



Il Commissario Straordinario del Governo  
per il recupero e la valorizzazione dell'ex carcere borbonico  
dell'isola di Santo Stefano - Ventotene

MINISTERO DELL'AMBIENTE  
E DELLA TUTELA DEL TERRITORIO E DEL MARE

Ministero  
dei beni e delle  
attività culturali  
e del turismo

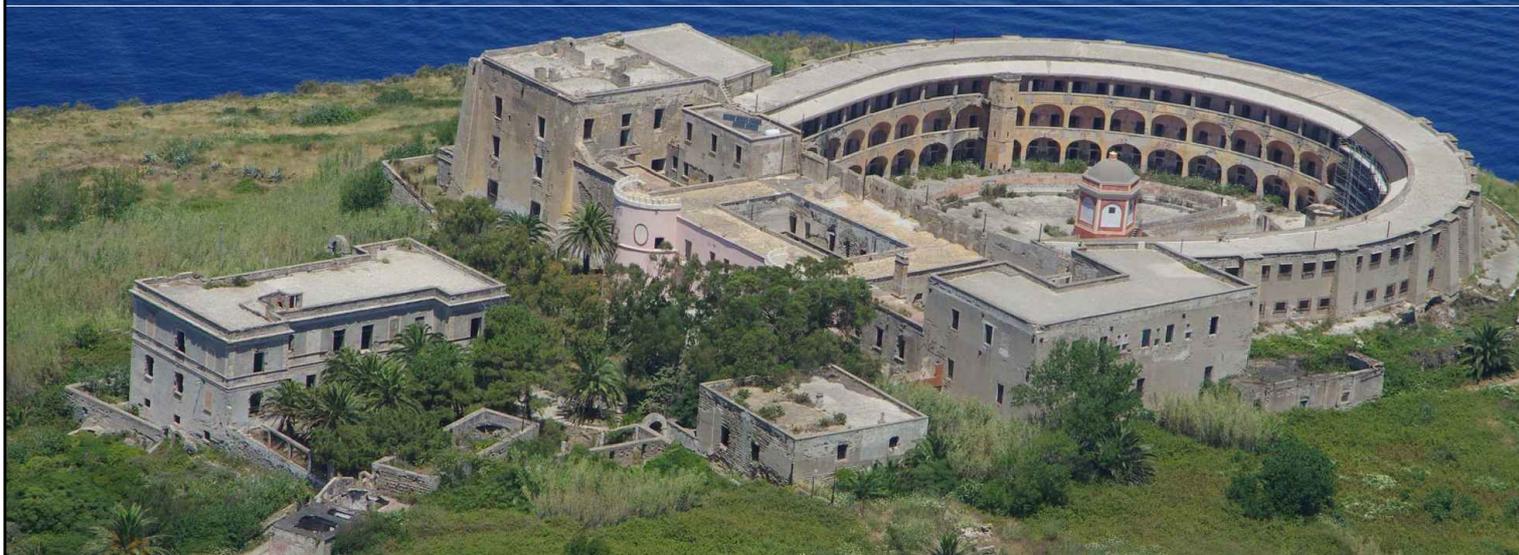


Comune di Ventotene  
REGIONE LAZIO

CONTRATTO ISTITUZIONALE DI SVILUPPO

RECUPERO E RIFUNZIONALIZZAZIONE EX CARCERE BORBONICO DELL'ISOLA DI SANTO STEFANO VENTOTENE

Intervento n. 3 'Realizzazione/adequamento degli approdi all'isola di Santo Stefano'



STAZIONE APPALTANTE



Agenzia nazionale per l'attrazione  
degli investimenti e lo sviluppo d'impresa SpA

Funzione Servizi di Ingegneria

ATTIVITA' TECNICHE  
Beni Culturali e Architettura  
Arch. Rosa di NUZZO

INVITALIA S.p.a.: Soggetto Attuatore in ottemperanza agli artt. 3 e 8 del Contratto Istituzionale di Sviluppo  
"Recupero e rifunionalizzazione ex carcere borbonico dell'isola di Santo Stefano Ventotene"

RESPONSABILE UNICO DEL PROCEDIMENTO: Dott. Ing. ENRICO FUSCO

COORDINAMENTO PROGETTAZIONE: Dott. Arch. Rosa di NUZZO

PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA  
Dott. Arch. Massimo BARAGLI

PROGETTAZIONE STRUTTURALE  
Dott. Ing. Letterio SONNESSA

PROGETTAZIONE OPERE MARITTIME  
Dott. Ing. Daniele BENOTTI

RELAZIONE GEOLOGICA  
Dott. Geol. Vincenzo GUIDO

PROGETTAZIONE IMPIANTI  
Dott. Ing. Pierluigi ROSATI  
Dott. Ing. Osvaldo PITORRI

PROGETTAZIONE DELLA SICUREZZA  
Dott. Ing. Nunzio LAURO

PROGETTAZIONE AMBIENTALE e PROCEDURE VIA-Vinca  
Dott. Luca DI NARDO

COMPUTI E STIME  
Geom. Luigino D'ANGELANTONIO

GRUPPO DI LAVORO INTERNO

PROGETTAZIONE ARCHITETTONICA:  
Dott. Ing. Francesco DE SIMONE  
Dott. Arch. Ahmed ELGAZZAR  
Dott. Arch. Lucia PACITTO

PROGETTAZIONE STRUTTURALE:  
Dott. Ing. Mario D'AMATO  
Dott. Ing. Francesco DI LAURO

PROGETTAZIONE OPERE MARITTIME:  
Dott. Ing. Leonardo GUALCO

PROGETTAZIONE IMPIANTI:  
Sig. Ennio REGNICOLI

RILIEVI E RESTITUZIONE GRAFICA:  
Geom. Gennaro DI MARTINO  
Dott. Ing. Francesco DE SIMONE  
Dott. Arch. Ahmed ELGAZZAR

PROGETTAZIONE DELLA SICUREZZA  
Dott. Arch. Ahmed ELGAZZAR

SUPPORTO TECNICO OPERATIVO

PROGETTAZIONE OPERE MARITTIME:  
3TI Progetti Italia - Ingegneria Integrata SpA  
Dott. Ing. Stefano Luca POSSATI

PROGETTAZIONE AMBIENTALE e  
PROCEDURE VIA-Vinca:  
SETIN Servizi tecnici Infrastrutture s.r.l.  
Dott. Alessandro PIAZZI

PROGETTAZIONE GEOTECNICA:  
STUDIO TECNICO ASSOCIATO - SINTESI  
Dott. Ing. Germano GUIDUCCI

RELAZIONE ARCHEOLOGICA: ASPSP Servizi Archeologici snc, Dott.ssa Laura SANNA e Francesco TIBONI

INDAGINI GEOGNOSTICHE :  
Geodes Laboratori  
Dott.ssa M. Gabriella BEVILACQUA

INDAGINI E RILEVAZIONI AMBIENTALI,  
ARCHEOLOGICHE E STRUMENTALI A MARE :  
Enviroconsult srl - Dott. Ing. Roberto SAGGIOMO

INDAGINI SULLE STRUTTURE :  
ICS Centro Sperimentale di Ingegneria Srl  
Dott. Ing. Giuseppe MONTELLA

PROGETTO DEFINITIVO

ELABORATO		DATA	NOME	FIRMA
Opere Marittime Relazione di calcolo		REDATTO	05-03-2021	3TI
		VERIFICATO	05-03-2021	BENOTTI
		APPROVATO	05-03-2021	Rosa di NUZZO
		DATA	05-03-2021	CODICE BREVE
		SCALA	-	
REVISIONE	DATA	AGGIORNAMENTI		CODICE ELABORATO
Rev. 1				2017E037INV-02-D-OM-RC0001
Rev. 2				CODICE FILE
Rev. 3				2017E037INV-02-D-OM-RC0001.dwg

OM-RC0001

**Contratto Istituzionale di Sviluppo per il recupero e la rifunzionalizzazione dell'“Ex carcere borbonico dell'isola di Santo Stefano – Ventotene” - Delibera CIPE n. 3 del 1° maggio 2016, pubblicata nella G.U.R.I. del 13 agosto 2016, n. 139, “Fondo sviluppo e coesione 2014-2020: Piano stralcio - Cultura e Turismo – (articolo 1, comma 703, lettera d) legge n. 190/2014”**



***Accordo Operativo tra il Ministero per i beni e le Attività Culturali e per il Turismo e l'Agencia Nazionale per l'attrazione degli investimenti e lo sviluppo d'impresa SpA per la realizzazione delle attività di soggetto attuatore del CIS per il RECUPERO E LA RIFUNZIONALIZZAZIONE DELL'“EX CARCERE BORBONICO DELL'ISOLA DI S. STEFANO-VENTOTENE”***

**RIF. ALLEGATO A – PROGRAMMA DEGLI INTERVENTI**

**Intervento n. 3 – Realizzazione/adeguamento degli approdi all'Isola di Santo Stefano**

## SOMMARIO

<b>1</b>	<b>PREMESSA .....</b>	<b>4</b>
<b>2</b>	<b>SOLUZIONI ALTERNATIVE STUDIATE .....</b>	<b>4</b>
<b>3</b>	<b>DESCRIZIONE DELL'OPERA IN PROGETTO .....</b>	<b>8</b>
<b>4</b>	<b>NORMATIVE E ISTRUZIONI TECNICHE DI RIFERIMENTO .....</b>	<b>12</b>
<b>5</b>	<b>MATERIALI .....</b>	<b>14</b>
5.1	<i>Calcestruzzo strutturale e non strutturale .....</i>	<i>14</i>
5.2	<i>Scanno d'imbasamento .....</i>	<i>14</i>
<b>6</b>	<b>AZIONI AGENTI SULLE OPERE IN PROGETTO .....</b>	<b>15</b>
6.1	<i>Carico di banchina .....</i>	<i>15</i>
6.2	<i>Moto ondoso .....</i>	<i>15</i>
6.2.1	<i>Spinta indotta dal moto ondoso in fase di cresta .....</i>	<i>18</i>
6.2.2	<i>Spinta indotta dal moto ondoso in fase di cavo .....</i>	<i>20</i>
6.2.3	<i>Considerazioni sui carichi idrodinamici sul Cassone di testa .....</i>	<i>21</i>
6.1	<i>Tiro alla bitta .....</i>	<i>21</i>
6.2	<i>Urti e forze di accosto trasmesse attraverso il parabordo .....</i>	<i>21</i>
6.3	<i>Sisma .....</i>	<i>22</i>
6.3.1	<i>Spinta idrodinamica indotta dal sisma .....</i>	<i>25</i>
6.3.2	<i>Forze di massa indotte dal sisma .....</i>	<i>26</i>
<b>7</b>	<b>VERIFICHE DEL CASSONE .....</b>	<b>27</b>
7.1	<i>Verifiche di stabilità in fase di galleggiamento .....</i>	<i>27</i>
7.2	<i>Verifiche di stabilità al ribaltamento e alla traslazione .....</i>	<i>30</i>
7.1	<i>Verifiche a schiacciamento dell'imbasamento .....</i>	<i>49</i>
7.2	<i>Verifiche della capacità portante del sistema terreno-cassone .....</i>	<i>57</i>
<b>8</b>	<b>VERIFICHE DEL PRIMO TRATTO .....</b>	<b>62</b>
8.1	<i>Determinazione del carico limite di trazione .....</i>	<i>62</i>
8.1.1	<i>Risultati .....</i>	<i>66</i>
8.2	<i>Determinazione del carico limite di compressione .....</i>	<i>67</i>
8.3	<i>Determinazione del carico limite orizzontale .....</i>	<i>69</i>

8.3.1	Risultati.....	71
8.4	<i>Verifiche di stabilità al ribaltamento e alla traslazione.....</i>	<i>73</i>
<b>9</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DELLA PROTEZIONE AL PIEDE DELLA DIGA A PARETE VERTICALE .....</b>	<b>90</b>

## 1 PREMESSA

La presente relazione riporta i calcoli di verifica delle opere marittime dell'attracco in località Madonnina nell'isola di Santo Stefano.

Per il cassone di accosto si riportano quindi le verifiche di stabilità alla navigazione, alla traslazione, alla rotazione, allo schiacciamento dell'imbasamento e al carico limite secondo quanto previsto dal D.M. 17 Gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni" e dalla normativa riportata nel par.4.

## 2 SOLUZIONI ALTERNATIVE STUDIATE

Il progetto prevede la realizzazione di un attracco in località Madonnina nell'isola di Santo Stefano. La scelta del sito è stata determinata dalla minore esposizione del paraggio perché prospiciente l'isola di Ventotene.

Sono state studiate numerose soluzioni alternative per dimensioni planimetriche e tipologie costruttive.

I principali vincoli che hanno condizionato le scelte progettuali sono:

- la presenza di posidonia alla profondità di -8,50 m s.l.m.m.
- i ridotti spazi a terra;
- le emergenze archeologiche (scala romana);
- la necessità di ottimizzare le lavorazioni in sito, prediligendo elementi prefabbricati, in quanto l'isola è disabitata e pertanto sono assenti cave, discariche e attività di qualsiasi genere;
- la necessità di limitare l'estensione del tratto di costa interessato dall'intervento in progetto.
- La necessità di ubicare gli ormeggi ad una distanza dalla costa adeguata per consentire le manovre in sicurezza.

Sono state studiate numerose alternative che differiscono per estensione planimetrica e tipologia costruttiva.

La prima alternativa prevede la realizzazione di un molo di attracco di larghezza pari a 20,00 e lunghezza di 15,00 m, da realizzare con cassoni cellulari di varie dimensioni su scanno d'imbasamento in pietrame e, alla radice, con massi in cls impilati. L'aspetto critico principale di questa soluzione è costituito dall'estensione del tratto di costa interessato dall'intervento.

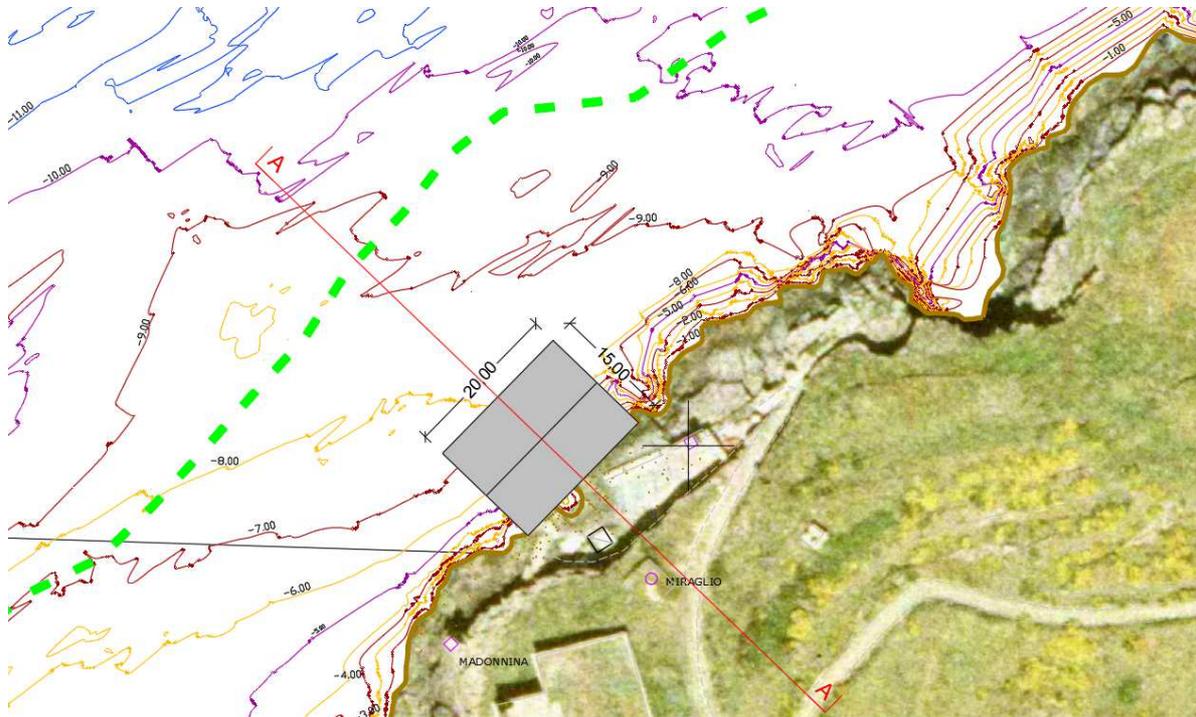


Figura 1 – Alternativa 1: Planimetria

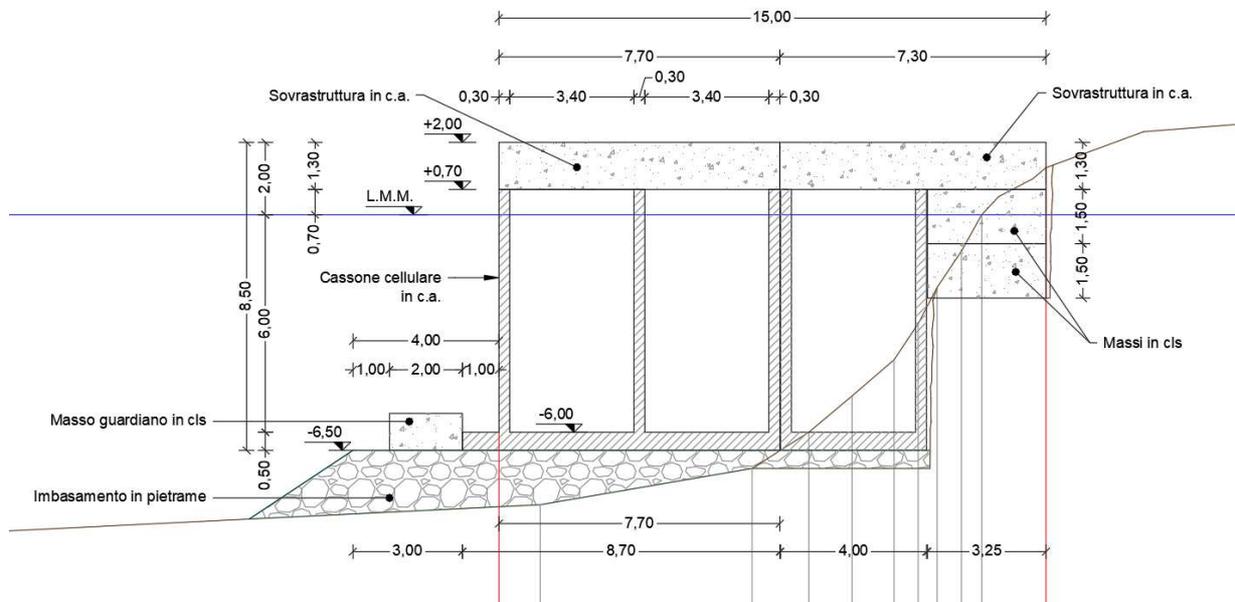


Figura 2 – Alternativa 1: Sezione longitudinale

L'alternativa 2, consiste nella realizzazione di un molo ortogonale alla costa ed orientato in direzione sud-est/nord-ovest. Si distinguono due tratti, entrambi a pareti verticali:

- Primo tratto: dimensioni in pianta 12,60x6 m, con struttura a giorno su pali in c.a. F1200, con impalcato realizzato con elementi prefabbricati e getti in opera in c.a. e griglie di sfato;
- Secondo tratto: dimensioni in pianta 8,60x13,60 m, costituito da un cassone cellulare imbasato a -7,00 m, con celle riempite in cls.

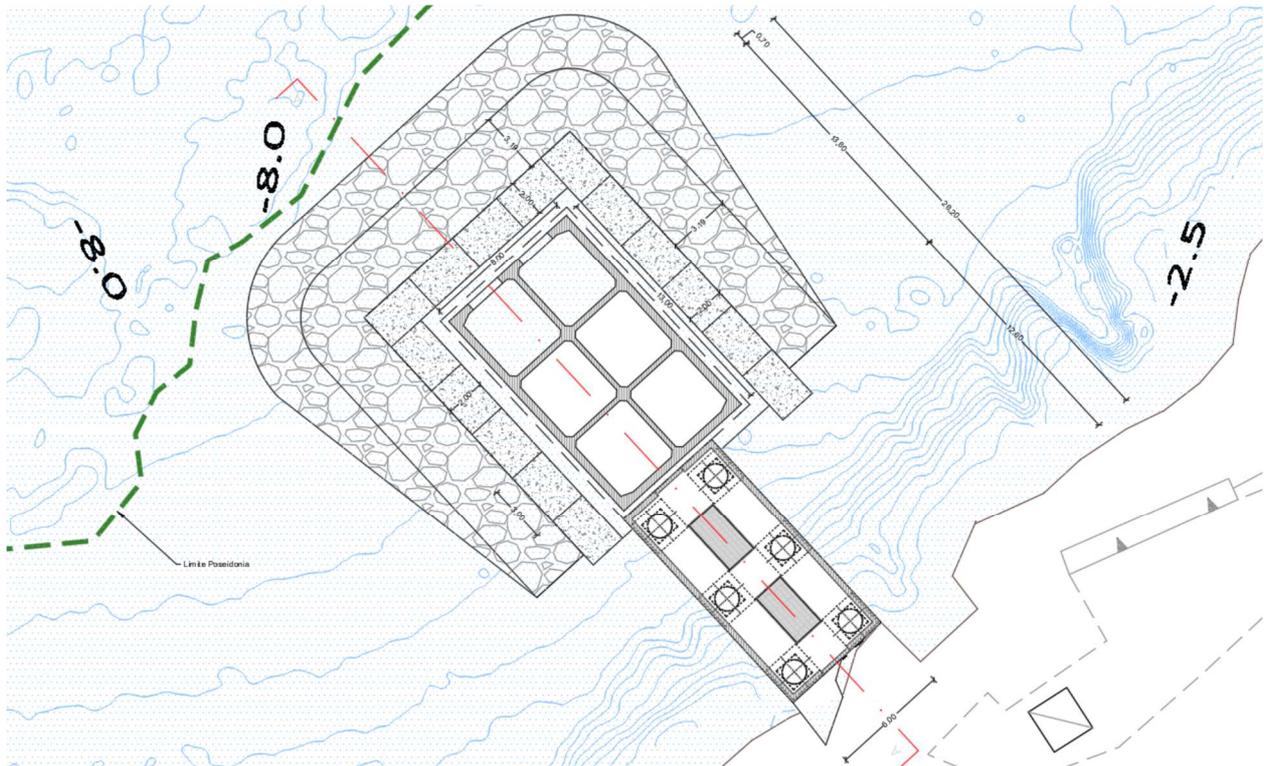


Figura 3 – Alternativa 2: Planimetria costruttiva

SEZIONE A-A  
SCALA 1:200

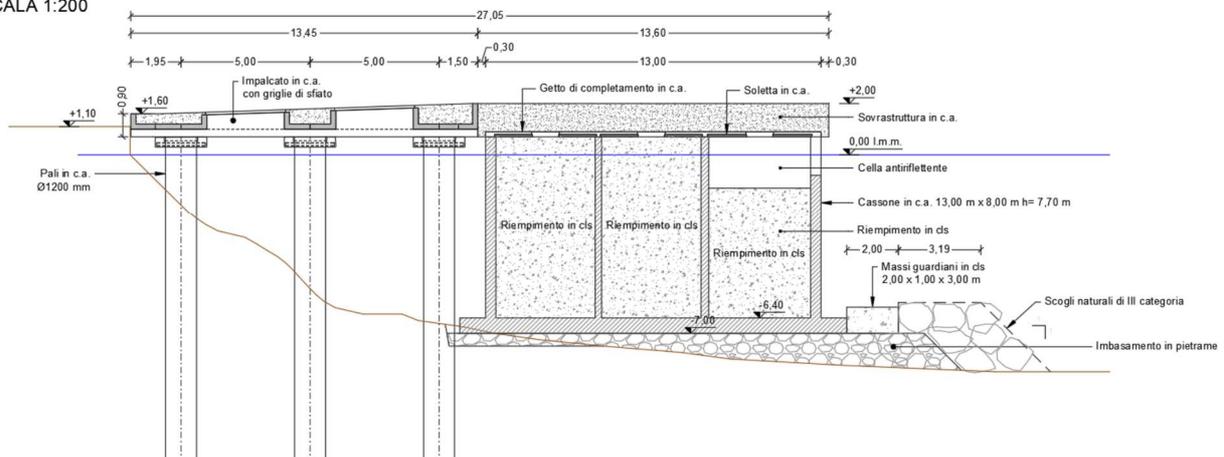


Figura 4 – Alternativa 2: Sezione longitudinale

 Agenzia nazionale per l'attrazione degli investimenti e lo sviluppo d'impresa SpA	2017E037INV-02-D-OM-RC0001
	Rev. 1
	Pag. 7 di 92

La principale criticità dell'Alternativa 2 è costituita dal primo tratto a giorno, in quanto per limitare l'estensione del tratto di costa interessato dall'intervento, la sua larghezza di appena 6 m al finito comporta un interasse dei pali (3,80 m) che riduce in modo considerevole l'efficienza della palificata nei confronti delle azioni orizzontali.

L'Alternativa 3 prende le mosse dall'Alternativa 2 sostituendo il primo tratto a giorno con una soluzione a parete verticale costituita da elementi prefabbricati cavi impilati e solidarizzati attraverso getti di calcestruzzo e micropali, collegati in testa da una sovrastruttura in c.a.. L'Alternativa 3 è quella che meglio riesce a rispettare i criteri di progetto esposti prima e pertanto è stata scelta come soluzione di progetto, descritta nel paragrafo successivo.

### 3 DESCRIZIONE DELL'OPERA IN PROGETTO

L'opera in progetto è ortogonale alla costa ed orientata in direzione sud-est/nord-ovest, con lunghezza pari a 25,20 m e larghezza in testa pari a 8,60 m. Si distinguono due tratti, entrambi a pareti verticali:

- Primo tratto: dimensioni in pianta 11,00 x 6,00 m, costituito da pile di elementi prefabbricati cavi imbasate a -2,30 m -3,70 m e -6,50 m, solidarizzate attraverso getti di calcestruzzo e micropali, collegati in testa da una sovrastruttura in c.a.;
- Secondo tratto: dimensioni in pianta 8,60x13,34 m, costituito da un cassone cellulare imbasato a -7,00 m.

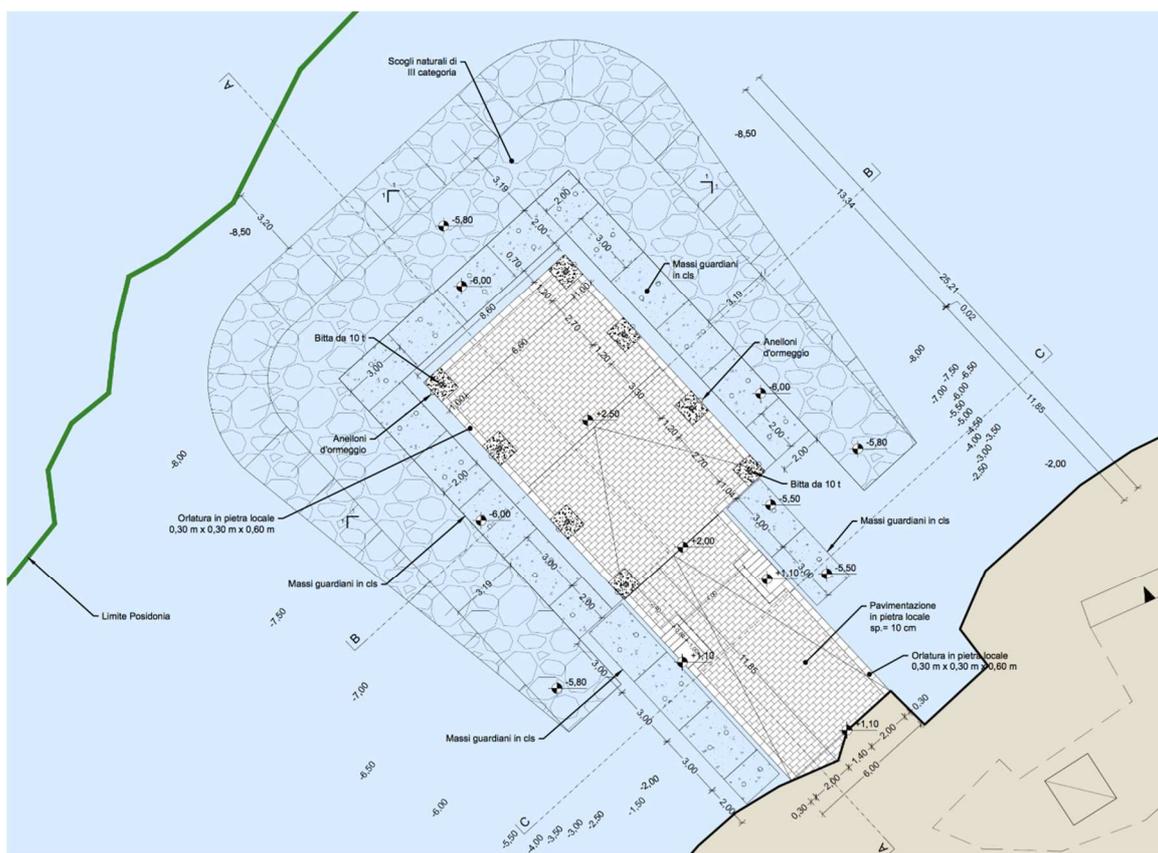


Figura 5 –Alternativa 3: Planimetria al finito

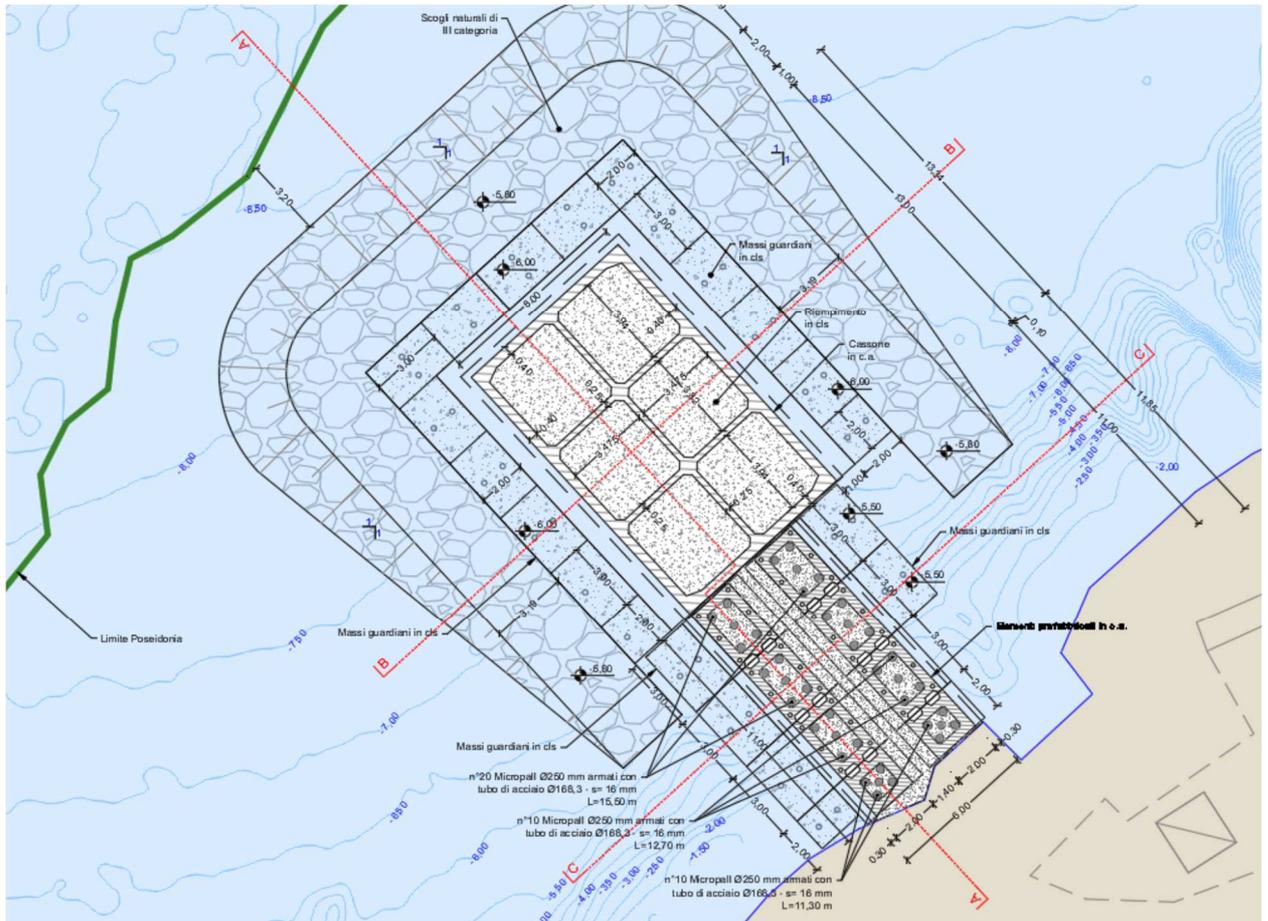


Figura 6 - Planimetria costruttiva

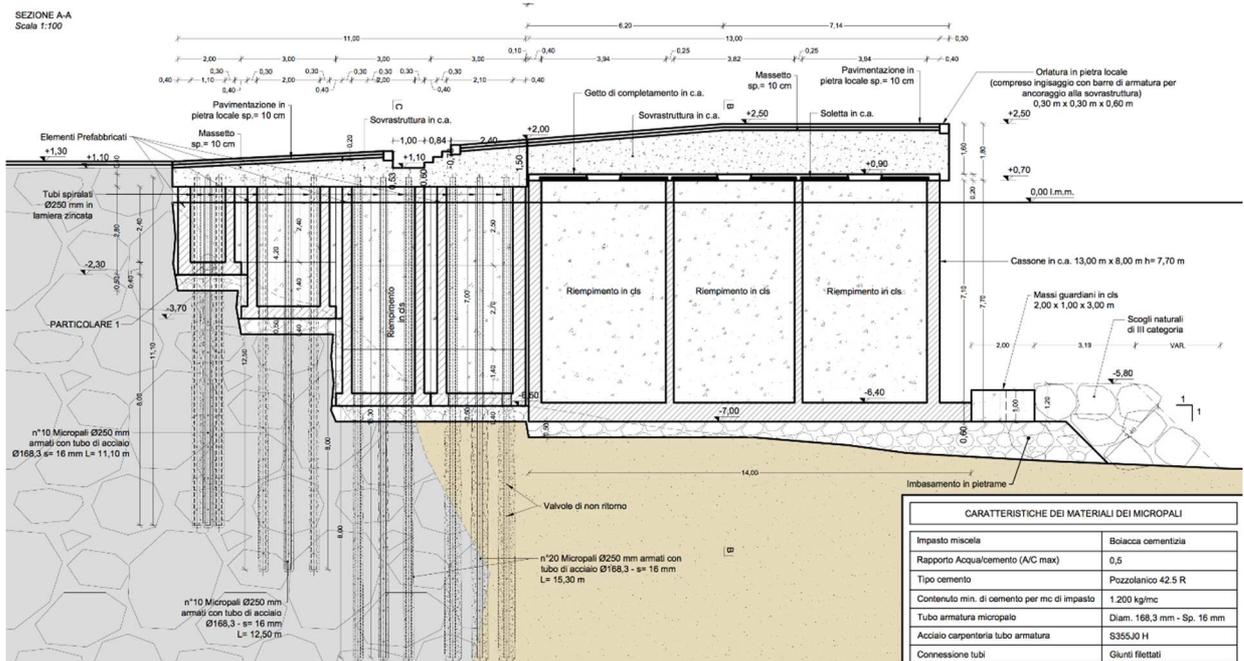


Figura 7 - Sezione longitudinale

**Primo tratto**

Il primo tratto è costituito da n°4 coppie di pile di elementi prefabbricati cavi, imbasate a -2,30 m, -3,70 - 6,50 m s.l.m., su uno scanno in pietrame gradonato dello spessore di 0,50 cm. Gli elementi prefabbricati delle pile hanno spessori di membrature pari a 0,40 m e presentano dei fori nelle pareti per l'inserimento di barre di allineamento e solidarizzazione.

Ogni pila viene quindi realizzata mediante la sovrapposizione verticale di 4 elementi solidarizzati tra loro tramite armatura tubolare di cucitura verticale, inghisata con malta premiscelata tissotropica a ritiro controllato. I fori per l'inserimento delle armature di cucitura sono predisposti prima del getto degli elementi prefabbricati utilizzando dei tubi spirodali in acciaio zincato  $\Phi$  150 mm e sp. 0,6 mm. Le armature tubolari presentano diametro pari a 88,9 mm e spessore pari a 6,3 mm.

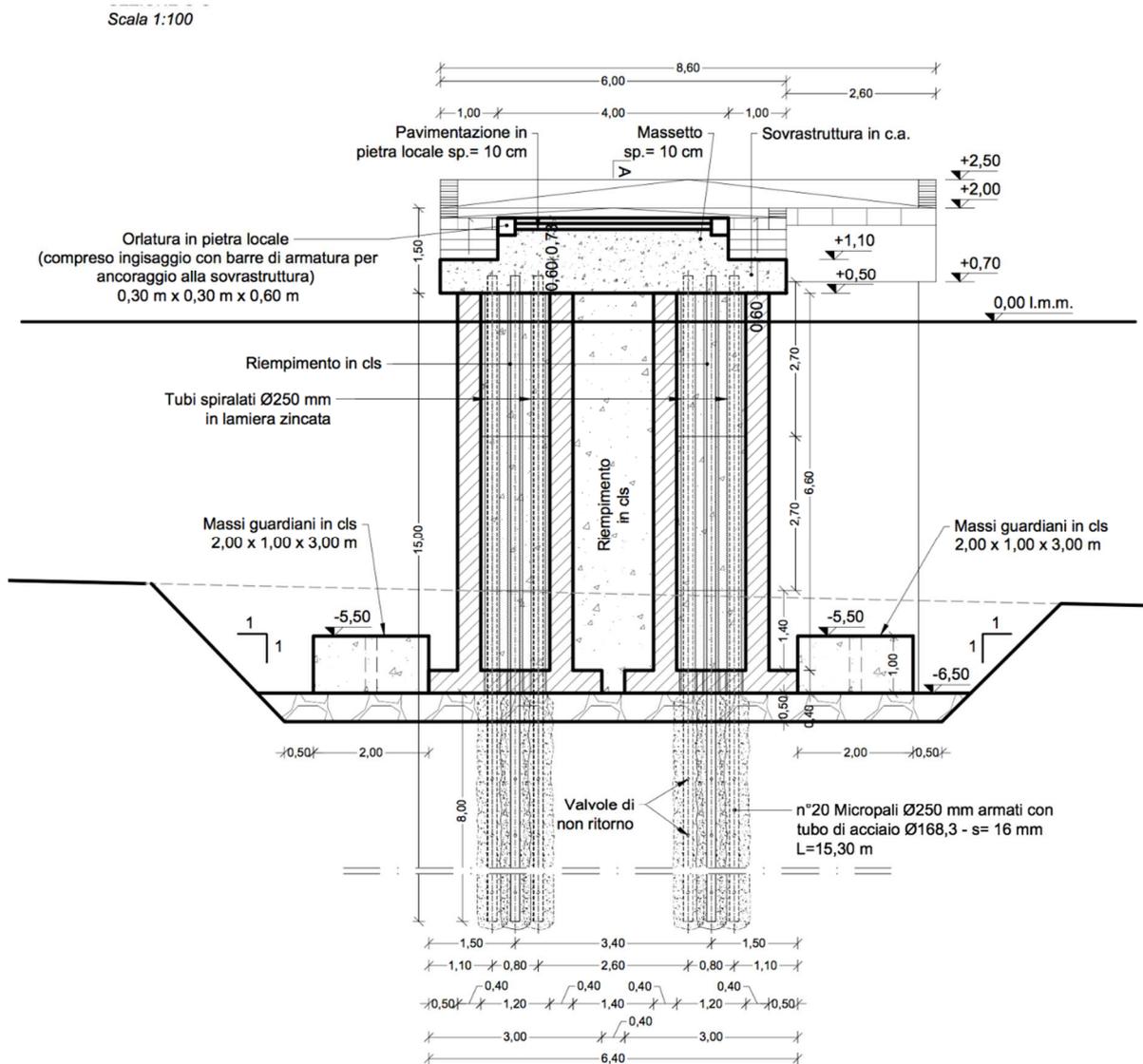


Figura 8 – Sezione trasversale C-C

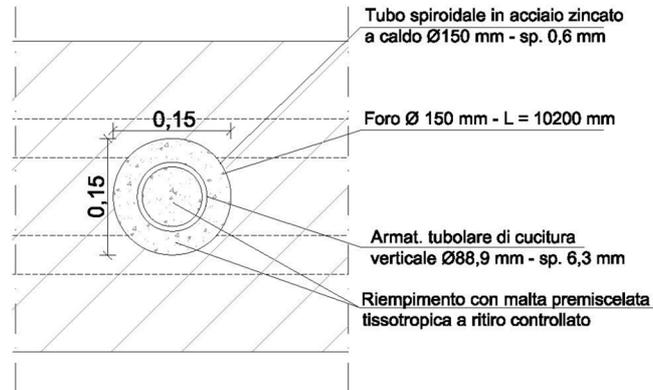


Figura 9 – Particolare armature cucitura

La solidarizzazione tra le pile avviene mediante un sistema di chiavi con getto di c.a. in opera.

L'elemento prefabbricato di base presenta due mensole di 0,40 m e n°4 fori F300 sul solettone di fondazione, quale predisposizione per la realizzazione di micropali di fondazione. I micropali saranno realizzati successivamente al getto in opera in cls all'interno delle cavità degli elementi prefabbricati, all'interno di tubi spiralati  $\varnothing 250$  in lamiera zincata, preventivamente posizionati prima del getto del cls.

### Secondo tratto

Le dimensioni in pianta del cassone sono 8,00x13,00 m. L'altezza del fusto è pari a 7,10 m. La quota di posa è di -7,00 m s.l.m.m.. Il cassone emerge di 0,70 m rispetto al l.m.m.. Al di sopra di questo si sviluppa il solaio di copertura, necessario per la navigabilità del cassone, costituito da predalle prefabbricate e getto di completamento, di spessore pari a 0,20 m, e la sovrastruttura in c.a.. La quota banchina sul ciglio è pari a +2,50 m s.l.m..

Il solettone di base ha spessore pari a 0,60 m e presenta mensole di 1,00 m su entrambi i lati lunghi e sul lato corto di testa, pertanto le dimensioni in pianta della fondazione sono 10,00x14,00 m. Le pareti esterne hanno spessore pari a 0,40 m.

Le celle sono n°6, disposte su n°2 file di celle longitudinali, e n°3 file trasversali.

I setti interni, longitudinali e trasversali, hanno spessore di 0,25 m.

Il riempimento delle celle è previsto in calcestruzzo gettato in opera, per l'intera altezza.

Il cassone viene imbasato su uno scanno in pietrame. Al piede sono previsti massi guardiani in cls di dimensioni 2,00x1,00x3,00 m, con fori di sfiato  $\varnothing 200$ . L'imbasamento è protetto da massi naturali da 3-7 t.

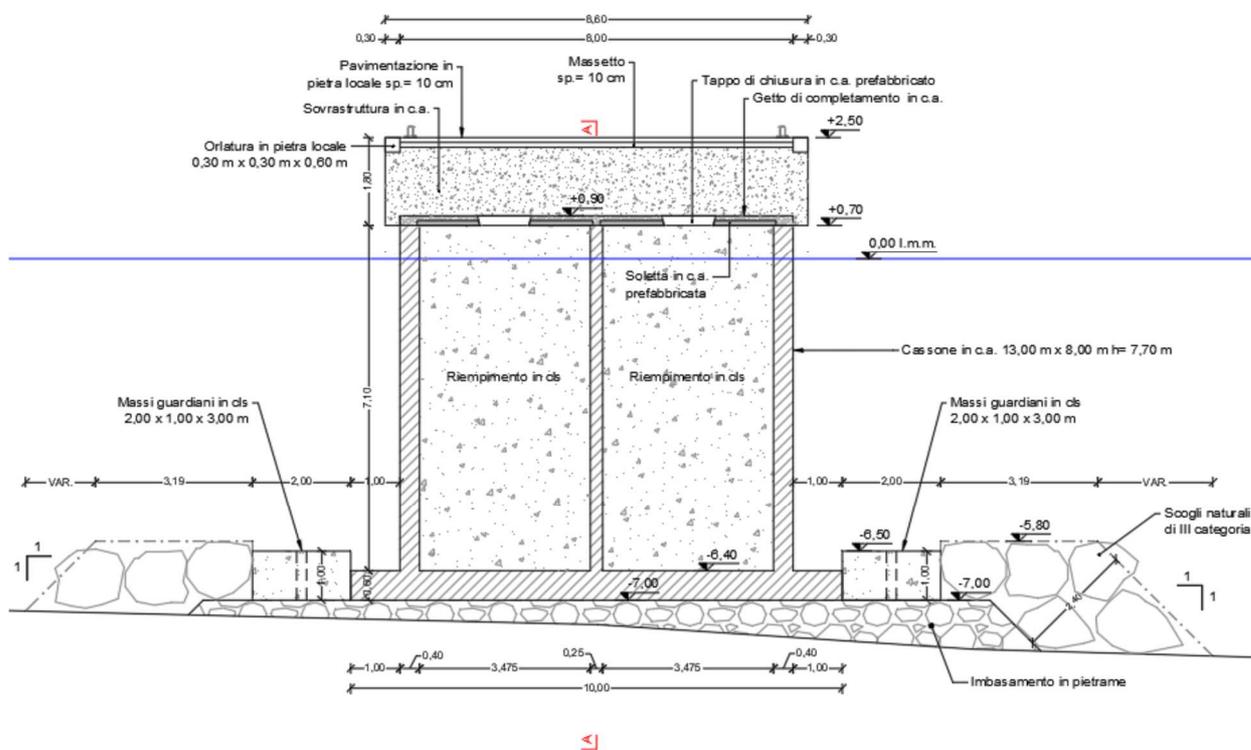


Figura 10 –Sezione trasversale B-B

#### 4 NORMATIVE E ISTRUZIONI TECNICHE DI RIFERIMENTO

##### Normativa italiana sulle costruzioni, linee guida e istruzioni

- o Legge 05/11/71 n. 1086 “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica”;
- o Legge 02/02/74 n. 64 “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”;
- o D.M. 17/01/2018 “Norme tecniche per le costruzioni”;
- o Circolare n°7 del 21/01/2019 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018”;
- o Servizio Tecnico Centrale presso la Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Settembre 2017 “Linee guida per la messa in opera del calcestruzzo strutturale”;
- o Ministero dei Lavori Pubblici Consiglio Superiore – CNR (1996) Gruppo Nazionale Difesa Catastrofi Idrogeologiche “Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime”.

### **Norme straniere e istruzioni tecniche sulle costruzioni marittime**

- o BS 6349-1:2000 "Maritime structures – Part 1: Code of practice for general criteria". British Standards Institution, London;
- o BS 6349-7:1991 "Maritime structures – Part 7: Guide to the design and construction of breakwaters". British Standards Institution, London;
- o C.S.LL.PP., CNR-GNDICI (1996) "Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime". Pubbl. GNDICI n.1450;
- o ROM 0.2-90 "Actions in the design of maritime and harbour works". Maritime Works Recommendations, Puertos del Estado, Madrid;

### **Bibliografia di riferimento**

- o CIRIA, CUR, CETMEF (2007) "The Rock Manual. The use of rock in hydraulic engineering (2nd edition)". C683, CIRIA, London;
- o Associazione Geotecnica Italiana - "Aspetti geotecnici della progettazione in zona sismica" Linee guida – Edizione provvisoria marzo 2005;
- o EAU 2004 - "Recommendations of the Committee for Waterfront Structures Harbour and Waterways";
- o PIANC (2001) - "Seismic Design Guidelines For Port Structures" Working Group n°34 of the Maritime Navigation Commission, International Navigation Association, Balkema, Lisse 2001;
- o OCDI - Technical standards for port and harbour facilities in Japan" - OCDI 2002;
- o Probabilistic design tools for vertical breakwaters – Maarten de Groot – 2001. Dissipative Monolithic Breakwaters – Some Aspects of Hydrodynamics – Canel M. (1995);
- o Wave Forces on solid and perforated caisson breakwaters: Comparison of field and laboratory measurements– L. Franco, M. De Gerloni, G. Passoni, D. Zacconi – ICCE 1998
- o Non-breaking wave overtopping of caisson breakwaters: new prediction formulae based on 2-D and 3-D model tests– C. Franco, L. Franco – EXCERPTA 1998
- o Field measurements of loads acting on smooth and perforated vertical walls – P. De Girolamo, A. Noli, D. Spina – Advances in coastal structures and breakwaters – Edited by J.E. Clifford.

## 5 MATERIALI

### 5.1 Calcestruzzo strutturale e non strutturale

Per il calcestruzzo dei cassoni e della sovrastruttura sono stati assunti i seguenti pesi per unità di volume:

- Peso per unità di volume asciutto:  $\gamma_{c.a.} = 25,00 \text{ kN/m}^3$
- Peso per unità di volume acqua di mare:  $\gamma_w = 10,10 \text{ kN/m}^3$
- Peso per unità di volume immerso:  $\gamma'_{c.a.} = 14,90 \text{ kN/m}^3$

Per il calcestruzzo utilizzato per il riempimento delle celle sono stati assunti i seguenti pesi per unità di volume:

- Peso per unità di volume asciutto:  $\gamma_c = 24,00 \text{ kN/m}^3$
- Peso per unità di volume immerso:  $\gamma'_c = 13,90 \text{ kN/m}^3$

### 5.2 Scanno d'imbasamento

Le caratteristiche geo-meccaniche del pietrame impiegato per lo scanno d'imbasamento dei cassoni sono le seguenti:

- Peso per unità di volume asciutto:  $\gamma_d = 17,50 \text{ kN/m}^3$
- Peso per unità di volume saturo:  $\gamma_{\text{sat}} = 20,50 \text{ kN/m}^3$
- Peso per unità di volume immerso:  $\gamma' = 10,40 \text{ kN/m}^3$
- Angolo di resistenza a taglio:  $\varphi' = 38^\circ$
- Coesione intercetta:  $c' = 0,00 \text{ kN/m}^2$

## 6 AZIONI AGENTI SULLE OPERE IN PROGETTO

### 6.1 Carico di banchina

Il sovraccarico di banchina di progetto è pari a 20 kN/m<sup>2</sup>.

### 6.2 Moto ondoso

Nello Studio Idraulico Marittimo è stato determinato il clima ondoso al largo e sottocosta nel paraggio oggetto d'intervento, alla profondità di -8,50 m s.l.m.m. (v. elaborato 2017E037INV-02-D-OM-RT0001 e 2017E037INV-02-D-OM-RT0002).

T (anni)	ONDE DI PROGETTO AL LARGO				ONDE DI PROGETTO SOTTOCOSTA (punto A, -8.5 m)					
	Dir (°N)	H <sub>s</sub> (m)	T <sub>m</sub> (s)	T <sub>p</sub> (s)	Δα (°)	Dir (°N)	H <sub>s</sub> (m)	T <sub>m</sub> (s)	T <sub>p</sub> (s)	ΔH <sub>s</sub> (%)
10	240	5.27	8.67	11.56	11.08	251.08	2.21	6.89	11.56	0.58
25	240	5.66	8.86	11.63	11.09	251.09	2.36	6.95	11.63	0.58
50	240	5.95	9.00	11.69	11.11	251.11	2.48	7.00	11.69	0.58
100	240	6.25	9.13	11.74	11.12	251.12	2.59	7.06	11.74	0.59
150	240	6.42	9.21	11.77	11.13	251.13	2.66	7.09	11.77	0.59
200	240	6.54	9.26	11.79	11.14	251.14	2.71	7.12	11.79	0.59

Tabella 13: Eventi estremi direzionali di moto ondoso sottocosta con T = 10, 25, 50 e 100 anni (-8.5 m)  
(punto di coordinate nel dominio di calcolo: x = 2820 m, y = 200 m)

Per la determinazione dell'azione caratteristica del moto ondoso si è fatto riferimento alle Istruzioni tecniche per la progettazione delle dighe marittime", emanate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici nel 1996.

In dettaglio, il progettista deve valutare la mansione strategica dell'opera, nel senso che, una eventuale interruzione della funzione per la quale l'opera è stata progettata non provochi una condizione di emergenza. Pertanto, in relazione alla tipologia di opera da realizzare è necessario stabilire la vita utile, arco temporale entro il quale la costruzione deve poter garantire le caratteristiche funzionali e di efficienza per la quale è stata progettata, ed il conseguente tempo di ritorno dell'evento di progetto.

Per ogni opera marittima viene individuata la vita utile in relazione al progetto in cui è inserita e tenendo conto delle caratteristiche funzionali dell'opera.

Per tale motivo si procede alla valutazione del livello di rischio, ossia delle probabilità di danneggiamento ammissibile, facendo ricorso ai valori riportati nella seguente tabella.

Tipo dell'opera	Livello di sicurezza richiesto		
	1	2	3
	Vita in anni		
Infrastrutture di uso generale	25	50	100
Infrastrutture ad uso specifico	15	25	50

*Tabella 1 – Vita utile per opere o strutture di carattere definitivo Tv*

Il livello di sicurezza 1 si riferisce ad opere di interesse locale ed ausiliario, comportanti un rischio minimo di perdita di vita umane o, in caso di danneggiamento, solo danni ambientali di non rilevante misura (difese costiere, opere in porti minori di trascurabile rilevanza, scarichi a mare, etc.). Il livello di sicurezza 2 fa riferimento ad opere di interesse generale che comportano un moderato rischio di perdita di vita umane o, ancora, di conseguenze ambientali, di un certo rilievo, in caso di danneggiamento (opere di grandi porti, scarichi a mare di grandi città, etc.). Il livello di sicurezza 3, infine, si riferisce ad opere destinate alla protezione da fenomeni di inondazione, il cui collasso comporterebbe un elevato rischio di perdite di vite umane o di danno ambientale consistente (difese di centri urbani o industriali, etc.).

Per infrastrutture di uso generale si intendono opere di difesa di complessi civili e/o industriali che non siano destinati ad uno specifico scopo per i quali non è facilmente identificabile il termine della vita utile; per infrastrutture ad uso specifico si intendono, viceversa, le opere di difesa di singole installazioni, di porti industriali, di depositi o piattaforme di carico e scarico, di piattaforme petrolifere, etc..

Analogamente le probabilità di danneggiamento ammissibili si ricavano dalla tabella seguente anch'esse tratte dalle già citate istruzioni tecniche.

	Ripercussione economica	Rischio per la vita umana	
		Limitato	Elevato
Danneggiamento incipiente	Bassa	0.50	0.30
	Media	0.30	0.20
	Alta	0.25	0.15
Distruzione totale	Bassa	0.20	0.15
	Media	0.15	0.10
	Alta	0.10	0.05

Tabella 2 – Massima probabilità di danneggiamento ammissibile nel periodo di vita utile dell'opera, E

Si assumono le probabilità, E, corrispondenti al danneggiamento incipiente od alla distruzione totale in relazione alle modifiche subite dall'opera in caso di danneggiamento, nonché alle difficoltà di riparare il danno. Per strutture rigide, come le dighe a parete verticale, per le quali, com'è noto, la riparazione del danno si presenta oltremodo complessa, si assume la probabilità corrispondente alla configurazione di distruzione totale. Per strutture a gettata, per le quali è ipotizzabile un intervento di manutenzione straordinaria, si assume la probabilità corrispondente al danneggiamento incipiente, al di sopra del quale il danno è apprezzabile e risulta necessario intervenire con lavori usualmente riconducibili a interventi di rifiorimento; al rischio limitato per la vita umana si riconducono i casi nei quali a seguito del danneggiamento, non è temuta alcuna perdita di vite umane.

Per ripercussione economica bassa, media ed alta si intendono rispettivamente casi in cui il rapporto fra i costi diretti del danneggiamento, sommati a quelli indiretti dovuti alla perdita di funzionalità di opere protette ed al costo totale per la realizzazione dell'opera è minore di 5, è compreso fra 5 e 20 o è maggiore di 20.

La combinazione della vita utile dell'opera  $T_v$  e della probabilità di accadimento determina il tempo di ritorno  $T_R$  dell'evento di progetto mediante la seguente espressione:

$$T_R = \frac{T_v}{[-\ln(1 - E)]}$$

Nella fattispecie, in considerazione che trattasi di un approdo di una piccola isola disabitata e quindi con un livello di sicurezza richiesto molto basso, ai soli fini della determinazione dell'evento caratteristico, è stato assunto un valore di  $T_v$  pari a 15 anni. Considerando poi una ripercussione economica per danno molto basso pari a 0,45, corrispondente ad un rischio per la vita umana molto limitato è stato assunto un valore di  $E$  pari a 0,45. Pertanto si ha un tempo di ritorno dell'evento di progetto pari a 25 anni.

L'azione del moto ondoso sulla struttura è quindi valutata considerando eventi con tempo di ritorno di 25 anni per gli stati limiti ultimi ordinari (azione caratteristica), e di 100 anni per quelli "eccezionali" (azione eccezionale), come riportato in *Tabella 3*.

GRANDEZZA	U.M.	AZIONE CARATTERISTICA ( $T_r=25$ anni)	AZIONE ECCEZIONALE ( $T_r=100$ anni)
Altezza d'onda significativa	[m]	2,36	2,59
Periodo di Picco	[s]	11,63	11,74
Tempo di Ritorno	[anni]	25	100

*Tabella 3 – Onde di Progetto (Caratteristica)*

Il livello idrico di riferimento è stato considerato corrispondente al livello medio mare (l.m.m.).

Di seguito vengono illustrate le trattazioni analitiche adottate per il calcolo delle azioni del moto ondoso in fase di cresta e in fase di cavo per il tratto di diga a parete verticale.

### 6.2.1 Spinta indotta dal moto ondoso in fase di cresta

La spinta indotta dal moto ondoso in fase di cresta è costituita da una componente orizzontale  $E_O$  e da una componente verticale  $E_{SS}$  (sottospinta). Le forze  $E_O$  e  $E_{SS}$  sono state determinate integrando lungo il paramento verticale le pressioni calcolate con la teoria di Goda riportata nelle "Istruzioni Tecniche per la Progettazione delle Dighe Marittime del CSLPP".

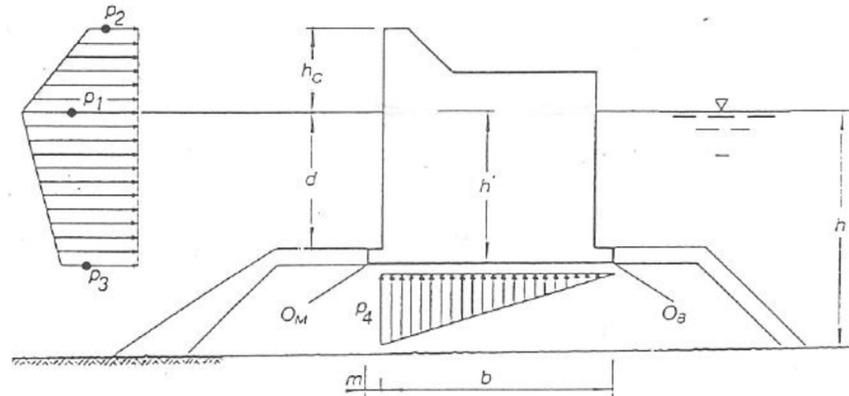


Figura 11 - Grafico delle pressioni indotte dal moto ondoso in fase di cresta secondo la teoria di Goda

Le equazioni delle pressioni secondo la teoria di Goda vengono di seguito riportate:

$$\eta^* = 0.75(1 + \cos \beta)H \text{ (quota massima risalita)}$$

$$p_1 = 0.5(1 + \cos \beta)(\alpha_1 + \alpha_2 \cos^2 \beta)\gamma H$$

$$p_3 = \alpha_3 p_1$$

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

$$p_4 = 0.5(1 + \cos \beta)\alpha_1 \alpha_3 \gamma H$$

$$\alpha_1 = 0.6 + 0.5 \left( \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right)^2$$

$$\alpha_2 = \min \left\{ \frac{h_b - d}{3h_b} \left( \frac{H}{d} \right)^2; \frac{2d}{H} \right\}$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left( 1 - \frac{1}{\cosh kh} \right)$$

$$H = \min(1.8H_s; H_f)$$

$$H_f = 0.18 \frac{gT^2}{2\pi} \left\{ 1 - \exp \left[ \frac{3\pi^2 h_b}{gT^2} \left( 1 + 15(\tan \vartheta')^{4/3} \right) \right] \right\}$$

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

dove:

- $\beta$  è l'angolo di incidenza delle onde rispetto alla normale alla parete;
- $L$  lunghezza d'onda alla profondità  $h_b$ ;
- $h_b$  è la profondità del fondale marino ad una distanza pari a  $5H$ ;

- $\vartheta'$  è l'angolo formato dal piano del fondale con l'orizzontale.

### 6.2.2 Spinta indotta dal moto ondoso in fase di cavo

La spinta indotta dal moto ondoso in fase di cavo è costituita da una componente orizzontale  $E_O$  e da una componente verticale  $E_{SS}$ . Le forze  $E_O$  e  $E_{SS}$  sono state determinate integrando lungo il paramento verticale le pressioni calcolate con la teoria di Sainflou riportata nelle "Istruzioni Tecniche per la Progettazione delle Dighe Marittime del CSLP".

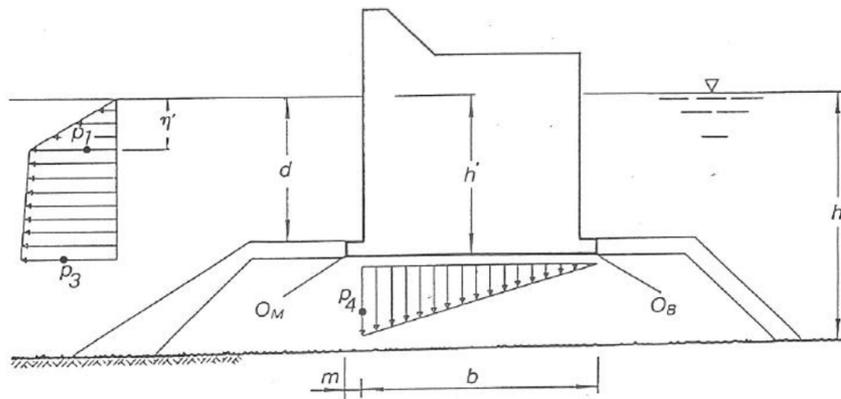


Figura 12 - Grafico delle pressioni indotte dal moto ondoso in fase di cavo secondo la teoria di Sainflou

Le equazioni delle pressioni secondo la teoria di Sainflou vengono di seguito riportate:

$$p_1 = \gamma \eta'$$

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

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

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

dove:

- $H = H1/100 = 1,67 H_s$  altezza d'onda;

- $p_1$  = pressione a quota  $h'$ ;
- $p_3$  = pressione alla base del cassone;
- $p_4$  = sovrappressione sul solettone;
- $h'$  = profondità al piede;
- $\gamma$  = densità dell'acqua marina;
- $L$  = lunghezza d'onda.

### 6.2.3 Considerazioni sui carichi idrodinamici sul Cassone di testa

Per quanto riguarda il cassone di testa, si ritiene necessario fare alcune considerazioni sui carichi idrodinamici, in quanto presentano differenze significative rispetto ai cassoni di tronco.

In tronco-struttura infatti si considerano all'esterno (lato mare) i livelli di affioramento massimo e minimo dell'onda, mentre all'interno (lato porto) si assume, data la modesta entità dell'agitazione residua, un livello costante pari a quello di riposo.

In testata, invece, l'esperienza mostra che l'agitazione ondosa sul paramento esterno presenta escursioni maggiori di quelle che si verificano in tronco-struttura. Sul paramento interno poi sono presenti le fluttuazioni di livello dell'onda diffratta, di ampiezza decrescente via via che ci si allontana dall'estremità dell'opera.

Pertanto la valutazione dei carichi idrodinamici sul cassone di testata deve essere differente rispetto ai cassoni di tronco. Per tale ragione, ad esempio, l'andamento delle sottopressioni sul solettone del cassone di testata non è più di tipo triangolare.

Nel caso in specie, tenuto conto dell'esposizione della testa del molo è stata considerata una sottospinta con diagramma delle pressioni a forma di trapezio rettangolo, piuttosto che triangolare, con valore max pari al valore  $p_4$  e valore minimo pari a  $0,1 p_4$ .

### 6.1 Tiro alla bitta

La bitta ha un tiro di progetto pari a 100 kN. Sul ciascun lato (lungo) sono installate n°4 bitte, per un totale di 400 kN.

### 6.2 Urti e forze di accosto trasmesse attraverso il parabordo

Sono stati considerati due casi:

- azione eccezionale dovuta all'impatto causato da imbarcazioni fuori controllo,
- azione variabile dovuta alle operazioni di accosto delle imbarcazioni.

Considerate le ridotte dimensioni delle imbarcazioni che interesseranno il molo, entrambe le azioni sono state trascurate perché trascurabili rispetto all'azione del moto ondoso.

### 6.3 Sisma

Il calcolo dei coefficienti sismici orizzontale e verticale ( $k_h$  e  $k_v$ ) è stato condotto secondo quanto riportato dal D.M. 17 Gennaio 2018 "Norme Tecniche per le Costruzioni".

In particolare i cassoni sono stati verificati allo stato limite ultimo di salvaguardia della vita (SLV) a cui è associata una probabilità di superamento PVR pari al 10%, considerando una Vita Nominale dell'opera pari a 50 anni ed una Classe d'Uso III, e quindi una Vita di riferimento  $V_R$  pari a 75 anni. I valori dell'accelerazione sismica  $a_g$  e dello spettro  $F_0$  sono riportati nella *Tabella 4*.

Stato Limite	$T_r$ [anni]	$a_g$ [g]	$F_0$	$T_c^*$ [s]
Operatività (SLO)	45	0.029	2.610	0.268
Danno (SLD)	75	0.035	2.616	0.301
Salvaguardia vita (SLV)	712	0.066	3.004	0.499
Prevenzione collasso (SLC)	1462	0.077	3.155	0.537
Periodo di riferimento per l'azione sismica:	75			

*Tabella 4 - Parametri sismici su sito di riferimento rigido orizzontale associati a ciascun Stato Limite*

Nella *Tabella 5* è riportata la descrizione delle categorie del sottosuolo previste dal D.M. 17 Gennaio 2018.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa medianamente addensati o terreni a grana fina medianamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Tabella 5 - *Categorie di sottosuolo previste dal D.M. 17 Gennaio 2018*

Sulla base dei risultati della campagna di indagini eseguita, viene assunta la *Categoria di Sottosuolo C*. Applicando le espressioni riportate nella *Tabella 6*, è possibile calcolare il Coefficiente di Amplificazione Stratigrafica  $S_s$ .

Tab. 3.2.IV – *Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$*

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_c^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_c^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_c^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_o \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_c^*)^{-0,40}$

Tabella 6 - *Coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s$  previste dal D.M. 17 Gennaio 2018*

Come è possibile osservare in Tabella 7 ed in Tabella 8, alle condizioni topografiche del sito (inclinazione media  $i < 15^\circ$ ) corrisponde la categoria T1, per la quale è previsto un coefficiente di amplificazione  $S_T$  pari a 1,0.

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

Tabella 7 - *Categorie topografiche previste dal D.M. 17 Gennaio 2018*

Tab. 3.2.V – *Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$*

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a $30^\circ$	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di $30^\circ$	1,4

Tabella 8 - *Valori del coefficiente di amplificazione topografica - D.M. 17 Gennaio 2018*

Il valore dell'accelerazione massima orizzontale attesa al sito è esplicitabile mediante la seguente espressione:

$$a_{\max} = S_s \times S_T \times a_g$$

dove:

- $S_s$  = coefficiente di amplificazione stratigrafica;
- $S_T$  = coefficiente di amplificazione topografica.

Pertanto, i valori dei coefficienti sismici orizzontale e verticale sono dati dalle seguenti espressioni:

$$k_h = \beta_m \frac{a_{\max}}{g}$$

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

dove:

- $\beta_m = 0,38$  è il coefficiente di riduzione dell'accelerazione massima attesa al sito.

Nella tabella seguente vengono riportati i parametri sismici di SLV previsti dal D.M: 17/01/2018 per i cassoni in oggetto.

Vita Nominale	$V_N$	anni	50
Coefficiente Classe d'Uso	$C_U$	-	1,5
Periodo di Riferimento Sisma	$V_R$	anni	75
Tempo di Ritorno	$T_R$	anni	712
Accelerazione sismica al bed rock	$a_g$	[g]	0,066
Parametro Spettro	$F_0$	-	3,004
Categoria Sottosuolo		-	C
Coeff. di Amplificazione Stratigrafica	$S_S$	[-]	1,50
Coeff. di Amplificazione Topografica	$S_T$	[-]	1,00
Accelerazione orizzontale max	$a_{max}$	[g]	0,099
Riduzione accelerazione max	$\beta_m$	[-]	0,38
Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	[-]	0,038
Coefficiente sismico verticale	$k_v$	[-]	0,019

Tabella 9 - Parametri del D.M. del 17/01/2018 relativo al cassone

### 6.3.1 Spinta idrodinamica indotta dal sisma

Sulle pareti esterne del cassone insiste la seguente pressione dell'acqua dovuta ad effetti idrodinamici indotti dal sisma (Westergaard 1931):

$$q(z) = \pm \frac{7}{8} k_h \cdot \gamma_w \cdot \sqrt{h \cdot z}$$

dove:

- $k_h$  è il coefficiente di spinta sismica orizzontale previsto dal D.M.17/01/18;
- $\gamma_w$  è il peso specifico dell'acqua marina;
- $h$  è il tirante idrico;
- $z$  è la coordinata verticale diretta verso il basso, con origine sul l.m.m. .

Pertanto, integrando l'espressione precedente lungo la verticale, la spinta idrodinamica  $E_{WD}$  dell'acqua ed il relativo momento sono esplicitabili mediante le seguenti relazioni:

$$E_{WD} = \frac{7}{12} \times k_h \times \gamma_w \times H_s^2$$

$$M_{E_{WD}} = \frac{7}{12} \times k_h \times \gamma_w \times H_s^2 \times \frac{3}{5} H_s$$

dove:

- $H_F$  è l'altezza del tirante idrico (al di sotto del livello marino).

### 6.3.2 Forze di massa indotte dal sisma

Nella fase sismica, oltre alle forze considerate, la normativa prevede che alle masse del cassone vengano applicate una forza orizzontale ed una verticale (orientata verso l'alto o verso il basso) date dalle seguenti relazioni:

- forza orizzontale:  $F_H = k_h \times W$
- forza verticale:  $F_V = \pm k_v \times W$

dove:

- $W$  è il peso del singolo elemento della struttura;

$k_h$  e  $k_v$  coefficienti sismici orizzontale e verticale previsti dal D.M. 17/01/2018

## 7 VERIFICHE DEL CASSONE

Le verifiche eseguite hanno riguardato:

- verifiche di stabilità del cassone in fase di galleggiamento e affondamento;
- verifiche di stabilità al ribaltamento e alla traslazione sul piano di posa;
- verifiche a schiacciamento dell'imbasamento;
- verifiche a carico limite del sistema terreno-fondazione.

### 7.1 Verifiche di stabilità in fase di galleggiamento

In fase di galleggiamento e affondamento un cassone è soggetto alle seguenti azioni:

- Peso complessivo della zattera di fondazione, del fusto e della zavorra stabilizzatrice;
- Spinta di galleggiamento.

La stabilità del cassone risulta soddisfatta in due casi:

- qualora il centro di carena C (baricentro del volume immerso) si venga a trovare al di sopra del baricentro G del cassone;
- qualora, trovandosi il baricentro al di sopra del centro di carena, sia verificata la seguente relazione:  $CM - CG > 0$

dove:

- CM è l'altezza metacentrica del cassone;
- CG è la distanza tra baricentro e centro di carena.

Circa l'entità di  $CM - CG$ , ci si accontenta generalmente di valori dell'ordine di 20 – 40 cm.

Dal punto di vista analitico, l'altezza metacentrica CM si ricava dalla seguente relazione:

$$CM = \frac{J}{V} \quad \text{in assenza dello zavorramento con acqua marina;}$$

$$CM = \frac{J - S^2}{V} \quad \text{con lo zavorramento con acqua marina;}$$

dove:

- J = momento d'inerzia baricentrico minimo della sezione di galleggiamento;
- $\sum j$  = somma dei momenti d'inerzia dei singoli specchi liquidi rispetto ai relativi assi baricentrici;
- V = volume della parte immersa.

Nel calcolo di  $\Sigma j$  si tiene solitamente conto dei casi in cui le celle del cassone non siano tutte indipendenti ma collegate idraulicamente tra di esse in gruppi di celle. Nel caso in specie le celle sono state considerate tutte indipendenti.

Nella tabella seguente si riportano i risultati delle verifiche a galleggiamento.

Si assume una zavorra solida in calcestruzzo sulle n°2 celle sul lato corto opposte al lato corto di testa, per controbilanciare la mensola sul lato corto di testa.

ALTEZZA ZAVORRA SOLIDA GALLEGGIAM. (n°2 celle su lato corto opposto alla testata) [m]	IMMERSIONE [m]	FRANCO BORDO [m]	ALTEZZA METACENTRICA [m]
0,23	6,41	1,49	0,68

*Tabella 10 – Verifica a galleggiamento: risultati*

*Nella tabella successiva si riportano i dettagli sui calcoli di verifica.*

**CARATTERISTICHE E DATI DI CALCOLO - CASSONE AL VARO CON SOLETTE**

**Calcolo dell'altezza di zavorra e dell'immersione del cassone in fase di galleggiamento**

DATI DI CALCOLO DEL CASSONE			
Peso proprio del c.a. del cassone	$\gamma_{c.a.}$	25,00	kN/m <sup>3</sup>
Peso zavorra	$\gamma_{zav}$	24,00	kN/m <sup>3</sup>
Peso proprio acqua di mare	$\gamma_w$	10,10	kN/m <sup>3</sup>
DATI GEOMETRICI DEL CASSONE			
Altezza solettone	$H_{sol}$	0,60	m
Lunghezza solettone (compresa la mensola di testa)	L	14,00	m
Larghezza solettone (comprese le mensole)	B	10,00	m
Larghezza mensola	$L_{mensola}$	1,00	m
Area planimetria solettone comprese mensole	$A_{sol}$	140,00	m <sup>2</sup>
Altezza fusto	$H_{fusto}$	7,10	m
Altezza cassone (compreso solettone di fondazione)	$H_{cass}$	7,70	m
v.v.p.p. fusto al metro (area sezione di galleggiamento compreso celle)	$A_{fusto}$	104,00	m <sup>3</sup> /m
Volume cls fusto al metro al netto delle celle (da sez. orizz.)	$A_{fusto, netto}$	23,61	m <sup>3</sup> /m
Volume celle al metro (da sez. orizz.)	$A_{celle unit}$	80,39	m <sup>3</sup> /m
Spessore solette di copertura	$S_{solette}$	0,20	m
Volume solette di copertura	$V_{solette}$	20,80	m <sup>3</sup>
Volume del solettone interno alla sezione di galleggiamento (escluso mensola)	$V_{sol, int}$	62,40	m <sup>3</sup>
Volume mensola	$V_{mens}$	21,60	m <sup>3</sup>
Volume netto celle	$V_{celle}$	570,77	m <sup>3</sup>
Volume vuoto per pieno	$V_{tot}$	822,40	m <sup>3</sup> vpp
Volume calcestruzzo cassone senza solette	$V_{c.a. cass}$	251,63	m <sup>3</sup>
Volume c.a. /Volume vuoto per pieno	$V_{c.a. cass}/V_{tot}$	0,31	-
Volume calcestruzzo cassone con solette	$V_{c.a. cass+solette}$	272,43	m <sup>3</sup>
Quota del baricentro del cassone vuoto rispetto al fondo del solettone	$Y_{G, cass}$	2,86	m
	$Y_{G, cass+solette}$	3,24	m
IMMERSIONE DEL CASSONE ZAVORRATO E CENTRO DI CARENA			
Peso zavorra	$W_{zav}$	144,00	kN
N° celle con zavorra	n° celle	2,00	-
Area media celle con zavorra	$A_{cella}$	13,21	m <sup>2</sup>
Altezza baricentro zavorra da quota posa solettone	$Y_{Gzav}$	0,71	m
Peso del cassone + solette + zavorra	$W_{cass, tot}$	6 954,78	kN
Quota del baricentro del cassone zavorrato rispetto al fondo del solettone	$Y_G$	3,19	m
Immersione in fase di galleggiamento	i	6,41	m
Franco Bordo	$f_b$	1,49	m
Volume parte del cassone immersa	$V_{imm}$	688,59	m <sup>3</sup>
Quota centro di carena	$Y_C$	3,12	m
Inerzia minima	$I_{min}$	516,55	m <sup>4</sup>
Raggio Metacentrico (CM=I/V)	CM	0,75	m
Quota Metacentro $y_M=(Y_C+MC)$	$y_M=Y_C+CM$	3,87	m
Altezza metacentrica	MG	0,68	m
Verifica che $y_M > y_G$		Verifica	-

Tabella 11 – Verifica di stabilità al galleggiamento: dettagli dei calcoli

## 7.2 Verifiche di stabilità al ribaltamento e alla traslazione

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 geotecnico.

L'effetto delle azioni e della resistenza possono essere espressi in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , dei parametri di progetto  $X_k/\gamma_M$  e della geometria di progetto  $a_d$ , mentre nella formulazione della resistenza compare un coefficiente  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza del sistema:

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

I valori delle azioni di progetto possono essere esplicitati mediante le seguenti combinazioni:

Combinazione SLU:  $\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \Psi_{02} Q_{k2} + \dots$

Combinazione Sismica SLV:  $E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \dots$

dove:

- $G_1$  sono i carichi permanenti strutturali;
- $G_2$  sono i carichi permanenti non strutturali;
- $E$  azione sismica;
- $Q_{k1}$  azione variabile dominante;
- $Q_{kj}$  azioni variabili restanti;
- $\gamma_{Q1}$  coefficiente parziale delle azioni variabili;
- $\gamma_{G1}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti strutturali;
- $\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali;
- $\Psi_{0j}, \Psi_{2j}$  coefficienti di combinazione delle azioni.

Per quanto riguarda le verifiche alla traslazione e al ribaltamento, la condizione  $E_d \leq R_d$  è stata verificata secondo l'Approccio 2:

(A1+M1+R3)

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle seguenti tabelle.

Si precisa la diga a parete verticale è stata assimilata ad un muro di sostegno, pertanto i coefficienti di sicurezza parziale  $\gamma_R$  di riferimento sono quelli della Tabella 6.5.I del D.M. 17/01/2018 (Tabella 14). L'assimilazione di una diga verticale alla tipologia di opera "muro di sostegno" deriva dall'entità dell'inclinazione della risultante delle azioni in fondazione e dal relativo valore di eccentricità rispetto al baricentro di fondazione, tipico appunto dei muri di sostegno.

**Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni**

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

*Tabella 12 - Coefficienti parziali per le azioni - D.M. 17 Gennaio 2018 (Tabella 6.2.I)*

**Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

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

*Tabella 13 - Coefficienti parziali per le resistenze del terreno - D.M. 17 Gennaio 2018 (Tabella 6.2.II)*

**Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno**

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

*Tabella 14 - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli SLU STR e GEO di muri di sostegno - D.M. 17 Gennaio 2018 (Tabella 6.5.I)*

Nella tabella seguente si riportano i coefficienti parziali di combinazione delle azioni.

	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
Sovraccarico di banchina	0,70	0,50	0,30
Moto ondoso	0,60	0,20	0,00
Tiro alla bitta	0,60	0,20	0,00

*Tabella 15 - Coefficienti parziali di combinazione delle azioni*

Le azioni del moto ondoso e del tiro alla bitta sono state associate al vento.

Di seguito vengono riportati i risultati delle verifiche di stabilità del cassone.

Nelle verifiche di stabilità a scorrimento e a ribaltamento il coefficiente parziale del sovraccarico di banchina sul cassone è stato considerato pari a zero, poiché è a favore della stabilità.

Sono state considerate le seguenti combinazioni:

<i>Combinazione-1 (ECC)</i>	Peso proprio cassone in opera + Cresta d'Onda (Tr=100 anni) + Sovraccarico
<i>Combinazione-2 (ECC)</i>	Peso proprio cassone in opera + Cavo d'Onda (Tr=100 anni) + Sovraccarico
<i>Combinazione-3 (STR)</i>	Peso proprio cassone in opera + Cresta d'Onda (Tr=25 anni) + Sovraccarico
<i>Combinazione-4 (STR)</i>	Peso proprio cassone in opera + Cavo d'Onda (Tr=25 anni) + Sovraccarico
<i>Combinazione-5 (SLV)</i>	Peso proprio cassone in opera + Sisma + Sovraccarico

Il segno “+” sta ad indicare “combinato con”.

La tabella riporta la sintesi dei risultati delle verifiche (Coefficienti di Sicurezza  $R_d/E_d$ ).

COMBINAZIONE	SCORRIMENTO	RIBALTAMENTO
Combinazione-1 (ECC)	1,594	2,13
Combinazione-2 (ECC)	4,80	15,25
Combinazione-3 (STR)	1,01	1,38
Combinazione-4 (STR)	3,24	9,57
Combinazione-5 (SLV)	9,29	11,69

*Tabella 16 - Coefficienti di sicurezza del cassone*

Nel seguito sono riportati i dati relativi al calcolo delle azioni e i risultati delle verifiche. Si evidenzia che tutte le verifiche di stabilità fanno riferimento all'intero cassone.

### GEOMETRIA E VOLUMI CASSONE

Larghezza cassone	$B_{\text{cassone}}=$	8,00	m
Lunghezza cassone	$L_{\text{cassone}}=$	13,00	m
Larghezza mensola	$B_{\text{mensola}}=$	1,00	m
Larghezza complessiva solettone	$B_{\text{solettone}}=$	10,00	m
Lunghezza complessiva solettone	$L_{\text{solettone}}=$	14,00	m
Altezza solettone	$H_B=$	0,60	m
Volume solettone	$V_{\text{solettone}}=$	84,00	m <sup>3</sup>

	<i>n. celle</i>	<i>Area singola cella [m<sup>2</sup>]</i>	<i>Area celle [m<sup>2</sup>]</i>
Celle fila 1 (prima cella)	1	13,53	13,53
Celle fila 1 (seconda cella)	1	13,14	13,14
Celle fila 1 (terza cella)	1	13,53	13,53
Celle fila 2 (prima cella)	1	13,53	13,53
Celle fila 2 (seconda cella)	1	13,14	13,14
Celle fila 2 (terza cella)	1	13,53	13,53
Area totale celle			80,4

Area fusto con celle ( <i>da CAD - senza chiavi</i> )	104,00	m <sup>2</sup>
Area celle	80,40	m <sup>2</sup>
Area fusto al netto delle celle	23,60	m <sup>2</sup>

Area fusto	$A_{\text{fusto}}=$	23,60	m <sup>2</sup>
Altezza fusto	$H_{\text{fusto}}=$	7,10	m
Volume fusto	$V_{\text{fusto}}=$	167,56	m <sup>3</sup>

Volume cassone compresa la finestratura	$V_{\text{cassone}}=V_{\text{solettone}}+V_{\text{fusto}}$	251,56	m <sup>3</sup>
Altezza baricentro cassone compresa la finestratura	$Z_G=$	2,86	m
Braccio da $O_M$	$b_{r_{IOM}}=$	5,00	m

#### Cassone al netto della finestratura

Larghezza finestra parete corta di testa	$B_{\text{finestra, par}}=$	0,00	m
Altezza finestra parete corta di testa	$H_{\text{finestra, par}}=$	0,00	m
n° finestre parete	$n_{\text{finestra, par}}=$	0	-
Spessore finestre parete	$S_{\text{finestra, par}}=$	0,00	m
Volume finestre parete	$V_{\text{finestre, est}}=$	0,00	m <sup>3</sup>
Braccio finestre parete da $O_M$	$br_{\text{fin parete, OM}}=$	5,00	m
Altezza baricentro delle finestre parete ( <i>da CAD</i> )	$Z_G=$	0,00	m
Volume cassone al netto della finestratura	$V_{\text{cassone}}=$	251,56	m <sup>3</sup>
Braccio cassone da $O_M$	$X_{GOM}=$	5,00	m
Altezza baricentro	$Z_G=$	2,86	m

## RIEMPIMENTO CASSONE

### Riempimento celle

	Area [m <sup>2</sup> ]	Y da O <sub>M</sub> [m]	Altezza riempimento inerte [m]	Altezza cls [m]	Altezza acqua [m]
Celle fila 1 (prima cella)	13,53	3,14	0,00	7,10	0,00
Celle fila 1 (seconda cella)	13,14	3,14	0,00	7,10	0,00
Celle fila 1 (terza cella)	13,53	3,14	0,00	7,10	0,00
Celle fila 2 (prima cella)	13,53	6,86	0,00	7,10	0,00
Celle fila 2 (seconda cella)	13,14	6,86	0,00	7,10	0,00
Celle fila 2 (terza cella)	13,53	6,86	0,00	7,10	0,00

	Volume [m <sup>3</sup> ]	Y da O <sub>M</sub> [m]	Z da O <sub>M</sub> [m]
Riempimento inerte	0,00	5,00	0,60
Cls	570,84	5,00	4,15
Acqua	0,00	5,00	7,70

### Sovrastruttura in c.a.

Altezza sovrastruttura incluso getto di complet. (da CAD)	H <sub>sovrast</sub> =	1,80	m
Sezione trasv. vert. Sovrastruttura (da CAD)	A <sub>sovrast</sub> =	15,48	m <sup>2</sup>
Volume sovrastruttura	V <sub>sovrast</sub> =	206,50	m <sup>3</sup>
Braccio da O <sub>M</sub> (da CAD)	brs <sub>OM</sub> =	5,00	m
Altezza baricentro della sovrastruttura (da CAD)	Z <sub>G</sub> =	8,60	m

Altezza immersa cassone (da CAD)	H <sub>immersa</sub> =	7,00	m
Altezza totale cassone	H <sub>cassone</sub> =	7,70	m

### TABELLA DEI PESI PER UNITA' DI VOLUME

Peso unità volume acqua di mare	γ <sub>w</sub>	10,10	kN/m <sup>3</sup>
Peso unità volume c.a.	γ <sub>c.a.</sub>	25,00	kN/m <sup>3</sup>
Peso unità volume c.l.s.	γ <sub>cls</sub>	24,00	kN/m <sup>3</sup>
Peso unità volume zavorra	γ <sub>zav</sub>	10,10	kN/m <sup>3</sup>
Peso unità volume riempimento	γ <sub>riemp</sub>	19,00	kN/m <sup>3</sup>

#### TABELLA DEI PESI DEL CASSONE IN OPERA

PARTE D'OPERA	Volume [m <sup>3</sup> ]	Peso [kN]	Z <sub>Gi</sub> [m]	X <sub>Gi</sub> rispetto a O <sub>P</sub> [m]	X <sub>Gi</sub> rispetto a O <sub>M</sub> [m]
Peso cassone asciutto	251,56	6 289,00	2,86	5,00	5,00
Riempimento calcestruzzo	570,84	13 700,16	4,15	5,00	5,00
Acqua all'interno delle celle	0,00	0,03	7,70	5,00	5,00
Sovrastuttura	206,50	5 162,58	8,60	5,00	5,00
<b>CASSONE ASCIUTTO</b>		<b>25 151,77</b>	<b>4,74</b>	<b>5,00</b>	<b>5,00</b>
Spinta idrostatica	749,60	-7 570,96	3,41	5,00	5,00
<b>CASSONE IMMERSO</b>	--	<b>17 580,81</b>	<b>5,32</b>	<b>5,00</b>	<b>5,00</b>

#### AZIONI ACCIDENTALI

##### SOVRACCARICO ACCIDENTALE SU CASSONE

Sovraccarico unitario	$q$	[kN/m <sup>2</sup> ]	20,00
Larghezza (al netto del muro paraonde)	$B$	[m]	8,60
Lunghezza sovrastr	$L$	[m]	13,34
Sovraccarico totale	$Q$	[kN]	2 294,48
Distanza orizzontale baricentro da O <sub>M</sub> (braccio)	$b$	[m]	5,00

##### TIRO ALLA BITTA

Tiro alla bitta unitario	$t$	[kN/m]	29,99
Tiro alla bitta totale	$T$	[kN]	400,00
Distanza verticale da piano posa (braccio)	$Z_T$	[m]	9,50

### AZIONI SISMICHE

Vita Nominale	$V_N$	anni	50
Coefficiente Classe d'Uso	$C_U$	-	1,5
Periodo di Riferimento Sisma	$V_R$	anni	75
Tempo di Ritorno	$T_R$	anni	712
Accelerazione sismica al bed rock	$a_g$	[g]	0,066
Parametro Spettro	$F_0$	-	3,004
Categoria Sottosuolo		-	C
Coeff. di Amplificazione Stratigrafica	$S_S$	[-]	1,50
Coeff. di Amplificazione Topografica	$S_T$	[-]	1,00
Accelerazione orizzontale max	$a_{max}$	[g]	0,099
Riduzione accelerazione max	$\beta_m$	[-]	0,38
Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	[-]	0,038
Coefficiente sismico verticale	$k_v$	[-]	0,019

### SPINTA IDRODINAMICA INDOTTA DAL SISMA

	$\gamma_w$	[kN/m <sup>3</sup> ]	10,10
	$H_w$	[m]	7,00
Spinta idrodinamica	$F_{sw}$	[kN]	158,13
Distanza verticale da piano posa (braccio)	$Z_{sw}$	[m]	4,20

### FORZA DI MASSA INDOTTA DAL SISMA

#### Cassone

Peso cassone in opera	$W$	[kN]	25 151,77
Forza di massa orizzontale indotta dal sisma	$F_o$	[kN]	946,21
braccio forza sismica orizzontale	$Z_G$	[m]	4,74
Forza di massa verticale indotta dal sisma	$F_v$	[kN]	473,10
braccio forza sismica verticale	$X_{GOM}$	[m]	5,00

### FORZA INDOTTA DAL SISMA SU SOVRACCARICO SUL CASSONE

Peso sovraccarico	Q	[kN]	2 294,48
Forza di massa orizzontale indotta dal sisma	$F_o$	[kN]	86,32
braccio forza sismica orizzontale	$Z_G$	[m]	9,50
Forza di massa verticale indotta dal sisma	$F_v$	[kN]	43,16
braccio forza sismica verticale	$X_{GOM}$	[m]	5,00

## AZIONE DEL MOTO ONDOSO

### CRESTA D'ONDA (TR=100 ANNI)

#### GEOMETRIA

GRANDEZZA	SIMBOLO	UNITA'	MODULO
Peso specifico acqua mare	$\gamma$	KN/m <sup>3</sup>	10,10
Profondità dell'acqua	h	m	8,00
Altezza del coronamento rispetto al livello idrico	$h_c$	m	2,50
Tirante idrico ad una distanza di $5H_{1/3}$ dalla diga	$h_b$	m	9,00
Tirante idrico sull'imbasamento	d	m	5,80
Distanza fra il livello di quiete e il fondo della diga	$h'$	m	7,00
Angolo del fondo rispetto all'orizzontale	$\theta$	gradi	5,00
Larghezza platea base meno mensola lato mare	b	m	9,00

#### CARATTERISTICHE DELL'ONDA

GRANDEZZA	SIMBOLO	UNITA'	MODULO
Inclinazione dell'onda rispetto alla parete	$\beta'$	gradi	0,00
Inclinazione dell'onda rispetto alla parete decurtato di un franco di sicurezza di 15°	$\beta$	radianti	0,00
Periodo di Picco	T	s	11,74
Altezza d'onda media del terzo più alto	$H_{1/3}$	m	2,59
Coefficiente di riflessione	$C_r$	-	1,00
	$H'_{1/3}$	m	2,59
Lunghezza dell'onda	L	m	105,45
Numero d'onda	k	-	0,060
Limite superiore fisicamente possibile delle onde progressive	$H_f$	m	10,38
Altezza d'onda incidente	H	m	4,66

#### CALCOLO DI $\alpha_1$ , $\alpha_2$ , $\alpha_3$ ed $\eta^*$

GRANDEZZA	SIMBOLO	UNITA'	MODULO
Coefficiente che tiene conto della profondità relativa h/L sulle azioni di tipo pulsating	$\alpha_1$	-	0,97
1° termine di confronto per il calcolo di $\alpha_2$	-	-	0,08
2° termine di confronto per il calcolo di $\alpha_2$	-	-	2,49
Coefficiente che tiene conto delle azioni di tipo impact causate dall'altezza dell'imbasamento	$\alpha_2$	-	0,08
Coefficiente che tiene conto degli effetti congiunti dell'altezza relativa del cassone e della profondità relativa sulla berma	$\alpha_3$	-	0,91
Quota del punto dove si annulla la pressione	$\eta^*$	m	6,99

### **CALCOLO DELLE PRESSIONI**

GRANDEZZA	SIMBOLO	UNITA'	MODULO
Pressione in corrispondenza del l.m.m.	$p_1$	KN/m <sup>2</sup>	49,40
Pressione in sommità dell'opera	$p_2$	KN/m <sup>2</sup>	31,74
Pressione al piede dell'opera	$p_3$	KN/m <sup>2</sup>	44,91
Pressione sulla base della diga	$p_4$	KN/m <sup>2</sup>	41,64

### **CALCOLO DELLE SPINTE SUL CASSONE**

	Risultante	Braccio
	KN/m	[m]
Risultante Spinta Orizzontale Cresta d'Onda da $p_1$ a $p_2$	101,42	8,16
Risultante Spinta Orizzontale Cresta d'Onda da $p_3$ a $p_1$	330,09	3,56
Spinta Orizzontale Onda fase Cresta unitaria	431,51	4,64

GRANDEZZA	UNITA'	MODULO
Spinta Orizzontale Cresta d'Onda unitaria	kN/m	431,51
Spinta Orizzontale Cresta d'Onda	kN	5 609,67
Braccio rispetto al piano di posa	m	4,64
Risultante Spinta Verticale Cresta d'Onda unitaria	kN/m	206,09
Risultante Spinta Verticale Cresta d'Onda	kN	2 679,23
Braccio rispetto a $O_T$	m	5,73

### CAVO D'ONDA (TR=100 ANNI)

GRANDEZZA	UNITA'	MODULO
d, profondità di imbasamento rispetto il l.m.m.	[m]	5,80
b, larghezza cassone escluso piede	[m]	9,00
m, larghezza piede cassone	[m]	1,00
hpiede	[m]	0,60

$H_s$	[m]	2,59
$C_r$	[-]	1,00
$H'_s$	[m]	2,59
ss, storm surge	[m]	0,00
em, escursione di marea	[m]	0,00
$\gamma_w$	[kN/m <sup>3</sup> ]	10,10

$H_{1/100}$	[m]	4,33
L	[m]	105,45
$k=2\pi/L$		0,06

Possibili condizioni di livelli idrici			Pressioni sulla parete			Forze risultanti				bracci delle forze rispetto OB				
d	h'	$\eta'$	$p_1$	$p_3$	$p_4$	$F_1$	$F_2$	$F_{tot}$	$S_w$	$b_1$	$b_2$	$b_{ris}$	$b_w$	
[m]	[m]	[m]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[m]	[m]	
5,80	7,00	2,65	26,75	46,71	42,03	35,43	159,81	195,25	208,07	5,23	1,98	2,57	5,73	
max									195,25	208,07			2,57	5,73

### CALCOLO DELLE SPINTE

GRANDEZZA	SIMBOLO	UNITA'	MODULO
Spinta Orizzontale Cavo d'Onda unitaria	$F_{tot,unit}$	kN/m	195,25
Spinta Orizzontale Cavo d'Onda	$F_{tot}$	kN	2 538,23
Braccio rispetto al piano di posa	$b_{ris}$	m	2,57
Risult. Spinta Vert. Cavo d'Onda unitaria	$S_{w,unit}$	kN/m	208,07
Risult. Spinta Vert. Cavo d'Onda	$S_{w,tot}$	kN	2 704,95
Braccio rispetto a $O_T$	$b_w$	m	5,73

## CRESTA D'ONDA (TR=25 ANNI)

### GEOMETRIA

GRANDEZZA	SIMBOLO	UNITA'	MODULO
Peso specifico acqua mare	$\gamma$	KN/m <sup>3</sup>	10,10
Profondità dell'acqua	h	m	8,00
Altezza del coronamento rispetto al livello idrico	$h_c$	m	2,50
Tirante idrico ad una distanza di $5H_{1/3}$ dalla diga	$h_b$	m	9,00
Tirante idrico sull'imbasamento	d	m	5,80
Distanza fra il livello di quiete e il fondo della diga	h'	m	7,00
Angolo del fondo rispetto all'orizzontale	$\theta$	gradi	0,00
Larghezza platea base meno mensola lato mare	b	m	9,00

### CARATTERISTICHE DELL'ONDA

GRANDEZZA	SIMBOLO	UNITA'	MODULO
Inclinazione dell'onda rispetto alla parete	$\beta'$	gradi	0,00
Inclinazione dell'onda rispetto alla parete decurtato di un franco di sicurezza di 15°	$\beta$	radianti	0,00
Periodo di Picco	T	s	11,63
Altezza d'onda media del terzo più alto	$H_{1/3}$	m	2,36
Coefficiente di riflessione	$C_r$	-	1,00
	$H'_{1/3}$	m	2,36
Lunghezza dell'onda	L	m	104,30
Numero d'onda	k	-	0,060
Limite superiore fisicamente possibile delle onde progressive	$H_f$	m	6,92
Altezza d'onda incidente	H	m	4,25

### CALCOLO DI $\alpha_1$ , $\alpha_2$ , $\alpha_3$ ed $\eta^*$

GRANDEZZA	SIMBOLO	UNITA'	MODULO
Coefficiente che tiene conto della profondità relativa h/L sulle azioni di tipo pulsating	$\alpha_1$	-	0,97
1° termine di confronto per il calcolo di $\alpha_2$	-	-	0,06
2° termine di confronto per il calcolo di $\alpha_2$	-	-	2,73
Coefficiente che tiene conto delle azioni di tipo impact causate dall'altezza dell'imbasamento	$\alpha_2$	-	0,06
Coefficiente che tiene conto degli effetti congiunti dell'altezza relativa del cassone e della profondità relativa	$\alpha_3$	-	0,91
Quota del punto dove si annulla la pressione	$\eta^*$	m	6,37

### **CALCOLO DELLE PRESSIONI**

GRANDEZZA	SIMBOLO	UNITA'	MODULO
Pressione in corrispondenza del l.m.m.	$p_1$	KN/m <sup>2</sup>	44,35
Pressione in sommità dell'opera	$p_2$	KN/m <sup>2</sup>	26,95
Pressione al piede dell'opera	$p_3$	KN/m <sup>2</sup>	40,24
Pressione sulla base della diga	$p_4$	KN/m <sup>2</sup>	37,77
NOTA: La pressione si annulla alla quota $n^* < h_c$	$\eta^*$	m	6,37

### **CALCOLO DELLE SPINTE SUL CASSONE**

	Risultante	Braccio
	KN/m	[m]
Risultante Spinta Orizzontale Cresta d'Onda da $p_1$ a $p_2$	89,13	8,15
Risultante Spinta Orizzontale Cresta d'Onda da $p_3$ a $p_1$	296,09	3,56
Spinta Orizzontale Onda fase Cresta unitaria	385,22	4,62

GRANDEZZA	UNITA'	MODULO
Spinta Orizzontale Cresta d'Onda unitaria	kN/m	385,22
Spinta Orizzontale Cresta d'Onda	kN	5 007,91
Braccio rispetto al piano di posa	m	4,62
Risultante Spinta Verticale Cresta d'Onda unitaria	kN/m	186,96
Risultante Spinta Verticale Cresta d'Onda	kN	2 430,48
Braccio rispetto a $O_T$	m	5,73

## CAVO D'ONDA (TR=25 ANNI)

GRANDEZZA	UNITA'	MODULO
d, profondità di imbasamento rispetto il l.m.m.	[m]	5,80
b, larghezza cassone escluso piede	[m]	9,00
m, larghezza piede cassone	[m]	1,00
hpiede	[m]	0,60

$H_s$	[m]	2,36
$C_r$	[-]	1,00
$H'_s$	[m]	2,36
ss, storm surge	[m]	0,00
em, escursione di marea	[m]	0,00
$\gamma_w$	[kN/m <sup>3</sup> ]	10,10

$H_{1/100}$	[m]	3,94
L	[m]	104,30
$k=2\pi/L$	[-]	0,06

Possibili condizioni di livelli idrici			Pressioni sulla parete			Forze risultanti				bracci delle forze rispetto OB				
d	h'	$\eta'$	$p_1$	$p_3$	$p_4$	$F_1$	$F_2$	$F_{tot}$	$S_w$	$b_1$	$b_2$	$b_{ris}$	$b_w$	
[m]	[m]	[m]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[m]	[m]	
5,80	7,00	2,55	25,74	41,84	37,65	32,79	150,41	183,20	186,38	5,30	2,05	2,63	5,73	
								<b>max</b>	<b>183,20</b>	<b>186,38</b>			<b>2,63</b>	<b>5,73</b>

## CALCOLO DELLE SPINTE

GRANDEZZA	SIMBOLO	UNITA'	MODULO
Spinta Orizzontale Cavo d'Onda unitaria	$F_{tot,unit}$	kN/m	183,20
Spinta Orizzontale Cavo d'Onda	$F_{tot}$	kN	2 381,61
Braccio rispetto al piano di posa	$b_{ris}$	m	2,63
Risult. Spinta Vert. Cavo d'Onda unitaria	$S_{w,unit}$	kN/m	186,38
Risult. Spinta Vert. Cavo d'Onda	$S_{w,tot}$	kN	2 422,93
Braccio rispetto a $O_T$	$b_w$	m	5,73

### TABELLA DI SINTESI DELLE AZIONI

DESCRIZIONE AZIONE		FORZA [kN]	Z <sub>Gi</sub> [m]	X <sub>Gi</sub> da O <sub>M</sub> [m]	X <sub>Gi</sub> da O <sub>P</sub> [m]
CASSONE IN OPERA		17 580,81	5,32	5,00	5,00
SOVRACCARICO SU CASSONE		2 294,48	x	5,00	5,00
TIRO ALLA BITTA		400,00	9,50	x	x
CRESTA D'ONDA Tr=100 anni	(spinta orizzontale)	5 609,67	4,64	x	x
	(sottospinta)	2 679,23	x	4,27	5,73
CAVO D'ONDA Tr=100 anni	(spinta orizzontale)	2 538,23	2,57	x	x
	(sottospinta)	2 704,95	x	4,27	5,73
CRESTA D'ONDA Tr=25 anni	(spinta orizzontale)	5 007,91	4,62	x	x
	(sottospinta)	2 430,48	x	4,27	5,73
CAVO D'ONDA Tr=25 anni	(spinta orizzontale)	2 381,61	2,63	x	x
	(sottospinta)	2 422,93	x	4,27	5,73
SISMA	Azione Sismica orizzontale su Cassone	946,21	4,74	x	x
	Azione Sismica verticale su Cassone	473,10	x	5,00	5,00
	Spinta idrodinamica	158,13	4,20	x	x
	Azione Sismica su sovraccarico - orizzontale	86,32	9,50	x	x
	Azione Sismica su sovraccarico - verticale	43,16	x	5,00	5,00

### COMBINAZIONI DI CARICO

<i>Combinazione-1 (ECC)</i>	Peso proprio cassone in opera + Cresta d'Onda (Tr=100 anni) + Sovraccarico
<i>Combinazione-2 (ECC)</i>	Peso proprio cassone in opera + Cavo d'Onda (Tr=100 anni) + Sovraccarico
<i>Combinazione-3 (STR)</i>	Peso proprio cassone in opera + Cresta d'Onda (Tr=25 anni) + Sovraccarico
<i>Combinazione-4 (STR)</i>	Peso proprio cassone in opera + Cavo d'Onda (Tr=25 anni) + Sovraccarico
<i>Combinazione-5 (SLV)</i>	Peso proprio cassone in opera + Sisma + Sovraccarico

## VERIFICHE A SCORRIMENTO

### VERIFICA A SCORRIMENTO ( Approccio 2 (A1+M1+R3) )

#### **Combinazione-1 (ECC)**

*Peso proprio cassone in opera + Cresta d'Onda (Tr=100 anni) + Sovraccarico*

Azione	U.M.	Intensità dell'Azione	Coeff. Parziali ( $\gamma_{Gi}; \gamma_{Qi}$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_{oi}$ )	Azione di calcolo
CASSONE IN OPERA	kN	17 580,81	1,00	-	17 580,81
SPINTA ORIZZONTALE CRESTA D'ONDA	kN	5 609,67	1,00	-	5 609,67
SPINTA VERTICALE CRESTA D'ONDA - (Sottospinta)	kN	2 679,23	1,00	-	2 679,23
SOVRACCARICO SU CASSONE	kN	2 294,48	0,00	0,00	0,00

Risultante forze verticali	[kN]	14 901,58
Coeff. Attrito	[-]	0,60
Coeff. Parziale resistenza $\gamma_R$	[-]	1,00
Forza resistente	[kN]	8 940,95
Forza mobilitante	[kN]	5 609,67
Resistenza/Azione	[-]	1,594

#### **Combinazione-2 (ECC)**

*Peso proprio cassone in opera + Cavo d'Onda (Tr=100 anni) + Sovraccarico*

Azione	U.M.	Intensità dell'Azione	Coeff. Parziali ( $\gamma_{Gi}; \gamma_{Qi}$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_{oi}$ )	Azione di calcolo
CASSONE IN OPERA	kN	17 580,81	1,00	-	17 580,81
SPINTA ORIZZONTALE CAVO D'ONDA	kN	2 538,23	1,00	-	2 538,23
SPINTA VERTICALE CAVO D'ONDA - (Sottospinta)	kN	2 704,95	1,00	-	2 704,95
SOVRACCARICO SU CASSONE	kN	2 294,48	0,00	0,00	0,00

Risultante forze verticali	[kN]	20 285,76
Coeff. Attrito	[-]	0,60
Coeff. Parziale resistenza $\gamma_R$	[-]	1,00
Forza resistente	[kN]	12 171,46
Forza mobilitante	[kN]	2 538,23
Resistenza/Azione	[-]	4,80

#### **Combinazione-3 (STR)**

*Peso proprio cassone in opera + Cresta d'Onda (Tr=25 anni) + Sovraccarico*

Azione	U.M.	Intensità dell'Azione	Coeff. Parziali ( $\gamma_{Gi}; \gamma_{Qi}$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_{oi}$ )	Azione di calcolo
CASSONE IN OPERA	kN	17 580,81	1,00	-	17 580,81
SPINTA ORIZZONTALE CRESTA D'ONDA	kN	5 007,91	1,50	-	7 511,86
SPINTA VERTICALE CRESTA D'ONDA - (Sottospinta)	kN	2 430,48	1,50	-	3 645,72
SOVRACCARICO SU CASSONE	kN	2 294,48	0,00	0,70	0,00

Risultante forze verticali	[kN]	13 935,09
Coeff. Attrito	[-]	0,60
Coeff. Parziale resistenza $\gamma_R$	[-]	1,10
Forza resistente	[kN]	7 600,96
Forza mobilitante	[kN]	7 511,86
Resistenza/Azione	[-]	1,01

**Combinazione-4 (STR)**

*Peso proprio cassone in opera + Cavo d'Onda (Tr=25 anni) + Sovraccarico*

Azione	U.M.	Intensità dell'Azione	Coeff. Parziali ( $\gamma_{Gi}; \gamma_{Qi}$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_{2i}$ )	Azione di calcolo
CASSONE IN OPERA	kN	17 580,81	1,00	-	17 580,81
SPINTA ORIZZONTALE CAVO D'ONDA	kN	2 381,61	1,50	-	3 572,42
SPINTA VERTICALE CAVO D'ONDA - (Sottospinta)	kN	2 422,93	1,50	-	3 634,40
SOVRACCARICO SU CASSONE	kN	2 294,48	0,00	0,70	0,00

Risultante forze verticali	[kN]	21 215,21
Coeff. Attrito	[-]	0,60
Coeff. Parziale resistenza $\gamma_R$	[-]	1,10
Forza resistente	[kN]	11 571,93
Forza mobilitante	[kN]	3 572,42
Resistenza/Azione	[-]	3,24

**Combinazione-5 (SLV)**

*Peso proprio cassone in opera + Sisma + Sovraccarico*

Azione	U.M.	Intensità dell'Azione	Coeff. Parziali ( $\gamma_{Gi}; \gamma_{Qi}$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_{2i}$ )	Azione di calcolo
CASSONE IN OPERA	kN	17 580,81	-	-	17 580,81
Azione Sismica orizzontale su Cassone	kN	946,21	-	-	946,21
Azione Sismica verticale su Cassone	kN	473,10	-	-	473,10
Spinta idrodinamica	kN	158,13	-	-	158,13

Risultante forze verticali	[kN]	17 107,70
Coeff. Attrito	[-]	0,60
Coeff. Parziale resistenza $\gamma_R$	[-]	1,00
Forza resistente	[kN]	10 264,62
Forza mobilitante	[kN]	1 104,34
Resistenza/Azione	[-]	9,29

## VERIFICHE A RIBALTAMENTO

### **Combinazione-1 (ECC)**

Peso proprio cassone in opera + Cresta d'Onda (Tr=100 anni) + Sovraccarico

Ribaltamento rispetto a  $O_T$

Carico	Modulo caratteristico del Carico [kN]	Braccio [m]	Momento [kNm]	Coeff. Parziali ( $\gamma_{Gi}; \gamma_{Qi}$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_{oi}$ )	Momento di Calcolo [kNm]
CASSONE IN OPERA	17 580,81	5,00	87 904,04	1,00	-	87 904,04
SPINTA ORIZZONTALE CRESTA D'ONDA	5 609,67	4,64	26 015,11	1,00	-	26 015,11
SPINTA VERTICALE CRESTA D'ONDA - (Sottospinta)	2 679,23	5,73	15 344,68	1,00	-	15 344,68
SOVRACCARICO SU CASSONE	2 294,48	5,00	11 472,40	0,00	0,70	0,00

Coeff. parziale resistenza	$\gamma_R$	[-]	1,00
Momento Resistente	$M_{Res}$	[kNm]	87 904,04
Momento Ribaltante	$M_{Rib}$	[kNm]	41 359,79
Resistente/Azione	$M_{res}/M_{rib}$	[kNm]	2,125

### **Combinazione-2 (ECC)**

Peso proprio cassone in opera + Cavo d'Onda (Tr=100 anni) + Sovraccarico

Ribaltamento rispetto a  $O_M$

Carico	Modulo caratteristico del Carico [kN]	Braccio [m]	Momento [kNm]	Coeff. Parziali ( $\gamma_{Gi}; \gamma_{Qi}$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_{oi}$ )	Momento di Calcolo [kNm]
CASSONE IN OPERA	17 580,81	5,00	87 904,04	1,00	-	87 904,04
SPINTA ORIZZONTALE CAVO D'ONDA	2 538,23	2,57	6 521,74	1,00	-	6 521,74
SPINTA VERTICALE CAVO D'ONDA - (Sottospinta)	2 704,95	4,27	11 557,52	1,00	-	11 557,52
SOVRACCARICO SU CASSONE	2 294,48	5,00	11 472,40	0,00	0,70	0,00

Coeff. parziale resistenza	$\gamma_R$	[-]	1,00
Momento Resistente	$M_{Res}$	[kNm]	99 461,56
Momento Ribaltante	$M_{Rib}$	[kNm]	6 521,74
Resistente/Azione	$M_{res}/M_{rib}$	[kNm]	15,25

### **Combinazione-3 (STR)**

Peso proprio cassone in opera + Cresta d'Onda (Tr=25 anni) + Sovraccarico

Ribaltamento rispetto a  $O_T$

Carico	Modulo caratteristico del Carico [kN]	Braccio [m]	Momento [kNm]	Coeff. Parziali ( $\gamma_{Gi}; \gamma_{Qi}$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_{oi}$ )	Momento di Calcolo [kNm]
CASSONE IN OPERA	17 580,81	5,00	87 904,04	1,00	-	87 904,04
SPINTA ORIZZONTALE CRESTA D'ONDA	5 007,91	4,62	23 131,78	1,50	-	34 697,67
SPINTA VERTICALE CRESTA D'ONDA - (Sottospinta)	2 430,48	5,73	13 920,03	1,50	-	20 880,05
SOVRACCARICO SU CASSONE	2 294,48	5,00	11 472,40	0,00	0,70	0,00

Coeff. parziale resistenza	$\gamma_R$	[-]	1,15
Momento Resistente	$M_{Res}$	[kNm]	76 438,30
Momento Ribaltante	$M_{Rib}$	[kNm]	55 577,72
Resistente/Azione	$M_{res}/M_{rib}$	[kNm]	1,375

### **Combinazione-4 (STR)**

Peso proprio cassone in opera + Cavo d'Onda (Tr=25 anni) + Sovraccarico

Ribaltamento rispetto a  $O_M$

Carico	Modulo caratteristico del Carico [kN]	Braccio [m]	Momento [kNm]	Coeff. Parziali ( $\gamma_{Gi}; \gamma_{Qi}$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_{oi}$ )	Momento di Calcolo [kNm]
CASSONE IN OPERA	17 580,81	5,00	87 904,04	1,00	-	87 904,04
SPINTA ORIZZONTALE CAVO D'ONDA	2 381,61	2,63	6 266,53	1,50	-	9 399,79
SPINTA VERTICALE CAVO D'ONDA - (Sottospinta)	2 422,93	4,27	10 352,53	1,50	-	15 528,80
SOVRACCARICO SU CASSONE	2 294,48	5,00	11 472,40	0,00	0,70	0,00

Coeff. parziale resistenza	$\gamma_R$	[-]	1,15
Momento Resistente	$M_{Res}$	[kNm]	89 941,60
Momento Ribaltante	$M_{Rib}$	[kNm]	9 399,79
Resistente/Azione	$M_{res}/M_{rib}$	[kNm]	9,57

**Combinazione-5 (SLV)**

*Peso proprio cassone in opera + Sisma + Sovraccarico*

Ribaltamento rispetto a  $O_M$

Carico	Modulo caratteristico del Carico [kN]	Braccio [m]	Momento [kNm]	Coeff. Parziali ( $\gamma_G; \gamma_Q$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_2$ )	Momento di Calcolo [kNm]
CASSONE IN OPERA	17 580,81	5,00	87 904,04	-	-	87 904,04
Azione Sismica orizzontale su Cassone	946,21	4,74	4 486,88	-	-	4 486,88
Azione Sismica verticale su Cassone	473,10	5,00	2 365,52	-	-	2 365,52
Spinta idrodinamica	158,13	4,20	664,15	-	-	664,15

Coeff. parziale resistenza	$\gamma_R$	[-]	1,00
Momento Resistente	$M_{Res}$	[kNm]	87 904,04
Momento Ribaltante	$M_{Rib}$	[kNm]	7 516,55
Resistente/Azione	$M_{res}/M_{rib}$	[kNm]	11,69

## 7.1 Verifiche a schiacciamento dell'imbasamento

Per la verifica di schiacciamento dell'imbasamento si è considerato un valore di tensione verticale efficace massima ammissibile pari a  $500 \text{ kN/m}^2$ .

Nelle combinazioni di carico, al contrario delle verifiche a scorrimento e a ribaltamento, è stato considerato il sovraccarico sui cassoni, per massimizzare le tensioni all'interfaccia imbasamento-fondazione.

Sono state considerate le seguenti combinazioni:

<i>Combinazione-1 (ECC)</i>	Peso proprio cassone in opera + Cresta d'Onda (Tr=100 anni) + Sovraccarico
<i>Combinazione-2 (ECC)</i>	Peso proprio cassone in opera + Cavo d'Onda (Tr=100 anni) + Sovraccarico
<i>Combinazione-3 (STR)</i>	Peso proprio cassone in opera + Cresta d'Onda (Tr=25 anni) + Sovraccarico
<i>Combinazione-4 (STR)</i>	Peso proprio cassone in opera + Cavo d'Onda (Tr=25 anni) + Sovraccarico
<i>Combinazione-5 (SLV)</i>	Peso proprio cassone in opera + Sisma + Sovraccarico

Le seguenti tabelle riportano le sintesi dei risultati delle verifiche eseguite: con sovraccarico di banchina; senza sovraccarico di banchina.

### CON SOVRACCARICO DI BANCHINA

COMBINAZIONE	N'	R	e	B'	$\sigma'_{\max}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_{\min}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
Combinazione-1 (ECC)	16 507,72	5 609,67	1,69	9,92	256,06	0,00
Combinazione-2 (ECC)	21 891,90	2 538,23	0,39	10,00	207,58	129,22
Combinazione-3a (STR)	16 344,29	7 511,86	2,29	8,14	308,73	0,00
Combinazione-3b (STR)	21 618,53	7 511,86	1,73	9,82	338,79	0,00
Combinazione-4a (STR)	23 624,41	3 572,42	0,51	10,00	237,31	126,14
Combinazione-4b (STR)	28 898,65	3 572,42	0,42	10,00	277,88	166,71
Combinazione-5 (SLV)	17 783,10	1 130,24	0,30	10,00	161,70	111,88

### SENZA SOVRACCARICO DI BANCHINA

COMBINAZIONE	N'	R	e	B'	$\sigma'_{max}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\sigma'_{min}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
	[kN]	[kN]	[m]	[m]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
Combinazione-1 (ECC)	14 901,58	5 609,67	1,88	9,37	244,66	0,00
Combinazione-2 (ECC)	20 285,76	2 538,23	0,42	10,00	195,22	116,86
Combinazione-3a (STR)	13 935,09	7 511,86	2,68	6,96	308,06	0,00
Combinazione-3b (STR)	19 209,33	7 511,86	1,94	9,17	322,38	0,00
Combinazione-4a (STR)	21 215,21	3 572,42	0,57	10,00	218,78	107,61
Combinazione-4b (STR)	26 489,45	3 572,42	0,45	10,00	259,35	148,18
Combinazione-5 (SLV)	17 107,70	1 104,34	0,30	10,00	155,37	107,82

Di seguito i dettagli sulle verifiche.

### VERIFICHE CON SOVRACCARICO DI BANCHINA

**Combinazione-1 (ECC)** Peso proprio cassone in opera + Cresta d'Onda (Tr=100 anni) + Sovraccarico

Ribaltamento rispetto a  $O_T$

Carico	Modulo caratteristico del Carico [kN]	Braccio [m]	Momento [kNm]	Coeff. Parziali ( $\gamma_{Gi}; \gamma_{oi}$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_{oi}$ )	Forza di calcolo [kN]	Momento di Calcolo [kNm]
CASSONE IN OPERA	17 580,81	5,00	87 904,04	1,00	-	17 580,81	87 904,04
SPINTA ORIZZONTALE CRESTA D'ONDA	5 609,67	4,64	26 015,11	1,00	-	5 609,67	26 015,11
SPINTA VERTICALE CRESTA D'ONDA - (Sottospinta)	2 679,23	5,73	15 344,68	1,00	-	2 679,23	15 344,68
SOVRACCARICO SU CASSONE	2 294,48	5,00	11 472,40	1,00	0,70	1 606,14	8 030,68

Risultante forze verticali	N'	[kN]	16 507,72
Risultante forze orizzontali	R	[kN]	5 609,67
Momento Resistente	$M_{Res}$	[kNm]	95 934,72
Momento Ribaltante	$M_{Rib}$	[kNm]	41 359,79
Eccentricità	e	[m]	1,69
sezione parzializzata		[-]	SI
larghezza fondazione efficace	B'	[m]	9,92
lunghezza fondazione	L'	[m]	13,00
tensione verticale efficace massima	$\sigma'_{max}$	[kPa]	256,06
tensione verticale efficace minima	$\sigma'_{min}$	[kPa]	0,00

**Combinazione-2 (ECC)** Peso proprio cassone in opera + Cavo d'Onda ( $T_r=100$  anni) + Sovraccarico

Ribaltamento rispetto a  $O_m$

Carico	Modulo caratteristico del Carico [kN]	Braccio [m]	Momento [kNm]	Coeff. Parziali ( $\gamma_{Gi}; \gamma_{Q_i}$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_{oi}$ )	Forza di calcolo [kN]	Momento di Calcolo [kNm]
CASSONE IN OPERA	17 580,81	5,00	87 904,04	1,00	-	17 580,81	87 904,04
SPINTA ORIZZONTALE CAVO D'ONDA	2 538,23	2,57	6 521,74	1,00	-	2 538,23	6 521,74
SPINTA VERTICALE CAVO D'ONDA - (Sottospinta)	2 704,95	4,27	11 557,52	1,00	-	2 704,95	11 557,52
SOVRACCARICO SU CASSONE	2 294,48	5,00	11 472,40	1,00	0,70	1 606,14	8 030,68

Risultante forze verticali	N'	[kN]	21 891,90
Risultante forze orizzontali	R	[kN]	2 538,23
Momento Resistente	$M_{Res}$	[kNm]	107 492,24
Momento Ribaltante	$M_{Rib}$	[kNm]	6 521,74
Eccentricità	e	[m]	0,39
sezione parzializzata		[-]	NO
larghezza fondazione efficace	B'	[m]	10,00
lunghezza fondazione	L'	[m]	13,00
tensione verticale efficace massima	$\sigma'_{max}$	[kPa]	207,58
tensione verticale efficace minima	$\sigma'_{min}$	[kPa]	129,22

**Combinazione-3a (STR)**

Peso proprio cassone in opera + Cresta d'Onda + Sovraccarico

Ribaltamento rispetto a  $O_r$

Carico	Modulo caratteristico del Carico [kN]	Braccio [m]	Momento [kNm]	Coeff. Parziali ( $\gamma_{Gi}; \gamma_{Q_i}$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_{oi}$ )	Forza di calcolo [kN]	Momento di Calcolo [kNm]
CASSONE IN OPERA	17 580,81	5,00	87 904,04	1,00	-	17 580,81	87 904,04
SPINTA ORIZZONTALE CRESTA DONDA	5 007,91	4,62	23 131,78	1,50	-	7 511,86	34 697,67
SPINTA VERTICALE CRESTA D'ONDA - (Sottospinta)	2 430,48	5,73	13 920,03	1,50	-	3 645,72	20 880,05
SOVRACCARICO SU CASSONE	2 294,48	5,00	11 472,40	1,50	0,70	2 409,20	12 046,02

Risultante forze verticali	N'	[kN]	16 344,29
Risultante forze orizzontali	R	[kN]	7 511,86
Momento Resistente	$M_{Res}$	[kNm]	99 950,06
Momento Ribaltante	$M_{Rib}$	[kNm]	55 577,72
Eccentricità	e	[m]	2,29
sezione parzializzata		[-]	SI
larghezza fondazione efficace	B'	[m]	8,14
lunghezza fondazione	L'	[m]	13,00
tensione verticale efficace massima	$\sigma'_{max}$	[kPa]	308,73
tensione verticale efficace minima	$\sigma'_{min}$	[kPa]	0,00

**Combinazione-3b (STR)**

Peso proprio cassone in opera + Cresta d'Onda + Sovraccarico

Ribaltamento rispetto a  $O_r$

Carico	Modulo caratteristico del Carico [kN]	Braccio [m]	Momento [kNm]	Coeff. Parziali ( $\gamma_{Gi}; \gamma_{Q_i}$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_{oi}$ )	Forza di calcolo [kN]	Momento di Calcolo [kNm]
CASSONE IN OPERA	17 580,81	5,00	87 904,04	1,30	-	22 855,05	114 275,26
Momento Ribaltante	5 007,91	4,62	23 131,78	1,50	-	7 511,86	34 697,67
Resistente/Azione	2 430,48	5,73	13 920,03	1,50	-	3 645,72	20 880,05
SOVRACCARICO SU CASSONE	2 294,48	5,00	11 472,40	1,50	0,70	2 409,20	12 046,02

Risultante forze verticali	N'	[kN]	21 618,53
Risultante forze orizzontali	R	[kN]	7 511,86
Momento Resistente	$M_{Res}$	[kNm]	126 321,28
Momento Ribaltante	$M_{Rib}$	[kNm]	55 577,72
Eccentricità	e	[m]	1,73
sezione parzializzata		[-]	SI
larghezza fondazione efficace	B'	[m]	9,82
lunghezza fondazione	L'	[m]	13,00
tensione verticale efficace massima	$\sigma'_{max}$	[kPa]	338,79
tensione verticale efficace minima	$\sigma'_{min}$	[kPa]	0,00

**Combinazione-4a (STR)**

Peso proprio cassone in opera + Cavo d'Onda + Sovraccarico

Ribalamento rispetto a  $O_M$

Carico	Modulo caratteristico del Carico [kN]	Braccio [m]	Momento [kNm]	Coeff. Parziali ( $\gamma_{Gi}; \gamma_{Qd}$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_{0d}$ )	Forza di calcolo [kN]	Momento di Calcolo [kNm]
CASSONE IN OPERA	17 580,81	5,00	87 904,04	1,00	-	17 580,81	87 904,04
SPINTA ORIZZONTALE CAVO D'ONDA	2 381,61	2,63	6 266,53	1,50	-	3 572,42	9 399,79
SPINTA VERTICALE CAVO D'ONDA - (Sottospinta)	2 422,93	4,27	10 352,53	1,50	-	3 634,40	15 528,80
SOVRACCARICO SU CASSONE	2 294,48	5,00	11 472,40	1,50	0,70	2 409,20	12 046,02

Risultante forze verticali	N'	[kN]	23 624,41
Risultante forze orizzontali	R	[kN]	3 572,42
Momento Resistente	$M_{Res}$	[kNm]	115 478,86
Momento Ribaltante	$M_{Rib}$	[kNm]	9 399,79
Eccentricità	e	[m]	0,51
sezione parzializzata		[-]	NO
larghezza fondazione efficace	B'	[m]	10,00
lunghezza fondazione	L'	[m]	13,00
tensione verticale efficace massima	$\sigma'_{max}$	[kPa]	237,31
tensione verticale efficace minima	$\sigma'_{min}$	[kPa]	126,14

**Combinazione-4b (STR)**

Peso proprio cassone in opera + Cavo d'Onda + Sovraccarico

Ribalamento rispetto a  $O_M$

Carico	Modulo caratteristico del Carico [kN]	Braccio [m]	Momento [kNm]	Coeff. Parziali ( $\gamma_{Gi}; \gamma_{Qd}$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_{0d}$ )	Forza di calcolo [kN]	Momento di Calcolo [kNm]
CASSONE IN OPERA	17 580,81	5,00	87 904,04	1,30	-	22 855,05	114 275,26
SPINTA ORIZZONTALE CAVO D'ONDA	2 381,61	2,63	6 266,53	1,50	-	3 572,42	9 399,79
SPINTA VERTICALE CAVO D'ONDA - (Sottospinta)	2 422,93	4,27	10 352,53	1,50	-	3 634,40	15 528,80
SOVRACCARICO SU CASSONE	2 294,48	5,00	11 472,40	1,50	0,70	2 409,20	12 046,02

Risultante forze verticali	N'	[kN]	28 898,65
Risultante forze orizzontali	R	[kN]	3 572,42
Momento Resistente	$M_{Res}$	[kNm]	141 850,07
Momento Ribaltante	$M_{Rib}$	[kNm]	9 399,79
Eccentricità	e	[m]	0,42
sezione parzializzata		[-]	NO
larghezza fondazione efficace	B'	[m]	10,00
lunghezza fondazione	L'	[m]	13,00
tensione verticale efficace massima	$\sigma'_{max}$	[kPa]	277,88
tensione verticale efficace minima	$\sigma'_{min}$	[kPa]	166,71

**Combinazione-5 (SLV)** Peso proprio cassone in opera + Sisma + Sovraccarico

Ribaltamento rispetto a  $O_M$

Carico	Modulo caratteristico del Carico [kN]	Braccio [m]	Momento [kNm]	Coeff. Parziali ( $\gamma_{Gi}$ / $\gamma_{Q}$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_{2i}$ )	Forza di calcolo [kN]	Momento di Calcolo [kNm]
CASSONE IN OPERA	17 580,81	5,00	87 904,04	-	-	17 580,81	87 904,04
SOVRACCARICO SU CASSONE	2 294,48	5,00	11 472,40	-	0,30	688,34	3 441,72
Spinta idrodinamica	158,13	4,20	664,15	-	-	158,13	664,15
Azione Sismica orizzontale su Cassone	946,21	4,74	4 486,88	-	-	946,21	4 486,88
Azione Sismica verticale su Cassone	473,10	5,00	2 365,52	-	-	473,10	2 365,52
Azione Sismica su sovraccarico - orizzontale	86,32	9,50	820,02	-	0,30	25,90	246,01
Azione Sismica su sovraccarico - verticale	43,16	5,00	215,80	-	0,30	12,95	64,74

Risultante forze verticali	N'	[kN]	17 783,10
Risultante forze orizzontali	R	[kN]	1 130,24
Momento Resistente	$M_{Res}$	[kNm]	91 345,76
Momento Ribaltante	$M_{Rib}$	[kNm]	7 827,29
Eccentricità	e	[m]	0,30
sezione parzializzata		[-]	NO
larghezza fondazione efficace	B'	[m]	10,00
lunghezza fondazione	L'	[m]	13,00
tensione verticale efficace massima	$\sigma^+_{max}$	[kPa]	161,70
tensione verticale efficace minima	$\sigma^+_{min}$	[kPa]	111,88

## VERIFICHE SENZA SOVRACCARICO DI BANCHINA

**Combinazione-1 (ECC)** Peso proprio cassone in opera + Cresta d'Onda ( $T_r=100$  anni) + Sovraccarico

Ribaltamento rispetto a  $O_T$

Carico	Modulo caratteristico del Carico [kN]	Braccio [m]	Momento [kNm]	Coeff. Parziali ( $\gamma_{Gi}; \gamma_{Qi}$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_{0i}$ )	Forza di calcolo [kN]	Momento di Calcolo [kNm]
CASSONE IN OPERA	17 580,81	5,00	87 904,04	1,00	-	17 580,81	87 904,04
SPINTA ORIZZONTALE CRESTA D'ONDA	5 609,67	4,64	26 015,11	1,00	-	5 609,67	26 015,11
SPINTA VERTICALE CRESTA D'ONDA - (Sottospinta)	2 679,23	5,73	15 344,68	1,00	-	2 679,23	15 344,68
SOVRACCARICO SU CASSONE	2 294,48	5,00	11 472,40	1,00	0,00	0,00	0,00

Risultante forze verticali	N'	[kN]	14 901,58
Risultante forze orizzontali	R	[kN]	5 609,67
Momento Resistente	$M_{Res}$	[kNm]	87 904,04
Momento Ribaltante	$M_{Rib}$	[kNm]	41 359,79
Eccentricità	e	[m]	1,88
sezione parzializzata		[-]	SI
larghezza fondazione efficace	B'	[m]	9,37
lunghezza fondazione	L'	[m]	13,00
tensione verticale efficace massima	$\sigma'_{max}$	[kPa]	244,66
tensione verticale efficace minima	$\sigma'_{min}$	[kPa]	0,00

**Combinazione-2 (ECC)** Peso proprio cassone in opera + Cavo d'Onda ( $T_r=100$  anni) + Sovraccarico

Ribaltamento rispetto a  $O_M$

Carico	Modulo caratteristico del Carico [kN]	Braccio [m]	Momento [kNm]	Coeff. Parziali ( $\gamma_{Gi}; \gamma_{Qi}$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_{0i}$ )	Forza di calcolo [kN]	Momento di Calcolo [kNm]
CASSONE IN OPERA	17 580,81	5,00	87 904,04	1,00	-	17 580,81	87 904,04
SPINTA ORIZZONTALE CAVO D'ONDA	2 538,23	2,57	6 521,74	1,00	-	2 538,23	6 521,74
SPINTA VERTICALE CAVO D'ONDA - (Sottospinta)	2 704,95	4,27	11 557,52	1,00	-	2 704,95	11 557,52
SOVRACCARICO SU CASSONE	2 294,48	5,00	11 472,40	1,00	0,0	0,00	0,00

Risultante forze verticali	N'	[kN]	20 285,76
Risultante forze orizzontali	R	[kN]	2 538,23
Momento Resistente	$M_{Res}$	[kNm]	99 461,56
Momento Ribaltante	$M_{Rib}$	[kNm]	6 521,74
Eccentricità	e	[m]	0,42
sezione parzializzata		[-]	NO
larghezza fondazione efficace	B'	[m]	10,00
lunghezza fondazione	L'	[m]	13,00
tensione verticale efficace massima	$\sigma'_{max}$	[kPa]	195,22
tensione verticale efficace minima	$\sigma'_{min}$	[kPa]	116,86

**Combinazione-3a (STR)**

Peso proprio cassone in opera + Cresta d'Onda

Ribalamento rispetto a  $O_T$

Carico	Modulo caratteristico del Carico [kN]	Braccio [m]	Momento [kNm]	Coeff. Parziali ( $\gamma_{G1}; \gamma_{Q1}$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_{01}$ )	Forza di calcolo [kN]	Momento di Calcolo [kNm]
CASSONE IN OPERA	17 580,81	5,00	87 904,04	1,00	-	17 580,81	87 904,04
SPINTA ORIZZONTALE CRESTA D'ONDA	5 007,91	4,62	23 131,78	1,50	-	7 511,86	34 697,67
SPINTA VERTICALE CRESTA D'ONDA - (Sottospinta)	2 430,48	5,73	13 920,03	1,50	-	3 645,72	20 880,05
SOVRACCARICO SU CASSONE	2 294,48	5,00	11 472,40	1,00	0,00	0,00	0,00

Risultante forze verticali	N'	[kN]	13 935,09
Risultante forze orizzontali	R	[kN]	7 511,86
Momento Resistente	$M_{RES}$	[kNm]	87 904,04
Momento Ribaltante	$M_{Rib}$	[kNm]	55 577,72
Eccentricità	e	[m]	2,68
sezione parzializzata		[-]	SI
larghezza fondazione efficace	B'	[m]	6,96
lunghezza fondazione	L'	[m]	13,00
tensione verticale efficace massima	$\sigma'_{max}$	[kPa]	308,06
tensione verticale efficace minima	$\sigma'_{min}$	[kPa]	0,00

**Combinazione-3b (STR)**

Peso proprio cassone in opera + Cresta d'Onda

Ribalamento rispetto a  $O_T$

Carico	Modulo caratteristico del Carico [kN]	Braccio [m]	Momento [kNm]	Coeff. Parziali ( $\gamma_{G1}; \gamma_{Q1}$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_{01}$ )	Forza di calcolo [kN]	Momento di Calcolo [kNm]
CASSONE IN OPERA	17 580,81	5,00	87 904,04	1,30	-	22 855,05	114 275,26
SPINTA ORIZZONTALE CRESTA D'ONDA	5 007,91	4,62	23 131,78	1,50	-	7 511,86	34 697,67
SPINTA VERTICALE CRESTA D'ONDA - (Sottospinta)	2 430,48	5,73	13 920,03	1,50	-	3 645,72	20 880,05
SOVRACCARICO SU CASSONE	2 294,48	5,00	11 472,40	1,00	0,00	0,00	0,00

Risultante forze verticali	N'	[kN]	19 209,33
Risultante forze orizzontali	R	[kN]	7 511,86
Momento Resistente	$M_{RES}$	[kNm]	114 275,26
Momento Ribaltante	$M_{Rib}$	[kNm]	55 577,72
Eccentricità	e	[m]	1,94
sezione parzializzata		[-]	SI
larghezza fondazione efficace	B'	[m]	9,17
lunghezza fondazione	L'	[m]	13,00
tensione verticale efficace massima	$\sigma'_{max}$	[kPa]	322,38
tensione verticale efficace minima	$\sigma'_{min}$	[kPa]	0,00

**Combinazione-4a (STR)**

Peso proprio cassone in opera + Cavo d'Onda

Ribalamento rispetto a  $O_M$

Carico	Modulo caratteristico del Carico [kN]	Braccio [m]	Momento [kNm]	Coeff. Parziali ( $\gamma_{G1}; \gamma_{Q1}$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_{01}$ )	Forza di calcolo [kN]	Momento di Calcolo [kNm]
CASSONE IN OPERA	17 580,81	5,00	87 904,04	1,00	-	17 580,81	87 904,04
SPINTA ORIZZONTALE CAVO D'ONDA	2 381,61	2,63	6 266,53	1,50	-	3 572,42	9 399,79
SPINTA VERTICALE CAVO D'ONDA - (Sottospinta)	2 422,93	4,27	10 352,53	1,50	-	3 634,40	15 528,80
SOVRACCARICO SU CASSONE	2 294,48	5,00	11 472,40	1,00	0,0	0,00	0,00

Risultante forze verticali	N'	[kN]	21 215,21
Risultante forze orizzontali	R	[kN]	3 572,42
Momento Resistente	$M_{RES}$	[kNm]	103 432,84
Momento Ribaltante	$M_{Rib}$	[kNm]	9 399,79
Eccentricità	e	[m]	0,57
sezione parzializzata		[-]	NO
larghezza fondazione efficace	B'	[m]	10,00
lunghezza fondazione	L'	[m]	13,00
tensione verticale efficace massima	$\sigma'_{max}$	[kPa]	218,78
tensione verticale efficace minima	$\sigma'_{min}$	[kPa]	107,61

**Combinazione-4b (STR)**

Peso proprio cassone in opera + Cavo d'Onda

Ribaltamento rispetto a  $O_M$

Carico	Modulo caratteristico del Carico [kN]	Braccio [m]	Momento [kNm]	Coeff. Parziali ( $\gamma_{Gi}; \gamma_{Qd}$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_{0d}$ )	Forza di calcolo [kN]	Momento di Calcolo [kNm]
CASSONE IN OPERA	17 580,81	5,00	87 904,04	1,30	-	22 855,05	114 275,26
SPINTA ORIZZONTALE CAVO D'ONDA	2 381,61	2,63	6 266,53	1,50	-	3 572,42	9 399,79
SPINTA VERTICALE CAVO D'ONDA - (Sottospinta)	2 422,93	4,27	10 352,53	1,50	-	3 634,40	15 528,80
SOVRACCARICO SU CASSONE	2 294,48	5,00	11 472,40	1,00	0,00	0,00	0,00

Risultante forze verticali	N'	[kN]	26 489,45
Risultante forze orizzontali	R	[kN]	3 572,42
Momento Resistente	$M_{Res}$	[kNm]	129 804,05
Momento Ribaltante	$M_{Rib}$	[kNm]	9 399,79
Eccentricità	e	[m]	0,45
sezione parzializzata		[-]	NO
larghezza fondazione efficace	B'	[m]	10,00
lunghezza fondazione	L'	[m]	13,00
tensione verticale efficace massima	$\sigma^+_{max}$	[kPa]	259,35
tensione verticale efficace minima	$\sigma^-_{min}$	[kPa]	148,18

**Combinazione-5 (SLV)**

Peso proprio cassone in opera + Sisma + Sovraccarico

Ribaltamento rispetto a  $O_M$

Carico	Modulo caratteristico del Carico [kN]	Braccio [m]	Momento [kNm]	Coeff. Parziali ( $\gamma_{Gi}; \gamma_{Qd}$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_{2d}$ )	Forza di calcolo [kN]	Momento di Calcolo [kNm]
CASSONE IN OPERA	17 580,81	5,00	87 904,04	-	-	17 580,81	87 904,04
SOVRACCARICO SU CASSONE	2 294,48	5,00	11 472,40	-	0,00	0,00	0,00
Spinta idrodinamica	158,13	4,20	664,15	-	-	158,13	664,15
Azione Sismica orizzontale su Cassone	946,21	4,74	4 486,88	-	-	946,21	4 486,88
Azione Sismica verticale su Cassone	473,10	5,00	2 365,52	-	-	473,10	2 365,52
Azione Sismica su sovraccarico - orizzontale	86,32	9,50	820,02	-	0,00	0,00	0,00
Azione Sismica su sovraccarico - verticale	43,16	5,00	215,80	-	0,00	0,00	0,00

Risultante forze verticali	N'	[kN]	17 107,70
Risultante forze orizzontali	R	[kN]	1 104,34
Momento Resistente	$M_{Res}$	[kNm]	87 904,04
Momento Ribaltante	$M_{Rib}$	[kNm]	7 516,55
Eccentricità	e	[m]	0,30
sezione parzializzata		[-]	NO
larghezza fondazione efficace	B'	[m]	10,00
lunghezza fondazione	L'	[m]	13,00
tensione verticale efficace massima	$\sigma^+_{max}$	[kPa]	155,37
tensione verticale efficace minima	$\sigma^-_{min}$	[kPa]	107,82

## 7.2 Verifiche della capacità portante del sistema terreno-cassone

Le verifiche della capacità portante del sistema terreno-fondazione sono state eseguite con riferimento alla combinazione A1+M1+R3 secondo l'Approccio 2.

Il calcolo della resistenza di progetto  $R_d$  è stata eseguita con la nota formula di Brinch Hansen (1970) utilizzando i parametri geotecnici caratteristici di progetto (M1). I cassoni sono stati assimilati ad un'opera di sostegno considerando valori del coefficiente riduttivo globale  $g_R$  pari ad 1,4 (Combinazione A1+M1+R3).

In base alle condizioni stratigrafiche medie, le verifiche della capacità portante sono state riferite al caso di fondazione su terreno "granulare", e sono state eseguite in termini di tensioni efficaci assumendo i corrispondenti parametri geotecnici di resistenza al taglio caratteristici.

La capacità portante è stata calcolata con la ben nota formula di Brinch Hansen e le verifiche sono state riferite al singolo cassone sottoposto alle combinazioni di carico riportate successivamente.

Nel caso di fondazione su terreno "granulare" il carico limite è dato da:

$$q_{ult} = \gamma' DN_q s_q d_q i_q b_q g_q + \frac{1}{2} \gamma' B^* N_{\gamma} s_{\gamma} d_{\gamma} i_{\gamma} b_{\gamma} g_{\gamma}$$

Per tener conto dell'eccentricità e della risultante dei carichi, il valore della larghezza  $B$  da introdurre nel calcolo della capacità portante è quello relativo all'area effettiva equivalente, la minima superficie ridotta rispetto alla quale la risultante risulta centrata.

A partire dai valori dell'eccentricità nella direzione di  $B$ ,  $e_B = M_b/N$ , la larghezza "fittizia" da adottare nel calcolo della capacità portante è pari a:

$$B' = B - 2 \cdot e \quad (\text{Meyerhof, 1953})$$

Nei calcoli lo strato più superficiale costituito dallo scanno di imbasamento di pietrame 50 cm è considerato come strato di ripartizione con angolo di diffusione pari a  $\phi'$ , per cui la larghezza della fondazione è pari a  $B' = B + 2 \cdot h \cdot \tan(\phi')$ .

Trattandosi di terreno stratificato si è operato come segue:

- determinazione della profondità  $H = \frac{B'}{2} \tan\left(45 + \frac{\phi_1}{2}\right)$ ;
- se  $H < d_1$  si considera soltanto lo strato più superficiale;
- se  $H > d_1$  si determinano le seguenti caratteristiche meccaniche fittizie:

$$\gamma' = \frac{d_1 \gamma'_1 + (H - d_1) \gamma'_2}{H} \quad c' = \frac{d_1 c_1 + (H - d_1) c_2}{H} \quad \phi' = \frac{d_1 \phi_1 + (H - d_1) \phi_2}{H}$$

Le combinazioni di carico (di seguito illustrate) sono state definite sia considerando che trascurando il sovraccarico sul cassone.

La determinazione dei risultanti in fondazione con sovraccarico è riportata nelle Relazioni tecniche di verifica di stabilità dei cassoni cellulari, a proposito delle verifiche a schiacciamento. La determinazione dei risultanti “senza sovraccarico” è invece riportata in Appendice.

La campagna di indagini geognostiche eseguita ha previsto l'esecuzione di due sondaggi offshore (ST1 e ST2) a profondità di -8,00 m e -7,00 m s.l.m.m. con lunghezza pari a 23 m e 22 m dal l.m.m. con numerose prove SPT e prelievo di campioni a varie profondità. La stratigrafia riscontrata consiste in un'alternanza di livelli di ghiaia piroclastica, sabbia e ciottoli con vario grado di addensamento.

Per le verifiche è stata assunta la seguente schematizzazione stratigrafica, assai cautelativa consistente in uno strato omogeneo con le seguenti caratteristiche geotecniche:

Peso dell'unità di volume saturo	$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	19,00
Coesione intercetta	$c'$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0,00
Angolo di resistenza a taglio	$\phi'$	[°]	38,00

Tabella 17 – Verifiche a carico limite: parametri geotecnici di calcolo

In tutti i casi sono risultati coefficienti di sicurezza superiori a  $\gamma_R=1,40$ .

Combinazione-1 (ECC)	Peso proprio cassone in opera + Cresta d'Onda (Tr=100 anni) + Sovraccarico
Combinazione-2 (ECC)	Peso proprio cassone in opera + Cavo d'Onda (Tr=100 anni) + Sovraccarico
Combinazione-3 (STR)	Peso proprio cassone in opera + Cresta d'Onda (Tr=25 anni) + Sovraccarico
Combinazione-4 (STR)	Peso proprio cassone in opera + Cavo d'Onda (Tr=25 anni) + Sovraccarico
Combinazione-5 (SLV)	Peso proprio cassone in opera + Sisma + Sovraccarico

COMBINAZIONE	N'	R	e	VER. CARICO LIMITE
	[kN]	[kN]	[m]	$q_{limd}/q_{es}$
Combinazione-1 (ECC)	16 507,72	5 609,67	1,69	5,82
Combinazione-2 (ECC)	21 891,90	2 538,23	0,39	14,87
Combinazione-3a (STR)	16 344,29	7 511,86	2,29	2,61
Combinazione-3b (STR)	21 618,53	7 511,86	1,73	4,25
Combinazione-4a (STR)	23 624,41	3 572,42	0,51	11,98
Combinazione-4b (STR)	28 898,65	3 572,42	0,42	10,92
Combinazione-5 (SLV)	17 783,10	1 130,24	0,30	21,73

Tabella 18 – Verifiche a carico limite: Combinazioni di carico con sovraccarico – sintesi dei risultati

COMBINAZIONE	N'	R	e	VER. CARICO LIMITE
	[kN]	[kN]	[m]	$q_{limd}/q_{es}$
Combinazione-1 (ECC)	14 901,58	5 609,67	1,88	5,11
Combinazione-2 (ECC)	20 285,76	2 538,23	0,42	15,49
Combinazione-3a (STR)	13 935,09	7 511,86	2,68	1,60
Combinazione-3b (STR)	19 209,33	7 511,86	1,94	3,61
Combinazione-4a (STR)	21 215,21	3 572,42	0,57	12,43
Combinazione-4b (STR)	26 489,45	3 572,42	0,45	11,40
Combinazione-5 (SLV)	17 107,70	1 104,34	0,30	22,54

Tabella 19 – Verifiche a carico limite: Combinazioni di carico senza sovraccarico – sintesi dei risultati

**VERIFICA A CARICO LIMITE CD  
CON SOVRACCARICO**

*Fondazione*

B	[m]	10,00
L	[m]	14,00
D	[m]	0,00
$\omega$	[°]	0,00

*Imbasamento*

h	[m]	1,00
$\varphi'$	[°]	40,00

*Terreno 1      Terreno 2*

$\gamma'$	[kN/m <sup>3</sup> ]	8,90	10,00
c'	[kN/m <sup>2</sup> ]	0,00	0,00
$\varphi'$	[°]	38,00	38,00
d <sub>t</sub>	[m]	20,00	-

COMBINAZIONE		ECC	ECC	STR	STR	STR	STR	SLV
		1	2	3a	3b	4a	4b	5
$\Sigma V$	[kN]	16 507,72	21 891,90	16 344,29	21 618,53	23 624,41	28 898,65	17 783,10
$\Sigma H$	[kN]	5 609,67	2 538,23	7 511,86	7 511,86	3 572,42	3 572,42	1 130,24
e <sub>B</sub>	[m]	1,69	0,39	2,29	1,73	0,51	0,42	0,30
e <sub>L</sub>	[m]	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0
B'	[m]	6,61	9,22	5,43	6,54	8,98	9,17	9,39
B*	[m]	8,29	10,90	7,11	8,22	10,66	10,84	11,07
L'	[m]	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00
Area fondaz.	[m <sup>2</sup> ]	116,06	152,64	99,51	115,12	149,22	151,83	155,00
q <sub>es</sub>	[MPa]	0,14	0,14	0,16	0,19	0,16	0,19	0,11
q <sub>H</sub>	[MPa]	0,05	0,02	0,08	0,07	0,02	0,02	0,01

H	[m]	8,50	11,18	7,29	8,43	10,93	11,12	11,35
c'	[kPa]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\varphi'$	[°]	38,00	38,00	38,00	38,00	38,00	38,00	38,00

K <sub>p</sub>	[-]	4,20	4,20	4,20	4,20	4,20	4,20	4,20
N <sub>q</sub>	[-]	48,87	48,87	48,87	48,87	48,87	48,87	48,87
N <sub>c</sub>	[-]	61,27	61,27	61,27	61,27	61,27	61,27	61,27
N <sub><math>\gamma</math></sub>	[-]	77,93	77,93	77,93	77,93	77,93	77,93	77,93

*Inclinazione del carico*

$\vartheta$	[°]	18,77	6,61	24,68	19,16	8,60	7,05	3,64
m=m <sub>b</sub>	[-]	1,63	1,56	1,66	1,63	1,57	1,56	1,56
$\beta_a$	[-]	0,51	0,82	0,36	0,50	0,77	0,81	0,90
$\beta_c$	[-]	0,50	0,82	0,35	0,49	0,77	0,81	0,90
$\beta_\gamma$	[-]	0,34	0,73	0,19	0,33	0,66	0,71	0,85

*Forma della fondazione*

$\zeta'_q$	[-]	1,46	1,61	1,40	1,46	1,59	1,61	1,62
$\zeta'_c$	[-]	1,47	1,62	1,40	1,47	1,61	1,62	1,63
$\zeta'_\gamma$	[-]	0,76	0,69	0,80	0,77	0,70	0,69	0,68

*Inclinazione della superficie del terreno*

$\zeta''_q$	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$\zeta''_c$	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$\zeta''_\gamma$	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

q <sub>lim</sub>	[MPa]	0,83	2,13	0,43	0,80	1,90	2,08	2,49
------------------	-------	------	------	------	------	------	------	------

q <sub>limd</sub> /q <sub>es</sub>	[-]	5,82	14,87	2,61	4,25	11,98	10,92	21,73
$\eta_{cp}$	[-]	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40
		LA VERIFICA E' SODDISFATTA						

Tabella 20 – Verifiche a carico limite: Combinazioni di carico con sovraccarico – calcoli di verifica

**VERIFICA A CARICO LIMITE CD  
SENZA SOVRACCARICO**

*Fondazione*

B	[m]	10,00
L	[m]	14,00
D	[m]	0,00
$\omega$	[°]	0,00

*Imbasamento*

h	[m]	1,00
$\varphi'$	[°]	40,00

		Terreno 1	Terreno 2
$\gamma'$	[kN/m <sup>3</sup> ]	8,90	10,00
c'	[kN/m <sup>2</sup> ]	0,00	0,00
$\varphi'$	[°]	38,00	38,00
d <sub>1</sub>	[m]	20,00	-

COMBINAZIONE		ECC	ECC	STR	STR	STR	STR	SLV
		1	2	3a	3b	4a	4b	5
$\Sigma V$	[kN]	14 901,58	20 285,76	13 935,09	19 209,33	21 215,21	26 489,45	17 107,70
$\Sigma H$	[kN]	5 609,67	2 538,23	7 511,86	7 511,86	3 572,42	3 572,42	1 104,34
e <sub>B</sub>	[m]	1,88	0,42	2,68	1,94	0,57	0,45	0,30
e <sub>L</sub>	[m]	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0	0
B'	[m]	6,25	9,16	4,64	6,11	8,86	9,09	9,40
B*	[m]	7,93	10,84	6,32	7,79	10,54	10,77	11,08
L'	[m]	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00	14,00
Area fondaz.	[m <sup>2</sup> ]	110,95	151,78	88,45	109,05	147,60	150,77	155,06
q <sub>es</sub>	[MPa]	0,13	0,13	0,16	0,18	0,14	0,18	0,11
q <sub>H</sub>	[MPa]	0,05	0,02	0,08	0,07	0,02	0,02	0,01

H	[m]	8,12	11,11	6,48	7,99	10,81	11,04	11,35
c'	[kPa]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
$\varphi'$	[°]	38,00	38,00	38,00	38,00	38,00	38,00	38,00
K <sub>p</sub>	[-]	4,20	4,20	4,20	4,20	4,20	4,20	4,20
N <sub>q</sub>	[-]	48,87	48,87	48,87	48,87	48,87	48,87	48,87
N <sub>c</sub>	[-]	61,27	61,27	61,27	61,27	61,27	61,27	61,27
N <sub><math>\gamma</math></sub>	[-]	77,93	77,93	77,93	77,93	77,93	77,93	77,93

*Inclinazione del carico*

$\psi$	[°]	20,63	7,13	28,33	21,36	9,56	7,68	3,69
m=m <sub>b</sub>	[-]	1,64	1,56	1,69	1,64	1,57	1,57	1,56
$\beta_q$	[-]	0,46	0,81	0,27	0,44	0,75	0,80	0,90
$\beta_c$	[-]	0,45	0,81	0,26	0,43	0,74	0,79	0,90
$\beta_\gamma$	[-]	0,29	0,71	0,12	0,27	0,62	0,69	0,84

*Forma della fondazione*

$\zeta_q$	[-]	1,44	1,61	1,35	1,43	1,59	1,60	1,62
$\zeta_c$	[-]	1,45	1,62	1,36	1,44	1,60	1,61	1,63
$\zeta_\gamma$	[-]	0,77	0,69	0,82	0,78	0,70	0,69	0,68

*Inclinazione della superficie del terreno*

$\zeta_q^{\text{ter}}$	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$\zeta_c^{\text{ter}}$	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
$\zeta_\gamma^{\text{ter}}$	[-]	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

q <sub>lim</sub>	[MPa]	0,69	2,07	0,25	0,64	1,79	2,00	2,49
------------------	-------	------	------	------	------	------	------	------

q <sub>lim</sub> /q <sub>es</sub>	[-]	5,11	15,49	1,60	3,61	12,43	11,40	22,54
-----------------------------------	-----	------	-------	------	------	-------	-------	-------

$\eta_{cp}$	[-]	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40	1,40
		LA VERIFICA E' SODDISFATTA						

COMBINAZIONE		ECC	ECC	STR	STR	STR	STR	SLV
		1	2	3a	3b	4a	4b	5
q <sub>lim</sub>	[MPa]	0,69	2,07	0,25	0,64	1,79	2,00	2,49
q <sub>es</sub>	[MPa]	0,13	0,13	0,16	0,18	0,14	0,18	0,11
q <sub>lim</sub> /q <sub>es</sub>	[-]	5,11	15,49	1,60	3,61	12,43	11,40	22,54

Tabella 21 – Verifiche a carico limite: Combinazioni di carico senza sovraccarico – calcoli di verifica

## 8 VERIFICHE DEL PRIMO TRATTO

Il Primo tratto ha dimensioni in pianta 11x6 m ed è costituito da pile di elementi prefabbricati cavi imbasate a -2,30 m -3,70 m e -6,50 m, solidarizzate attraverso getti di calcestruzzo e micropali, collegati in testa da una sovrastruttura in c.a..

Il tratto di molo diventa a tutti gli effetti un monolite ancorato ai terreni di fondazione per mezzo di n°40 micropali F250 di lunghezza pari a 8,00m, armati con tubolari F168,3 di spessore pari a 16 mm.

L'azione destabilizzante principale è quella legata al moto ondoso.

Vengono riportate le verifiche di stabilità del tratto di monolite imbasato a quota -6,50 m, con dimensioni in pianta 6,00x6,00 m (oltre le alette stabilizzatrici di fondazione), in quanto è la porzione che presenta condizioni più sfavorevoli ( a parità di micropali ha azione del moto ondoso più gravosa).

Le verifiche di stabilità a scorrimento e ribaltamento vengono eseguite considerando la resistenza al carico limite verticale di trazione e al carico limite orizzontale dei micropali.

Di seguito si riportano quindi:

- Determinazione del carico limite verticale di trazione dei micropali;
- Determinazione del carico limite verticale di compressione dei micropali;
- Determinazione del carico limite orizzontale dei micropali;
- Verifiche a scorrimento e a ribaltamento.

Le verifiche di stabilità a scorrimento e ribaltamento vengono eseguite considerando la resistenza al carico limite verticale di trazione e al carico limite orizzontale dei micropali.

Per quanto riguarda le verifiche strutturali dei micropali, l'armatura tubolare è stata determinata per garantire un adeguato momento plastico, funzionale al carico limite orizzontale (meccanismo di palo lungo).

### 8.1 Determinazione del carico limite di trazione

Il carico limite dei micropali dipende sensibilmente dalle tecnologie esecutive. Viene utilizzato il metodo proposto da Bustamante e Doix e riportato da Viggiani (C. Viggiani, Fondazioni, Hevelius Edizioni).

La caratterizzazione del terreno è basata sui risultati delle prove SPT.

Il carico limite di trazione di un micropalo si può esprimere come:

$$W_{lim} = \pi d_s L_s s$$

dove  $d_s$  è il diametro,  $L_s$  la lunghezza della zona iniettata,  $s$  la resistenza tangenziale all'interfaccia. Il diametro  $d_s$  è dato dal diametro della perforazione per un coefficiente maggiorativo  $\alpha$  che dipende dal tipo di terreno e di iniezione e che tiene conto della diffusione della miscela nel terreno circostante la perforazione, secondo la seguente tabella:

Terreno	Valori di $\alpha$		Quantità minima di miscela consigliata
	IRS	IGU	
Ghiaia	1,8	1,3 - 1,4	$1,5 V_s$
Ghiaia sabbiosa	1,6 - 1,8	1,2 - 1,4	$1,5 V_s$
Sabbia ghiaiosa	1,5 - 1,6	1,2 - 1,3	$1,5 V_s$
Sabbia grossa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_s$
Sabbia media	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_s$
Sabbia fine	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	$1,5 V_s$
Sabbia limosa	1,4 - 1,5	1,1 - 1,2	IRS: $(1,5 - 2)V_s$ ; IGU: $1,5 V_s$
Limo	1,4 - 1,6	1,1 - 1,2	IRS: $2V_s$ ; IGU: $1,5V_s$
Argilla	1,8 - 2,0	1,2	IRS: $(2,5 - 3)V_s$ ; IGU: $(1,5-2)V_s$
Marne	1,8	1,1 - 1,2	$(1,5 - 2)V_s$ per strati compatti
Calcari marnosi	1,8	1,1 - 1,2	$(2 - 6)V_s$ o più per strati fratturati
Calcari alterati o fratturati	1,8	1,1 - 1,2	
Roccia alterata e/o fratturata	1,2	1,1	$(1,1-1,5)V_s$ per strati poco fratturati $2V_s$ o più per strati fratturati

Tabella 22 – Coefficiente maggiorativo del diametro

I valori della resistenza tangenziale all'interfaccia fra il micropalo e il terreno sono riportati in diagrammi, in funzione delle caratteristiche del terreno e della tecnologia di realizzazione del micropalo.

Terreno	Tipo di iniezione	
	IRS	IGU
Da ghiaia a sabbia limosa	SG1	SG2
Limo e argilla	AL1	AL2
Marna, calcare marnoso, calcare tenero fratturato	MC1	MC2
Roccia alterata e/o fratturata	$\geq R1$	$\geq R2$

Tabella 23 – Indicazione sulla curva di riferimento

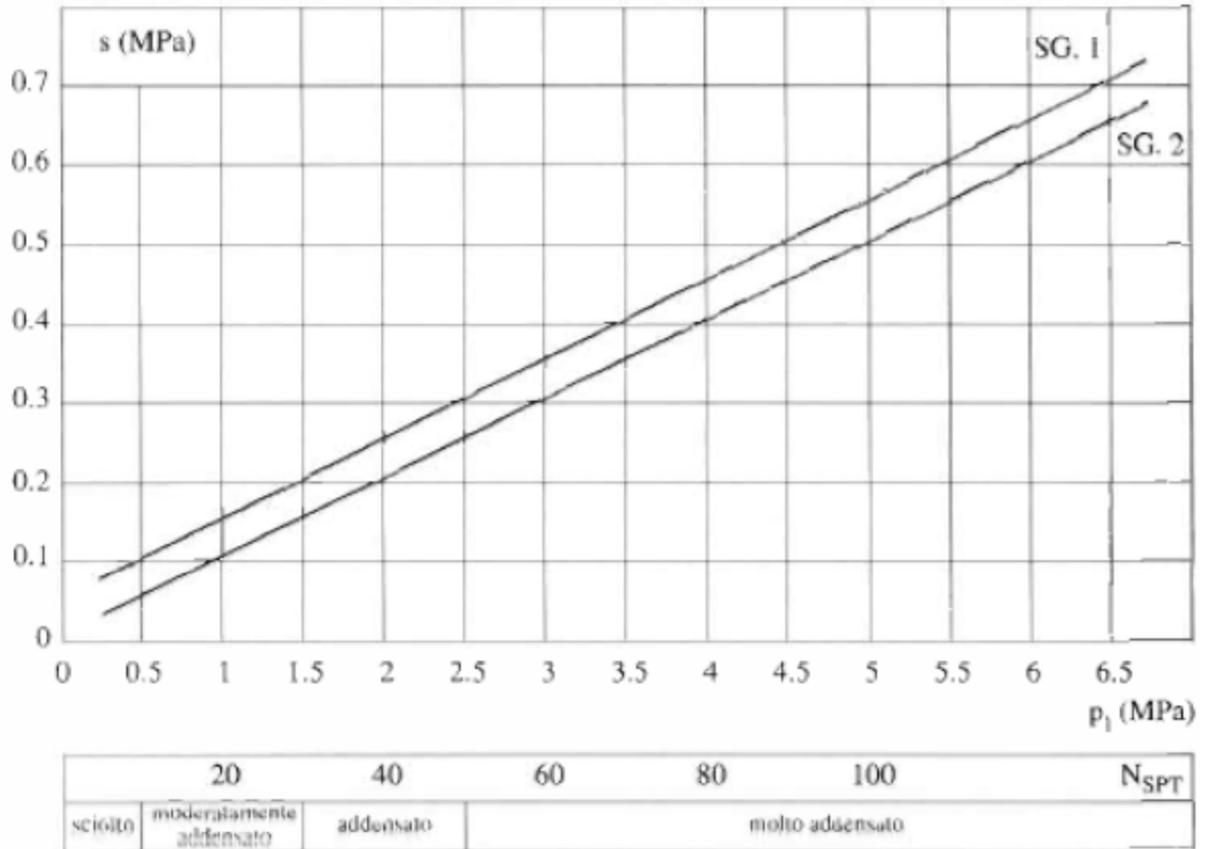


Tabella 24 – Abaco per la determinazione di  $s$  per sabbie e ghiaie

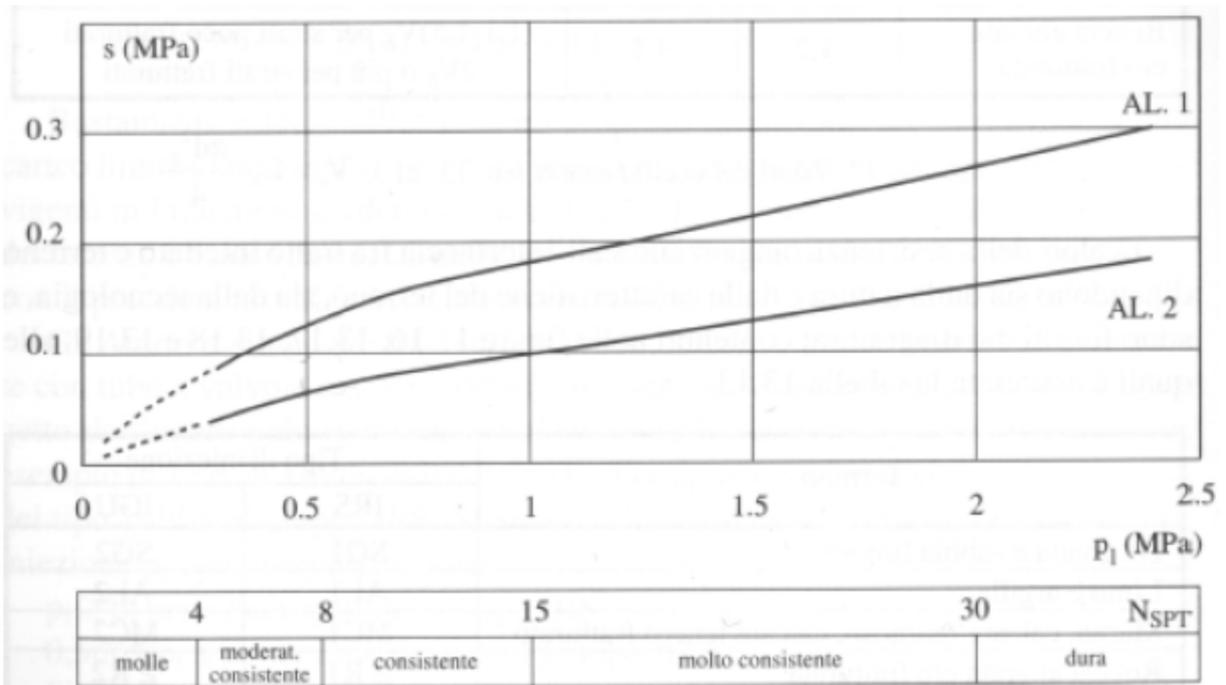


Tabella 25 – Abaco per la determinazione di  $s$  per argille e limi

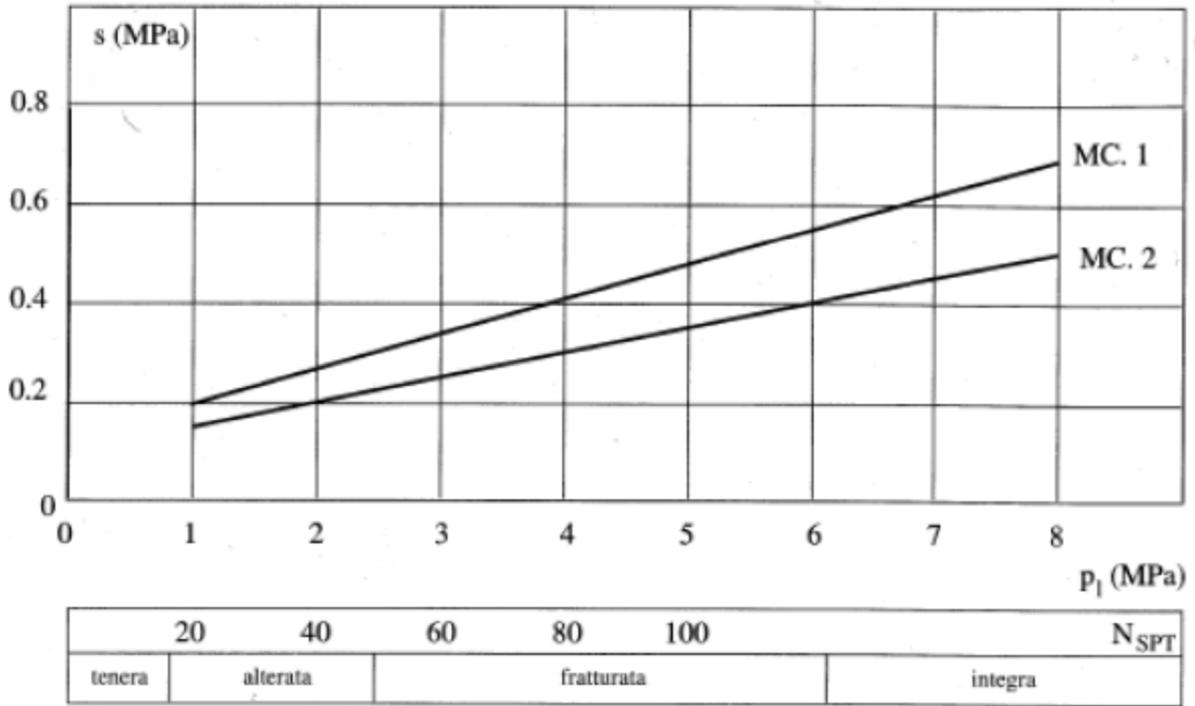


Tabella 26 – Abaco per la determinazione di  $s$  per gessi, marne e marne calcaree

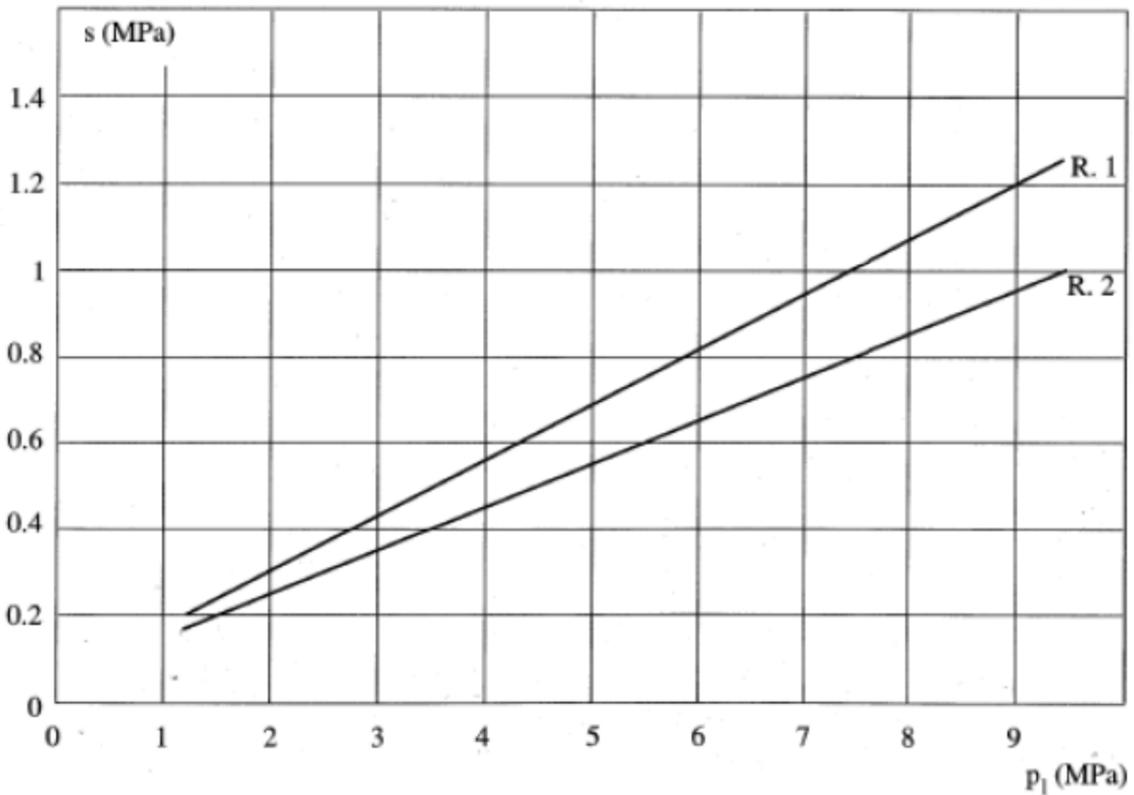


Tabella 27 – Abaco per la determinazione di  $s$  per rocce alterate e fratturate

Il valore caratteristico della resistenza a carichi di trazione  $R_{ak}$ , è dato dal minore dei valori ottenuti

applicando i coefficienti di riduzione  $\xi_{a3}$ ,  $\xi_{a4}$  riportati nella tabella 6.6.III delle NTC alle resistenze limite calcolate con la metodologia sopra illustrata:

$$R_{ak} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{a,c})_{medio}}{\xi_{a3}}; \frac{(R_{a,c})_{min}}{\xi_{a4}} \right\}$$

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tabella 28 – Fattori di correlazione in funzione del numero di profili di indagine (Tab 6.4.IV NTC2018)

A sua volta, la resistenza di calcolo si ricava dividendo la resistenza caratteristica per il coefficiente parziale, determinabile dalla tabella seguente.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	$\gamma_R$	(R3)	(R3)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,15	1,15	1,15
Totale <sup>o</sup>	$\gamma$	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,25	1,25	1,25

<sup>o</sup> da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

Tabella 29 – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche a carico limite verticale dei pali (Tab 6.4.II NTC2018)

### 8.1.1 Risultati

Nella tabella seguente si riporta la determinazione del carico limite a trazione, assumendo in via cautelativa che il terreno sia costituito da Ghiaia Sabbiosa e che il getto del palo avvenga in un'unica soluzione (IGU, *injection globale unique*). Il carico limite a trazione del singolo palo è pari a 1.066 kN. Considerata la natura del terreno e gli interassi dei micropali, non si considerano effetti di gruppo.

CARATTERISTICHE MICROPALI			
Tipo di iniezione		IRS	
Diametro perforazione	d	0,25	m
Lunghezza bulbo	L <sub>s</sub>	8	m

CARATTERISTICHE TERRENO	
Prove SPT	N <sub>SPT</sub> 50

COEFFICIENTI PARZIALI		
Numero profili di indagine		2
Fattore di correlazione	ξ <sub>a3</sub>	1,65
Coeff. parziale laterale in trazione	γ <sub>R</sub>	1,25

VERIFICA A SFILAMENTO			
Terreno		Ghiaia sabbiosa	
Coefficiente maggiorativo	α	1,4	
Diametro effettivo zona iniettata	d <sub>s</sub>	0,350	m
Curva per la determinazione di s		SG2	
Pressione limite	p <sub>l</sub>	2,5	MPa
Resistenza tangenziale all'interfaccia	s	0,25	MPa
Resistenza allo sfilamento	R <sub>a,c, medio</sub>	2199	kN
Resistenza caratteristica	R <sub>ak</sub>	1333	kN
<b>Resistenza di calcolo</b>	<b>R<sub>ad</sub></b>	<b>1066</b>	<b>kN</b>

Tabella 30 –Carico limite di trazione del micropalo

## 8.2 Determinazione del carico limite di compressione

Il carico limite di compressione di un micropalo si può esprimere come:

$$W_{lim} = P + S = P + \pi d_s L_s s$$

Dove  $P$  è la resistenza alla punta,  $S$  la resistenza laterale,  $d_s$  è il diametro,  $L_s$  la lunghezza della zona iniettata,  $s$  la resistenza tangenziale all'interfaccia.

La resistenza alla punta viene posta pari al 15% della resistenza laterale.

Determinato il valore caratteristico, il carico limite di calcolo viene determinato applicando i fattori di correlazione in funzione del numero di profili di indagine e i coefficienti parziali sulle resistenze

laterale e alla base.

### 8.2.1.1 Risultati

Nella tabella seguente si riporta la determinazione del carico limite a compressione, assumendo in via cautelativa che il terreno sia costituito da Ghiaia Sabbiosa e che il getto del palo avvenga in un'unica soluzione (IGU, *injection globale unique*). Il carico limite a trazione del singolo palo è pari a 1.307 kN. Considerata la natura del terreno e gli interassi dei micropali, non si considerano effetti di gruppo.

CARATTERISTICHE MICROPALI			
Tipo di iniezione		IRS	
Diametro perforazione	d	0,25	m
Lunghezza bulbo	L <sub>s</sub>	8,00	m

CARATTERISTICHE TERRENO		
Prove SPT	N <sub>SPT</sub>	50

COEFFICIENTI PARZIALI		
Numero verticali indagate		2
Fattore di correlazione	ξ <sub>3</sub>	1,65
Coeff. parziale laterale in compressione	γ <sub>s</sub>	1,15
Coeff. parziale base	γ <sub>b</sub>	1,35

RESISTENZA LATERALE			
Terreno		Ghiaia sabbiosa	
Spessore strato	L <sub>s1</sub>	8,000	m
Coefficiente maggiorativo	α	1,4	
Diametro effettivo zona iniettata	d <sub>s</sub>	0,350	m
Curva per la determinazione di s		SG2	
Pressione limite	p <sub>l</sub>	2,5	MPa
Resistenza tangenziale all'interfaccia	s	0,25	MPa
Resistenza media laterale	R <sub>cl, medio</sub>	2199	kN
Resistenza caratteristica laterale	R <sub>lk</sub>	1333	kN
Resistenza di calcolo laterale	R <sub>ld</sub>	1159	kN

RESISTENZA ALLA PUNTA			
Terreno		Sabbia limosa	
Resistenza media alla punta	R <sub>cp, medio</sub>	330	kN
Resistenza caratteristica alla punta	R <sub>pk</sub>	200	kN
Resistenza di calcolo alla punta	R <sub>pd</sub>	148	kN

RESISTENZA DI CALCOLO COMPLESSIVA			
Resistenza di calcolo laterale	R <sub>ld</sub>	1159	kN
Resistenza di calcolo alla punta	R <sub>pd</sub>	148	kN
<b>Resistenza di calcolo complessiva</b>	<b>R<sub>ad</sub></b>	<b>1307</b>	<b>kN</b>

Tabella 31 –Carico limite di trazione del micropalo

### 8.3 Determinazione del carico limite orizzontale

Il carico limite orizzontale  $H_{lim,s}$  del singolo micropalo è stato valutato con la teoria di Broms nell'ipotesi che il micropalo sia installato in un mezzo omogeneo. Il micropalo è stato considerato con rotazione in testa impedita.

Vengono identificati tre meccanismi di rottura, illustrati nella seguente figura:

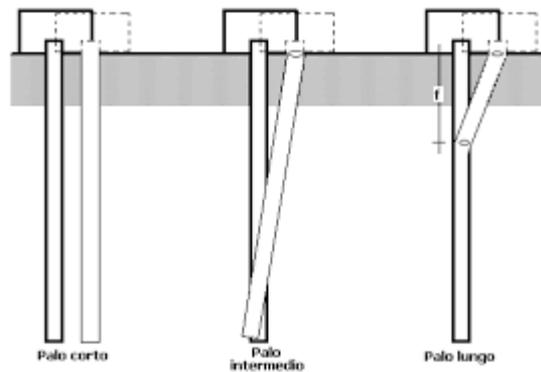


Figura 13 – Meccanismi di rottura per carico limite orizzontale

#### PALO CORTO

L'equilibrio alla traslazione orizzontale fornisce:

$$H = 1,5L^2 k_p \gamma d$$

Dalla quale:

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = 1,5 \left(\frac{L}{d}\right)^2$$

L'assunzione di Palo corto è valida se  $M_{max} \leq M_y$ . A tal fine, può calcolarsi:

$$M_{max} = \frac{2}{3} HL$$

#### PALO INTERMEDIO

Per il palo intermedio si ha la formazione di una sola cerniera plastica all'attacco con la struttura di fondazione.

Imponendo l'equilibrio alla traslazione orizzontale si ottiene:

$$F = \frac{3}{2} L^2 k_p \gamma d - H$$

Tenendo conto di questa espressione ed imponendo l'equilibrio alla rotazione attorno alla cerniera plastica si ottiene:

$$M_y = \frac{1}{2} L^3 k_p \gamma d - HL$$

E quindi:

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \frac{1}{2} \left( \frac{L}{d} \right)^2 + \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \frac{d}{L}$$

H risulta quindi anche funzione di  $M_y$ , oltre che di  $\gamma$ ,  $k_p$ ,  $d$  e  $L$ .

### PALO LUNGO

Per il palo lungo il massimo momento lungo il fusto si verifica alla profondità  $f$ , data dalla seguente formula:

$$f = 0,816 \sqrt{\frac{H}{k_p \gamma d}}$$

Tale momento è pari al momento di plasticizzazione  $M_y$ : si forma pertanto una seconda cerniera plastica. L'equilibrio alla rotazione del tratto di palo compreso tra le due cerniere plastiche, fornisce:

$$\frac{2}{3} H f = 2 M_y$$

Dalla quale ricordando l'espressione riporta sopra per  $f$ , si ottiene:

$$\frac{H}{k_p \gamma d^3} = \sqrt[3]{\left( 3,676 \frac{M_y}{k_p \gamma d^4} \right)^2}$$

Il carico limite del singolo palo in gruppo è:

$$H_{\lim, g} = E H_{\lim, s}$$

dove  $E$  è l'efficienza del gruppo, funzione del rapporto tra l'interasse e il diametro dei pali.

Il valore caratteristico della resistenza a carichi trasversali  $R_{trk}$ , è dato dal minore dei valori ottenuti applicando i coefficienti di riduzione  $\xi_3$ ,  $\xi_4$  riportati nella tabella 6.4.IV delle NTC alle resistenze limite  $R_{ccal}$  ( $\equiv H_{\lim}$ ) calcolate con la metodologia sopra illustrata:

$$R_{ck} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c, cal})_{medio}}{\xi_3}; \frac{(R_{c, cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
$\xi_3$	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
$\xi_4$	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Tabella 32 – Fattori di correlazione in funzione del numero verticali indagate (Tab.6.4.IV NTC2018)

Il carico limite di calcolo del singolo micropalo in gruppo è pari a  $H_{lim_{g,d}} = H_{lim_g} / \gamma_R$ , dove  $\gamma_R = 1,3$  è il coefficiente parziale di resistenza per pali soggetti a carichi trasversali (Tab 6.4.VI delle NTC2018).

### 8.3.1 Risultati

Nella tabella seguente si riporta la determinazione del carico limite orizzontale, assumendo in via cautelativa che il terreno sia costituito da Ghiaia Sabbiosa. Il carico limite a trazione di calcolo del singolo palo è pari a 47 kN. Considerati gli interassi dei micropali, non si considerano effetti di gruppo.

**DATI DEL PALO**

<b>Palo</b>	Diametro	D =	0,25 [m]
	Lunghezza infissa	L =	8,00 [m]
<b>Sez. Palo</b>	Tensione di snervamento caratteristica	$f_{yk}$ =	355 000 [kPa]
	Coeff. di sicurezza acciaio	$\gamma_m$ =	1,05 [-]
	Momento plastico resistente tubolare	$M_{Rd, pl, s}$ =	90,27 [kNm]
	Momento plastico resistente sezione c.a.	$M_{Rd, pl, c.a.}$ =	0,00 [kNm]
	Momento plastico resistente	$M_{Rd, pl}$ =	90,27 [kNm]

**DATI DEL PALO**

<b>Terreno omogeneo</b>	
$\gamma'_{v1}$ =	8,90 [kN/m <sup>3</sup> ]
$\phi'_{v1}$ =	38,00 [°]
$K_{a, v1}$ =	0,24 [-]
$K_{p, v1}$ =	4,20 [-]

<b>IPOTESI DI "PALO CORTO"</b>	$H_{lim}$ =	897,92 [kN]
	f =	8,00 [m]
	$M_{max}$ =	4 788,91 [kNm]

Verifica ipotesi di palo corto: **Mmax > MRd, pl PALO LUNGO**

<b>IPOTESI DI "PALO INTERMEDIO"</b>	$H_{lim}$ =	20,64 [kN]
	f =	1,21 [m]
	$M_{max}$ =	1 241,97 [kNm]

<b>IPOTESI DI "PALO LUNGO"</b>	$H_{lim}$ =	100,99 [kN]
	f =	2,68 [m]

Coeff. di riduzione funzione del numero di verticali indagate	$\xi_3$ =	1,65 [-]
	$\xi_4$ =	1,55 [-]
<b>Carico limite orizzontale caratteristico palo</b>	$Q_{lim, h, K}$ =	61,21 [kN]

Coeff. Resistenza totale	$\gamma_{t4}$ =	1,30 [-]
<b>Carico limite orizzontale di progetto del singolo palo</b>	$Q_{lim, h, d}$ =	47,08 [kN]
Efficienza di gruppo	E =	1,00 [-]
<b>Carico limite orizzontale di progetto del singolo palo in gruppo</b>	$Q_{lim, h, d}$ =	47,08 [kN]

*Tabella 33– Caratteristiche del palo*

#### 8.4 Verifiche di stabilità al ribaltamento e alla traslazione

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 geotecnico.

L'effetto delle azioni e della resistenza possono essere espressi in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , dei parametri di progetto  $X_k/\gamma_M$  e della geometria di progetto  $a_d$ , mentre nella formulazione della resistenza compare un coefficiente  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza del sistema:

$$E_d = E \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

$$R_d = \frac{1}{\gamma_R} R \left[ \gamma_F F_k; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right]$$

I valori delle azioni di progetto possono essere esplicitati mediante le seguenti combinazioni:

Combinazione SLU:  $\gamma_{G1} G_1 + \gamma_{G2} G_2 + \gamma_{Q1} Q_{k1} + \gamma_{Q2} \Psi_{02} Q_{k2} + \dots$

Combinazione Sismica SLV:  $E + G_1 + G_2 + P + \Psi_{21} Q_{k1} + \Psi_{22} Q_{k2} + \dots$

dove:

- $G_1$  sono i carichi permanenti strutturali;
- $G_2$  sono i carichi permanenti non strutturali;
- $E$  azione sismica;
- $Q_{k1}$  azione variabile dominante;
- $Q_{kj}$  azioni variabili restanti;
- $\gamma_{Qi}$  coefficiente parziale delle azioni variabili;
- $\gamma_{G1}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti strutturali;
- $\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali;
- $\Psi_{0j}, \Psi_{2j}$  coefficienti di combinazione delle azioni.

Per quanto riguarda le verifiche alla traslazione e al ribaltamento, la condizione  $E_d \leq R_d$  è stata verificata secondo l'Approccio 2:

$$(A1+M1+R3)$$

tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle seguenti tabelle.

Si precisa la diga a parete verticale è stata assimilata ad un muro di sostegno, pertanto i coefficienti di sicurezza parziale  $\gamma_R$  di riferimento sono quelli della Tabella 6.5.I del D.M. 17/01/2018 (Tabella 14). L'assimilazione di una diga verticale alla tipologia di opera "muro di sostegno" deriva dall'entità dell'inclinazione della risultante delle azioni in fondazione e dal relativo valore di eccentricità rispetto al baricentro di fondazione, tipico appunto dei muri di sostegno.

**Tab. 6.2.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni**

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

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_G$

*Tabella 34 - Coefficienti parziali per le azioni - D.M. 17 Gennaio 2018 (Tabella 6.2.I)*

**Tab. 6.2.II – Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno**

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

*Tabella 35 - Coefficienti parziali per le resistenze del terreno - D.M. 17 Gennaio 2018 (Tabella 6.2.II)*

 Agenzia nazionale per l'attrazione degli investimenti e lo sviluppo d'impresa SpA	2017E037INV-02-D-OM-RC0001
	Rev. 1
	Pag. 75 di 92

**Tab. 6.5.I - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi di muri di sostegno**

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$
Ribaltamento	$\gamma_R = 1,15$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,4$

*Tabella 36 - Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli SLU STR e GEO di muri di sostegno - D.M. 17 G Gennaio 2018 (Tabella 6.5.I)*

Nella tabella seguente si riportano i coefficienti parziali di combinazione delle azioni.

	$\psi_{0j}$	$\psi_{1j}$	$\psi_{2j}$
Sovraccarico di banchina	0,70	0,50	0,30
Moto ondoso	0,60	0,20	0,00

*Tabella 37 - Coefficienti parziali di combinazione delle azioni*

L'azione del moto ondoso è stata associata al vento.

Di seguito vengono riportati i risultati delle verifiche di stabilità del cassone.

Nelle verifiche di stabilità a scorrimento e a ribaltamento il coefficiente parziale del sovraccarico di banchina sul cassone è stato considerato pari a zero, poiché è a favore della stabilità.

Sono state considerate le seguenti combinazioni:

<i>Combinazione-1 (ECC)</i>	Peso proprio cassone in opera + Cresta d'Onda (Tr=100 anni) + Sovraccarico
<i>Combinazione-2 (ECC)</i>	Peso proprio cassone in opera + Cavo d'Onda (Tr=100 anni) + Sovraccarico
<i>Combinazione-3 (STR)</i>	Peso proprio cassone in opera + Cresta d'Onda (Tr=25 anni) + Sovraccarico
<i>Combinazione-4 (STR)</i>	Peso proprio cassone in opera + Cavo d'Onda (Tr=25 anni) + Sovraccarico
<i>Combinazione-5 (SLV)</i>	Peso proprio cassone in opera + Sisma + Sovraccarico

Il segno “+” sta ad indicare “combinato con”.

La tabella riporta la sintesi dei risultati delle verifiche (Coefficienti di Sicurezza  $R_d/E_d$ ).

COMBINAZIONE	SCORRIMENTO	RIBALTAMENTO
Combinazione-1 (ECC)	1,536	5,20
Combinazione-2 (ECC)	4,40	34,41
Combinazione-3 (STR)	1,07	3,38
Combinazione-4 (STR)	2,99	20,84
Combinazione-5 (SLV)	11,62	43,26

*Tabella 38 - Coefficienti di sicurezza*

Nel seguito sono riportati i dati relativi al calcolo delle azioni e i risultati delle verifiche.

Come già anticipato prima, vengono riportate le verifiche di stabilità del tratto di monolite imbasato a quota -6,50 m, con dimensioni in pianta 6,00x6,00 m (oltre le alette stabilizzatrici di fondazione), in quanto è la porzione che presenta condizioni più sfavorevoli ( a parità di micropali ha azione del moto ondoso più gravosa).

Le verifiche di stabilità a scorrimento e ribaltamento vengono eseguite considerando la resistenza al carico limite verticale di trazione e al carico limite orizzontale dei micropali.

#### TABELLA DEI PESI IN OPERA

PARTE D'OPERA	Volume [m <sup>3</sup> ]	Peso [kN]	Z <sub>Gi</sub> [m]	X <sub>Gi</sub> rispetto a O <sub>P</sub> [m]	X <sub>Gi</sub> rispetto a O <sub>M</sub> [m]
Peso asciutto	297,00	7 425,00	4,13	3,50	3,50
PESO ASCIUTTO		7 425,00	4,13	3,50	3,50
Spinta idrostatica	234,00	-2 363,40	3,25	3,50	3,50
PESO IMMERSO	--	5 061,60	4,54	3,50	3,50

#### AZIONI ACCIDENTALI

##### SOVRACCARICO ACCIDENTALE

Sovraccarico unitario	$q$	[kN/m <sup>2</sup> ]	20,00
Larghezza (al netto del muro paraonde)	$B$	[m]	6,00
Lunghezza sovrastr	$L$	[m]	6,00
Sovraccarico totale	$Q$	[kN]	720,00
Distanza orizzontale baricentro da O <sub>M</sub> (braccio)	$b$	[m]	3,50

### AZIONI SISMICHE

Vita Nominale	$V_N$	anni	50
Coefficiente Classe d'Uso	$C_U$	-	1,5
Periodo di Riferimento Sisma	$V_R$	anni	75
Tempo di Ritorno	$T_R$	anni	712
Accelerazione sismica al bed rock	$a_g$	[g]	0,066
Parametro Spettro	$F_0$	-	3,004
Categoria Sottosuolo		-	C
Coeff. di Amplificazione Stratigrafica	$S_S$	[-]	1,50
Coeff. di Amplificazione Topografica	$S_T$	[-]	1,00
Accelerazione orizzontale max	$a_{max}$	[g]	0,099
Riduzione accelerazione max	$\beta_m$	[-]	0,38
Coefficiente sismico orizzontale	$k_h$	[-]	0,038
Coefficiente sismico verticale	$k_v$	[-]	0,019

### SPINTA IDRODINAMICA INDOTTA DAL SISMA

	$\gamma_w$	[kN/m <sup>3</sup> ]	10,10
	$H_w$	[m]	6,50
Spinta idrodinamica	$F_{sw}$	[kN]	62,93
Distanza verticale da piano posa (braccio)	$Z_{sw}$	[m]	3,90

### FORZA DI MASSA INDOTTA DAL SISMA

#### Cassone

Peso cassone in opera	$W$	[kN]	7 425,00
Forza di massa orizzontale indotta dal sisma	$F_o$	[kN]	279,33
braccio forza sismica orizzontale	$Z_G$	[m]	4,13
Forza di massa verticale indotta dal sisma	$F_v$	[kN]	139,66
braccio forza sismica verticale	$X_{GOM}$	[m]	3,50

### FORZA INDOTTA DAL SISMA SU SOVRACCARICO

Peso sovraccarico	$Q$	[kN]	720,00
Forza di massa orizzontale indotta dal sisma	$F_o$	[kN]	27,09
braccio forza sismica orizzontale	$Z_G$	[m]	9,50
Forza di massa verticale indotta dal sisma	$F_v$	[kN]	13,54
braccio forza sismica verticale	$X_{GOM}$	[m]	3,50

## AZIONE DEL MOTO ONDOSO

### CRESTA D'ONDA (TR=100 ANNI)

#### GEOMETRIA

GRANDEZZA	SIMBOLO	UNITA'	MODULO
Peso specifico acqua mare	$\gamma$	KN/m <sup>3</sup>	10,10
Profondità dell'acqua	h	m	8,00
Altezza del coronamento rispetto al livello idrico	$h_c$	m	2,50
Tirante idrico ad una distanza di $5H_{1/3}$ dalla diga	$h_b$	m	9,00
Tirante idrico sull'imbasamento	d	m	5,80
Distanza fra il livello di quiete e il fondo della diga	$h'$	m	7,00
Angolo del fondo rispetto all'orizzontale	$\theta$	gradi	5,00
Larghezza platea base meno mensola lato mare	b	m	6,50

#### CARATTERISTICHE DELL'ONDA

GRANDEZZA	SIMBOLO	UNITA'	MODULO
Inclinazione dell'onda rispetto alla parete	$\beta'$	gradi	0,00
Inclinazione dell'onda rispetto alla parete decurtato di un franco di sicurezza di 15°	$\beta$	radianti	0,00
Periodo di Picco	T	s	11,74
Altezza d'onda media del terzo più alto	$H_{1/3}$	m	2,59
Coefficiente di riflessione	$C_r$	-	1,00
	$H'_{1/3}$	m	2,59
Lunghezza dell'onda	L	m	105,45
Numero d'onda	k	-	0,060
Limite superiore fisicamente possibile delle onde progressive	$H_f$	m	10,38
Altezza d'onda incidente	H	m	4,66

#### CALCOLO DI $\alpha_1$ , $\alpha_2$ , $\alpha_3$ ed $\eta^*$

GRANDEZZA	SIMBOLO	UNITA'	MODULO
Coefficiente che tiene conto della profondità relativa h/L sulle azioni di tipo pulsating	$\alpha_1$	-	0,97
1° termine di confronto per il calcolo di $\alpha_2$	-	-	0,08
2° termine di confronto per il calcolo di $\alpha_2$	-	-	2,49
Coefficiente che tiene conto delle azioni di tipo impact causate dall'altezza dell'imbasamento	$\alpha_2$	-	0,08
Coefficiente che tiene conto degli effetti congiunti dell'altezza relativa del cassone e della profondità relativa sulla berma	$\alpha_3$	-	0,91
Quota del punto dove si annulla la pressione	$\eta^*$	m	6,99

### **CALCOLO DELLE PRESSIONI**

GRANDEZZA	SIMBOLO	UNITA'	MODULO
Pressione in corrispondenza del l.m.m.	$p_1$	KN/m <sup>2</sup>	49,40
Pressione in sommità dell'opera	$p_2$	KN/m <sup>2</sup>	31,74
Pressione al piede dell'opera	$p_3$	KN/m <sup>2</sup>	44,91
Pressione sulla base della diga	$p_4$	KN/m <sup>2</sup>	41,64

### **CALCOLO DELLE SPINTE SUL CASSONE**

	Risultante	Braccio
	KN/m	[m]
Risultante Spinta Orizzontale Cresta d'Onda da $p_1$ a $p_2$	101,42	8,16
Risultante Spinta Orizzontale Cresta d'Onda da $p_3$ a $p_1$	330,09	3,56
Spinta Orizzontale Onda fase Cresta unitaria	431,51	4,64

GRANDEZZA	UNITA'	MODULO
Spinta Orizzontale Cresta d'Onda unitaria	kN/m	431,51
Spinta Orizzontale Cresta d'Onda	kN	2 589,08
Braccio rispetto al piano di posa	m	4,64
Risultante Spinta Verticale Cresta d'Onda unitaria	kN/m	148,85
Risultante Spinta Verticale Cresta d'Onda	kN	893,08
Braccio rispetto a $O_T$	m	4,14

## CAVO D'ONDA (TR=100 ANNI)

### Geometria cassone

GRANDEZZA	UNITA'	MODULO
d, profondità di imbasamento rispetto il l.m.m.	[m]	6,10
b, larghezza cassone escluso piede	[m]	6,50
m, larghezza piede cassone	[m]	0,50
hpiede	[m]	0,60

$H_s$	[m]	2,59
$C_r$	[-]	1,00
$H'_s$	[m]	2,59
ss, storm surge	[m]	0,00
em, escursione di marea	[m]	0,00
$\gamma_w$	[kN/m <sup>3</sup> ]	10,10

$H_{1/100}$	[m]	4,33
L	[m]	105,45
$k=2\pi/L$		0,06

Possibili condizioni di livelli idrici			Pressioni sulla parete			Forze risultanti				bracci delle forze rispetto OB				
d	h'	$\eta'$	$p_1$	$p_3$	$p_4$	$F_1$	$F_2$	$F_{tot}$	$S_w$	$b_1$	$b_2$	$b_{ris}$	$b_w$	
[m]	[m]	[m]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[m]	[m]	
6,10	6,50	2,72	27,52	42,55	39,51	37,50	132,25	169,75	141,23	4,68	1,75	2,40	4,14	
						<b>max</b>	<b>169,75</b>	<b>141,23</b>					<b>2,40</b>	<b>4,14</b>

## CALCOLO DELLE SPINTE

GRANDEZZA	SIMBOLO	UNITA'	MODULO
Spinta Orizzontale Cavo d'Onda unitaria	$F_{tot,unit}$	kN/m	169,75
Spinta Orizzontale Cavo d'Onda	$F_{tot}$	kN	1 018,51
Braccio rispetto al piano di posa	$b_{ris}$	m	2,40
Risult. Spinta Vert. Cavo d'Onda unitaria	$S_{w,unit}$	kN/m	141,23
Risult. Spinta Vert. Cavo d'Onda	$S_{w,tot}$	kN	847,41
Braccio rispetto a $O_T$	$b_w$	m	4,14

## CRESTA D'ONDA (TR=25 ANNI)

### AZIONE INDOTTA DAL MOTO ONDOSO IN FASE DI CRESTA (GODA) direzione trasversale

#### GEOMETRIA

GRANDEZZA	SIMBOLO	UNITA'	MODULO
Peso specifico acqua mare	$\gamma$	KN/m <sup>3</sup>	10,10
Profondità dell'acqua	h	m	8,00
Altezza del coronamento rispetto al livello idrico	$h_c$	m	2,50
Tirante idrico ad una distanza di $5H_{1/3}$ dalla diga	$h_b$	m	9,00
Tirante idrico sull'imbasamento	d	m	5,80
Distanza fra il livello di quiete e il fondo della diga	h'	m	7,00
Angolo del fondo rispetto all'orizzontale	$\theta$	gradi	5,00
Larghezza platea base meno mensola lato mare	b	m	6,50

#### CARATTERISTICHE DELL'ONDA

GRANDEZZA	SIMBOLO	UNITA'	MODULO
Inclinazione dell'onda rispetto alla parete	$\beta'$	gradi	0,00
Inclinazione dell'onda rispetto alla parete decurtato di un franco di sicurezza di 15°	$\beta$	radianti	0,00
Periodo di Picco	T	s	11,63
Altezza d'onda media del terzo più alto	$H_{1/3}$	m	2,36
Coefficiente di riflessione	$C_r$	-	1,00
	$H'_{1/3}$	m	2,36
Lunghezza dell'onda	L	m	104,30
Numero d'onda	k	-	0,060
Limite superiore fisicamente possibile delle onde progressive	$H_f$	m	10,35
Altezza d'onda incidente	H	m	4,25

#### CALCOLO DI $\alpha_1$ , $\alpha_2$ , $\alpha_3$ ed $\eta^*$

GRANDEZZA	SIMBOLO	UNITA'	MODULO
Coefficiente che tiene conto della profondità relativa h/L sulle azioni di tipo pulsating	$\alpha_1$	-	0,97
1° termine di confronto per il calcolo di $\alpha_2$	-	-	0,06
2° termine di confronto per il calcolo di $\alpha_2$	-	-	2,73
Coefficiente che tiene conto delle azioni di tipo impact causate dall'altezza dell'imbasamento	$\alpha_2$	-	0,06
Coefficiente che tiene conto degli effetti congiunti dell'altezza relativa del cassone e della profondità relativa	$\alpha_3$	-	0,91
Quota del punto dove si annulla la pressione	$\eta^*$	m	6,37

### **CALCOLO DELLE PRESSIONI**

GRANDEZZA	SIMBOLO	UNITA'	MODULO
Pressione in corrispondenza del l.m.m.	$p_1$	KN/m <sup>2</sup>	44,35
Pressione in sommità dell'opera	$p_2$	KN/m <sup>2</sup>	26,95
Pressione al piede dell'opera	$p_3$	KN/m <sup>2</sup>	40,24
Pressione sulla base della diga	$p_4$	KN/m <sup>2</sup>	37,77
NOTA: La pressione si annulla alla quota $n^* < h_c$	$\eta^*$	m	6,37

### **CALCOLO DELLE SPINTE SUL CASSONE**

	Risultante	Braccio
	KN/m	[m]
Risultante Spinta Orizzontale Cresta d'Onda da $p_1$ a $p_2$	89,13	8,15
Risultante Spinta Orizzontale Cresta d'Onda da $p_3$ a $p_1$	296,09	3,56
Spinta Orizzontale Onda fase Cresta unitaria	385,22	4,62

GRANDEZZA	UNITA'	MODULO
Spinta Orizzontale Cresta d'Onda unitaria	kN/m	385,22
Spinta Orizzontale Cresta d'Onda	kN	2 311,34
Braccio rispetto al piano di posa	m	4,62
Risultante Spinta Verticale Cresta d'Onda unitaria	kN/m	135,03
Risultante Spinta Verticale Cresta d'Onda	kN	810,16
Braccio rispetto a $O_T$	m	4,14

## CAVO D'ONDA (TR=25 ANNI)

### Geometria cassone

GRANDEZZA	UNITA'	MODULO
d, profondità di imbasamento rispetto il l.m.m.	[m]	6,10
b, larghezza cassone escluso piede	[m]	6,50
m, larghezza piede cassone	[m]	0,50
hpiede	[m]	0,60

$H_s$	[m]	2,36
$C_r$	[-]	1,00
$H'_s$	[m]	2,36
ss, storm surge	[m]	0,00
em, escursione di marea	[m]	0,00
$\gamma_w$	[kN/m <sup>3</sup> ]	10,10

$H_{1/100}$	[m]	3,94
L	[m]	104,30
$k=2\pi/L$	[-]	0,06

Possibili condizioni di livelli idrici			Pressioni sulla parete			Forze risultanti				bracci delle forze rispetto OB			
d	h'	$\eta'$	$p_1$	$p_3$	$p_4$	$F_1$	$F_2$	$F_{tot}$	$S_w$	$b_1$	$b_2$	$b_{ris}$	$b_w$
[m]	[m]	[m]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]	[m]	[m]
6,10	6,50	2,61	26,37	38,51	35,76	34,43	126,16	160,60	127,85	4,76	1,82	2,45	4,14
						max	160,60	127,85					
										2,45		4,14	

### CALCOLO DELLE SPINTE

GRANDEZZA	SIMBOLO	UNITA'	MODULO
Spinta Orizzontale Cavo d'Onda unitaria	$F_{tot,unit}$	kN/m	160,60
Spinta Orizzontale Cavo d'Onda	$F_{tot}$	kN	963,59
Braccio rispetto al piano di posa	$b_{ris}$	m	2,45
Risult. Spinta Vert. Cavo d'Onda unitaria	$S_{w,unit}$	kN/m	127,85
Risult. Spinta Vert. Cavo d'Onda	$S_{w,tot}$	kN	767,09
Braccio rispetto a $O_T$	$b_w$	m	4,14

**TABELLA DI SINTESI DELLE AZIONI**

DESCRIZIONE AZIONE		FORZA [kN]	Z <sub>Gi</sub> [m]	X <sub>Gi</sub> da O <sub>M</sub> [m]	X <sub>Gi</sub> da O <sub>P</sub> [m]
CASSONE IN OPERA		5 061,60	4,54	3,50	3,50
SOVRACCARICO SU CASSONE		720,00	x	3,50	3,50
TIRO ALLA BITTA		0,00	9,50	x	x
CRESTA D'ONDA Tr=100 anni	(spinta orizzontale)	2 589,08	4,64	x	x
	(sottospinta)	893,08	x	2,86	4,14
CAVO D'ONDA Tr=100 anni	(spinta orizzontale)	1 018,51	2,40	x	x
	(sottospinta)	847,41	x	2,86	4,14
CRESTA D'ONDA Tr=25 anni	(spinta orizzontale)	2 311,34	4,62	x	x
	(sottospinta)	810,16	x	2,86	4,14
CAVO D'ONDA Tr=25 anni	(spinta orizzontale)	963,59	2,45	x	x
	(sottospinta)	767,09	x	2,86	4,14
SISMA	Azione Sismica orizzontale su Cassone	279,33	4,13	x	x
	Azione Sismica verticale su Cassone	139,66	x	3,50	3,50
	Spinta idrodinamica	62,93	3,90	x	x
	Azione Sismica su sovraccarico - orizzontale	27,09	9,50	x	x
	Azione Sismica su sovraccarico - verticale	13,54	x	3,50	3,50

**COMBINAZIONI DI CARICO**

<i>Combinazione-1 (ECC)</i>	Peso proprio cassone in opera + Cresta d'Onda (Tr=100 anni) + Sovraccarico
<i>Combinazione-2 (ECC)</i>	Peso proprio cassone in opera + Cavo d'Onda (Tr=100 anni) + Sovraccarico
<i>Combinazione-3 (STR)</i>	Peso proprio cassone in opera + Cresta d'Onda (Tr=25 anni) + Sovraccarico
<i>Combinazione-4 (STR)</i>	Peso proprio cassone in opera + Cavo d'Onda (Tr=25 anni) + Sovraccarico
<i>Combinazione-5 (SLV)</i>	Peso proprio cassone in opera + Sisma + Sovraccarico

## VERIFICHE A SCORRIMENTO

### Combinazione-1 (ECC)

Peso proprio cassone in opera + Cresta d'Onda (Tr=100 anni) + Sovraccarico

Azione	U.M.	Intensità dell'Azione	Coeff. Parziali ( $\gamma_{Gi}; \gamma_{Qd}$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_{0d}$ )	Azione di calcolo
CASSONE IN OPERA	kN	5 061,60	1,00	-	5 061,60
SPINTA ORIZZONTALE CRESTA D'ONDA	kN	2 589,08	1,00	-	2 589,08
SPINTA VERTICALE CRESTA D'ONDA - (Sottospinta)	kN	893,08	1,00	-	893,08
SOVRACCARICO SU CASSONE	kN	720,00	0,00	0,00	0,00
CARICO LIMITE ORIZZONTALE MICROPALI	kN	940,00	1,00	0,00	940,00
CARICO LIMITE TRAZIONE MICROPALI	kN	21 320,00	1,00	0,00	21 320,00

Risultante forze verticali	[kN]	5 061,60
Coeff. Attrito	[-]	0,60
Coeff. Parziale resistenza $\gamma_R$	[-]	1,00
Forza resistente	[kN]	3 976,96
Forza mobilizante	[kN]	2 589,08
Resistenza/Azione	[-]	1,536

NOTA 1: La Spinta Verticale di Cresta d'onda è totalmente assorbita dai micropali

NOTA 2: Nella Forza Resistente è incluso il carico limite orizzontale dei micropali

### Combinazione-2 (ECC)

Peso proprio cassone in opera + Cavo d'Onda (Tr=100 anni) + Sovraccarico

Azione	U.M.	Intensità dell'Azione	Coeff. Parziali ( $\gamma_{Gi}; \gamma_{Qd}$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_{0d}$ )	Azione di calcolo
CASSONE IN OPERA	kN	5 061,60	1,00	-	5 061,60
SPINTA ORIZZONTALE CAVO D'ONDA	kN	1 018,51	1,00	-	1 018,51
SPINTA VERTICALE CAVO D'ONDA - (Sottospinta)	kN	847,41	1,00	-	847,41
SOVRACCARICO SU CASSONE	kN	720,00	0,00	0,00	0,00
CARICO LIMITE ORIZZONTALE MICROPALI	kN	940,00	1,00	0,00	940,00
CARICO LIMITE TRAZIONE MICROPALI	kN	21 320,00	1,00	0,00	21 320,00

Risultante forze verticali	[kN]	5 909,01
Coeff. Attrito	[-]	0,60
Coeff. Parziale resistenza $\gamma_R$	[-]	1,00
Forza resistente	[kN]	4 485,40
Forza mobilizante	[kN]	1 018,51
Resistenza/Azione	[-]	4,40

NOTA 1: Nella Forza Resistente è incluso il carico limite orizzontale dei micropali

### Combinazione-3 (STR)

Peso proprio cassone in opera + Cresta d'Onda (Tr=25 anni) + Sovraccarico

Azione	U.M.	Intensità dell'Azione	Coeff. Parziali ( $\gamma_{Gi}; \gamma_{Qd}$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_{0d}$ )	Azione di calcolo
CASSONE IN OPERA	kN	5 061,60	1,00	-	5 061,60
SPINTA ORIZZONTALE CRESTA D'ONDA	kN	2 311,34	1,50	-	3 467,01
SPINTA VERTICALE CRESTA D'ONDA - (Sottospinta)	kN	810,16	1,50	-	1 215,24
SOVRACCARICO SU CASSONE	kN	720,00	0,00	0,70	0,00
CARICO LIMITE ORIZZONTALE MICROPALI	kN	940,00	1,00	0,00	940,00
CARICO LIMITE TRAZIONE MICROPALI	kN	21 320,00	1,00	0,00	21 320,00

Risultante forze verticali	[kN]	5 061,60
Coeff. Attrito	[-]	0,60
Coeff. Parziale resistenza $\gamma_R$	[-]	1,10
Forza resistente	[kN]	3 700,87
Forza mobilizante	[kN]	3 467,01
Resistenza/Azione	[-]	1,07

NOTA 1: La Spinta Verticale di Cresta d'onda è totalmente assorbita dai micropali

NOTA 2: Nella Forza Resistente è incluso il carico limite orizzontale dei micropali

**Combinazione-4 (STR)** *Peso proprio cassone in opera + Cavo d'Onda (Tr=25 anni) + Sovraccarico*

Azione	U.M.	Intensità dell'Azione	Coeff. Parziali ( $\gamma_{Gi}; \gamma_{Q}$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_{Qi}$ )	Azione di calcolo
CASSONE IN OPERA	kN	5 061,60	1,00	-	5 061,60
SPINTA ORIZZONTALE CAVO D'ONDA	kN	963,59	1,50	-	1 445,38
SPINTA VERTICALE CAVO D'ONDA - (Sottospinta)	kN	767,09	1,50	-	1 150,64
SOVRACCARICO SU CASSONE	kN	720,00	0,00	0,70	0,00
CARICO LIMITE ORIZZONTALE MICROPALI	kN	940,00	1,00	0,00	940,00
CARICO LIMITE TRAZIONE MICROPALI	kN	21 320,00	1,00	0,00	21 320,00

Risultante forze verticali	[kN]	6 212,24
Coeff. Attrito	[-]	0,60
Coeff. Parziale resistenza $\gamma_R$	[-]	1,10
Forza resistente	[kN]	4 328,50
Forza mobilitante	[kN]	1 445,38
Resistenza/Azione	[-]	2,99

NOTA 2: Nella Forza Resistente è incluso il carico limite orizzontale dei micropali

**Combinazione-5 (SLV)**

*Peso proprio cassone in opera + Sisma + Sovraccarico*

Azione	U.M.	Intensità dell'Azione	Coeff. Parziali ( $\gamma_{Gi}; \gamma_{Q}$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_{Qi}$ )	Azione di calcolo
CASSONE IN OPERA	kN	5 061,60	-	-	5 061,60
Azione Sismica orizzontale su Cassone	kN	279,33	-	-	279,33
Azione Sismica verticale su Cassone	kN	139,66	-	-	139,66
Spinta idrodinamica	kN	62,93	-	-	62,93
CARICO LIMITE ORIZZONTALE MICROPALI	kN	940,00	1,00	0,00	940,00
CARICO LIMITE TRAZIONE MICROPALI	kN	21 320,00	1,00	0,00	21 320,00

Risultante forze verticali	[kN]	5 061,60
Coeff. Attrito	[-]	0,60
Coeff. Parziale resistenza $\gamma_R$	[-]	1,00
Forza resistente	[kN]	3 976,96
Forza mobilitante	[kN]	342,26
Resistenza/Azione	[-]	11,62

NOTA 1: L'azione sismica verticale è totalmente assorbita dai micropali

NOTA 2: Nella Forza Resistente è incluso il carico limite orizzontale dei micropali

## VERIFICHE A RIBALTAMENTO

### Combinazione-1 (ECC)

Peso proprio cassone in opera + Cresta d'Onda (Tr=100 anni) + Sovraccarico

Ribaltamento rispetto a O<sub>r</sub>

Carico	Modulo caratteristico del Carico [kN]	Braccio [m]	Momento [kNm]	Coeff. Parziali ( $\gamma_{Gi}; \gamma_{Qi}$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_{oi}$ )	Momento di Calcolo [kNm]
CASSONE IN OPERA	5 061,60	3,50	17 715,60	1,00	-	17 715,60
SPINTA ORIZZONTALE CRESTA D'ONDA	2 589,08	4,64	12 006,98	1,00	-	12 006,98
SPINTA VERTICALE CRESTA D'ONDA - (Sottospinta)	893,08	4,14	3 694,09	1,00	-	3 694,09
SOVRACCARICO SU CASSONE	720,00	3,50	2 520,00	0,00	0,70	0,00
CARICO LIMITE TRAZIONE GRUPPO MICROPALI INT	10 660,00	1,00	10 660,00	1,00		10 660,00
CARICO LIMITE TRAZIONE GRUPPO MICROPALI EST	10 660,00	5,00	53 300,00	1,00		53 300,00

Coeff. parziale resistenza	$\gamma_R$	[-]	1,00
Momento Resistente	M <sub>Res</sub>	[kNm]	81 675,60
Momento Ribaltante	M <sub>Rib</sub>	[kNm]	15 701,06
Resistente/Azione	M <sub>res</sub> /M <sub>rib</sub>	[kNm]	5,202

NOTA 1: Nel Mom. Resist è incluso il momento esercitato a carico limite verticale a trazione dai micropali

### Combinazione-2 (ECC)

Peso proprio cassone in opera + Cavo d'Onda (Tr=100 anni) + Sovraccarico

Ribaltamento rispetto a O<sub>M</sub>

Carico	Modulo caratteristico del Carico [kN]	Braccio [m]	Momento [kNm]	Coeff. Parziali ( $\gamma_{Gi}; \gamma_{Qi}$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_{oi}$ )	Momento di Calcolo [kNm]
CASSONE IN OPERA	5 061,60	3,50	17 715,60	1,00	-	17 715,60
SPINTA ORIZZONTALE CAVO D'ONDA	1 018,51	2,40	2 444,45	1,00	-	2 444,45
SPINTA VERTICALE CAVO D'ONDA - (Sottospinta)	847,41	2,86	2 426,67	1,00	-	2 426,67
SOVRACCARICO SU CASSONE	720,00	3,50	2 520,00	0,00	0,70	0,00
CARICO LIMITE TRAZIONE GRUPPO MICROPALI INT	10 660,00	1,00	10 660,00	1,00		10 660,00
CARICO LIMITE TRAZIONE GRUPPO MICROPALI EST	10 660,00	5,00	53 300,00	1,00		53 300,00

Coeff. parziale resistenza	$\gamma_R$	[-]	1,00
Momento Resistente	M <sub>Res</sub>	[kNm]	84 102,27
Momento Ribaltante	M <sub>Rib</sub>	[kNm]	2 444,45
Resistente/Azione	M <sub>res</sub> /M <sub>rib</sub>	[kNm]	34,41

NOTA 1: Nel Mom. Resist è incluso il momento esercitato a carico limite verticale a trazione dai micropali

### Combinazione-3 (STR)

Peso proprio cassone in opera + Cresta d'Onda (Tr=25 anni) + Sovraccarico

Ribaltamento rispetto a O<sub>r</sub>

Carico	Modulo caratteristico del Carico [kN]	Braccio [m]	Momento [kNm]	Coeff. Parziali ( $\gamma_{Gi}; \gamma_{Qi}$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_{oi}$ )	Momento di Calcolo [kNm]
CASSONE IN OPERA	5 061,60	3,50	17 715,60	1,00	-	17 715,60
SPINTA ORIZZONTALE CRESTA D'ONDA	2 311,34	4,62	10 676,21	1,50	-	16 014,31
SPINTA VERTICALE CRESTA D'ONDA - (Sottospinta)	810,16	4,14	3 351,12	1,50	-	5 026,68
SOVRACCARICO SU CASSONE	720,00	3,50	2 520,00	0,00	0,70	0,00
CARICO LIMITE TRAZIONE GRUPPO MICROPALI INT	10 660,00	1,00	10 660,00	1,00		10 660,00
CARICO LIMITE TRAZIONE GRUPPO MICROPALI EST	10 660,00	5,00	53 300,00	1,00		53 300,00

Coeff. parziale resistenza	$\gamma_R$	[-]	1,15
Momento Resistente	M <sub>Res</sub>	[kNm]	71 022,26
Momento Ribaltante	M <sub>Rib</sub>	[kNm]	21 040,99
Resistente/Azione	M <sub>res</sub> /M <sub>rib</sub>	[kNm]	3,375

NOTA 1: Nel Mom. Resist è incluso il momento esercitato a carico limite verticale a trazione dai micropali

**Combinazione-4 (STR)**

Peso proprio cassone in opera + Cavo d'Onda (Tr=25 anni) + Sovraccarico

Ribaltamento rispetto a  $O_M$

Carico	Modulo caratteristico del Carico [kN]	Braccio [m]	Momento [kNm]	Coeff. Parziali ( $\gamma_{Gi}; \gamma_{Qd}$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_{0i}$ )	Momento di Calcolo [kNm]
CASSONE IN OPERA	5 061,60	3,50	17 715,60	1,00	-	17 715,60
SPINTA ORIZZONTALE CAVO D'ONDA	963,59	2,45	2 363,34	1,50	-	3 545,00
SPINTA VERTICALE CAVO D'ONDA - (Sottospinta)	767,09	2,86	2 196,68	1,50	-	3 295,02
SOVRACCARICO SU CASSONE	720,00	3,50	2 520,00	0,00	0,70	0,00
CARICO LIMITE TRAZIONE GRUPPO MICROPALI INT	10 660,00	1,00	10 660,00	1,00		10 660,00
CARICO LIMITE TRAZIONE GRUPPO MICROPALI EST	10 660,00	5,00	53 300,00	1,00		53 300,00

Coeff. parziale resistenza	$\gamma_R$	[-]	1,15
Momento Resistente	$M_{Res}$	[kNm]	73 887,50
Momento Ribaltante	$M_{Rib}$	[kNm]	3 545,00
Resistente/Azione	$M_{res}/M_{rib}$	[kNm]	20,84

NOTA 1: Nel Mom. Resist è incluso il momento esercitato a carico limite verticale a trazione dai micropali

**Combinazione-5 (SLV)**

Peso proprio cassone in opera + Sisma + Sovraccarico

Ribaltamento rispetto a  $O_M$

Carico	Modulo caratteristico del Carico [kN]	Braccio [m]	Momento [kNm]	Coeff. Parziali ( $\gamma_{Gi}; \gamma_{Qd}$ )	Coeff. Combin. ( $\psi_{2i}$ )	Momento di Calcolo [kNm]
CASSONE IN OPERA	5 061,60	3,50	17 715,60	-	-	17 715,60
Azione Sismica orizzontale su Cassone	279,33	4,13	1 153,63	-	-	1 153,63
Azione Sismica verticale su Cassone	139,66	3,50	488,82	-	-	488,82
Spinta idrodinamica	62,93	3,90	245,42	-	-	245,42
CARICO LIMITE TRAZIONE GRUPPO MICROPALI INT	10 660,00	1,00	10 660,00	1,00		10 660,00
CARICO LIMITE TRAZIONE GRUPPO MICROPALI EST	10 660,00	5,00	53 300,00	1,00		53 300,00

Coeff. parziale resistenza	$\gamma_R$	[-]	1,00
Momento Resistente	$M_{Res}$	[kNm]	81 675,60
Momento Ribaltante	$M_{Rib}$	[kNm]	1 887,88
Resistente/Azione	$M_{res}/M_{rib}$	[kNm]	43,26

NOTA 1: Nel Mom. Resist è incluso il momento esercitato a carico limite verticale a trazione dai micropali

## 9 DIMENSIONAMENTO DELLA PROTEZIONE AL PIEDE DELLA DIGA A PARETE VERTICALE

Tanimoto et al (1982) e successivamente Kimura et al (1994-1996) hanno sviluppato una metodologia che consente il dimensionamento della scogliera di protezione (mantella e berma) dell'imbasamento di una diga a parete verticale, basata su analisi teoriche suffragate da prove su modello fisico (con onde irregolari).

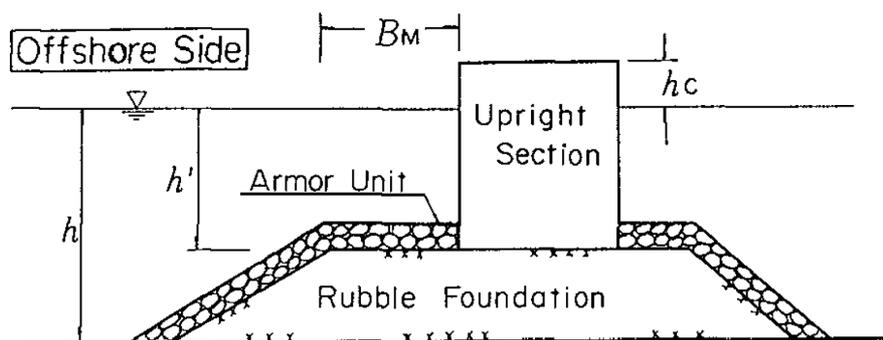


Figura 14 - Sezione tipologica - principali grandezze dimensionali

La metodologia proposta da Tanimoto et al. estende la collaudata formula di Hudson anche per le scogliere di fondazione dei cassoni:

$$W = \frac{\rho_s}{N_s^3 \cdot (\frac{\rho_s}{\rho_w} - 1)} \cdot H_s^3$$

dove:

- $\rho_{sm}$  peso specifico massi naturali;
- $\rho_w$  peso specifico acqua di mare;
- $H_s$  altezza significativa del moto ondoso di progetto calcolata al piede dell'opera
- $T_p$  periodo di picco del moto ondoso;
- $h'$  profondità di imbasamento dei cassoni;
- $N_s$  Numero di stabilità; funzione delle caratteristiche del moto ondoso, delle dimensioni e della tipologia della scogliera; per massi naturali e con  $N = 500$  onde e con un grado di danneggiamento della scogliera del 1% fornito dalla seguente relazione:

$$N_s = \max \left\{ 1.8; 1.3 \cdot \frac{1-k}{k^{1/3}} \cdot \frac{h'}{H_s} + 1.8 \cdot e^{-1.5 \cdot \frac{(1-k)^2}{k^{1/3}} \cdot \frac{h'}{H_s}} \right\} \quad \text{Per } B_M/L' < 0.25$$

Il parametro "k" dipende dalla velocità delle particelle in corrispondenza dello scanno di imbasamento (Kimura et al); per la sezione corrente si ha:

$$k = \frac{4\pi h'/L'}{\sinh(4\pi h'/L')} \cdot k_2$$

$$k_2 = \max \left\{ 0.45 \cdot \sin^2 \beta \cdot \cos^2 \left( \frac{2\pi x}{L'} \cdot \cos \beta \right); \cos^2 \beta \cdot \sin^2 \left( \frac{2\pi x}{L'} \cdot \cos \beta \right) \right\}$$

con

- $\beta$  - angolo tra la direzione del moto ondoso incidente e la normale all'asse della diga;
- $x$  - distanza tra la parete verticale ed il punto interessato sulla berma;
- $L'$  - lunghezza dell'onda di progetto compatibile con la profondità del fondale  $h'$ .

Considerando una durata della mareggiata di almeno 3 ore, il numero di onde agenti sulla struttura è pari a circa 1000; di conseguenza il numero di stabilità della scogliera si riduce:  $N_{s1000} = 0.96 \times N_{s500}$  (Sudo et al - 1995).

Per la sezione di testa si assume poi che il peso minimo sia pari a 1,3 volte quello minimo richiesto per la sezione corrente.

Nella *Tabella 39* sono riportati i calcoli per la determinazione del peso nominale di calcolo del masso, per la protezione al piede del cassone di testa. I risultati sono i seguenti:

- il peso nominale di calcolo è pari a 0,70 kN, si assumono massi da 30-70 kN.

Profondità imbasamento	$h'$	[m]	5,80
Lunghezza d'onda compatibile	$L'$	[m]	105,45
Angolo incidenza moto ondoso	$b$	[°]	0,00
Distanza parete ver. - berma	$x$	[m]	5,20
Parametro	$k_2$	[-]	0,093
Parametro	$k$	[-]	0,086
Altezza moto ondoso	$H_s$	[m]	2,59
Numero di stabilità	$N_s$	[-]	6,03
	$N_{s1000}$	[-]	5,79
Peso spec. Massi naturali	$\rho_{s,m}$	[kN/m <sup>3</sup> ]	25,00
Peso spec. Acqua di mare	$\rho_w$	[kN/m <sup>3</sup> ]	10,10
Peso nominale del masso di calcolo	$W$	[kN]	0,70
Pesi dei massi di progetto	$W_{prog}$	[kN]	30-70

Tabella 39 – Verifica della protezione al piede della diga a parete verticale