	11.4	188			
5.0	11.4	190	5.5	11.4	190
5.5	11.4	192			
5.7	11.4	195			
5.9	11.4	199	5.9	11.4	200
5.9	11.4	204			
5.9	11.4	210	5.9	11.4	210
6.0	11.4	216			
6.0	11.4	222	6.0	11.4	220
5.9	11.4	229			

**Tabella 10 – Onde di progetto selezionate per la definizione delle onde di calcolo al piede dell’opera**

### 5.3 Propagazione al piede dell’opera

Per la propagazione delle onde di progetto al piede dell’opera è stato utilizzato il modello matematico bidimensionale di rifrazione diretta spettrale di tipo euleriano SWAN.

Il modello SWAN è stato sviluppato dal Delft University of Technology e consente di valutare gli effetti indotti sia dai fenomeni generativi delle onde dovute all’azione del vento, sia dai fenomeni dissipativi (attrito sul fondo e frangimento in acqua profonda ed in acqua bassa) nella propagazione da largo verso riva.

Il modello è in grado di simulare sia perdite di energia subite dalle onde in propagazione sia la generazione del moto ondoso ad opera del vento ed i relativi trasferimenti non lineari di energia indotti anche dal frangimento in acqua profonda.

Nella Figura 5-1 e nella Figura 5-2 sono riportate rispettivamente l’ubicazione e la batimetria dell’area interessata dalle simulazioni numeriche del modello SWAN.

Per l’applicazione del modello, le condizioni di moto ondoso riportate nella sono state imposte lungo il contorno “offshore” dell’area di calcolo.

L’area di calcolo è caratterizzata dalle seguenti dimensioni 1.000 m x 1.500 m e da un passo di discretizzazione di 10 m.

Dalla Figura 5-3 alla Figura 5-6 sono riportati in forma grafica i risultati delle simulazioni numeriche. Nelle sono riportati il campo dell’altezza d’onda significativa e il campo della direzione delle onde.

Dai risultati delle simulazioni eseguite con il modello SWAN sono state estratte le caratteristiche del moto ondoso nei punti ubicati al piede dell’opera lungo lo sviluppo delle opere. Le caratteristiche del moto ondoso al piede dell’opera sono sintetizzate nella Tabella 11 – Onde di calcolo al piede dell’opera Tabella 11 in cui sono riportati:

- l’altezza d’onda significativa  $H_s$ ,
- i periodi d’onda ( $T_p$  periodo di picco e  $T_m$  periodo medio),
- la direzione del moto ondoso al largo
- l’angolo di attacco del moto ondoso  $\beta$  (angolo tra la direzione perpendicolare all’opera e la direzione delle onde al piede dell’opera).

In grassetto sono state evidenziate le condizioni più gravose utilizzate per le verifiche di stabilità dell’opera.

Si osserva che tutte le simulazioni hanno previsto un sovrizzo di tempesta pari a 0.5 m.

Hs (m)	Tp (s)	Dir (°N)	punti piede opera	Hs (m)	Tp (s)	Dir (°N)	$\beta$ (°)
5.5	11.4	190	P1	<b>2.68</b>	<b>10.90</b>	<b>189</b>	<b>9</b>
			P2	4.06	10.90	213	33
			P3	3.16	10.90	211	9
5.9	11.4	200	P1	2.13	10.90	193	13
			<b>P2</b>	<b>4.26</b>	<b>10.90</b>	<b>215</b>	<b>35</b>
			P3	3.23	10.90	213	7
5.9	11.4	210	P1	1.47	10.90	197	17
			P2	4.09	10.90	218	38
			<b>P3</b>	<b>3.21</b>	<b>10.90</b>	<b>215</b>	<b>5</b>
6.0	11.4	220	P1	1.01	10.90	198	18
			P2	3.81	10.90	221	41
			P3	3.10	10.90	215	5

Tabella 11 – Onde di calcolo al piede dell’opera

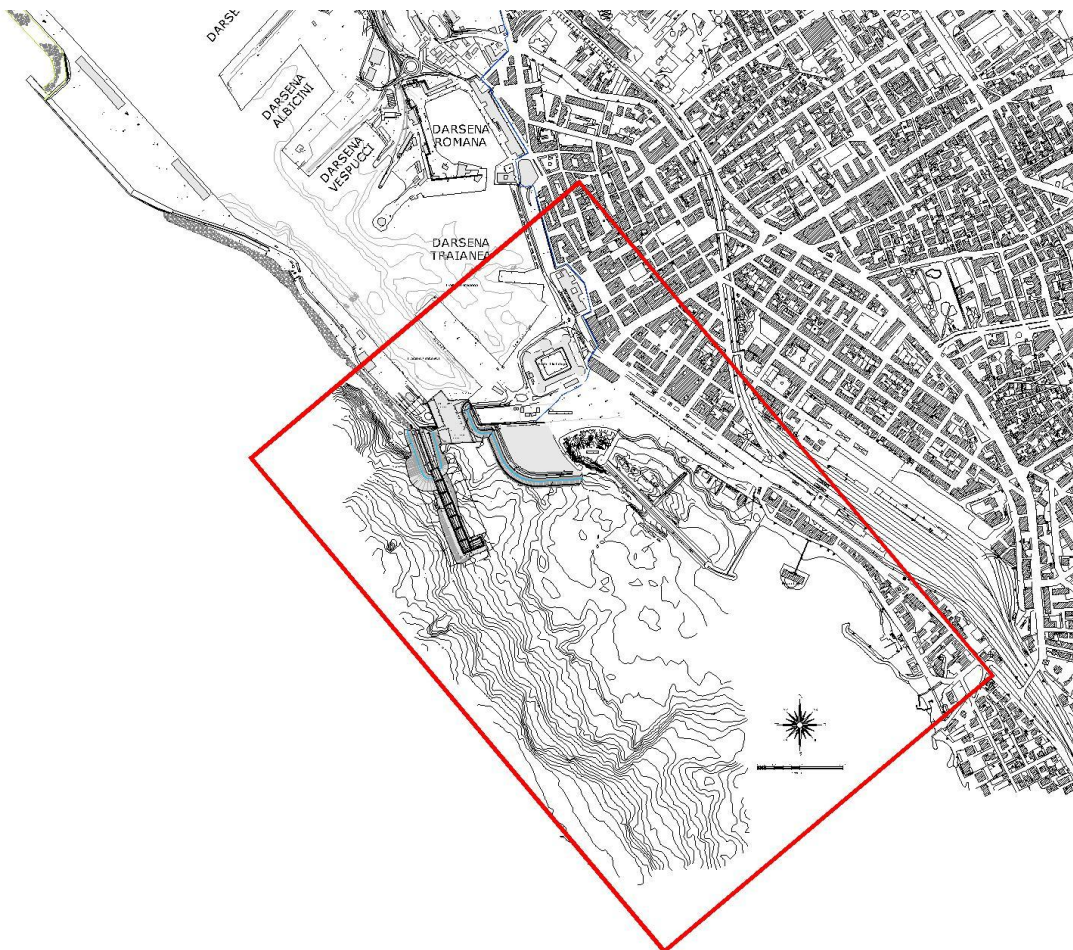


Figura 5-1 – Ubicazione dell’area di calcolo

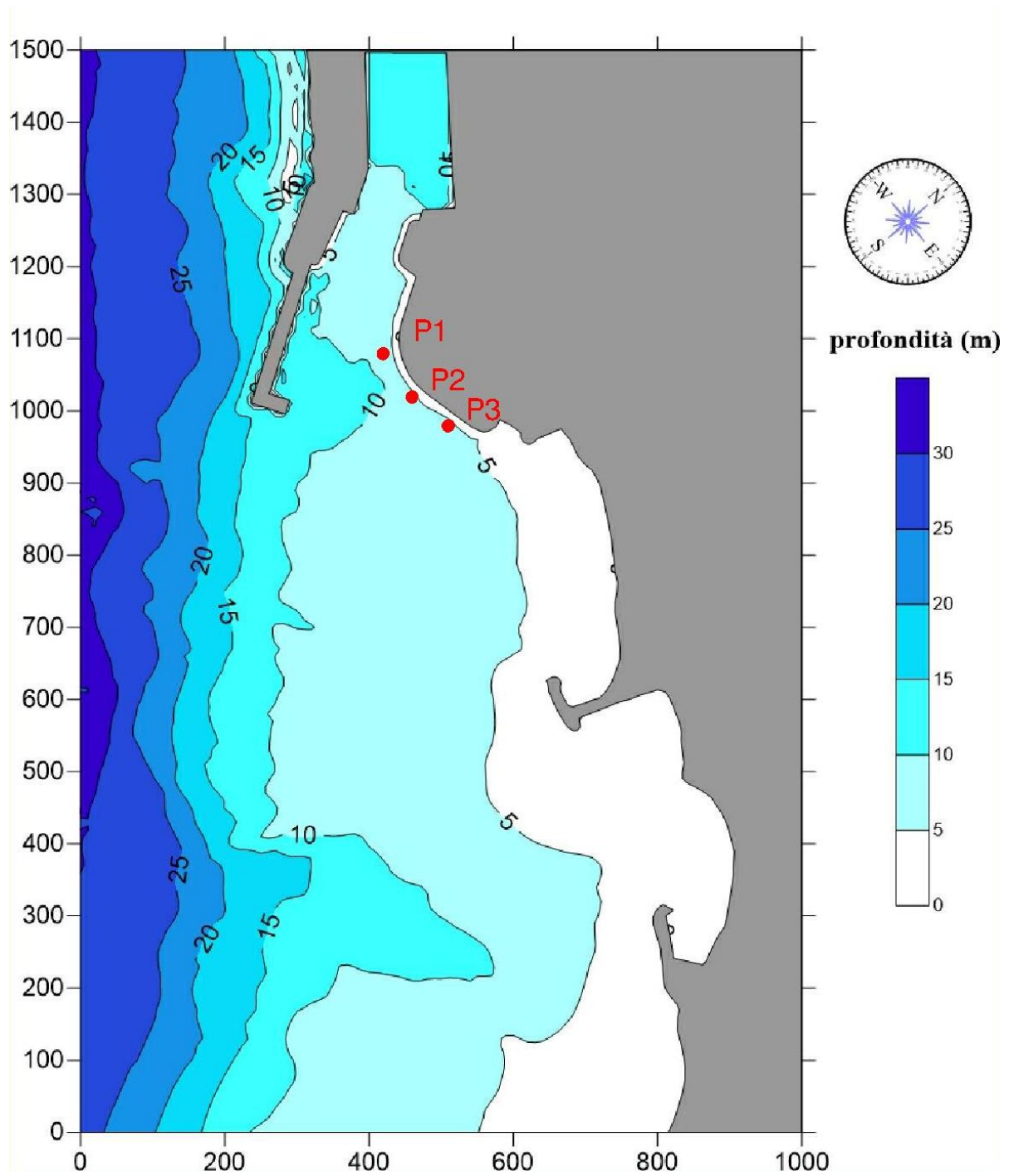


Figura 5-2 – Batimetria dell'area di calcolo e ubicazione dei punti al piede dell'opera



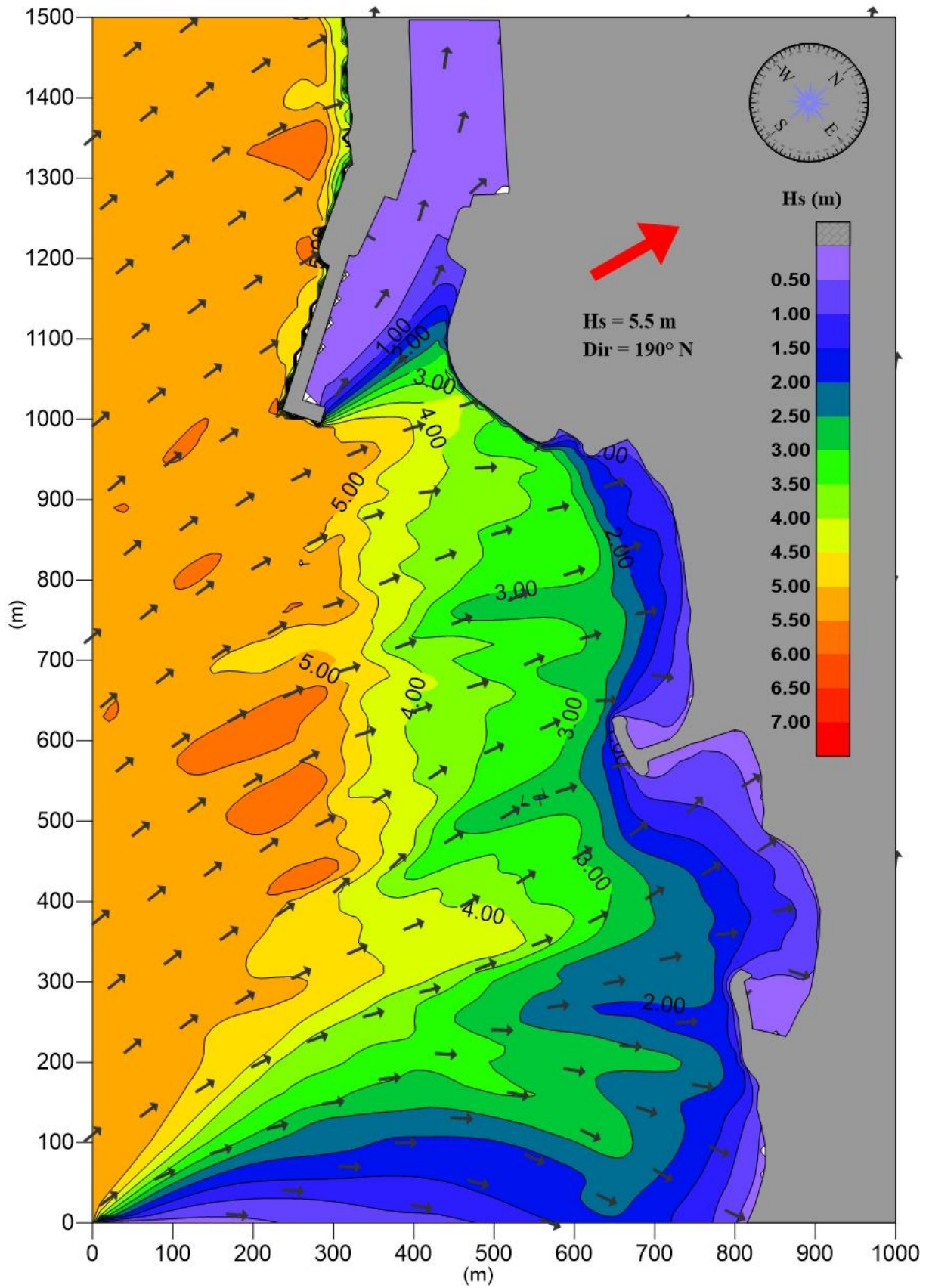


Figura 5-3 – Modello SWAN. Campo di moto ondoso per la direzione 190°N



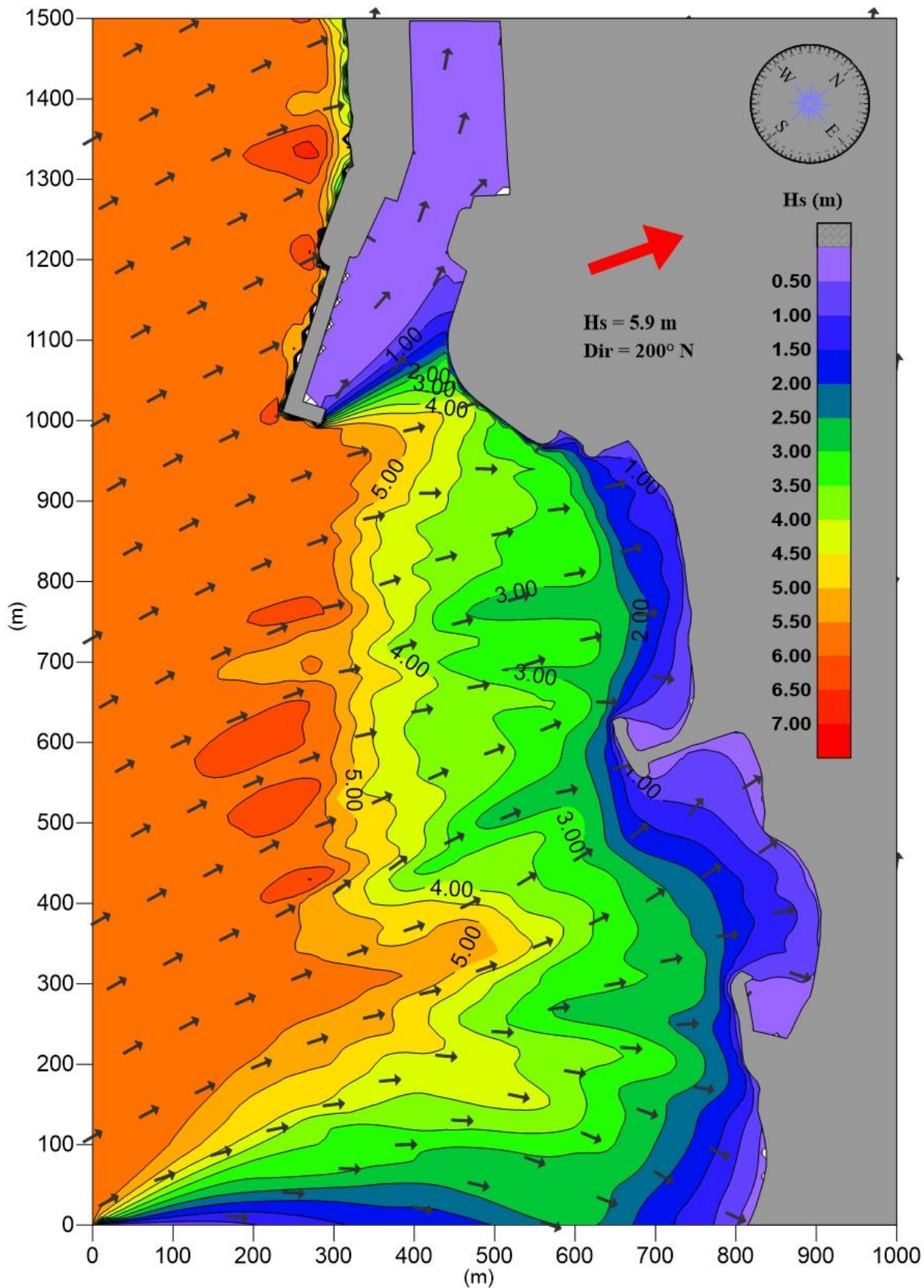


Figura 5-4 – Modello SWAN. Campo di moto ondoso per la direzione 200°N

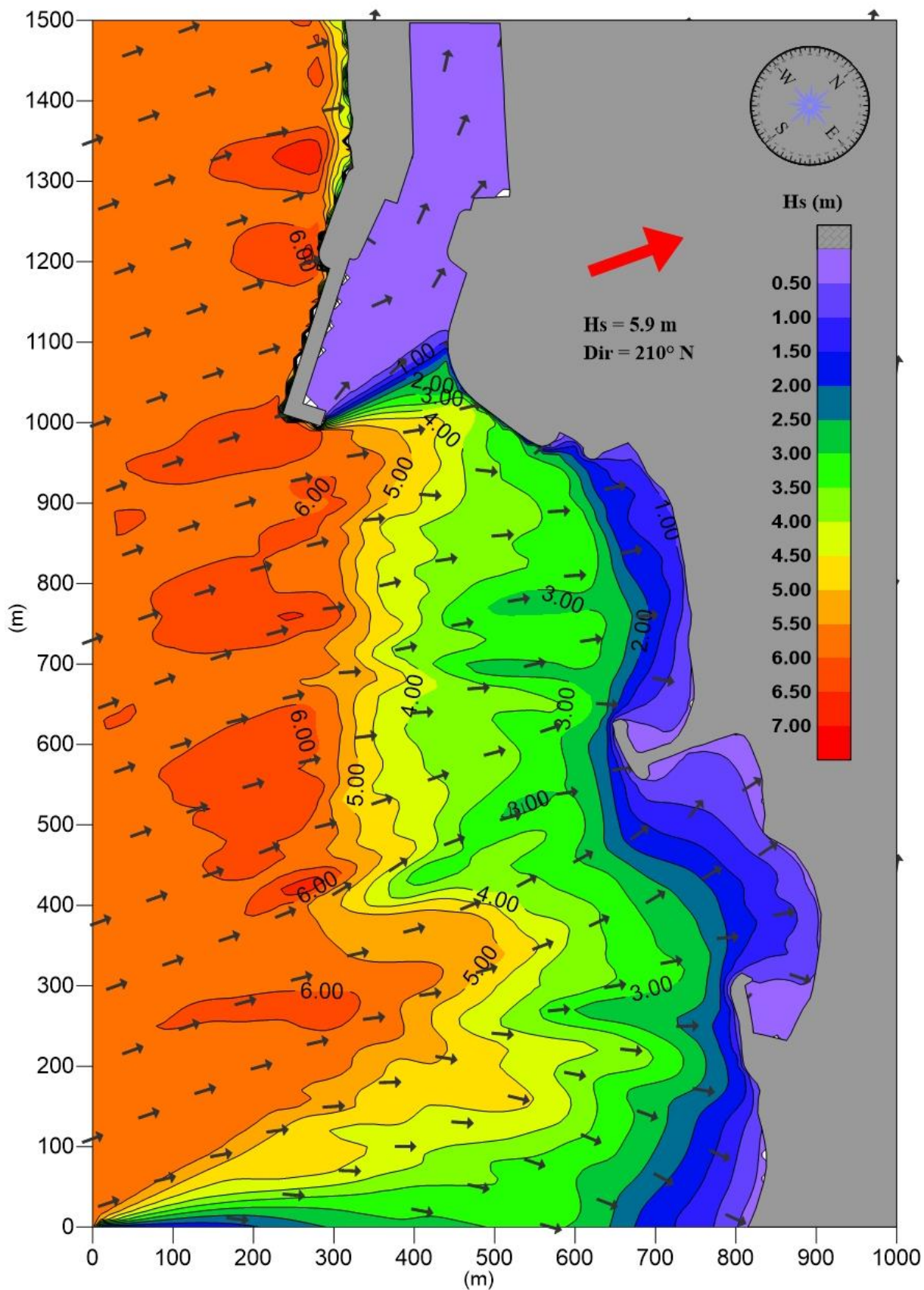


Figura 5-5 – Modello SWAN. Campo di moto ondoso per la direzione 210°N



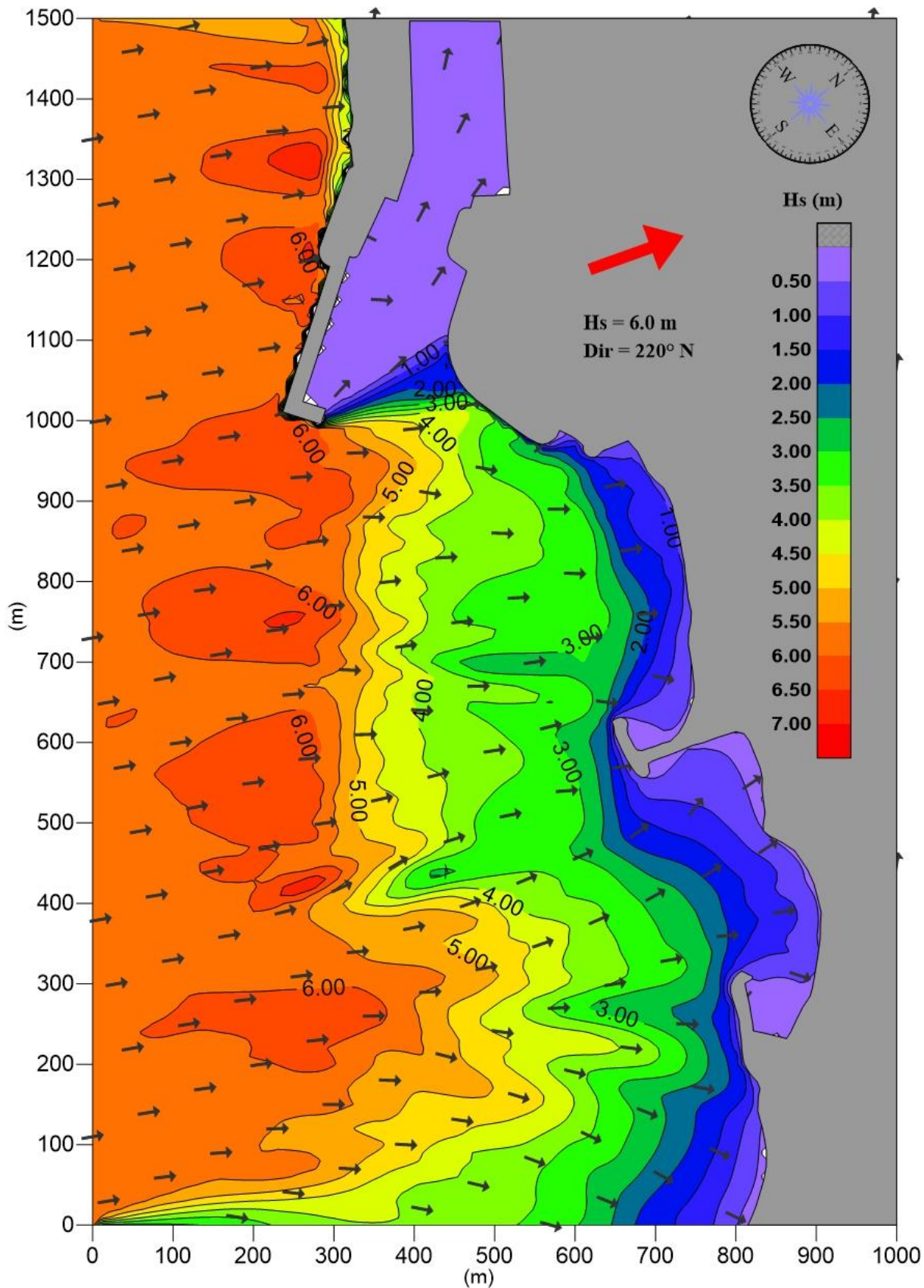


Figura 5-6 – Modello SWAN. Campo di moto ondoso per la direzione  $220^\circ$  N

#### 5.4 Verifiche di stabilità della scogliera

Per le verifiche di stabilità dello strato di protezione (armour layer) si è fatto riferimento al capitolo 5.2.2.2 del CIRIA CUR "The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition)" (2007) e in particolare al metodo di Van Der Meer.

Per il metodo proposto da Van Der Meer la stabilità della scogliera sottoposta alle sollecitazioni indotte dalla mareggiata di progetto dipende sostanzialmente da:

- caratteristiche dell'onda al piede dell'opera (frangente o non frangente);
- tipo di frangimento (wave breaking) dell'onda;
- caratteristiche strutturali della mantellata ed in particolare dal peso medio dei massi dello strato di protezione rapportato all'altezza significativa rappresentativa della mareggiata di progetto.

Nel caso in esame le onde di progetto risultano frangenti al piede dell'opera per i punti P2 e P3 in quanto risulta verificata la condizione:

$$h < 3 H_s$$

dove  $h$  e  $H_s$  sono la profondità e l'altezza d'onda al piede dell'opera.

Le verifiche eseguite sono state eseguite considerando nullo l'angolo di attacco delle onde di progetto per i punti P1 e P3 in quanto inferiori a  $10^\circ$ .

Con riferimento al capitolo 5.2.2.2 del CIRIA CUR "The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition)", per una scogliera in massi naturali con pendenza 1:2 il livello di danneggiamento  $S$  può essere classificato come segue:

- inizio del danno  $S_d=2$ ;
- danno intermedio  $4 \leq d \leq 6$ ;
- collasso  $S=8$ , corrispondente ad un risagomamento della scogliera con conseguente esposizione degli strati sottostanti.

Le verifiche eseguite (Tabella 12-Tabella 13) sono state eseguite per individuare il peso medio dei massi tale che il livello di danneggiamento non sia superiore a 4. In questo modo è possibile minimizzare gli interventi manutentivi di ricarica e riprofilatura della scogliera che rientrano tra le condizioni ordinarie di vita utile delle opere di questa tipologia di opere.

Le verifiche hanno evidenziato che una mantellata in massi naturali di terza categoria risponde a questo requisito.

<b>Caratteristiche dell'opera</b>		<b>P1</b>	<b>P2</b>	<b>P3</b>
Profondità del fondale al piede dell'opera (m s.l.m.)	$h_c$	8.50	5.85	3.86
Sovralzo massimo del livello medio marino (m s.l.m.)	$S_m$	0.50	0.50	1.08
Tirante idrico al piede dell'opera (m)	$h$	9.00	6.35	4.94
Pendenza del fondale al piede dell'opera	$m$	0.05	0.05	0.01
Porosità d'insieme della mantellata	$P$	0.40	0.40	0.40
Peso specifico apparente dei massi ( $kg/m^3$ )	$\rho_r$	2600	2600	2600
Peso specifico dell'acqua marina ( $kg/m^3$ )	$\rho_w$	1025	1025	1025
Densità relativa della mantellata	$\Delta$	1.54	1.54	1.54
<b>Onda di progetto a ridosso della barriera</b>		<b>P1</b>	<b>P2</b>	<b>P3</b>
Altezza d'onda di progetto (m)	$H_s$	2.47	4.26	3.21
Periodo di picco (s)	$T_p$	10.90	10.90	10.90
Periodo medio (s)	$T_m$	9.91	9.91	9.91
angolo di attacco ( $^\circ$ )	$\beta$	0.00	35.00	0.00
Condizioni di calcolo		Deep water	Shallow water	Shallow water

**Tabella 12 - Caratteristiche dell'opera e onde di progetto**

<b>Riepilogo verifiche</b>		<b>P1</b>	<b>P2</b>	<b>P3</b>
Condizioni di calcolo		Deep water	Shallow water	Shallow water
Periodo medio al piede dell'opera (s)	$T_{m-1.0}$	9.91	9.91	9.91
Parametro critico di Iribarren	$\xi_{cr}$	3.77	3.95	3.95
Parametro di Iribarren	$\xi_{s-1.0}$	3.94	3.00	3.46
Tipo di frangimento a ridosso della barriera		plunging	plunging	plunging
Numero di onde rappresentative della mareggiata	$N$	3000	3000	3000
Pendenza paramento lato mare	$\cot\alpha$	2.00	2.00	2.00
Peso medio dei massi di mantellata (t)	$M_{n50}$	2.48	5.56	5.56
Diametro medio dei massi di mantellata (m)	$D_{n50}$	0.98	1.29	1.29
Numero di stabilità della barriera	$N_s$	1.63	1.74	1.62
Livello di danneggiamento	$S$	4.00	4.00	4.00

**Tabella 13 – Riepilogo delle verifiche**

### 5.5 Verifiche di stabilità del muro paraonde

Per le verifiche di stabilità del muro paraonde si è fatto riferimento alla metodologia riportata al par. 2.3 e all'onda di progetto utilizzata per la verifica della stabilità dei massi della mantellata con particolare riferimento al punto P2.

Nella Tabella 14 sono riportati i risultati dei calcoli finalizzati alla stima dei valori delle pressioni e delle azioni sul muro sia nel caso di forza da impatto ("impact force") sia in quello di forza di pulsazione ("pulsating force"). Tuttavia va osservato che per l'opera in esame le pressioni e le azioni che vanno prese in considerazione sono quelle relative al secondo caso ovvero le forze di pulsazione.

Tenendo conto della geometria del muro e del peso ad esso associato (Figura 5-7) sono state eseguite le verifiche di stabilità i cui risultati sono riportati nella Tabella 15.

A riguardo va osservato che:

- per la resistenza alla traslazione orizzontale è stato considerato un coefficiente di attrito tra cls e pietrame sottostante pari a 0.6;
- il muro risulta stabile sia alla traslazione sia al ribaltamento,
- le pressioni di contatto sono accettabili.

Sulla base delle elaborazioni eseguite sono state individuate le azioni per le verifiche strutturali di due sezioni rappresentative del muro paraonde riportate nella Tabella 16.

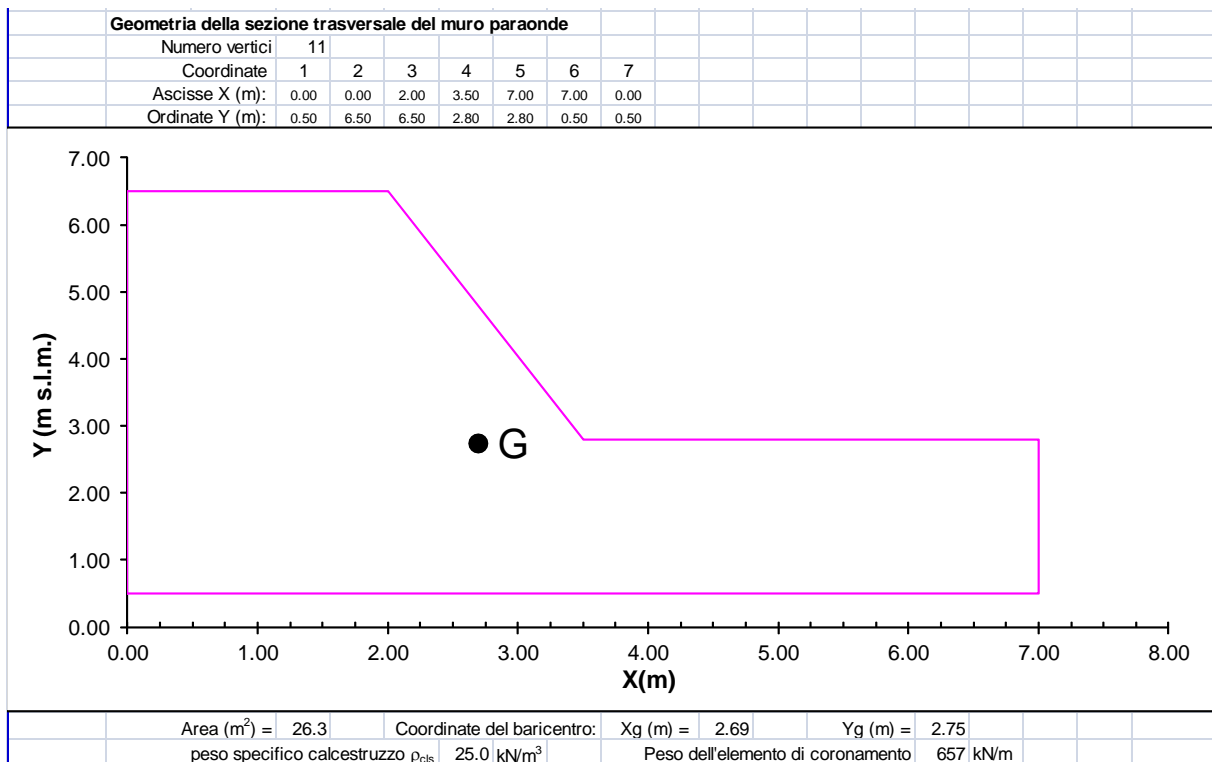


Figura 5-7 - Geometria e peso del muro paraonde

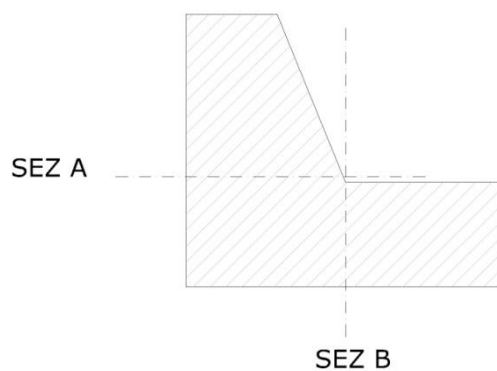
**RELAZIONE DI CALCOLO DELLA STABILITA' DELLE SCOGLIERE**

<b>Dimensioni struttura</b>							
Profondità fondale al piede dell'opera (m s.l.m.)	$h$	5.9					
Quota berma mantellata (m s.l.m.)	$A_b$	4.50					
Larghezza berma (m)	$B_b$	5.2					
Pendenza mantellata	$\cotg \alpha$	2.0					
Larghezza di base del massiccio di coronamento (m)	$B_c$	7.0					
Quota sommitale del muro paraonde (m s.l.m.)	$A_c$	6.50					
Quota di imbasamento del muro paraonde (m s.l.m.)	$A_i$	0.50					
Porosità mantellata	$p$	0.40					
Porosità alla base del massiccio di coronamento	$p_c$	0.40					
Diámetro medio massi della mantellata (m)	$D_{n50}$	1.29					
<b>Condizioni di impatto diretto dell'onda contro il muro paraonde NO</b>							
Altezza relativa	$A_p/H_c$	0.82					
Larghezza relativa	$B_p/H_c$	1.07	>	0.05			
run-up al margine della mantellata (m)	$S_o$	1.34		$A_b + S_o =$	5.84	<	$A_c$
<b>Calcolo dell'altezza di Run-up</b>	$R_u = H_c \cdot (A_u \cdot (1 - \exp(-B_u \times \xi_m)))$						
Numero di Iribarren	$\xi_m$	3.08					
Run-up associato all'altezza d'onda $H_c$	$R_u$	5.51 (m)	$A_u$	1.338	$B_u$	0.6	
<b>Pressioni di impatto <math>P_d</math></b> (valido per $S'_c > 0.075$ )							
	$C_{w1}$	2.96		$C_{w2}$	0.393		
Tratto NON riparato dalla mantellata	$P_{do}$	40.08 kN/m <sup>2</sup>				$P_{do} = C_{w1} \cdot \rho_w \cdot g \cdot S_o$	
Tratto inferiore (riparato dalla mantellata)	$P_{di}$	15.76 kN/m <sup>2</sup>				$P_{di} = C_{w2} \cdot C_{w1} \cdot \rho_w \cdot g \cdot S_o$	
Sottopressione lato mare	$P_{se}$	15.8 kN/m <sup>2</sup>					
Sottopressione lato terra	$P_{si}$	0.0 kN/m <sup>2</sup>					
<b>Pressioni di pulsazione <math>P_p</math></b> (valido per $0.03 < S'_c < 0.075$ )							
	$C_o$	0.12		$C_{w3}$	0.28		
Pressione massima all'imbasamento	$P_p$	15.052 kN/m <sup>2</sup>				$P_p = C_{w3} \cdot \rho_w \cdot g \cdot (S_o + A_c - z)$	
Pressione alla sommità del coronamento	$P'_p$	0.00 kN/m <sup>2</sup>					
Sottopressione lato mare	$P_{se}$	15.1 kN/m <sup>2</sup>					
Sottopressione lato terra	$P_{si}$	5.3 kN/m <sup>2</sup>					
<b>Sollecitazioni risultanti alla base dell'elemento di coronamento</b>							
Spinta risultante dovuta alla pressione di impatto	$Sp_d$	148.3 kN/m					
Sottospinta dovuta alla pressione d'impatto	$Sp_{du}$	55.2 kN/m					
Momento indotto dalla pressione di impatto	$Mp_d$	791.9 kN·m/m					
Braccio relativo allo spigolo esterno del coronamento	$Bp_d$	5.3 m					
Spinta risultante dovuta alla pressione di pulsazione	$Sp_p$	40.2 kN/m					
Sottospinta dovuta alla pressione pulsazione	$Sp_{pu}$	71.1 kN/m					
Momento indotto dalla pressione di pulsazione	$Mp_p$	360 kN·m/m					
Braccio relativo allo spigolo esterno del coronamento	$Bp_p$	9.0 m					

**Tabella 14 - Calcolo delle pressioni e delle azioni nel caso di impatto e di pulsazione**

<b>Verifica al ribaltamento:</b>			
Momento pressione di pulsazione ( $M_{p_p}$ ):	360.3 kN·m/m		
coefficiente parziale ( $\gamma_Q$ )	1.5		
Momento ribaltante ( $M_r$ ):	540.5 kN·m/m		
Momento peso struttura ( $M_s$ ):	2,830.9 kN·m/m		
coefficiente parziale ( $\gamma_G$ )	1.0		
Momento stabilizzante ( $M_s$ ):	2,830.9 kN·m/m		
$R_D / E_D$ :	5.24	Verificato	
<b>Verifica alla traslazione:</b>			
Spinta orizzontale risultante ( $S_{p_p}$ ):	40.2 kN/m		
coefficiente parziale ( $\gamma_Q$ )	1.5		
Azione mobilitante	60.3 kN/m		
Peso struttura:	656.9 kN/m		
Sottospinta dovuta alla pressione di pulsazione	71.1 kN/m		
Risultante verticale (Peso- $\gamma_Q \times S_{p_p}$ ):	550.2 kN/m		
Coefficiente di attrito (f)	0.6		
coeff.parziale resistenza $\gamma_R$	1.1		
Forza resistente	300.1		
$R_D / E_D$ :	4.98	Verificato	

**Tabella 15 - Verifica della stabilità del muro paraonde**



muro in elevazione. Sez A		
<b>N</b>	kN	254.4
<b>T</b>	kN	17.2
<b>M</b>	kNm	21.2
solettone. Sez B		
<b>N</b>	kN	201.2
<b>T</b>	kN	174.2
<b>M</b>	kNm	304.9

**Tabella 16 – Azioni sul muro paraonde per le verifiche strutturali**



### 5.6 Verifiche di resistenza (SLU) per la sezione A

Nella seguente tabella vengono riportate le sollecitazioni risultanti di sforzo normale, taglio e momento flettente di progetto agenti nella sezione A:

Muro in elevazione. Sez. A

$N_{Ed}$	[kN/m]	330,72
$T_{Ed}$	[kN/m]	22,36
$M_{Ed}$	[kNm/m]	27,56

#### 5.6.1 Verifica a flessione

La sezione di base del muro paraonde ha dimensioni geometriche:

$$B_A = 1,00 \text{ m} \quad H_A = 3,50 \text{ m}$$

Inserendo un'armatura simmetrica di  $\phi 16/20$ , attraverso l'utilizzo del software VCASlu si ottiene un momento resistente pari a:

$$M_{Rd} = 1349 \text{ kNm/m}$$

The screenshot shows the VCASlu software interface with the following data:

- Titolo:** [Empty]
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	350
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	5
2	10,05	345
- Sollecitazioni (S.L.U.):**
  - $N_{Ed}$ : 0 kN
  - $M_{Ed}$ : 27,56 kNm
  - $M_{xEd}$ : 0 kNm
  - $M_{yEd}$ : 0 kNm
- P.to applicazione N:** Centro
- Tipo rottura:** Lato acciaio - Acciaio snervato
- Materiali:**
  - B450C:  $\epsilon_{su}$  67,5‰,  $f_{yd}$  391,3 N/mm²,  $E_s$  200.000 N/mm²,  $\epsilon_{s,adm}$  1,957‰,  $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²
  - C35/45:  $\epsilon_{c2}$  2‰,  $\epsilon_{cu}$  3,5‰,  $f_{cd}$  19,83 N/mm²,  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8,  $\sigma_{c,adm}$  13,5 N/mm²,  $\tau_{co}$  0,8,  $\tau_{c1}$  2,257 N/mm²
- Calcoli:**
  - $M_{xRd}$ : 1.349 kNm
  - $\sigma_c$ : -14,53 N/mm²
  - $\sigma_s$ : 391,3 N/mm²
  - $\epsilon_c$ : 0,966‰
  - $\epsilon_s$ : 67,5‰
  - d: 345 cm
  - x: 4,868, x/d: 0,01411
  - $\delta$ : 0,7
- Metodo di calcolo:** S.L.U. + Metodo n
- Tipo flessione:** Retta
- N° rett.:** 100
- Calcola MRd:** [Active]
- Domino M-N:** [Active]
- L<sub>0</sub>:** 0 cm
- Col. modello:** [Active]
- M-curvatura:** [Active]
- Precompresso:** [Inactive]

La verifica risulta soddisfatta:

$$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = 48,9$$

Le armature verticali rispettano i limiti sul quantitativo minimo forniti dalle NTC-2018 al §7.4.6.2.4, pari allo 0.2%  $A_c$ .

### 5.6.2 Verifica a taglio

La verifica a taglio è stata condotta considerando la sezione del muro come un elemento autoportante a taglio.

Per il calcolo della resistenza si è quindi utilizzata la formula riportata dalle NTC-2018 al §4.1.2.3.5.1 per elementi non armati a taglio.

Verifica a taglio		
Sezione rettangolare 100x350		
$T_{Ed}$	22,36	[kN/m]
Arm. Tesa	5Ø16	
$\rho$	0,0003	
$k_t$	1,24	
$T_{Rd}$	527,7	[kN/m]
<b>VERIFICATA</b>		

La verifica è soddisfatta:

$$\frac{T_{Rd}}{T_{Ed}} = 23,6$$

## 5.7 Verifiche di resistenza (SLU) per la sezione B

### 5.7.1 Verifica a flessione

La sezione B appartiene alla sovrastruttura schematizzabile come un elemento piastra. La sezione presa in esame appartiene ad un tratto che presenta un comportamento a mensola soggetta a momento flettente e taglio.

Nella tabella seguente si riportano i valori delle sollecitazioni di progetto che derivano dalla combinazione dei carichi agli SLU.

Si osserva, in particolare, che l'azione  $N_{Ed}$  è una forza agente nel piano della sezione in quanto rappresenta il peso proprio dell'elemento strutturale.

$N_{Ed}$	[kN/m]	261,6
$T_{Ed}$	[kN/m]	226,5
$M_{Ed}$	[kNm/m]	396,4

Ai fini della verifica a flessione, si considerano come dimensioni geometriche della sezione:

$$B_B = 1,00 \text{ m} \quad H_B = 2,30 \text{ m}$$

Inserendo un'armatura simmetrica  $\phi 16/20$ , attraverso l'utilizzo del programma di calcolo VCASlu, si ottiene un momento resistente pari a:

$$M_{Rd} = 957,6 \text{ kNm/m}$$

The screenshot shows the VCASlu software interface with the following data:

- Titolo:** [Empty field]
- N° strati barre:** 2
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	250
- Table 2:**

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10.05	5
2	10.05	245
- Sollecitazioni (S.L.U.):**
  - $N_{Ed}$ : 0 kN
  - $M_{Ed}$ : 396,4 kNm
  - $M_{yEd}$ : 0
- P.to applicazione N:** Centro
- Tipo rottura:** Lato acciaio - Acciaio snervato
- Materiali:**
  - B450C:  $E_{su}$  67,5‰,  $f_{yd}$  391,3 N/mm²,  $E_s$  200.000 N/mm²,  $E_s/E_c$  15,  $E_{syd}$  1.957‰,  $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm²
  - C35/45:  $\epsilon_{c2}$  2‰,  $\epsilon_{cu}$  3,5,  $f_{cd}$  19,83,  $f_{cc}/f_{cd}$  0,8,  $\sigma_{c,adm}$  13,5,  $\tau_{co}$  0,8,  $\tau_{c1}$  2,257
- Calculated Results:**
  - $M_{xRd}$ : 957,6 kNm
  - $\sigma_c$ : -16,85 N/mm²
  - $\sigma_s$ : 391,3 N/mm²
  - $\epsilon_c$ : 1,225‰
  - $\epsilon_s$ : 67,5‰
  - d: 245 cm
  - x: 4,365, x/d: 0,01782
  - $\delta$ : 0,7
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+
- Tipo flessione:** Retta
- N° rett.:** 100
- Buttons:** Calcola MRd, Dominio M-N, Col. modello, M-curvatura, Precompresso

La verifica risulta quindi soddisfatta:

$$\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = 2,41$$

Le armature inserite rispettano i limiti sul quantitativo minimo forniti dalle NTC-2018 al §7.4.6.2.4, pari allo 0.2%  $A_c$ .

### 5.7.2 Verifica a taglio

La verifica a taglio è stata condotta considerando la sovrastruttura come un elemento autoportante a taglio, essendo schematizzata come una piastra.

Per il calcolo della resistenza si è quindi utilizzata la formula riportata dalle NTC-2018 al §4.1.2.3.5.1 per elementi non armati a taglio.

Verifica a taglio		
Sezione rettangolare 100x230		
$T_{Ed}$	226,5	[kN/m]
Arm. Tesa	5Ø16	
$\rho$	0,0004	
$k_t$	1,29	
$T_{Rd}$	435,02	[kN/m]
<b>VERIFICATA</b>		

La verifica è soddisfatta:

$$\frac{T_{Rd}}{T_{Ed}} = 1,92$$