AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA
PORTO DI VADO LIGURE

PROJECT FINANCING PER:

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA, ESECUZIONE DEI LAVORI DELLA NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE DEL PORTO DI VADO LIGURE E GESTIONE DELLA PARTE RELATIVA AL TERMINAL CONTENITORI

SOCIETÀ DI PROGETTO: APM TERMINALS VADO LIGURE S.p.A.

MAERSK

CLF GRANDI LAVORI FINCOSIT

PROGETTAZIONE:

TECHNITAL S.p.A.

IL RESPONSABILE:

Dott. Ing. Guido Fiorini

PERIZIA DI VARIANTE

ELABORATO N° :

MI0102-PV-D-C-R-003-00

TITOLO ELABORATO

NUOVA DIGA FORANEA 1A FASE
STRUTTURE
SERRAGLIE - RELAZIONE DI CALCOLO

DATA	ELABORATO	CONTROLLATO	APPROVATO
Dicembre 2015	M. Karlsson	P. Buongiorno	G. Fiorini

REVISIONE N°	DATA	DESCRIZIONE
00	Dicembre 2015	EMISSIONE PER APPROVAZIONE

NOME FILE

MI0102-PV-D-C-R-003-00.docx

A TERMINE DI LEGGE CI RISERVIAMO LA PROPRIETA' DI QUESTO ELABORATO CON DIVIETO DI RIPRODURLO RENDENDOLO NOTO A TERZI ANCHE PARZIALMENTE SENZA NOSTRA AUTORIZZAZIONE

AUTORITÀ PORTUALE DI SAVONA

PORTO DI VADO LIGURE

PROJECT FINANCING PER:

PROGETTAZIONE DEFINITIVA ED ESECUTIVA, ESECUZIONE DEI LAVORI DELLA NUOVA PIASTRA MULTIFUNZIONALE DEL PORTO DI VADO LIGURE E GESTIONE DELLA PARTE RELATIVA AL TERMINAL CONTENITORI

PERIZIA DI VARIANTE

NUOVA DIGA FORANEA 1A FASE
SERRAGLIE - RELAZIONE DI CALCOLO

INDICE

1. INTRODUZIONE GENERALE 5
1.1. Programma di verifica 8
1.2. Documenti di riferimento 8
1.3. Caratteristiche e dati di calcolo 8
1.3.1 Teoria di Kortenhaus e Oumeraci per la riduzione della spinta dell'onda sui cassoni nel caso di strutture composte cassone-scogliera di protezione 11
1.3.2 Teoria di Martin per il calcolo della spinta dell'onda sul muro paraonde a coronamento di un'opera in scogliera 13
1.4. Legislazione di riferimento 16
1.5. Combinazione di carichi e coefficienti parziali 17
1.3.3 Ritiro 18
2. VERIFICA DI STABILITA' E C.A. DELLA SERRAGLIA A Q.TA-13.50 19
2.1. Verifiche serraglia senza muro paraonde 20
2.2. Verifiche serraglia con muro paraonde 26
3. VERIFICA DI STABILITA' E C.A. DELLA SERRAGLIA A Q.TA-15.50 31
3.1. Verifiche serraglia senza muro paraonde 31
3.2. Verifiche serraglia con muro paraonde 38
4. VERIFICA DI STABILITA' SOVRASTRUTTURA E MURO PARAONDE DELLE SERRAGLIE 43
4.1. Verifica sovrastruttura serraglie 43
4.2. Verifica muro paraonde serraglie 43

INDICE DELLE FIGURE

Fig. 1.1 - Planimetria Nuova diga e ubicazione serraglie 5
Fig. 1.2 - Planimetria Nuovo diga e ubicazione serraglie 6
Fig. 1.3 - Sezioni trasversali serraglia a q.ta-13.50 7
Fig. 1.4 - Sezioni trasversali serraglia a q.ta-15.50 7
Fig. 1.5 - Formule Sainflou 10
Fig. 1.6 - tipica geometria della struttura composta cassone-scogliera di protezione 12
Fig. 1.7 - Coefficiente di attenuazione della forza orizzontale al variare del rapporto tra b_0/L_{hs} 13
Fig. 1.8 - Schema delle forze sul muro paraonde 14
Fig. 1.9 - Coefficienti *Au* e *Bu* per il calcolo della risalita dell'onda in funzione della porosità della scogliera 15
Fig. 2.1 - cresta d'onda 20
Fig. 2.2- cavo d'onda 20
Fig. 2.3 - cresta d'onda 26
Fig. 3.1 - cresta d'onda 32
Fig. 3.2 - cavo d'onda 32
Fig. 3.3 - cresta d'onda 38

1. INTRODUZIONE GENERALE

Oggetto della presente relazione sono la verifica di stabilità e del cemento armato delle serraglie (serraglia 1 e 2) e relative sovrastrutture.
Le serraglie vengono verificate per una prima configurazione, senza muro paraonde e per una futura configurazione, con muro paraonde.
Nella figura seguente si riporta la planimetria delle serraglie e dei cassoni.



FIG. 1.1 - PLANIMETRIA NUOVA DIGA E UBICAZIONE SERRAGLIE

Le serraglie verranno completate dopo la posa dei cassoni e consistono in blocchi esterni con un getto subacqueo di calcestruzzo fra i blocchi in modo di creare una struttura monolitica.
Le serraglie sono imbasate rispettivamente alla quota -13.50 ed alla quota -15.50.
La serraglia in corrispondenza della diga esistente è imbasata alla quota -13.50 per evitare interferenze con la mensola del cassone obliquo che è della lunghezza di 1.50m e dello spessore di 0.9m. Essendo i cassoni imbasati alla quota -15.50 la quota -13.50 della serraglia permette di avere un livello di fondazione unico con un minimo di scanno anche in corrispondenza della mensola del cassone obliquo.
Nella figura seguente si riportano le sezioni delle due serraglie.

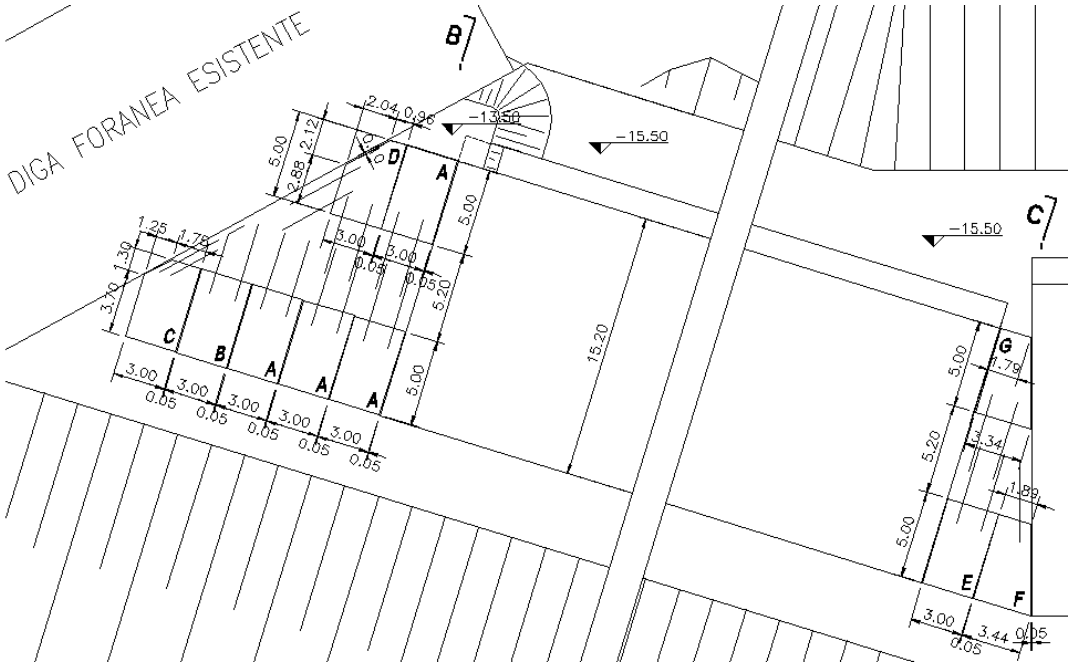


FIG. 1.2 - PLANIMETRIA NUOVO DIGA E UBICAZIONE SERRAGLIE

La sovrastruttura sulla serraglia verrà gettata fino a quota +2.50.

Il muro paraonde, fino a quota +7.00, verrà realizzato in concomitanza con il futuro completamento della diga.

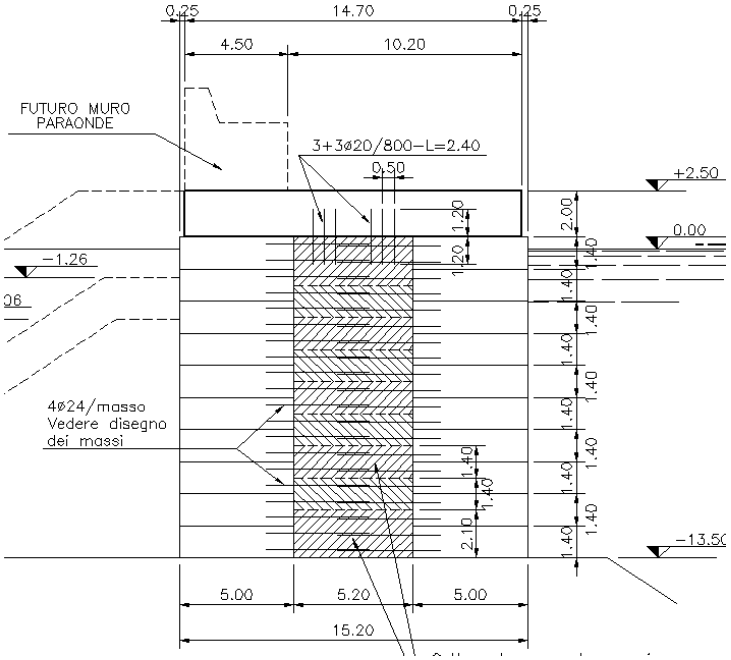


FIG. 1.3 - SEZIONI TRASVERSALI SERRAGLIA A Q.TA-13.50

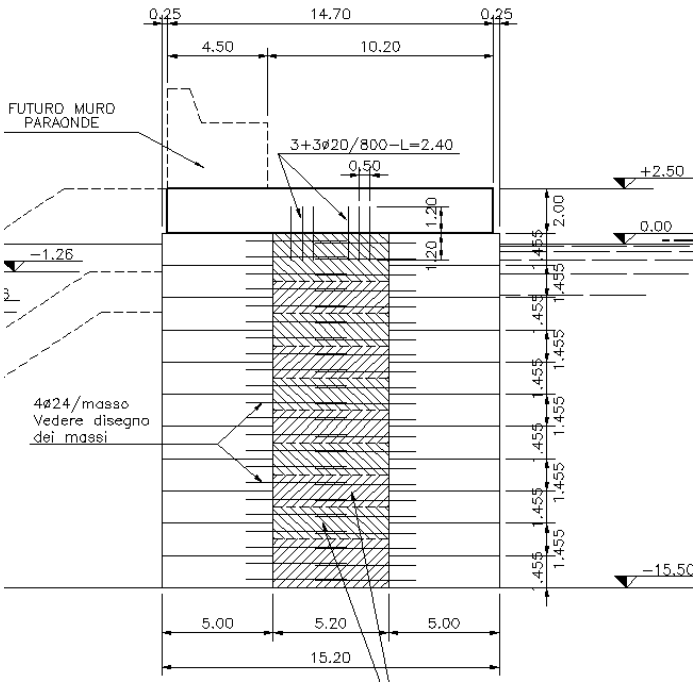


FIG. 1.4 - SEZIONI TRASVERSALI SERRAGLIA A Q.TA-15.50

1.1. Programma di verifica

Le verifiche svolte per accertare la stabilità della sovrastruttura nelle varie condizioni di lavoro prese in esame sono state raggruppate nei capitoli della presente relazione come segue:

Cap. 2 Verifica di stabilità e di c.a. della serraglia a q.ta -13.50m
Cap. 3 Verifica di stabilità e di c.a. della serraglia a q.ta -15.50m
Cap. 4 Verifica della sovrastruttura e del muro paraonde serraglie

1.2. Documenti di riferimento

I pesi specifici e i dati di calcolo utilizzati sono stati tratti dalla relazione di calcolo del Progetto Definitivo presentato al Consiglio Superiore per i Lavori Pubblici di Marzo 2010 nonché dal Progetto Esecutivo Fase 2 e contestuale perizia di variante della Fase 1.

Progetto Definitivo		
MI010P-PD-G-Z-R-1001-C4	Marzo 2010	Relazione Descrittiva Generale
MI010P-PD-G-L-R-1109-C2	Giugno 2009	Relazione Meteomarina
Esecutivo Fase 2 e contestuale perizia di variante della Fase 1		
MI010P-PE-G-Z-R-4120-C0	Settembre 2014	Relazione Descrittiva Generale
MI010P-PE-G-L-R-4001-C0	Settembre 2014	Relazione Meteomarina

1.3. Caratteristiche e dati di calcolo

Dati Opera (DM 14/01/2008; Cap. 2)

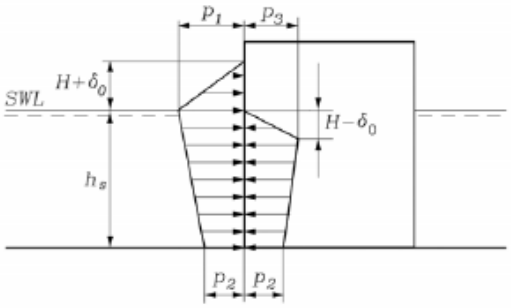
Vita Nominale dell'opera V_N	10	Anni
Classe d'uso	II	
Periodo di riferimento per l'azione sismica Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) con probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento	50	Anni
Pesi materiali		
Peso calcestruzzo serraglia e sovrastruttura	24.50	kN/m^3
Peso calcestruzzo tetrapodi (porosità 50% in opera)	24.00	kN/m^3
Peso acqua di mare	10.10	kN/m^3
Caratteristiche geotecniche materiali di scanno/rinfianco		
Angolo d'attrito scanno d'imbasamento	45	°
Angolo d'attrito scanno-cassone 2/3 ρ'k	30	°

Angolo d'attrito scogliera	40	°
Peso proprio scogliera fuori acqua	18.5	kN/m^3
Peso proprio scogliera immersa	8.5	kN/m^3
Quote		
Quota di sommità sovrastruttura fase provvisorio	+2.50	m
Quota di sommità sovrastruttura fase definitiva	+2.50	m
Quotà di sommità muro paraonde fase	+7.00	m
Quota d'imbasamento serraglie	-13.50/-15.50	m
Livelli mare		
Livello mare considerate per verifiche cassone nella fase di esercizio	+0.40	m
Dislivello idrostatico lato mare e lato porto in fase di mareggiata	+/-0.50	m
Onda con periodo di ritorno di 50anni		
Altezza d'onda H_s	4.50	m
Periodo d'onda T_p	11.9	s
Periodo d'onda $T_{1/3}=T_p/1.1$	10.8	s
Altezza d'onda di calcolo $H_{calcolo}=1.225x4.50$	5.51	m
Sisma		
Il PGA per Vado ligure per la SLV (T_r=475anni) a_g	0.058g	
Fattore di sottosuolo S_s con terreno D	1.80	
Fattore topografico (in corrispondenza della cresta del rilievo)	1.40	
Accelerazione massima sul sito $a_{max} = S_s \times S_T \times a_g = 1.8 \times 1.4 \times 0.025g$	0.146g	
Fattore β_m ($a_g \leq 0.1g$) per opere di sostegno con terreno D	0.18	
Coefficiente sismico orizzontale per verifiche sismiche $k_h = \beta_m \times a_{max}/ g = 0.18 \times 0.145g/g$	0.026	
Coefficiente sismico verticale verifiche sismiche $k_v=0.5xk_h$	0.013	

Per il calcolo delle spinte idrodinamiche si è utilizzata la teoria di Sainflou trattandosi di onde non frangenti. Di seguito si riportano le formule di Sainflou tratte dalla parte VI della CEM.

EM 1110-2-1100 (Part VI)
1 Jun 06

Table VI-5-52
The Sainflou Formula for Head-on, Fully Reflected, Standing Regular Waves (Sainflou 1928)



$$p_1 = (p_2 + \rho_w g h_s)\frac{H + \delta_o}{h_s + H + \delta_o} \qquad \text{(VI-5-143)}$$

$$p_2 = \frac{\rho_w g H}{\cosh(2\pi h_s / L)} \qquad \text{(VI-5-144)}$$

$$p_3 = \rho_w g (H - \delta_o) \qquad \text{(VI-5-145)}$$

$$\delta_o = \frac{\pi H^2}{L}\coth\frac{2\pi h_s}{L} \qquad \text{(VI-5-146)}$$

where H Wave height. In case of irregular waves, H should be taken as a characteristic wave height. In Japan $H_{1/3}$ is used, while in other countries $H_{1/10}$ might be used.

p_1 Wave pressure at the still water level, corresponding to wave crest

p_2 Wave pressure at the base of the vertical wall

p_3 Wave pressure at the still water level, corresponding to wave trough

δ_o Vertical shift in the wave crest and wave trough at the wall

ρ_w Water density

h_s Water depth at the foot of the structure

L Local wave length.

Remarks. The Sainflou formula for conditions under wave crest and wave trough were derived theoretically for the case of regular waves and a vertical wall. The formula cannot be applied in cases where wave breaking and/or overtopping takes place.

FIG. 1.5 - FORMULE SAINFLOU

La serraglia è protetta, lato mare, da una scogliera che riduce la spinta idrodinamica. Il calcolo della riduzione è eseguita seconda la teoria di Kortenhaus e Oumeraci riportata di seguito.
In un futuro è prevista la realizzazione di un muro paraonde. I carichi sul muro paraonde sono stati calcolati secondo la teoria di Martin riportata di seguito.

1.3.1 Teoria di Kortenhaus e Oumeraci per la riduzione della spinta dell'onda sui cassoni nel caso di strutture composte cassone-scogliera di protezione

Kortenhaus e Oumeraci (2000) attraverso una serie di prove su modello fisico (scala 1:4) sono arrivati ad una formulazione in grado di definire il rapporto di attenuazione del carico dell'onda (sia orizzontale che verticale) sia per strutture soggette a forze d'impatto che per strutture soggette alle sole forze quasi statiche.
Il rapporto d'attenuazione viene definito come:

$\mu_{D,h} = \frac{F_h - F_{h,D}}{F_h}$ →Coef. di attenuazione forze orizzontali
$\mu_{D,v} = \frac{F_v - F_{v,D}}{F_v}$ →Coef. di attenuazione sottospinte

Dove:
F_h: risultante della spinta orizzontale indotta dalle onde
$F_{h,D}$ risultante della spinta orizzontale indotta dalle onde, ridotta per effetto della scogliera di protezione
F_v: risultante della sottospinta verticale indotta dalle onde
$F_{v,D}$ risultante della sottospinta verticale indotta dalle onde, ridotta per effetto della scogliera di protezione
Nel caso di strutture in condizione di onda non frangente ovvero non soggette a forze d'impatto, come nel caso in questione poiché i fondali in corrispondenza del piede dei cassoni risultano superiori a 1.5 volte l'altezza d'onda incidente, Kortenhaus e Oumeraci propongono la seguente espressione per i rapporti di attenuazione:

$$\mu_{D,h} = 1 - exp\left(\frac{-2\pi \cdot C_{d,h} \cdot b_0}{L_{hs}}\right)$$
$$\mu_{D,v} = 1 - exp\left(\frac{-2\pi \cdot C_{d,v} \cdot b_0}{L_{hs}}\right)$$

Dove:

C_{dh}: coefficiente di attenuazione

b_0: larghezza efficace della scogliera di protezione (Fig. 1.5)

L_{hs}: lunghezza d'onda al piede della struttura (Fig. 1.5)

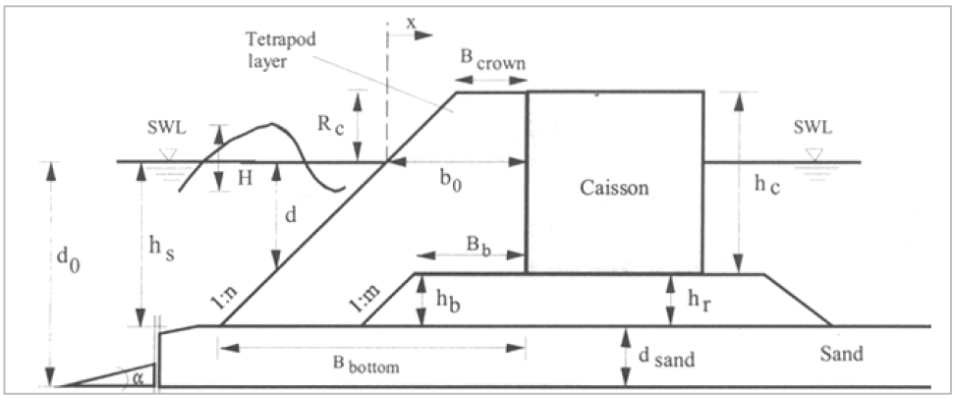


FIG. 1.6 - TIPICA GEOMETRIA DELLA STRUTTURA COMPOSTA CASSONE-SCOGLIERA DI PROTEZIONE

Il grafico in Fig. 1.7 presenta i valori dal rapporto di attenuazione $\mu_{D,h}$ ottenuti dalle prove su modello nel caso di forze di pulsazione (non d'impatto) ed evidenzia l'ampia variabilità di $\mu_{D,h}$ (tra 0.1 e 0.95). Andando a considerare i minimi valori di $\mu_{D,h}$ si arriva a definire un valore per il coefficiente $C_{h,d}$ pari a 0.4 (Fig. 1.7), cautelativo ai fini del dimensionamento della struttura. Lo stesso valore può essere assunto come cautelativo anche per il calcolo dell'attenuazione delle sottospinte ($C_{v,d}$=0.4).

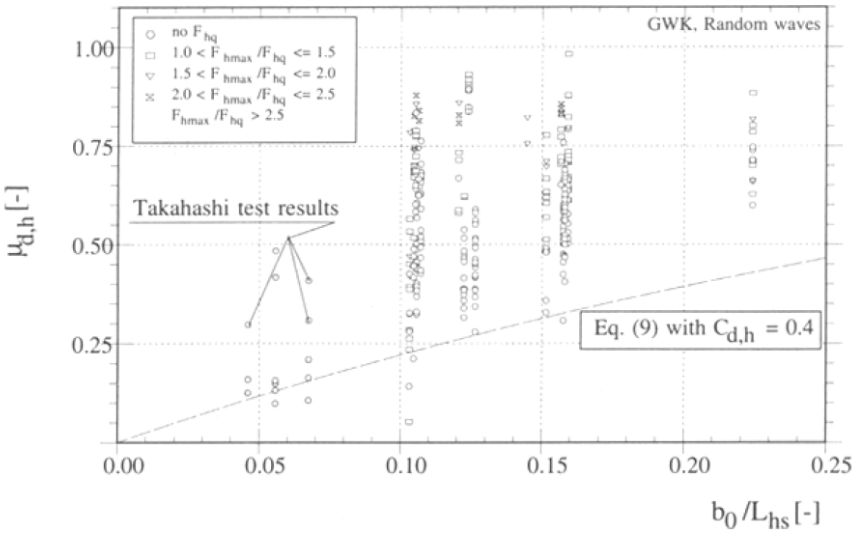


FIG. 1.7 - COEFFICIENTE DI ATTENUAZIONE DELLA FORZA ORIZZONTALE AL VARIARE DEL RAPPORTO TRA B_0/L_{HS}

1.3.2 Teoria di Martin per il calcolo della spinta dell'onda sul muro paraonde a coronamento di un'opera in scogliera

Il calcolo della spinta dell'onda sul muro paraonde realizzato a completamento della struttura composita cassone-scogliera di protezione (sezioni tipo A, B, serraglie) è stato condotto secondo la teoria di Martin (1999) per i muri di coronamento su opere in scogliera. Perché sia applicabile tale teoria è necessario che l'onda di progetto franga sulla scogliera antistante il muro, o in altri termini che il muro paraonde sia investito solo da onde frante. In questo specifico caso, Martin ha riscontrato da prove su modello fisico che la distribuzione delle pressioni sul muro paraonde presenta due picchi: uno associato alle forze di pulsazione, e uno alle forze d'impatto.

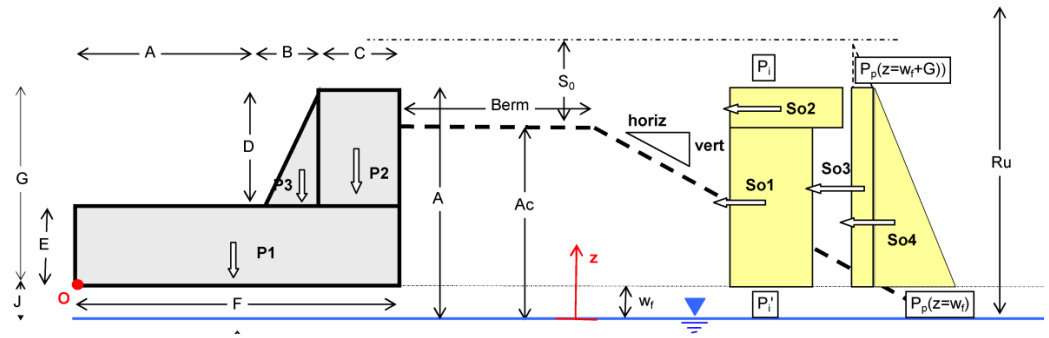


FIG. 1.8 - SCHEMA DELLE FORZE SUL MURO PARAONDE

Forze d'impatto

Per il calcolo delle forze d'impatto Martin propone le seguenti due equazioni:

– Parte scoperta del muro paraonde:

$$P_i(z > Ac) = P_{S0} = \alpha \rho_w g S_0$$

– Parte protetta da scogliera del muro paraonde:

$$P_i'(w_f < z < Ac) = \lambda P_{S0} = \lambda \alpha \rho_w g S_0$$

dove, con riferimento alla FIG. 1.8:

z: quota di calcolo rispetto al pelo libero di progetto

S_0: altezza della lama d'acqua a quota $z=Ac$ → $S_0 = H_d\left(1-\frac{Ac}{Ru}\right)$

Ru: massima risalita dell'onda → $\frac{Ru}{H_d} = Au\left[1-e^{(Bu\cdot Ir)}\right]$

A_u, B_u coefficienti empirici (FIG. 1.9)

Ir: numero di Iribarren → $Ir = \frac{\tan\beta}{\sqrt{\frac{H_d}{L_0}}}$

β: pendenza del fondale davanti all'opera

H_d: Altezza d'onda di progetto, definita nei criteri di progetto

L_0: Lunghezza d'onda di progetto in acque profonde

$$\alpha = 2C_f \left[\frac{Ru}{H_d} \cos\beta \right]^2$$

C_f: assunto pari a 1.45.

λ: $\lambda = 0.8e^{-10.9B/L}$ stimato sperimentalmente

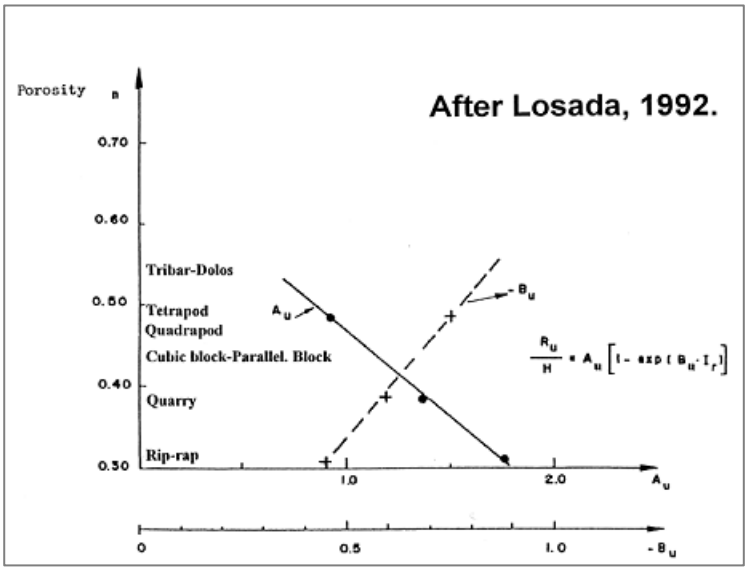


FIG. 1.9 - COEFFICIENTI *AU* E *BU* PER IL CALCOLO DELLA RISALITA DELL'ONDA IN FUNZIONE DELLA POROSITÀ DELLA SCOGLIERA

Forze di pulsazione

Per il calcolo delle forze di pulsazione, Martin propone la seguente equazione lineare:

$$P_p(w_f < z < Ac + S_0) = \mu\rho g(S_0 + Ac - z)$$

dove:

$$\mu = ae^{c(H_d/L-b)^2}$$

E i parametri *a*, *b* e *c* sono quelli presentati in Tab. 1.1.

Berm/Dn	a	b	c
1	0.446	0.068	259
2	**0.362**	**0.069**	**357.1**
3	0.296	0.073	383.1

TAB. 1.1 - VALORI DI A, B E C DEDOTTI SPERIMENTALMENTE (MARTIN ET AL., 1999)

Le sezioni di progetto della diga di Vado Ligure presentano un rapporto Berm/Dn = 2.

1.4. Legislazione di riferimento

Nell'ambito della presente relazione si è applicata la seguente normativa:

Legge 05/11/1971 n. 1086	-	Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica
Circolare Min. LL.PP. 14/02/1974 n. 11951	-	Istruzioni per l'applicazione delle "Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica"
Circolare Min. LL.PP. 1996	-	Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime
D.M. 14/1/2008	-	Norme Tecniche per le Costruzioni
Circolare n°617 2/2/2009 CS.LL.PP	-	Istruzioni per l'applicazione delle "Norme Tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008"
Eurocodici		
CEM 2006	-	Coastal Engineering Manual – US Army Corps of Engineers
EAU 1990	-	Recommendations of the Committee for Waterfront Structures Harbours and Waterways

1.5. Combinazione di carichi e coefficienti parziali

In conformità con quanto previsto dal DM 14/1/2008, per quanto riguarda i coefficienti parziali da utilizzare per le azioni, si rimanda alle tabelle riportate di seguito.

Coefficienti parziali

		γ_F	EQU	A1	A2
Carichi permanenti	favorevoli	γ	0.90	1.00	1.00
	sfavorevoli		1.10	1.30	1.00
Carichi permanenti non strutturali	favorevoli	γ	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30
Carichi variabili	favorevoli	γ	0.00	0.00	0.00
	sfavorevoli		1.50	1.50	1.30

Combinazioni di carico

In ciascuna combinazione le azioni variabili sono ridotte per tener conto della probabilità della contemporaneità degli eventi.

Nel seguito sono riportati i valori utilizzati nel calcolo tenendo presente che:

- ψ_{0i} è il coefficiente di combinazione applicato ai carichi variabili secondari nelle combinazioni a s.l.u. e nelle combinazioni rare, moltiplicato rispettivamente per γ_{Qi} e per 1.0;
- ψ_{1i} è il coefficiente di combinazione applicato al carico variabile principale nelle combinazioni frequenti;
- ψ_{2i} è il coefficiente di combinazione applicato ai carichi variabili secondari nelle combinazioni frequenti a tutti i carichi variabili nelle combinazioni quasi permanenti e ai carichi variabili in combinazione sismica.

	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
Sovraccarico	1.0	0.9	0.8
Onde	0.6	0.2	0

Fattori parziali per azioni γ_F:

Azione	**Set**	
	A1	**A2**
Permanente		
Destabilizzante γ_G	1.30	1.00
Stabilizzante γ_G	1.00	1.00
Variabile		
Destabilizzante γ_Q	1.50	1.30
Stabilizzante γ_Q	0.00	0.00

1.3.3 Ritiro

Per quanto riguarda il ritiro del calcestruzzo in fase di maturazione si ricorda che, essendo in ambiente marino, il calcestruzzo della sovrastruttura prevede l'utilizzo di cemento del tipo III (altoforno) particolarmente adatto per uso in ambiente marittimo in presenza di acqua di mare. In fatti il cemento del tipo III è definito ad altissima resistenza ai solfati secondo UNI 9156. Il CEM III ha inoltre un basso sviluppo del calore di idratazione ed è particolarmente indicato per getti massivi di calcestruzzo e per calcestruzzo con ritiro controllato.
Comunque le prescrizioni del Capitolato Speciale d'Appalto nonché regole di buona esecuzione dell'impresa esecutrice prevedono procedure di getto per minimizzare il ritiro quali:

1. Finire il getto in serata in modo di avere la maturazione iniziale durante la notte in assenza di sole e con un alto tasso d'umidità.
2. Gestire le fasi di getto in modo di limitare i spessori.
3. Bagnare il getto fresco con acqua.
4. Coprire il getto con teli o sabbia bagnata in modo di minimizzare l'evaporazione d'acqua.
5. Eventuale utilizzo di prodotti specifici per la ritardata maturazione del calcestruzzo superficiale.

2. VERIFICA DI STABILITA' E C.A. DELLA SERRAGLIA A Q.TA-13.50

Di seguito si esegue una verifica di stabilità e c.a. della serraglia.
La serraglia, essendo legata al getto subacqueo fra i massi, si comporterà come un corpo rigido. Si esegue soltanto una verifica a taglio del getto subacqueo in corrispondenza del giunto fra i massi.
Essendo la serraglia a forma di cuneo lo scorrimento e ribaltamento del manufatto in fase di cresta non è realistico. Nel caso di cavo d'onda, invece, la serraglia effettivamente potrebbe muoversi, anche se non è plausibile perché dovrebbe superare la spinta passiva o almeno la spinta di riposo della scogliera di protezione della serraglia stessa.
Di seguito si riportano le verifiche per la serraglia sia per la fase senza muro paraonde, sia per la futura configurazione con muro paraonde.
Sono state esaminate le seguenti combinazioni di carico:

a) 0.9pp+1.5SpT+1.5Cr (EQU)
b) 1.0pp+1.5SpT+1.5Cr (Scorrimento)
c) 1.0pp+1.0SpT+1.5C (Scorrimento)
d) 1.0pp+1.0SpT+EQ(kv±)

Dove:

- pp - peso proprio (azione permanente)
- Cr - cresta d'onda (azione variabile)
- C - cavo d'onda (azione variabile)
- SpT – spinta della scogliera antistante la serraglia
- EQ(kv-) – sisma con componente verticale giù
- EQ(kv+) – sisma con componente verticale su

2.1. Verifiche serraglia senza muro paraonde

Di seguito si riportano le verifiche per la serraglia senza muro paraonde.

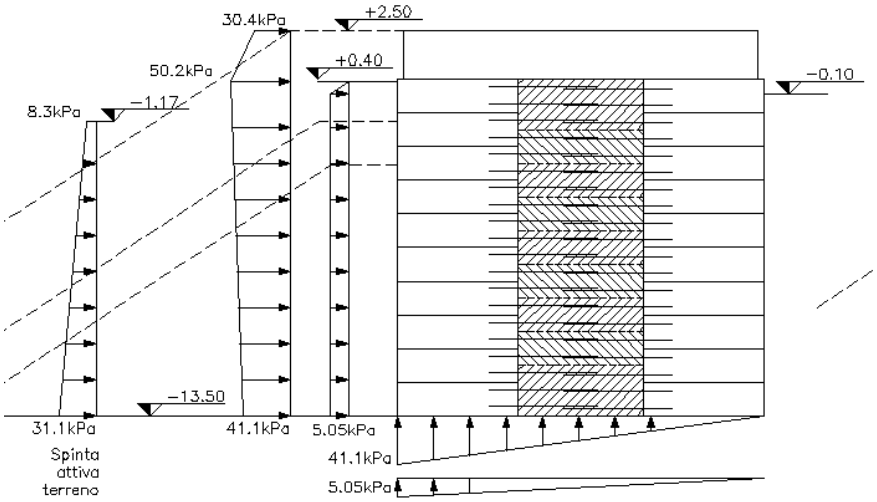


FIG. 2.1 - CRESTA D'ONDA

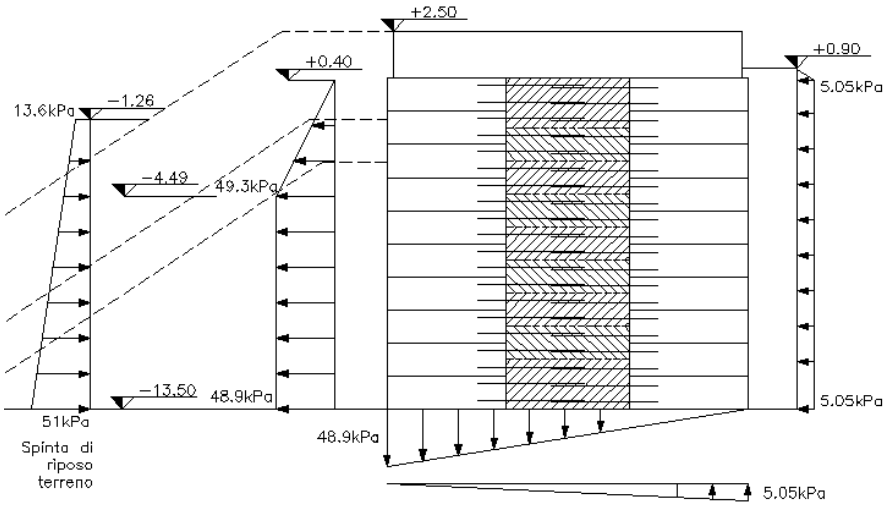


FIG. 2.2- CAVO D'ONDA

Senza muro paraonde – Calcolo sforzi nominali in fase di cresta							
		N [kN/m]	Spinta [kN/m]	Braccio Lato terra	Braccio Verticale	M_s [kNm/m]	M_r [kNm/m]
pp sovrastruttura	14.7x2.00x24.5kN/m^3	720.3		7.6m	-	5474	-
pp serraglia	15.2x14.0x24.5kN/m^3	5213.6		7.6m	-	39623	-
sottospinta	-15.2x13.5x10.1kN/m^3	-2072.5		7.6m	-	-15751	-
Spinta attiva scogliera	12.24x(8.3+31.1)/2		241.1	-	4.94m	-	1191
Spinta cresta d'onda			719.2	-	8.09m	-	5818
Sottospinta cresta	-41.1x15.2/2	-312.4		10.1m	-	-	3155
Dislivello mare	5.05x13.9		70.2	-	6.95m	-	488
Sottospinta dislivello	-5.05x15.2/2	-38.4		10.1m	-		388
		3511	**1031**			**29346**	**11040**

Senza muro paraonde – Calcolo sforzi nominali in fase di cavo							
		N [kN/m]	Spinta [kN/m]	Braccio Lato mare	Braccio Verticale	M_s [kNm/m]	M_r [kNm/m]
pp sovrastruttura	14.7x2.00x24.5kN/m^3	720.3		7.6m	-	5474	-
pp serraglia	15.2x14.0x24.5kN/m^3	5213.6		7.6m	-	39623	-
sottospinta	-15.2x13.5x10.1kN/m^3	-2072.5		7.6m	-	-15751	-
Spinta a riposo scogliera	12.24x(13.6+51)/2		-395.4	-	4.94m	1953	-
Spinta cavo d'onda			562.9	-	5.82m	-	3275
Decr. sottospinta cavo	48.9x15.2/2	371.6		5.07m	-	1884	-
Dislivello mare	5.05x14.4		72.7	-	7.20m	-	523
Sottospinta dislivello	-5.05x15.2/2	-38.4		10.1m	-		389
		4195	**240**			**33183**	**4187**

Verifica al ribaltamento EQU: 0.9pp+1.5SpT+1.5Cr:

M_s: 0.9pp: 0.9x29346=26411kNm/m

M_r: 1.5SpT+1.5Cr: 1.5x11040=16561kNm/m

FR=26411/16561=1.59

Verifica allo scorrimento: 1.0pp+1.5SpT+1.5Cr:

N: 1.0pp: 3511kN/m

S: 1.5SpT+1.5Cr: 1.5x1031=1546kN/m

Si considera un coefficiente d'attrito fra il manufatto e lo scanno di 0.7.

FS = 0.7x3511/1546=1.59

Pressioni:

M_r=16561kNm/m, M_s=29346kNm/m, N=3511kN/m; u=3.64m, e=3.95m>h/6=2.53m
Sezione parzializzata con L=3u=10.92m e P_{max}=2x3511/10.92=643kPa (lato porto)

Verifica allo scorrimento: 1.0pp+1.0SpT+1.5C:

N: 1.0pp: 4195kN/m

S: 1.0SpT+1.5C: -1.0x395+1.5x(563+73)=559kN/m

Si considera un coefficiente d'attrito fra il manufatto e lo scanno di 0.7.

FS = 0.7x4195/559=5.25

Pressioni:

M_r=4187kNm/m, M_s=33183kNm/m, N=4195kN/m; u=6.91m, e=0.69m

P=4195/15.2±4195x0.69/(15.2^2/6)=276±75 = 351kPa/201kPa

Verifica a taglio primo giunto blocchi a q.ta -12.1: 1.0pp+1.5SpT+1.5Cr:

Il taglio alla q.ta-12.1 è pari a 1395kN/m circa.

Il taglio da luogo ad una tensione tangenziale media di 0.27MPa circa nel getto subacqueo.

La resistenza a taglio del calcestruzzo non ordito del getto subacqueo della larghezza di 5.20m è pari a:

	Nsd	H	d1	A1	d2	A2	Crdc	k	fi1	fck	fcd	σ_c	k1	vmin	Vrd,c	Vrd,cmin	**VRD**
	[KN]	[mm]	[mm]	[mmq]	[mm]	[mmq]									(kN)	(kN)	**(kN)**
sovrastrutturra	1860	5200	5200	-	-	-	0.12	1.20	-	35	19.8	0.358	0.15	0.27	279	1688	**1688**

La resistenza a taglio fornita dal getto subacqueo è sufficiente.

Verifica in fase sismica:

6 - VALUTAZIONE STABILITA' STRUTTURA (si trascura la componente verticale della spinta delle te

coeff.attrito base struttura/scanno	0.48	da inserire dal "dati di progetto"
larghezza impronta di base struttura (m)	15.2	da inserire

A.1) caso con kv vs basso e sovrappressione acqua libera concorde con spinta del terrapieno

	F orizz.	Fvert.	Mstab.	Mrib.
pesi fase statica al netto della sottospinta(G1)		3,861.38	29346.5	
spinta terrapieno statico (G2)	-391.59			-2332.600197
spinta statica sovraccarico su terrapieno (Q1)	0.00			-
forze di inerzia fase sismica (E1)	-156.11	78.06	593.23	- 1,244.40
spinta dinamica del terreno sovraccaricato (E2)	-50.29			- 434.03
spinta e sovrappressione acqua libera (E3)	-56.50			- 576.28
spinta e sovrappressione cavo d'onda (E4)	0.00	0.00	0.00	-
TOTALE	-654.50	3939.44	29939.72	-4587.32

Combinazioni

Ribaltamento

Rib = G2+Q1+E1+E2+E3+E4 - 4,587.32

Stab= G1+E1+E4 29939.7

SICUREZZA AL RIBALTAMENTO	COMB SENZA SOVR GRAVANTE	F_r =	6.53

Scorrimento

Rib = G2+Q1+E1+E2+E3+E4 -654.50

Stab= (G1+E1+E4)*my 1902.1259

SICUREZZA A SCORRIMENTO	COMB SENZA SOVR GRAVANTE	F_s =	2.91

Nota: Nel calcolo dei coefficienti di sicurezza, non si considera il sovraccarico gravante

u (m) = 6.44

e (m) = 1.16 sezione completamente reagente

PRESSIONI SUL TERRENO	
p_{max} (kN/m^2) =	378.30
pmin (kN/m2)	140.04

9 - VALUTAZIONE STABILITA' STRUTTURA (si trascura la componente verticale della spinta delle terre)

coeff.attrito base struttura/scanno	0.48
larghezza impronta di base struttura (m)	15.2

B.1) caso con kv vs alto e sovrappressione acqua libera concorde con spinta del terrapieno

	F orizz.	Fvert.	Mstab.	Mrib.
pesi fase statica al netto della sottospinta(G1)		3861.38	29346.5	
spinta terrapieno statico (G2)	-391.59			- 2,332.60
spinta statica sovraccarico su terrapieno (Q1)	0.00			-
forze di inerzia fase sismica (E1)	-156.11	-78.06	-593.23	- 1,244.40
spinta dinamica del terreno sovraccaricato (E2)	-37.62			- 324.67
spinta e sovrappressione acqua libera (E3)	-56.50			- 576.28
spinta e sovrappressione cavo d'onda (E4)	0.00	0.00	0.00	-
TOTALE	-641.82	3783.32	28753.26	-4477.95

Combinazioni

Ribaltamento	Rib = G2+Q1+E1+E2+E3+E4	-	4,477.95
	Stab= G1+E1+E4		28753.3
SICUREZZA AL RIBALTAMENTO	COMB SENZA SOVR GRAVANTE	F_r =	6.42
Scorrimento	Rib = G2+Q1+E1+E2+E3+E4		-641.82
	Stab= (G1+E1+E4)*my		1826.747593
SICUREZZA A SCORRIMENTO	COMB SENZA SOVR GRAVANTE	F_s =	2.85

Nota: Nel calcolo dei coefficienti di sicurezza, non si considera il sovraccarico gravante

u (m) =	6.42	
e (m) =	1.18	sezione completamente reagente
PRESSIONI SUL TERRENO	p_{max} (kN/m^2) =	365.19
	pmin (kN/m2)	132.61

2.2. Verifiche serraglia con muro paraonde

Di seguito si riportano le verifiche per la serraglia con muro paraonde.

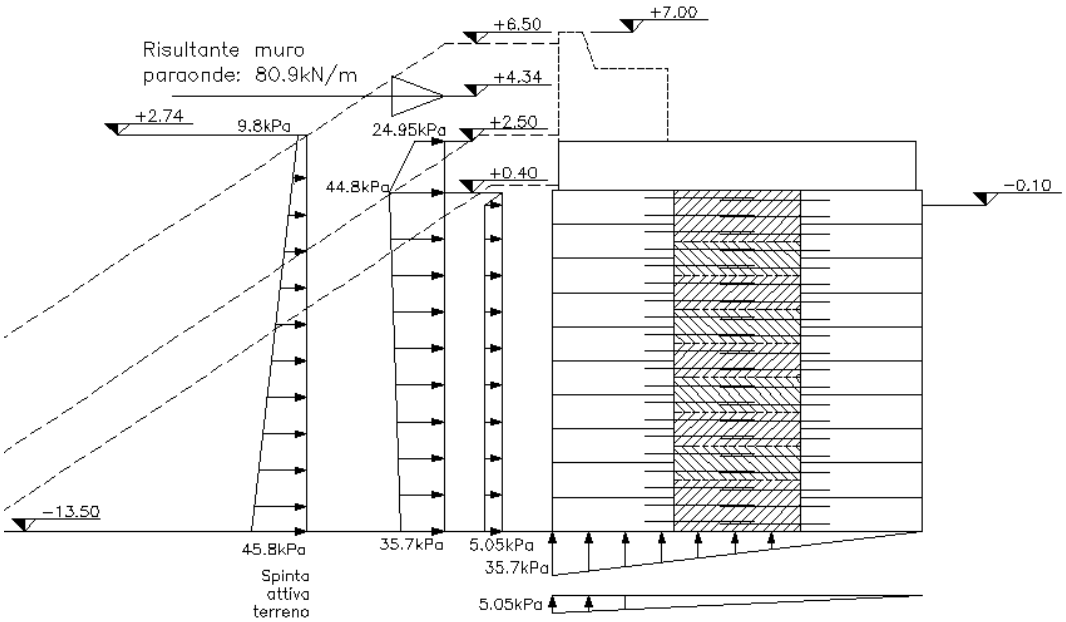


FIG. 2.3 - CRESTA D'ONDA

Con muro paraonde – Calcolo sforzi nominali in fase di cresta							
		N [kN/m]	Spinta [kN/m]	Braccio Lato terra	Braccio Verticale	M_s [kNm/m]	M_r [kNm/m]
pp sovrastruttura	14.7x2.00x24.5kN/m^3	720.3		7.6m	-	5474	-
pp serraglia	15.2x14.0x24.5kN/m^3	5213.6		7.6m	-	39623	-
pp muro paraonde	15.37x24.5kN/m^3	376.6		12.9m		4858	-
sottospinta	-15.2x13.5x10.1kN/m^3	-2072.5		7.6m	-	-15751	-
Spinta attiva scogliera	16.24x(9.8+45.8)/2		451.5	-	6.37m	-	2875
Spinta cresta d'onda			713.6	-	7.19m	-	5129
Sottospinta cresta	-35.7x15.2/2	-271.3		10.1m	-	-	2740
Dislivello mare	5.05x13.9		70.2	-	6.95m	-	488
Sottospinta dislivello	-5.05x15.2/2	-38.4		10.1m	-		388
		3928	**1235**			**34204**	**11616**

Verifica al ribaltamento EQU: 0.9pp+1.5SpT+1.5Cr:

M_s: 0.9pp: 0.9x34204=30784kNm/m

M_r: 1.5SpT+1.5Cr: 1.5x11616=17424kNm/m

FR=30784/17424=1.77

Verifica allo scorrimento: 1.0pp+1.5SpT+1.5Cr:

N: 1.0pp: 3928kN/m

S: 1.5SpT+1.5Cr: 1.5x1235=1853kN/m

Si considera un coefficiente d'attrito fra il manufatto e lo scanno di 0.7.

FS = 0.7x3928/1853=1.48

Pressioni:

M_r=11616kNm/m, M_s=34204kNm/m, N=3928kN/m; u=5.75m, e=1.85m

P=3928/15.2±3928x1.85/(15.2^2/6)=258±189 = 447kPa/69kPa

Verifica a taglio primo giunto blocchi a q.ta -12.1: 1.0pp+1.5SpT+1.5Cr:

Il taglio alla q.ta-12.1 è pari a 1674kN/m circa.

Il taglio da luogo ad una tensione tangenziale media di 0.30MPa circa nel getto subacqueo.

La resistenza a taglio del calcestruzzo non ordito del getto subacqueo della larghezza di 5.20m è pari a:

	Nsd	H	d1	A1	d2	A2	Crdc	k	fi1	fck	fcd	σ_c	k1	vmin	Vrd,c	Vrd,cmin	**VRD**
	[KN]	[mm]	[mm]	[mmq]	[mm]	[mmq]									(kN)	(kN)	**(kN)**
serraglia	1860	5200	5200	-	-	-	0.12	1.20	-	35	19.8	0.358	0.15	0.27	279	1688	**1688**

La resistenza a taglio fornita dal getto subacqueo è sufficiente.

Verifica in fase sismica:

6 - VALUTAZIONE STABILITA' STRUTTURA (si trascura la componente verticale della spinta delle terre)

coeff.attrito base struttura/scanno	0.48	da inserire dal "dati di progetto"
larghezza impronta di base struttura (m)	15.2	da inserire

A.1) caso con kv vs basso e sovrappressione acqua libera concorde con spinta del terrapieno

	F orizz.	Fvert.	Mstab.	Mrib.
pesi fase statica al netto della sottospinta(G1)		4,238.38	34209.8	
spinta terrapieno statico (G2)	-663.25			-4631.279354
spinta statica sovraccarico su terrapieno (Q1)	0.00			-
forze di inerzia fase sismica (E1)	-166.03	83.02	657.21	- 1,422.93
spinta dinamica del terreno sovraccaricato (E2)	-81.30			- 813.42
spinta e sovrappressione acqua libera (E3)	-56.50			- 576.28
spinta e sovrappressione cavo d'onda (E4)	0.00	0.00	0.00	-
TOTALE	-967.08	4321.40	34866.99	-7443.91

Combinazioni

Ribaltamento	Rib = G2+Q1+E1+E2+E3+E4	- 7,443.91
	Stab= G1+E1+E4	34867.0
SICUREZZA AL RIBALTAMENTO	COMB SENZA SOVR GRAVANTE	F_r = 4.68
Scorrimento	Rib = G2+Q1+E1+E2+E3+E4	-967.08
	Stab= (G1+E1+E4)*my	2086.551878
SICUREZZA A SCORRIMENTO	COMB SENZA SOVR GRAVANTE	F_s = 2.16

Nota: Nel calcolo dei coefficienti di sicurezza, non si considera il sovraccarico gravante

u (m) =	6.35	
e (m) =	1.25	sezione completamente reagente
PRESSIONI SUL TERRENO	p_{max} (kN/m^2) =	425.04
	pmin (kN/m2)	143.56

9 - VALUTAZIONE STABILITA' STRUTTURA (si trascura la componente verticale della spinta delle terre)

coeff.attrito base struttura/scanno	0.48
larghezza impronta di base struttura (m)	15.2

B.1) caso con kv vs alto e sovrappressione acqua libera concorde con spinta del terrapieno

	F orizz.	Fvert.	Mstab.	Mrib.
pesi fase statica al netto della sottospinta(G1)		4238.38	34209.8	
spinta terrapieno statico (G2)	-663.25			- 4,631.28
spinta statica sovraccarico su terrapieno (Q1)	0.00			-
forze di inerzia fase sismica (E1)	-166.03	-83.02	-657.21	- 1,422.93
spinta dinamica del terreno sovraccaricato (E2)	-60.04			- 600.73
spinta e sovrappressione acqua libera (E3)	-56.50			- 576.28
spinta e sovrappressione cavo d'onda (E4)	0.00	0.00	0.00	-
TOTALE	-945.82	4155.36	33552.58	-7231.22

Combinazioni

Ribaltamento	Rib = G2+Q1+E1+E2+E3+E4	-	7,231.22
	Stab= G1+E1+E4		33552.6
SICUREZZA AL RIBALTAMENTO	COMB SENZA SOVR GRAVANTE	F_r =	4.64
Scorrimento	Rib = G2+Q1+E1+E2+E3+E4		-945.82
	Stab= (G1+E1+E4)*my		2006.384543
SICUREZZA A SCORRIMENTO	COMB SENZA SOVR GRAVANTE	F_s =	2.12

Nota: Nel calcolo dei coefficienti di sicurezza, non si considera il sovraccarico gravante

u (m) = 6.33
e (m) = 1.27 sezione completamente reagente

PRESSIONI SUL TERRENO	
p_{max} (kN/m^2) =	409.96
pmin (kN/m2)	136.79

3. VERIFICA DI STABILITA' E C.A. DELLA SERRAGLIA A Q.TA-15.50

Di seguito si esegue una verifica di stabilità e c.a. della serraglia.
La serraglia, essendo legata al getto subacqueo fra i massi, si comporterà come un corpo rigido. Si esegue soltanto una verifica a taglio del getto subacqueo in corrispondenza del giunto fra i massi.
Per la serraglia, essendo a forma di cuneo, lo scorrimento e ribaltamento del manufatto in fase di cresta non è realistico. Nel caso di cavo d'onda invece la serraglie effettivamente potrebbe muoversi, anche se non è plausibile perché dovrebbe superare la spinta passiva o almeno la spinta di riposo della scogliera di protezione della serraglia stessa.
Di seguito si riportano le verifiche per la serraglia sia per la fase senza muro paraonde sia per la futura configurazione con muro paraonde.
Sono state esaminate le seguenti combinazioni di carico:
e) 0.9pp+1.5SpT+1.5Cr (EQU)
f) 1.0pp+1.5SpT+1.5Cr (Scorrimento)
g) 1.0pp+1.0SpT+1.5C (Scorrimento)
h) 1.0pp+EQ(kv±)

Dove:
- pp - peso proprio (azione permanente)
- Cr - cresta d'onda (azione variabile)
- C - cavo d'onda (azione variabile)
- SpT – spinta della scogliera antistante la serraglia
- EQ(kv-) – sisma con componente verticale giù
- EQ(kv+) – sisma con componente verticale su

3.1. Verifiche serraglia senza muro paraonde

Di seguito si riportano le verifiche per la serraglia senza muro paraonde.

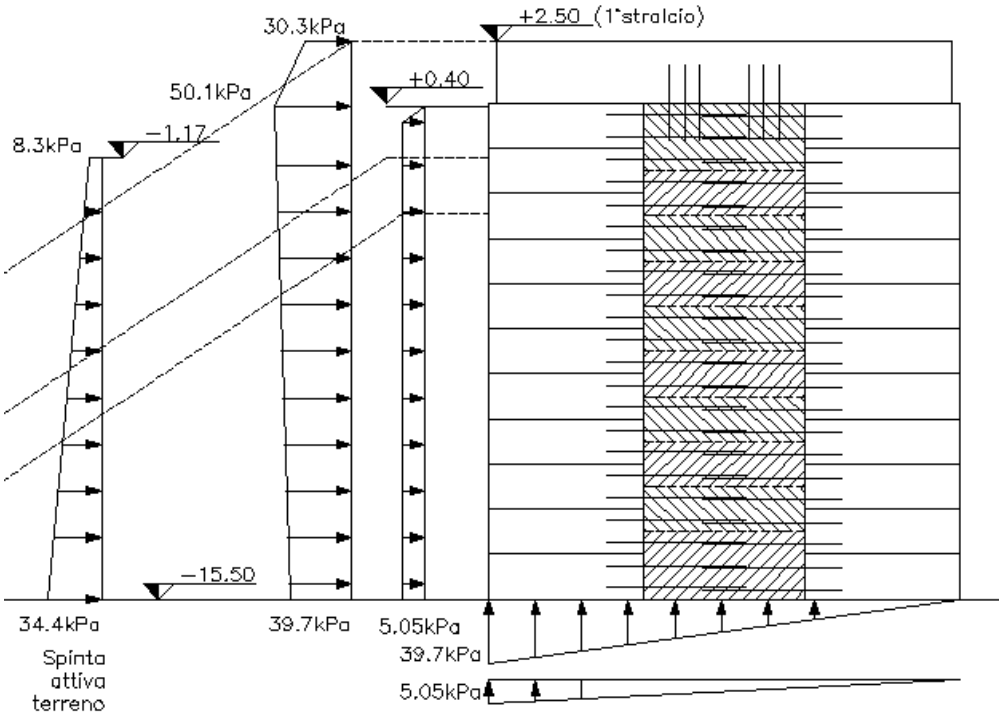


FIG. 3.1 - CRESTA D'ONDA

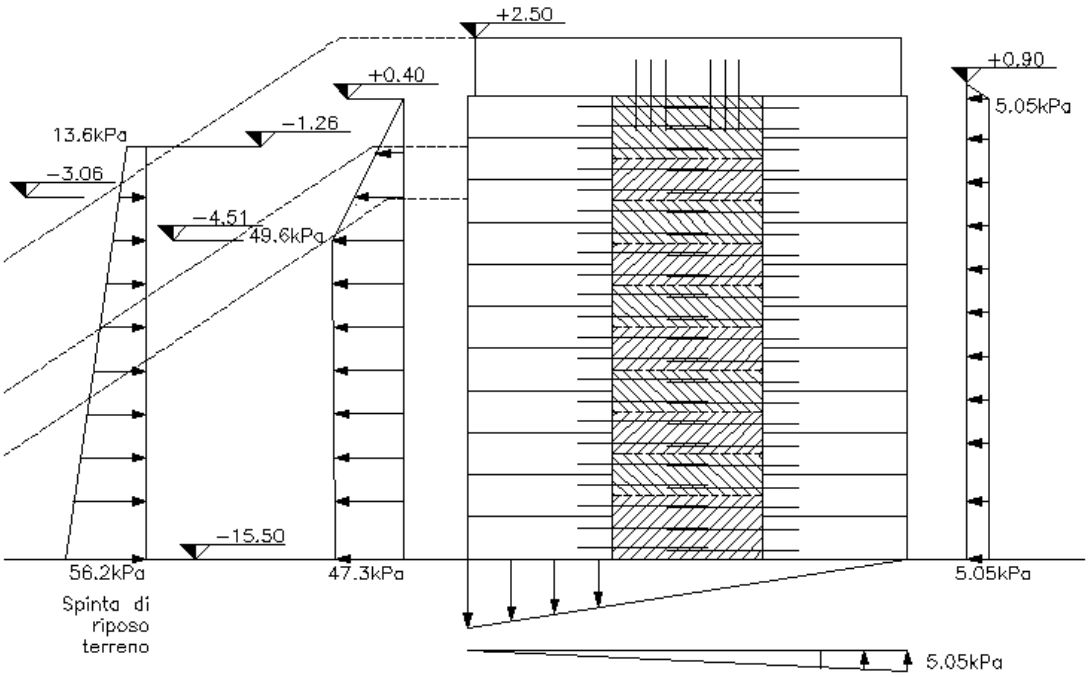


FIG. 3.2 - CAVO D'ONDA

Senza muro paraonde – Calcolo sforzi nominali in fase di cresta							
		N [kN/m]	Spinta [kN/m]	Braccio Lato terra	Braccio Verticale	M_s [kNm/m]	M_r [kNm/m]
pp sovrastruttura	14.7x2.00x24.5kN/m^3	720.3		7.6m	-	5474	-
pp serraglia	15.2x16.0x24.5kN/m^3	5958.4		7.6m	-	45284	-
sottospinta	-15.2x15.5x10.1kN/m^3	-2379.6		7.6m	-	-18085	-
Spinta attiva scogliera	14.33x(8.3+34.4)/2		305.9	-	5.71m	-	1746
Spinta cresta d'onda			798.3	-	9.17m	-	7320
Sottospinta cresta	-39.7x15.2/2	-301.7		10.1m	-	-	3047
Dislivello mare	5.05x15.9		80.3	-	7.95m	-	638
Sottospinta dislivello	-5.05x15.2/2	-38.4		10.1m	-		388
		3959	**1185**			**32673**	**12989**

Senza muro paraonde – Calcolo sforzi nominali in fase di cavo							
		N [kN/m]	Spinta [kN/m]	Braccio Lato mare	Braccio Verticale	M_s [kNm/m]	M_r [kNm/m]
pp sovrastruttura	14.7x2.00x24.5kN/m^3	720.3		7.6m	-	5474	-
pp serraglia	15.2x16.0x24.5kN/m^3	5958.4		7.6m	-	45284	-
sottospinta	-15.2x15.5x10.1kN/m^3	-2380		7.6m	-	-18088	-
Spinta a riposo scogliera	14.24x(13.6+56.2)/2		-497	-	5.67m	2819	-
Spinta cavo d'onda			654.3	-	6.86m	-	4488
Decr. sottospinta cavo	47.3x15.2/2	359.5		5.07m	-	1822.6	-
Dislivello mare	5.05x16.4		82.8	-	8.20m	-	679
Sottospinta dislivello	-5.05x15.2/2	-38.4		10.1m	-		389
		4620	**240**			**37312**	**5556**

Verifica al ribaltamento EQU: 0.9pp+1.5SpT+1.5Cr:

M_s: 0.9pp: 0.9x32673=29406kNm/m

M_r: 1.5SpT+1.5Cr: 1.5x12989=19484kNm/m

FR=29406/19484=1.51

Verifica allo scorrimento: 1.0pp+1.5SpT+1.5Cr:

N: 1.0pp: 3959kN/m

S: 1.5SpT+1.5Cr: 1.5x1185=1778kN/m

Si considera un coefficiente d'attrito fra il manufatto e lo scanno di 0.7.

FS = 0.7x3959/1778=1.56

Pressioni:

M_r=1.5x12989=19484kNm/m, M_s=32673kNm/m, N=3959kN/m; u=3.33m, e=4.27m>h/6=2.53m
Sezione parzializzata con L=3u=10m e P_{max}=2x3959/10=792kPa (lato porto)
Verifica allo scorrimento: 1.0pp+1.0SpT+1.5C:

N: 1.0pp: 4620kN/m

S: 1.0SpT+1.5C: -1.0x497+1.5x(83+654)=609kN/m

Si considera un coefficiente d'attrito fra il manufatto e lo scanno di 0.7.

FS = 0.7x4620/609=5.31

Pressioni:

M_r=8334kNm/m, M_s=37317kNm/m, N=4620kN/m; u=6.27m, e=1.33m

P=4620/15.2±4620x1.33/(15.2^2/6)=304±160 = 464kPa/144kPa

Verifica a taglio primo giunto blocchi a q.ta -14.05: 1.0pp+1.5SpT+1.5Cr:

Il taglio alla q.ta-14.05 è pari a 1635 kN/m (1778-143) circa.

Il taglio dà luogo ad una tensione tangenziale media di 0.31MPa circa nel getto subacqueo.

La resistenza a taglio del calcestruzzo non ordito del getto subacqueo della larghezza di 5.20m è pari a:

	Nsd	H	d1	A1	d2	A2	Crdc	k	fi1	fck	fcd	σ_c	k1	vmin	Vrd,c	Vrd,cmin	**VRD**
	[KN]	[mm]	[mm]	[mmq]	[mm]	[mmq]									(kN)	(kN)	**(kN)**
sovrastrutturra	2108	5200	5200	-	-	-	0.12	1.20	-	35	19.8	0.405	0.15	0.27	316	1725	**1725**

La resistenza a taglio fornita dal getto subacqueo è sufficiente.

Verifiche sisma:

Serraglia-SISMA-mare0.00(q.-15.5).xlsx

6 - VALUTAZIONE STABILITA' STRUTTURA (si trascura la componente verticale della spinta delle te

coeff.attrito base struttura/scanno	0.48	da inserire dal "dati di progetto"
larghezza impronta di base struttura (m)	15.2	da inserire

A.1) caso con kv vs basso e sovrappressione acqua libera concorde con spinta del terrapieno

	F orizz.	F vert.	Mstab.	Mrib.
pesi fase statica al netto della sottospinta(G1)		4,299.14	32673.5	
spinta terrapieno statico (G2)	-483.65			-3206.231805
spinta statica sovraccarico su terrapieno (Q1)	0.00			-
forze di inerzia fase sismica (E1)	-175.71	87.85	667.69	- 1,576.22
spinta dinamica del terreno sovraccaricato (E2)	-62.23			- 599.32
spinta e sovrappressione acqua libera (E3)	-74.48			- 759.68
spinta e sovrappressione cavo d'onda (E4)	0.00	0.00	0.00	-
TOTALE	-796.07	4386.99	33341.16	-6141.45

Combinazioni

Ribaltamento	Rib = G2+Q1+E1+E2+E3+E4	- 6,141.45
	Stab= G1+E1+E4	33341.2

SICUREZZA AL RIBALTAMENTO	COMB SENZA SOVR GRAVANTE	F_r =	5.43

Scorrimento	Rib = G2+Q1+E1+E2+E3+E4	-796.07
	Stab= (G1+E1+E4)*my	2118.225444

SICUREZZA A SCORRIMENTO	COMB SENZA SOVR GRAVANTE	F_s =	2.66

Nota: Nel calcolo dei coefficienti di sicurezza, non si considera il sovraccarico gravante

u (m) = 6.20
e (m) = 1.40 sezione completamente reagente

PRESSIONI SUL TERRENO	p_{max} (kN/m^2) =	448.11
	pmin (kN/m2)	129.13

Serraglia-SISMA-mare0.00(q.-15.5).xlsx

9 - VALUTAZIONE STABILITA' STRUTTURA (si trascura la componente verticale della spinta delle terre)

coeff.attrito base struttura/scanno	0.48
larghezza impronta di base struttura (m)	15.2

B.1) caso con kv vs alto e sovrappressione acqua libera concorde con spinta del terrapieno

	F orizz.	Fvert.	Mstab.	Mrib.
pesi fase statica al netto della sottospinta(G1)		4299.14	32673.5	
spinta terrapieno statico (G2)	-483.65			- 3,206.23
spinta statica sovraccarico su terrapieno (Q1)	0.00			-
forze di inerzia fase sismica (E1)	-175.71	-87.85	-667.69	- 1,576.22
spinta dinamica del terreno sovraccaricato (E2)	-46.58			- 448.53
spinta e sovrappressione acqua libera (E3)	-74.48			- 759.68
spinta e sovrappressione cavo d'onda (E4)	0.00	0.00	0.00	-
TOTALE	-780.41	4211.29	32005.77	-5990.66

Combinazioni

Ribaltamento	Rib = G2+Q1+E1+E2+E3+E4	-	5,990.66
	Stab= G1+E1+E4		32005.8
SICUREZZA AL RIBALTAMENTO	COMB SENZA SOVR GRAVANTE	F_r =	5.34
Scorrimento	Rib = G2+Q1+E1+E2+E3+E4		-780.41
	Stab= (G1+E1+E4)*my		2033.385946
SICUREZZA A SCORRIMENTO	COMB SENZA SOVR GRAVANTE	F_s =	2.61

Nota: Nel calcolo dei coefficienti di sicurezza, non si considera il sovraccarico gravante

u (m) =	6.18	
e (m) =	1.42	sezione completamente reagente
PRESSIONI SUL TERRENO	p_{max} (kN/m^2) =	432.63
	pmin (kN/m2)	121.48

3.2. Verifiche serraglia con muro paraonde

Di seguito si riportano le verifiche per la serraglia con muro paraonde.

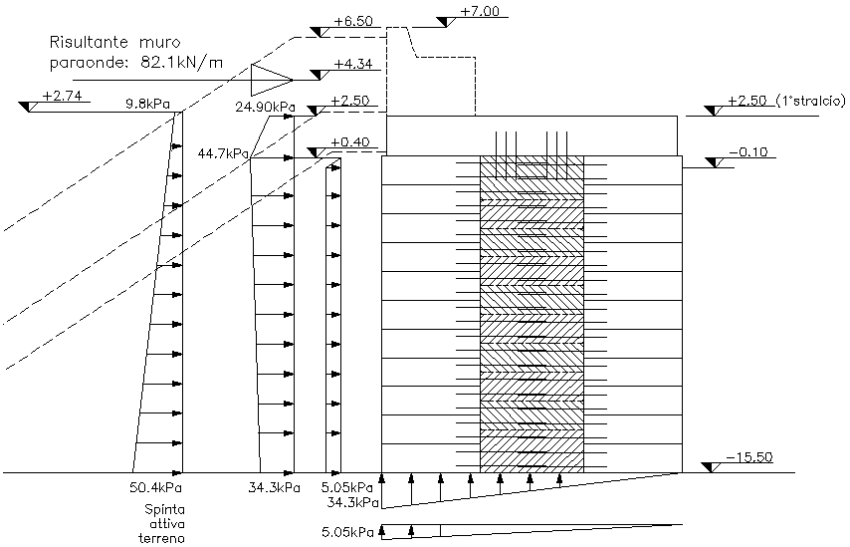


FIG. 3.3 - CRESTA D'ONDA

Con muro paraonde – Calcolo sforzi nominali in fase di cresta							
		N [kN/m]	Spinta [kN/m]	Braccio Lato terra	Braccio Verticale	M_s [kNm/m]	M_r [kNm/m]
pp sovrastruttura	14.7x2.00x24.5kN/m^3	720.3		7.6m	-	5474	-
pp serraglia	15.2x16.0x24.5kN/m^3	5958.4		7.6m	-	45284	-
pp muro paraonde	15.37x24.5	376.6		12.6m		4858	
sottospinta	-15.2x15.5x10.1kN/m^3	-2379.6		7.6m	-	-18085	-
Spinta attiva scogliera	18.24x(9.8+50.4)/2		549	-	7.07m	-	3881
Spinta cresta d'onda			783.7	-	10.3m	-	8072
Sottospinta cresta	-39.7x15.2/2	-301.7		10.1m	-	-	3047
Dislivello mare	5.05x15.9		80.3	-	7.95m	-	638
Sottospinta dislivello	-5.05x15.2/2	-38.4		10.1m	-		388
		4336	**1413**			**37531**	**16026**

Verifica al ribaltamento EQU: 0.9pp+1.5SpT+1.5Cr:

M_s: 0.9pp: 0.9x37531=33778kNm/m

M_r: 1.5SpT+1.5Cr: 1.5x16026=24039kNm/m

FR=33778/24039=1.41

Verifica allo scorrimento: 1.0pp+1.5SpT+1.5Cr:

N: 1.0pp: 4336kN/m

S: 1.5SpT+1.5Cr: 1.5x1413=2120kN/m

Si considera un coefficiente d'attrito fra il manufatto e lo scanno di 0.7.

FS = 0.7x4336/2120=1.43

Pressioni:

M_r=16026x1.5=24039kNm/m, M_s=37531kNm/m, N=4336kN/m; u=3.11m, e=3.99m>h/6=2.53m

L=3u=9.33, P_{max}=2x4336/9.33 = 929kPa

Verifica a taglio primo giunto blocchi a q.ta -14.05: 1.0pp+1.5SpT+1.5Cr:

Il taglio alla q.ta-14.05 è pari a 1927kN/m (2120-193) circa.
Il taglio alla q.ta-12.7 è pari a 1767kN/m (2120-193) circa.

La resistenza a taglio del calcestruzzo non ordito del getto subacqueo della larghezza di 5.20m è pari a:

	Nsd	H	d1	A1	d2	A2	Crdc	k	fi1	fck	fcd	σ_c	k1	vmin	Vrd,c	Vrd,cmin	**VRD**
	[KN]	[mm]	[mm]	[mmq]	[mm]	[mmq]									(kN)	(kN)	**(kN)**
sovrastrutturra	2108	5200	5200	-	-	-	0.12	1.20	-	35	19.8	0.405	0.15	0.27	316	1725	**1725**

La resistenza a taglio fornita dal getto subacqueo non è sufficiente. Si considera il contributo dei ferri orizzontali di collegamento fra massi che sono dei θ24 con interasse in orizzontale di 0.75m e in verticale di 0.7m in totale n°6 barre/masso.

	Orditura a taglio									acciaio	cls	
	p s(mm)	Asw	cot(teta)	cot(alfa)	sen(alfa)	z=0.9d (mm)	fywd	alfacw	v1	Vrd,s (kN)	Vrd,max (kN)	Vres [kN]
resistenza taglio masso	700	452	1.5	0	1.00	5,200.0	391.0	1	0.52	1,969	24,562	1,969

Verifiche in fase sismica:

Serraglia-SISMA-mare0.00(q.-15.5)-Muro.xlsx

6 - VALUTAZIONE STABILITA' STRUTTURA (si trascura la componente verticale della spinta delle te

coeff.attrito base struttura/scanno	0.48	da inserire dal "dati di progetto"
larghezza impronta di base struttura (m)	15.2	da inserire

A.1) caso con kv vs basso e sovrappressione acqua libera concorde con spinta del terrapieno

	F orizz.	Fvert.	Mstab.	Mrib.
pesi fase statica al netto della sottospinta(G1)		4,676.14	37536.8	
spinta terrapieno statico (G2)	-760.85			-5801.858205
spinta statica sovraccarico su terrapieno (Q1)	0.00			-
forze di inerzia fase sismica (E1)	-185.63	92.81	731.67	- 1,774.59
spinta dinamica del terreno sovraccaricato (E2)	-94.39			- 1,026.98
spinta e sovrappressione acqua libera (E3)	-74.48			- 759.68
spinta e sovrappressione cavo d'onda (E4)	0.00	0.00	0.00	-
TOTALE	-1115.35	4768.95	38268.43	-9363.11

Combinazioni

Ribaltamento	Rib = G2+Q1+E1+E2+E3+E4	-	9,363.11
	Stab= G1+E1+E4		38268.4
SICUREZZA AL RIBALTAMENTO	COMB SENZA SOVR GRAVANTE	F_r =	4.09
Scorrimento	Rib = G2+Q1+E1+E2+E3+E4		-1115.35
	Stab= (G1+E1+E4)*my		2302.651422
SICUREZZA A SCORRIMENTO	COMB SENZA SOVR GRAVANTE	F_s =	2.06

Nota: Nel calcolo dei coefficienti di sicurezza, non si considera il sovraccarico gravante

u (m) =	6.06	
e (m) =	1.54	sezione completamente reagente
PRESSIONI SUL TERRENO	p_{max} (kN/m^2) =	504.33
	pmin (kN/m2)	123.16

Serraglia-SISMA-mare0.00(q.-15.5)-Muro.xlsx

9 - VALUTAZIONE STABILITA' STRUTTURA (si trascura la componente verticale della spinta delle terre)

coeff.attrito base struttura/scanno	0.48
larghezza impronta di base struttura (m)	15.2

B.1) caso con kv vs alto e sovrappressione acqua libera concorde con spinta del terrapieno

	Forizz.	Fvert.	Mstab.	Mrib.
pesi fase statica al netto della sottospinta(G1)		4676.14	37536.8	
spinta terrapieno statico (G2)	-760.85			- 5,801.86
spinta statica sovraccarico su terrapieno (Q1)	0.00			-
forze di inerzia fase sismica (E1)	-185.63	-92.81	-731.67	- 1,774.59
spinta dinamica del terreno sovraccaricato (E2)	-69.95			- 761.01
spinta e sovrappressione acqua libera (E3)	-74.48			- 759.68
spinta e sovrappressione cavo d'onda (E4)	0.00	0.00	0.00	-
TOTALE	-1090.90	4583.33	36805.10	-9097.14

Combinazioni

Ribaltamento	Rib = G2+Q1+E1+E2+E3+E4	-	9,097.14
	Stab= G1+E1+E4		36805.1
SICUREZZA AL RIBALTAMENTO	COMB SENZA SOVR GRAVANTE	F_r =	4.05
Scorrimento	Rib = G2+Q1+E1+E2+E3+E4		-1090.90
	Stab= (G1+E1+E4)*my		2213.022895
SICUREZZA A SCORRIMENTO	COMB SENZA SOVR GRAVANTE	F_s =	2.03

Nota: Nel calcolo dei coefficienti di sicurezza, non si considera il sovraccarico gravante

u (m) =	6.05	
e (m) =	1.55	sezione completamente reagente
PRESSIONI SUL TERRENO	p_{max} (kN/m^2) =	486.58
	pmin (kN/m2)	116.49

4. VERIFICA DI STABILITA' SOVRASTRUTTURA E MURO PARAONDE DELLE SERRAGLIE

4.1. Verifica sovrastruttura serraglie

La sovrastruttura viene gettata sulla serraglia massiccia per cui le sollecitazioni sono minime. Si dispone di una orditura nominale di Ø14/400mm.

4.2. Verifica muro paraonde serraglie

Il muro paraonde è soggetto ad uno sforzo orizzontale di 80.9kN/m ad una altezza di 1.84m sopra la quota +2.50m.
Agli SLU il momento ribaltante è pari a : 1.5x82.1x1.84=227kNm/m
Il momento stabilizzante è pari a: 377kN/m x 2.3m =867kNm/m
Agli SLU il taglio è pari a: 1.5x82.1=123.2kN/m
u=(867-227)/377=1.70m, e=2.25-1.70=0.55m < h/6=0.75m
Il muro paraonde è tutto reagente. Non necessità di orditura a flessione.
La resistenza a taglio della larghezza di 4.50m è pari a:

	Nsd	H	d1	A1	d2	A2	Crdc	k	fi1	fck	fcd	σ_c	k1	vmin	Vrd,c	Vrd,cmin	**VRD**
	[KN]	[mm]	[mm]	[mmq]	[mm]	[mmq]									(kN)	(kN)	**(kN)**
serraglia	377	4500	4500	-	-	-	0.12	1.21	-	35	19.8	0.28	0.15	0.28	279	1688	**1688**

La verifica a taglio è soddisfatta.