



COMUNE DI ROMA  
LIDO DI OSTIA

COMUNE DI ROMA  
DIPARTIMENTO IX  
Politiche di Attuazione degli Strumenti Urbanistici

18 FEB 2010 10588

PORTO DI ROMA  
PROGETTO DI AMPLIAMENTO



PROGETTO DEFINITIVO

0	Febbraio 2010	EMISSIONE			
INDICE	DATA	MODIFICHE	DISEGNATO	CONTROLLATO	APPROVATO
<b>CONCESSIONARIO:</b> <b>PORTO TURISTICO DI ROMA s.r.l.</b> Largo del Porto di Roma 5 - Ostia Lido 00121 ROMA 		<b>PROGETTAZIONE:</b> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="text-align: center;">             Via Monte Zebio 40 - 00195 ROMA            Il Direttore Tecnico            (Prof. Ing. Alessandro Togni)         </div> <div style="text-align: center;">             Viale Parioli, 50 - 00197 Roma            Il Direttore Tecnico            (Ing. Massimo Vitellozzi)         </div> </div> <div style="display: flex; justify-content: space-around; margin-top: 10px;">   </div>			
PROGETTO	ELABORATO	SCALA	TITOLO		
146 10 09 SEA	R 004		<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		

Il progettista si riserva la proprietà di questo elaborato con la proibizione di riprodurlo o trasferirlo a terzi senza autorizzazione scritta.  
 This document is property of designer. Reproduction and divulgation forbidden without written permission.

**PORTO TURISTICO DI ROMA  
PROGETTO DI AMPLIAMENTO**

**PROGETTO DEFINITIVO**

**RELAZIONE DI CALCOLO**

## INDICE

<b>INDICE</b> .....	<b>2</b>
<b>1. GENERALITÀ</b> .....	<b>4</b>
<b>2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO E CRITERI GENERALI DI PROGETTO E VERIFICA</b> .....	<b>4</b>
<b>3. RELAZIONE SUI MATERIALI E LORO CARATTERISTICHE</b> .....	<b>5</b>
3.1 <u>Valori caratteristici e resistenze di calcolo</u> .....	5
3.2 <u>Stati Limite di fessurazione per il calcestruzzo armato</u> .....	7
3.3 <u>Prescrizioni specifiche per il calcestruzzo e la sua durabilità</u> .....	7
<b>4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA</b> .....	<b>10</b>
4.1 <u>Caratteristiche stratigrafiche dei terreni</u> .....	10
4.2 <u>Caratteristiche geotecniche dei terreni</u> .....	10
<b>5. PRINCIPI PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E RELATIVE PRESTAZIONI ATTESE.</b> ..	<b>12</b>
5.1 <u>Classificazione delle Azioni</u> .....	12
5.2 <u>Combinazioni delle azioni</u> .....	13
5.3 <u>Coefficienti di combinazione e coefficienti parziali per le azioni</u> .....	13
5.4 <u>Verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi</u> .....	13
5.5 <u>Coefficienti parziali per le azioni</u> .....	14
5.6 <u>Coefficienti parziali per le resistenze</u> .....	15
5.7 <u>Opere di sostegno, Muri di Sostegno (p.6.5.3.1.1 di [3])</u> .....	15
5.8 <u>Fondazioni su pali (p.6.4.3 di [3])</u> .....	16
<b>6. AZIONE SISMICA, CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITA' E TIPIZZAZIONE DEL TERRENO</b> .....	<b>18</b>
<b>7. VERIFICHE DI STABILITA' DEL CASSONE DELLA BANCHINA DI RIVA</b> .....	<b>20</b>
7.1 <u>Analisi dei carichi</u> .....	20
7.2 <u>Verifiche allo scorrimento sul piano di posa</u> .....	24
7.3 <u>Verifiche della resistenza (carico limite) del sistema fondazione terreno</u> .....	25
7.4 <u>Verifiche al ribaltamento (EQU)</u> .....	29
7.5 <u>Tabelle riassuntive dei risultati delle verifiche</u> .....	31
7.6 <u>Verifiche della stabilità globale del complesso cassone -opera di sostegno-terreno</u> .....	37
7.7 <u>Verifica del cassone con TRAVEL-LIFT</u> .....	40
<b>8. VERIFICHE DI STABILITA' DEL PONTILE TIPO A E B</b> .....	<b>43</b>

---

8.1	<u>Impalcato Pontile Tipo "A"</u> .....	43
8.1.1	<i>Trave a cassone "centrale"</i> .....	44
8.1.2	<i>Travi a cassone "di bordo"</i> .....	45
8.1.3	<i>Deformazione Termica</i> .....	46
8.1.4	<i>Impalcato tipo "A" - Azioni e forze totali sui pali</i> .....	46
8.1.5	<i>Valutazione dell'azione sismica</i> .....	47
8.1.6	<i>Combinazioni di carico e forze massime risultanti</i> .....	48
8.2	<u>Impalcato pontile Tipo "B"</u> .....	51
8.2.1	<i>Travi a cassone "di bordo"</i> .....	52
8.2.2	<i>Deformazione Termica</i> .....	53
8.2.3	<i>Impalcato tipo "B" - Azioni e forze totali sui pali</i> .....	53
8.2.4	<i>Valutazione dell'azione sismica</i> .....	54
8.2.5	<i>Combinazioni di carico e forze massime risultanti</i> .....	55
8.3	<u>Verifiche geotecniche</u> .....	58
8.3.1	<i>Portanza dei pali</i> .....	59
8.3.2	<i>Verifica dei pali alle azioni orizzontali</i> .....	61
8.4	<u>Verifiche strutturali dei pali di fondazione</u> .....	63
9.	<b>VERIFICA DELL'ANCORAGGIO DELLA BITTA DA 250 KN</b> .....	65

## 1. GENERALITÀ

La Società PORTO TURISTICO DI ROMA s.r.l ha richiesto una integrazione delle sole aree a mare assentite in concessione, finalizzata all'ottimizzazione delle strutture a mare esistenti ovvero all'ampliamento del porto e prevedendo la realizzazione delle sole infrastrutture marittime necessarie a proteggere il nuovo specchio d'acqua ed a creare i nuovi fronti di accosto e le aree di ormeggio di pertinenza.

La Società ha pertanto predisposto il presente "PORTO TURISTICO DI ROMA - PROGETTO DI AMPLIAMENTO - Progetto Definitivo", finalizzato all'acquisizione dei pareri e delle autorizzazioni occorrenti al rilascio della concessione demaniale marittima. Nell'ambito della presente relazione, in particolare, si è provveduto alla redazione dei calcoli geotecnici e strutturali relativi alle nuove opere.

## 2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO E CRITERI GENERALI DI PROGETTO E VERIFICA

Nell'esecuzione dei calcoli riportati nella presente relazione, nonché riguardo ai principi generali di progettazione, analisi e verifica, si fa riferimento alla vigente normativa ed in particolare:

- [1] **Legge 05/11/1971 n. 1086**: Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso e da struttura metallica.
- [2] **Legge 02/02/1974 n. 64**: Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- [3] **D.M. Min. Infrastrutture 14/01/2008**: Approvazione delle nuove Norme Tecniche per le costruzioni. (S.O. alla G.U. n.29 del 04.02.08 S.G.)
- [4] **Circ. Min. Infrastrutture e Trasporti 02/02/2009, n.617 C.S.LL.PP.**: Istruzioni per l'applicazione delle "nuove Norme Tecniche per le costruzioni" di cui al D.M. 14.01.2008. (S.O. alla G.U. n.27 del 26.02.2009, n.47)

I calcoli sono stati condotti secondo le disposizioni della normativa tecnica di cui al D.M. 14/01/2008 [3], tenendo conto della relativa circolare esplicativa [4].

Tutti i calcoli di stabilità sono svolti secondo gli usuali metodi della Scienza e Tecnica delle Costruzioni e della geotecnica, nel rispetto delle normative vigenti sopra citate.

Le verifiche di sicurezza sono effettuate mediante il metodo degli stati limite basato sull'impiego dei coefficienti parziali di sicurezza ([3] p.2.3)

### 3. RELAZIONE SUI MATERIALI E LORO CARATTERISTICHE

Le caratteristiche dei materiali previsti per la realizzazione delle opere in oggetto, a cui si è fatto riferimento per la redazione dei calcoli statici di seguito riportati, sono le seguenti:

#### *Strutture in calcestruzzo armato*

- Calcestruzzo per sottofondazioni:  $R_{ck} \geq 15 \text{ MPa}$  (Classe C12/15) [3] p.4.1
- Calcestruzzo per strutture:  $R_{ck} \geq 45 \text{ MPa}$  (Classe C35/45) [3] p.4.1
- Acciaio in barre ad aderenza migliorata **B450C** [3] p.11.3.2.1

#### *Micropali*

- Acciaio per laminati a caldo con profili a sezione cava tipo **S355**. [3] p.11.3.4
- Malta di cemento per micropali:  $R_{ck} \geq 45 \text{ MPa}$  (Classe C35/45) [3] p.4.1

Per quanto riguarda gli aspetti specifici relativi ai materiali in questione, ed in particolare quelli relativi all'identificazione, qualificazione ed accettazione (ed i relativi oneri da parte del Direttore dei Lavori), si fa riferimento a [3] Cap.11.

Al fine di garantire la durabilità dell'opera (vedi specifico punto seguente), si prescrive in ciascuna parte dell'opera stessa un copriferro almeno pari a 5 cm.

#### 3.1 Valori caratteristici e resistenze di calcolo

I valori caratteristici e le conseguenti resistenze di calcolo dei materiali in questione sono di seguito elencati:

#### *Strutture in calcestruzzo armato*

<b><u>CALCESTRUZZO</u></b>	<b>Classe</b>	<b>35/45</b>		
			[3] §	
Resistenza caratteristica cubica				$R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$
Resistenza caratteristica cilindrica		11.2.10.1		$f_{ck} = 37.35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media cilindrica		11.2.10.1		$f_{cm} = 45.35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media		11.2.10.2		$f_{ctm} = 3.35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione caratt. Fratt 5%		11.2.10.2		$f_{ctk,5} = 2.35 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione caratt. Fratt 95%		11.2.10.2		$f_{ctk,95} = 4.36 \text{ N/mm}^2$
Modulo Elastico		11.2.10.3		$E_c = 34625.49 \text{ N/mm}^2$
Ceff. Dilataz. Termica		11.3.10.5		$\alpha = 0.00001 \text{ 1/}^\circ\text{C}$

<b>ACCIAIO</b>	<b>B450C</b>		
		[3] §	
Tensione caratteristica di snervamento	11.3.2.1	$f_{yk} =$	<b>450 N/mm<sup>2</sup></b>

<b>VALORI DI CALCOLO</b>			
$\alpha_{cc} = 0.85$	(p.4.1.2.1.1.1 )		
$\gamma_c = 1.5$	(p.4.1.2.1.1.1 )		
$\gamma_s = 1.15$	(p.4.1.2.1.1.3 )		
	[3] §		
<b>Resistenza di calcolo a compres del cls</b>	<b>(p.4.1.2.1.1.1)</b>	$f_{cd} =$	<b>21.2 N/mm<sup>2</sup></b>
Redsistenza di calcolo a trazione del cls	(p.4.1.2.1.1.2)	$f_{ctd} =$	1.56 N/mm <sup>2</sup>
<b>Resistenza di calcolo dell'acciaio</b>	<b>(p.4.1.2.1.1.3)</b>	$f_{yd} =$	<b>391.3 N/mm<sup>2</sup></b>
Tens. Tang di aderenza acciaio-cls	(p.4.1.2.1.1.4)	$f_{bd} =$	3.52 N/mm <sup>2</sup>
<i>Deformazioni caratteristiche del cls (classe inferiore a C50/60) p.4.1.2.1.2.2.</i>			
		$\epsilon_{c2} =$	0.20 %
		$\epsilon_{c3} =$	0.175 %
		$\epsilon_{cu} =$	0.35 %
		$\epsilon_{c4} =$	0.07 %
(*) : $\eta = 1$ per diametro $\phi < 30$ mm			

*Pali prefabbricati in calcestruzzo armato*

<b>CALCESTRUZZO</b>	<b>Classe</b>	<b>40/50</b>		
		paragraf		
		o	Eq.	
Resistenza caratteristica cubica				$R_{ck} =$ <b>50 N/mm<sup>2</sup></b>
Resistenza caratteristica cilindrica	11.2.10.1			$f_{ck} =$ 41.5 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media cilindrica	11.2.10.1			$f_{cm} =$ 49.5 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione media	11.2.10.2			$f_{ctm} =$ 3.60 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione caratt. Fratt 5%	11.2.10.2			$f_{ctk,5} =$ 2.52 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione caratt. Fratt 95%	11.2.10.2			$f_{ctk,95} =$ 4.67 N/mm <sup>2</sup>
				35547.1
Modulo Elastico	11.2.10.3			$E_c =$ 1 N/mm <sup>2</sup>
Ceff. Dilataz. Termica	11.3.10.5			$\alpha_{fa} =$ 0.00001 1/°C
<b>VALORI DI CALCOLO</b>				
$\alpha_{cc} =$ <b>0.85</b>	(p.4.1.2.1.1.1 )			
$\gamma_c =$ <b>1.5</b>	(p.4.1.2.1.1.1 )			
	paragraf			
	o	Eq.		
<b>Resistenza di calcolo a compres del cls</b>	<b>(p.4.1.2.1.1.1)</b>	$f_{cd} =$	<b>23.5 N/mm<sup>2</sup></b>	
Redsistenza di calcolo a trazione del cls	(p.4.1.2.1.1.2)	$f_{ctd} =$	1.68 N/mm <sup>2</sup>	
			N/mm <sup>2</sup>	
Tens. Tang di aderenza acciaio-cls	(p.4.1.2.1.1.4)	$f_{bd} =$	3.78 (*)	
<i>Deformazioni caratteristiche del cls (classe inferiore a C50/60) p.4.1.2.1.2.2.</i>				
		$\epsilon_{ps_c2} =$	0.20 %	
		$\epsilon_{ps_c3} =$	0.175 %	

$eps_{cu}$	=	0.35 %
$eps_{c4}$	=	0.07 %

Tiranti per uso geotecnico [D.M. 14.01.08 p.11.5.2]

Tiranti a 4 trefoli  $\phi$  15,2 mm (0,6'') trefoli di acciaio armonico secondo EN 10138 singolarmente inguainati ed ingrassati nella parte libera. Tensione caratteristica di rottura 1860 N/mm<sup>2</sup>

### **3.2 Stati Limite di fessurazione per il calcestruzzo armato**

Riguardo le verifiche a fessurazione, per armature poco sensibili e per ambiente molto aggressivo si desume ([3] p.4.1.2.2.4, Tab 4.1.IV) che deve essere rispettato lo stato limite di *apertura delle fessure* quindi  $w_a \leq w_1 = 0.2 \text{ mm}$

### **3.3 Prescrizioni specifiche per il calcestruzzo e la sua durabilità**

Con riferimento al §4.1.6.1.3 di [3], al fine della protezione delle armature dalla corrosione il valore minimo dello strato di ricoprimento di calcestruzzo (copriferro) si può fare riferimento alla seguente tabella, nella quale sono distinte le tre condizioni ambientali riportate nella Tab. 4.1.IV di [3].

**Tabella - Copriferri minimi in mm**

$C_{min}$	$C_o$	ambiente	barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi	
			$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25
C28/35	C40/50	aggressivo	25	30	30	35
C35/45	C45/55	molto aggr.	35	40	40	45



Tali valori, validi per con vita nominale di 50 anni (Tipo 2 secondo la Tab. 2.4.I di [3]), vanno aumentati di 10 mm per le costruzioni con vita nominale di 100 anni (Tipo 3 secondo la citata Tab. 2.4.I di [3]). Per classi di resistenza inferiori a  $C_{\min}$  i valori della tabella sono da aumentare di ulteriori 5 mm. Nel caso in esame nel presente progetto, si ha:

ambiente: *molto aggressivo* (classe XS3, zona delle maree e degli spruzzi)

Classe C 35/45:  $C = C_{\min}$  per elementi a piastra

Vita Utile: 100 anni

**Copriferro minimo = 35 + 10 mm = 45 mm**

**Classe del cls minima consigliata :  $R_{ck} = 45$  MPa**

Tali parametri sono in accordo con le prescrizioni di progetto.

Con riferimento alle Linee Guida Calcestruzzo Strutturale del Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei LL.PP., si prescrivono le seguenti caratteristiche per il calcestruzzo da utilizzare:

Classe di esposizione XS3 (nella zona delle maree e degli spruzzi);

- **Rapporto a/c massimo:  $a/c = 0.40$ ;**
- **Tipo di cemento: pozzolanico o d'altoforno con classe di resistenza 32,5 (marcato CE secondo UNI-EN 197-1);**
- **Dosaggio minimo di cemento: 370 Kg/mc;**
- **Aggregato non gelivo: conforme e marcato CE secondo UNI EN 12620:2002, dimensione massima 32mm;**
- **Resistenza caratteristica:  $R_{ck} = 45$  MPa**
- **Copriferro minimo:  $c = 45$  mm**
- **Impermeabilità del calcestruzzo: secondo ISO 7031;**
- **Stagionatura: è l'insieme di precauzioni che, durante il processo di indurimento, permette di trasformare l'impasto fresco in un materiale resistente, privo di fessure e durevole. Con un adeguato periodo di stagionatura protetta, iniziato immediatamente dopo aver concluso le operazioni di posa in opera, il calcestruzzo raggiungerà le sue proprietà potenziali nella massa ed in particolare nella zona superficiale. Durante il periodo di stagionatura, le superfici del getto dovranno essere protette, o con la stessa casseratura, ovvero**

con provvedimenti alternativi quali nebulizzazione di acqua, applicazione di membrane antievaporazione etc.

- **Classe di consistenza**: la misura di consistenza, effettuata con la prova di abbassamento al cono, dovrà indicare una classe pari a S3 (consistenza *semifluida* abbassamento da 100 a 150 mm), con l'aggiunta di additivi fluidificanti per mantenere basso il rapporto acqua-cemento.

#### 4. CARATTERIZZAZIONE GEOTECNICA

- Per gli aspetti geologici e geotecnici si è fatto riferimento alla *“Relazione sulle indagini geognostiche nella zona del nuovo porto turistico di Ostia”, Geomare srl 1998.*

Di seguito vengono riassunti i dati utili al calcolo.

##### 4.1 Caratteristiche stratigrafiche dei terreni

Nella zona è presente in superficie, uno strato di terreno di recente deposizione di sabbie fini limose, ben classate da poco a mediamente consistenti (LITOTIPO 1). Lo spessore varia da circa 8 metri in corrispondenza delle opere a mare a 14 metri in corrispondenza della attuale spiaggia esistente, dove è prevista una paratia ancorata.

Seguono dei limi sabbiosi e sabbie fini limose da poco a mediamente consistenti.

Questo banco sabbioso e talvolta limoso, dello spessore di circa 8 metri, (LITOTIPO 2) ricopre un potente banco di argilla limosa e limo argilloso poco sovraconsolidato della fine del Pleistocene, in genere più compatte e consistenti dei limi superiori per le più elevate profondità; la base di questi depositi, può essere collocata intorno ai 22 metri di profondità nella zona a terra (LITOTIPO 3).

##### 4.2 Caratteristiche geotecniche dei terreni

Ai fini delle verifiche di seguito riportate si sono adottati i seguenti valori dei parametri geotecnici:

		LITOTIPO 1	LITOTIPO 2	LITOTIPO 3
Parametro	Spessore (m)	8-14 <sup>1</sup>	8	Base
$\gamma$	[kN/m <sup>3</sup> ]	17,2	19,0	19,00
E <sub>ed</sub>	[kN/m <sup>2</sup> ]	-	-	1300
E'	[kN/m <sup>2</sup> ]	11000	9000	7000

<sup>1</sup> Il Litotipo 1 presenta uno spessore di 14 metri in corrispondenza della spiaggia a terra dell'attuale porto, e di 8 metri circa a mare in corrispondenza delle opere progettate per l'ampliamento

		LITOTIPO 1	LITOTIPO 2	LITOTIPO 3
$\nu'$	[-]	0,32	0,32	0,35
Cc	[m <sup>2</sup> /s]	0,24	0,20	0,46
$c'$	[kN/m <sup>2</sup> ]	0	0	0
$\phi'$	[°]	31	31	27
$c_u$	[kN/m <sup>2</sup> ]	-	-	-

Dove:

$\gamma$	Peso dell'unità di volume del terreno
Eed	Modulo edometrico
E'	Modulo di Young
$\nu'$	Coefficiente di Poisson
Cc	Indice di compressione
$c'$	Coesione efficace
$\phi'$	Angolo di attrito efficace

Ai fini delle verifiche di stabilità dei cassoni delle banchine si sono adottati i seguenti valori dei parametri geotecnici:

Terreno di Fondazione:  $\phi' = 31^\circ, \gamma = 19 \text{ kN/m}^3$

Parametri per la spinta del terreno:  $\phi' = 38^\circ, \gamma = 18 \text{ kN/m}$

## 5. PRINCIPI PER LA VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA E RELATIVE PRESTAZIONI ATTESE

Le valutazioni della sicurezza verranno effettuate con il metodo degli stati limite basato sull'uso dei coefficienti parziali di sicurezza, in conformità con i principi di cui al cap.2 di [3]. In particolare si effettueranno le prescritte verifiche agli Stati Limite Ultimi (SLU) e di esercizio (SLE).

Al fine della valutazione della sicurezza e delle prestazioni attese si assumono le seguenti posizioni.

Vita Nominale  $V_N \geq 100$  anni ([3] p.2.4.1)

Classe d'uso II ([3] p.2.4.2)  $C_U = 1$

Periodo di riferimento per l'azione sismica:  $V_R = V_N C_U = 100$  anni ([3] p.2.4.3)

### 5.1 Classificazione delle Azioni

Al fine della formulazioni delle combinazioni di carico di cui al punto seguente, si considereranno le seguenti tipologie di azioni:

#### *Azioni Permanenti (G)*

Permanenti Strutturali ( $G_1$ ): p.p. degli elementi strutturali, (peso dell'unità di volume di elementi in c.a. pari a 25 kN/m<sup>3</sup>);

Permanenti non Strutturali ( $G_2$ ): p.p. elementi non strutturali: pavimentazioni, etc.

#### *Azioni Variabili (Q<sub>i</sub>)*

Sovraccarico variabile 1 ( $Q_1$ ): sovraccarico di **10 kN/m<sup>2</sup>** uniformemente distribuito;

Sovraccarico variabile 2 ( $Q_2$ ):

- Banchina di riva - tiro bitta da **200 kN** (20 tonnellate) con interasse 10 m, carico concentrato inclinato a 30° rispetto all'orizzontale;
- Pontili - tiro bitta da **250 kN** (25 tonnellate) con interasse 10 m, carico concentrato inclinato a 30° rispetto all'orizzontale;

*Azioni Sismiche (E)*: azione derivante dal terremoto (si veda successivo punto specifico di questa relazione;

*Azioni Eccezionali (A)*:

azione derivante da urto da imbarcazione ([3] p.3.6.3.5). Non si considera necessario tenere conto esplicitamente di tale azione eccezionale ([3] p.3.6) poiché si pongono in opera specifici dispositivi di protezione

azione eccezionale derivante dal moto ondoso : le opere sono interne

## 5.2 Combinazioni delle azioni

Le valutazioni ed i calcoli di cui alla presente relazione sono effettuati considerando le seguenti combinazioni di carico ([3] p.2.5.3), ove si assume come numero delle azioni variabili da combinare  $n = 2$ :

$$\text{Fondamentale (SLU): (per } i = 1, \dots, n) \quad \gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q,i}Q_{k,i} + \sum_{j=1}^n \psi_{0,j}Q_{k,j}$$

$$\text{Caratteristica/rara (SLE irrev. e T.A.): (per } i = 1, \dots, n) \quad G_1 + G_2 + Q_{k,i} + \sum_{j=2}^n \psi_{0,j}Q_{k,j}$$

$$\text{Frequente (SLE rev): (per } i = 1, \dots, n) \quad G_1 + G_2 + \psi_{1,i}Q_{k,i} + \sum_{j=2}^n \psi_{2,j}Q_{k,j}$$

$$\text{Quasi permanente (SLE a lungo termine):} \quad G_1 + G_2 + \sum_{j=1}^n \psi_{2,j}Q_{k,j}$$

$$\text{Sismica (SLU e SLE):} \quad E + G_1 + G_2 + \sum_{j=1}^n \psi_{2,j}Q_{k,j}$$

$$\text{Eccezionale (SLU):} \quad G_1 + G_2 + A_d + \sum_{j=1}^n \psi_{2,j}Q_{k,j}$$

Nelle combinazioni Fondamentale, Caratteristica/rara e frequente le sommatorie sono estese a tutti i carichi variabili escluso quello di riferimento della specifica combinazione (carico variabile dominante), considerato con indice  $i$ .

## 5.3 Coefficienti di combinazione e coefficienti parziali per le azioni

I valori dei coefficienti di combinazione  $\psi$  si ricavano dalla Tabella 2.5.I di [3], per Categoria C e D (ambienti suscettibili di affollamento ed ambienti ad uso commerciale):

$$\psi_{0,j} = 0.7 \quad \psi_{1,j} = 0.7 \quad \psi_{2,j} = 0.6.$$

## 5.4 Verifiche nei confronti degli Stati Limite Ultimi

Nelle verifiche agli stati limite ultimi si distinguono ([3] p.2.6.1):

– lo stato limite di equilibrio come corpo rigido:

**EQU**

- lo stato limite di resistenza della struttura compresi gli elementi di fondazione: **STR**
- lo stato limite di resistenza del terreno: **GEO**

Per ogni stato limite ultimo deve essere rispettata la condizione ([3], p.6.2.3.1)

$$E_d \leq R_d$$

dove  $E_d$  è il valore di progetto dell'azione o dell'effetto dell'azione

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

ed  $R_d$  è il valore di progetto della resistenza del sistema geotecnico:

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

Effetto delle azioni e resistenza sono espresse in funzione delle azioni di progetto  $\gamma_F F_k$ , dei parametri geotecnici di progetto  $X_k/\gamma_M$  e della geometria di progetto  $a_d$ . Nella formulazione della resistenza  $R_d$ , compare esplicitamente un coefficiente  $\gamma_R$  che opera direttamente sulla resistenza del sistema. La verifica della suddetta condizione deve essere effettuata impiegando diverse combinazioni di gruppi di coefficienti parziali, rispettivamente definiti per le azioni (A1 e A2), per i parametri geotecnici (M1 e M2) e per le resistenze (R1, R2 e R3).

### 5.5 Coefficienti parziali per le azioni

I valori dei coefficienti parziali per le azioni (e per gli effetti delle azioni) si ricavano dalla Tabella 2.6.I (e dall'analoga Tab. 6.2.I) di [3]:

Carichi		Coefficiente	EQU	A1 STR	A2 GEO
permanenti	favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,30	1,00
permanenti non strutturali	favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Carichi variabili	favorevoli	$\gamma_{Qi}$	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30

Nelle combinazioni per SLE si intende che vengano omessi i carichi  $Q_{k,j}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

Per le verifiche agli stati limite strutturali si considereranno i coefficienti di cui alla colonna STR.

## 5.6 Coefficienti parziali per le resistenze

I valori dei coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno si ricavano dalla Tabella 2.6.II di [3]:

PARAMETRO	GRANDEZZA ALLA QUALE APPLICARE IL COEFFICIENTE PARZIALE	COEFF. 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	$\gamma$	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

## 5.7 Opere di sostegno, Muri di Sostegno (p.6.5.3.1.1 di [3])

Per i muri di sostegno o per altre strutture miste ad essi assimilabili devono essere effettuate le verifiche con riferimento almeno ai seguenti stati limite:

*SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU)*

- stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno;
- scorrimento sul piano di posa;
- collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- ribaltamento;

La verifica di stabilità globale del complesso opera di sostegno-terreno deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Le rimanenti verifiche (scorrimento sul piano di posa e collasso per carico limite dell'insieme fondazione terreno) devono essere effettuate secondo almeno uno dei seguenti approcci:



Approccio 1:

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)
- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

Approccio 2:

(A1+M1+R3)

Nel seguito si effettueranno le verifiche secondo l'approccio 2.

I Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno sono quelli riportati in Tabella 6.5.I di [3]:

VERIFICA	COEFF. PARZIALE (R1)	COEFF. PARZIALE (R2)	COEFF. PARZIALE (R3)
Capacità portante della fondazione	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,1$
Resistenza del terreno a valle	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,0$	$\gamma_R = 1,4$

Lo stato limite di ribaltamento non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 2.6.I e adoperando coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.

## 5.8 Fondazioni su pali (p.6.4.3 di [3])

Le verifiche delle fondazioni su pali devono essere effettuate con riferimento almeno ai seguenti stati limite, quando pertinenti:

*SLU di tipo geotecnico (GEO)*

- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi assiali;
- collasso per carico limite della palificata nei riguardi dei carichi trasversali;
- collasso per carico limite di sfilamento nei riguardi dei carichi assiali di trazione;
- stabilità globale;

*SLU di tipo strutturale (STR)*

- raggiungimento della resistenza dei pali;
- raggiungimento della resistenza della struttura di collegamento dei pali,

accertando che la condizione (6.2.1) sia soddisfatta per ogni stato limite considerato.

La *verifica di stabilità globale* deve essere effettuata secondo l'Approccio 1:

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

tenendo conto dei coefficienti parziali riportati nelle Tabelle 6.2.I e 6.2.II per le azioni e i parametri geotecnici, e nella Tabella 6.8.I per le resistenze globali.

Le rimanenti verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.II, seguendo almeno uno dei due approcci:

*Approccio 1:*

- Combinazione 1: (A1+M1+R1)

- Combinazione 2: (A2+M2+R2)

*Approccio 2:*

(A1+M1+R3)

Nelle verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto.

I Coefficienti parziali  $\gamma_R$  per le verifiche agli stati limite ultimi STR e GEO di muri di sostegno sono quelli riportati in Tabella 6.4.II di [3]:

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
		(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

## 6. AZIONE SISMICA, CARATTERIZZAZIONE DELLA SISMICITA' E TIPIZZAZIONE DEL TERRENO

Riguardo la definizione dell'azione sismica può farsi più esteso riferimento al documento "caratterizzazione geotecnica e sismica".

Nei confronti dell'azione sismica si considerano i seguenti Stati Limite ([3] p.3.2.1):

Quale Stato Limite di Esercizio:

**Stato Limite di Danno (SLD):** *a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidità nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.*

La Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_R = 100$  anni è pari a  $P_{VR} = 63\%$ , di conseguenza il periodo di ritorno dell'azione da considerare per lo SLD è pari a:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 101 \text{ anni}$$

Quale stato limite ultimo:

- **Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV):** *a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidità nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidità per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;*

La Probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $V_R = 100$  anni è pari a  $P_{VR} = 10\%$ , di conseguenza il periodo di ritorno dell'azione da considerare per lo SLV è pari a:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = 949 \text{ anni};$$

Dall'elaborazione della Tabella 1 dell'Allegato "Pericolosità Sismica" di [3], si ricavano i parametri caratterizzanti l'azione sismica,  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T_c^*$  riferite al sito in esame per  $V_R = 100$  anni

	$T_R$	$a_g$ [g]	$F_o$	$T_c^*$ [s]
SLD	101	0.047	2.597	0.279
SLV	975	0.088	2.8	0.336

Categoria di sottosuolo: C ([3] p.3.2.2);

Condizioni topografiche: T1 terreno pianeggiante ([3] p.3.2.2);

Definizione dello spettro di risposta elastico per l'azione orizzontale ([3] p.3.2.3.2.1):

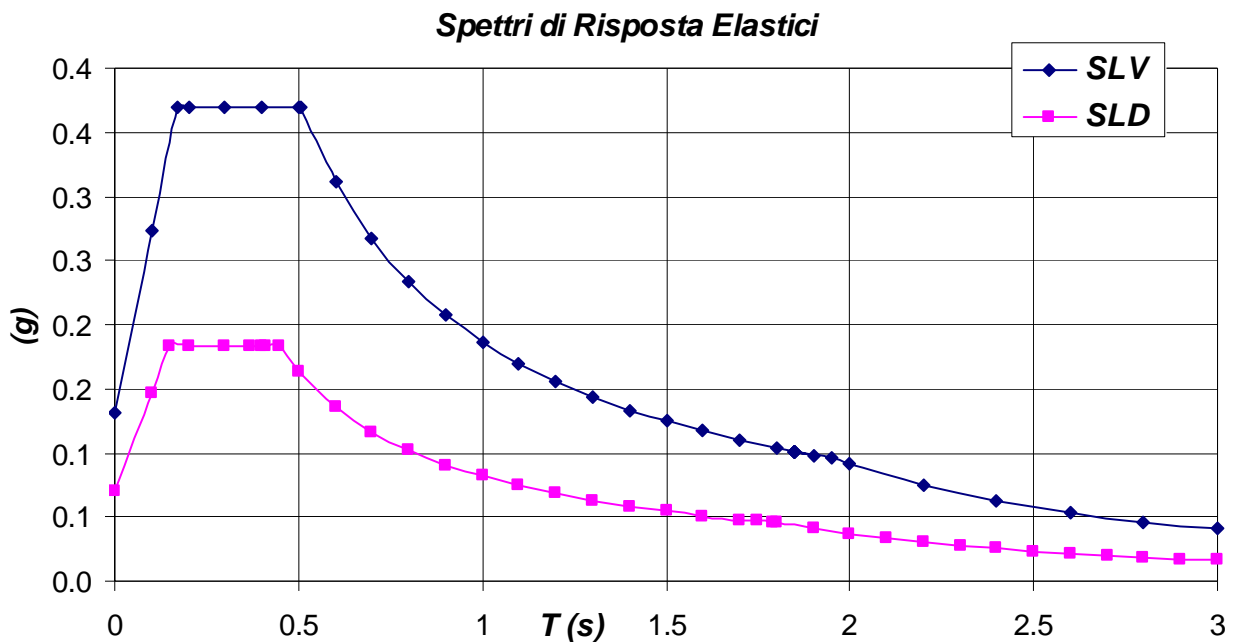
Parametri identificativi gli spettri (classe II:  $V_R = 100$  anni):

**SLV:**

ag=	<b>0.088</b> g	1.55	S <sub>s</sub> =	<b>1.50</b>	fra 1 e 1.5	eta=	1
F0=	<b>2.8</b>		S <sub>T</sub> =	<b>1</b>		Tc=	0.51 s
Tc*=	<b>0.336</b> s		S= S <sub>s</sub> x S <sub>t</sub> =	1.50		TB=	0.17 s
<b>Terreno "C"</b>			Cc=	1.50		TD=	1.95 s

**SLD:**

ag=	<b>0.047</b> g	1.63	S <sub>s</sub> =	<b>1.50</b>	fra 1 e 1.5	eta=	1
F0=	<b>2.597</b>		S <sub>T</sub> =	<b>1</b>		Tc=	0.45 s
Tc*=	<b>0.279</b> s		S= S <sub>s</sub> x S <sub>t</sub> =	1.50		TB=	0.15 s
<b>Terreno "C"</b>			Cc=	1.60		TD=	1.79 s



Non essendo in presenza di sbalzi o luci significative si trascura la componente verticale del moto sismico.

## 7. VERIFICHE DI STABILITA' DEL CASSONE DELLA BANCHINA DI RIVA

### 7.1 Analisi dei carichi

#### *Carichi gravitazionali*

La presente analisi dei carichi gravitazionali (in esercizio) è effettuata assumendo i seguenti valori dei pesi di volume  $\gamma$ :

calcestruzzo armato	25 kN/m <sup>3</sup>
acqua di mare	10.26 kN/m <sup>3</sup>
Riempimento in tout venant	19 kN/m <sup>3</sup>
Materiale di rinfilanco	18 kN/m <sup>3</sup>

La seguente tabella riporta l'analisi dei carichi in esercizio per il cassone in c.a per metro lineare di lunghezza trasversale:

#### **CASSONE IN C.A al metro lineare**

	n	lx m	Hx m	ly m	xg m	zg m	Vol m <sup>3</sup>	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	P kN	Mx kNm	Mz kNm
pareti trasversali di bordo (dir X)	2	0.3	4.6	1	1.75	2.6	2.760	25	69.000	120.75	179.4
soletta di fondazione	1	3.5	0.3	1	1.75	0.15	1.050	25	26.250	45.9375	3.93
Fori FI 160	-4	0.16	0.16	1.00	1.75	6.1	-0.080	25	-2.011	-3.51	-12.26
							3.730		<b>93.239</b>	163.16	171.07

**Valori per metro lineare=**

**93.239 kN**

**Posizione del Baricentro**

**xg= 1.75 m**

Rispetto al piede lato mare

**zg= 1.83 m**

#### **ALTRI ELEMENTI DEL CASSONE (al metro lineare)**

	n	lx m	Hx m	ly m	xg m	zg m	Vol m <sup>3</sup>	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	P kN	Mx kNm	Mz kNm
Riempimento mat proveniente dragaggi solettone superiore	1	2.9	4.6	1	1.75	2.6	13.34	19	253.46	443.55	658.99
(1)	1	3.2	1.6	1	1.6	5.7	5.12	24	122.88	196.60	700.41
							18.460		<b>376.340</b>	640.16	1359.41

**Valori per metro lineare=**

**Posizione del Baricentro**

**xg= 1.70 m**

**zg= 3.61 m**

#### **SPINTA DI ARCHIMEDE (al metro lineare)**

	n	lx m	Hx m	ly m	xg m	zg m	Vol m <sup>3</sup>	$\gamma$ kN/m <sup>3</sup>	P kN	Mx kNm	Mz kNm
Spinta di archimede soletta fondaz	-1	3.5	0.3	1	1.75	0.15	-1.05	10.26	-10.773	-18.85	-1.61
spinta archimede cassone v.p.p.	-1	2.9	4.2	1	1.75	2.4	-12.18	10.26	-124.9668	-218.69	-299.92
Riempimento											

d'acqua				
<b>Valori per metro lineare=</b>	-13.230	-135.740	-237.545	-301.53
<b>Posizione del Baricentro</b>	<b>xg= 1.75</b>	m		
	<b>zg= 2.22</b>	m		

<b>TOT CASSONE =</b>	<b>427.079</b>	<b>kN</b>	
<b>Posizione del Baricentro</b>	<b>xg= 1.32</b>	m	
	<b>zg= 2.88</b>	m	

### Spinta del Terreno

Per la determinazione della spinta del terreno si assumono i seguenti valori caratteristici dei parametri geotecnici del terreno, che tengono conto della presenza fra i terreni in spinta del riempimento in scapoli di cava e dello strato di riempimento in tout venant :

peso di volume del terreno:  $\gamma' = 18 \text{ kN/m}^3$ ;

angolo di attrito  $\phi' = 38^\circ$

Nel seguito si riporta il calcolo della spinta assunto per le verifiche secondo approccio 2 (M1, verifiche a scorrimento e schiacciamento):

#### CALCOLO DELLA SPINTA DEL TERRENO

altezza del muro sommersa	hs (m) = <b>4.5</b>	m
altezza p. sopra falda	hf(m)= <b>2</b>	m
sovraccarico	q = <b>10</b>	kN/m <sup>2</sup>
altezza sovracc	h1 (m) = <b>5.11</b>	m
Sforzo Normale	N = <b>0</b>	kN/m

<b>COMPONENTI DELLA SPINTA</b>	<b>S</b> kN/m	<b>y</b> m
Spinta sovraccarico	15.46	3.25
Spinta sopra falda 1	8.56	5.17
spinta sopra falda corib sotto falda	38.54	2.25
spinta sotto falda sommerso	21.68	1.50

<b>Spinta solo sovraccarico</b>	<b>Sq= 15.46</b>	<b>kN</b>
	<b>yq= 3.25</b>	<b>m</b>
<b>Spinta solo terreno</b>	<b>S0= 68.778</b>	<b>kN</b>
	<b>yo= 2.38</b>	<b>m</b>
<b>Spinta Totale</b>	<b>S= 84.24</b>	<b>kN</b>

#### VALORI DI CALCOLO

sommerso		emerso
$\gamma' = 9$	kN/m <sup>3</sup>	$\gamma = 18$ kN/m <sup>3</sup>
$\phi = 38$	(°)	
Ka = 0.238		acqua
tang( $\phi$ )d= 0.781		$\gamma = 10$ kN/m <sup>3</sup>

#### valori caratteristici

sommerso		emerso
$\gamma' = 9$	kN/m <sup>3</sup>	$\gamma = 18$ kN/m <sup>3</sup>
$\phi = 38$	(°)	
Ka = 0.238		acqua
tang( $\phi$ )= 0.781		$\gamma = 10$ kN/m <sup>3</sup>

#### coefficienti parziali $\gamma_M$

$$\gamma_{\phi'} = 1$$

$$\gamma_{\gamma} = 1$$

$$y = 2.54 \text{ m}$$

Infine si riporta il calcolo della spinta assunto per le verifiche di tipo EQU (M2, verifiche al ribaltamento):

#### CALCOLO DELLA SPINTA DEL TERRENO

altezza del muro sommersa	hs (m) = 4.5	m
altezza p. sopra falda	hf(m)= 2	m
sovraccarico	q = 10	kN/m2
altezza sovracc	h1 (m) = 5.11	m
Sforzo Normale	N = 0	kN/m

<b>COMPONENTI DELLA SPINTA</b>	<b>S</b> kN/m	<b>y</b> m
Spinta sovraccarico	19.97	3.25
Spinta sopra falda 1	11.06	5.17
spinta sopra falda corib sotto falda	49.76	2.25
spinta sotto falda sommerso	27.99	1.50

<b>Spinta solo sovraccarico</b>	<b>Sq= 19.97 kN</b>
	<b>yq= 3.25 m</b>
<b>Spinta solo terreno</b>	<b>S0= 88.812 kN</b>
	<b>yo= 2.38 m</b>
<b>Spinta Totale</b>	<b>S= 108.78 kN</b>
	<b>y= 2.54 m</b>

#### VALORI DI CALCOLO

sommerso		emerso
$\gamma' = 9$	kN/m3	$\gamma = 18$ kN/m3
$\phi = 32$	(°)	
Ka = 0.307		acqua
tang( $\phi$ )d= 0.625		$\gamma = 10$ kN/m3

#### valori caratteristici

sommerso		emerso
$\gamma' = 9$	kN/m3	$\gamma = 18$ kN/m3
$\phi = 38$	(°)	
Ka = 0.238		acqua
tang( $\phi$ )= 0.781		$\gamma = 10$ kN/m3

#### coefficienti parziali $\gamma_M$

$$\gamma_{\phi'} = 1.25$$

$$\gamma_{\gamma} = 1$$

#### Tiro della Bitta

Carico Bitta	200 kN
interasse Bitte	10 m
inclinazione	30 °
carico bitta al metro	

$$\text{Componente Orizzontale H} = 17.323 \text{ kN/m}$$

$$\text{Componente Verticale V} = 9.995 \text{ kN/m}$$

#### Azione Sismica ([3] p.7.11.6.2.1)

Nelle verifiche allo stato limite ultimo, i valori dei coefficienti sismici orizzontale  $k_h$  e verticale  $k_v$  possono essere valutati mediante le espressioni:

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

$$k_v = \pm 0.5 k_h$$

In assenza di analisi specifiche della risposta sismica locale, l'accelerazione massima può essere valutata con la relazione

$$a_{max} = S_S S_T a_g .$$

Nel caso in esame si ottiene (vedi anche Tab.7.11.II):

Ampl. stratigrafica	<b>Ss=</b>	<b>1.5</b>	$\beta =$	<b>0,18</b>
Ampl. Topografica	<b>ST=</b>	<b>1</b>		
	<b>amax/g=</b>	<b>0,088</b>		
	<b>Kh=</b>	<b>0,024</b>	<b>Kv= +/-</b>	<b>0,012</b>

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali ([3], p.3.2.4):

$$G_1 + G_2 + \sum_{j=1}^n \psi_{2,j} Q_{k,j}$$

Non si applica accelerazione sismica al carico proveniente dal tiro bitta.

Nel seguito si riporta il calcolo dei componenti della spinta del terreno dovute all'azione sismica per le verifiche secondo approccio 2 (M1, verifiche a scorrimento e schiacciamento):

Calcolo azione sismica		Kh=	0.024
		Kv =	0.012
<u>Cuneo di massima spinta</u>		<u>sovraccarico</u>	
alfa =	26 (°)	0.4538 rad	Hq = 1.165 kN
B =	3.17 m		yq = kN/m m
Bf=	2.19		
	V	H	y
	m3/m	KN/m	m
sopra falda	5.365	2.29453	5.5
sotto falda	2.195	1.46015	3
		3.75468	4.5278
<b>SPINTA IN CONDIZIONI SISMICHE</b>			
<b>Spinta solo sovraccarico</b>	<b>Sq=</b>	<b>0.75 kN</b>	
	<b>yq=</b>	<b>6.50 m</b>	
<b>Spinta solo terreno</b>	<b>S0=</b>	<b>3.755 kN</b>	
	<b>yo=</b>	<b>4.53 m</b>	
<b>Spinta Totale</b>	<b>S=</b>	<b>4.51 kN</b>	
	<b>y=</b>	<b>4.86 m</b>	

Nel seguito si riporta il calcolo dei componenti della spinta del terreno dovute all'azione sismica per le verifiche di tipo EQU (M2, verifiche al ribaltamento):

Calcolo azione sismica	Kh=	0.024
------------------------	-----	-------



$$K_v = 0.012$$

Cuneo di massima spinta			sovraccarico		
alfa =	28.99672 (°)	0.5061 rad	Hq =	1.709 kN	
B =	3.60 m		yq =	kN/m	m
Bf =	2.49				

	V m3/m	H KN/m	y m
sopra falda	6.097	2.60738	5.5
sotto falda	2.494	1.65924	3
		4.26663	4.5278

#### SPINTA IN CONDIZIONI SISMICHE

<b>Spinta solo sovraccarico</b>	<b>Sq=</b>	<b>0.86 kN</b>
	<b>yq=</b>	<b>6.50 m</b>
<b>Spinta solo terreno</b>	<b>S0=</b>	<b>4.267 kN</b>
	<b>yo=</b>	<b>4.53 m</b>
<b>Spinta Totale</b>	<b>S=</b>	<b>5.12 kN</b>
	<b>y=</b>	<b>4.86 m</b>

## 7.2 Verifiche allo scorrimento sul piano di posa

Nelle tabelle seguenti si riassumono i risultati delle verifiche allo scorrimento sul piano di posa.

La forza di attrito parallela al piano di posa (*Resistenza di calcolo*) si determina moltiplicando la risultante delle azioni verticali  $V$  per un opportuno coefficiente di attrito, valutato come segue:

$$\text{angolo di attrito fra terreno e base del cassone: } \phi = (3/4) 38^\circ = 28.5^\circ$$

$$\text{Coefficiente di attrito : } f = \text{tg}(\phi) = 0.54$$

La valutazione delle azioni risultanti sul piano di posa si effettua combinando le azioni permanenti, variabili e sismiche, secondo le pertinenti combinazioni riportate nel precedente paragrafo §6 di questa relazione.

La verifica si effettua secondo l'Approccio 2, quindi con la configurazione (A1+M1+R3) dei coefficienti parziali per le azioni, le resistenze dei materiali e la resistenza.

Nel seguito si riporta soltanto la verifica a SLU, poiché la combinazione sismica risulta meno gravosa:

### **7.3 Verifiche della resistenza (carico limite) del sistema fondazione terreno**

La verifica si effettua secondo l'Approccio 2, quindi con la configurazione (A1+M1+R3) dei coefficienti parziali per le azioni, le resistenze dei materiali e la resistenza del sistema.

Dai risultati si evince un coefficiente residuo di sicurezza pari a 3,98 maggiore del coefficiente  $R2=2,3$  previsto al punto 6.4.2.1 del DM 2008.

**Fondazioni Dirette**  
**Verifica in tensioni efficaci**

$$q_{lim} = c^* N_c^* s_c^* d_c^* l_c^* b_c^* g_c + q^* N_q^* s_q^* d_q^* l_q^* b_q^* g_q + 0,5 \gamma^* B^* N_{\gamma}^* s_{\gamma}^* d_{\gamma}^* l_{\gamma}^* b_{\gamma}^* g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

$e_B$  = Eccentricità in direzione B ( $e_B = Mb/N$ )

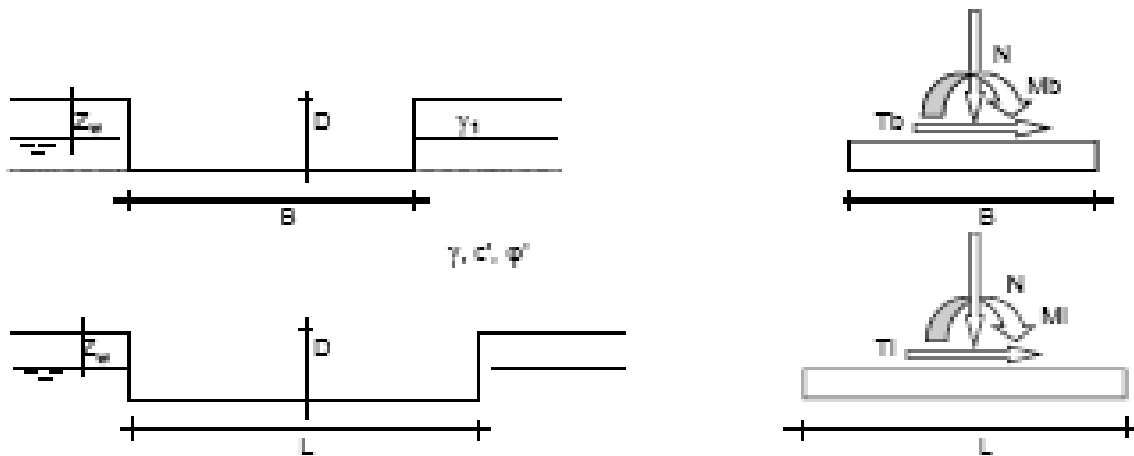
$e_L$  = Eccentricità in direzione L ( $e_L = ML/N$ ) (per fondazione nastriforme  $e_B = 0$ ;  $L^* = L$ )

$B^*$  = Larghezza fittizia della fondazione ( $B^* = B - 2^* e_B$ )

$L^*$  = Lunghezza fittizia della fondazione ( $L^* = L - 2^* e_L$ )

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	tan $\varphi'$	c'
Stato limite ultimo	○	1,00	1,30	1,25	1,25
Tensioni ammissibili	○	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dall'utente	⊗	1,30	1,50	1,00	1,00



(Per fondazione nastriforme L = 100 m)

- B = 3,50 (m)
- L = 10,00 (m)
- D = 2,00 (m)



	AZIONI		
	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
Ni [kN]	3056,00	320,00	4452,80
Mb [kNm]	0,00	910,00	1365,00
Ml [kNm]	0,00	0,00	0,00
Tb [kN]	0,00	140,00	210,00
Tl [kN]	0,00	0,00	0,00
Hi [kN]	0,00	140,00	210,00

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_s = 10,00 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 10,00 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 31,00 \quad (^{\circ})$$

Valori di progetto

$$c' = 0,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 31,00 \quad (^{\circ})$$

Profondità della falda

$$Z_w = 3,00 \quad (\text{m})$$

$$e_{s1} = 0,31 \quad (\text{m})$$

$$e_{s2} = 0,00 \quad (\text{m})$$

$$e^* = 2,89 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 10,00 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 20,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$\gamma$  : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 2,86 \quad (\text{kN/mc})$$

$N_q, N_c, N_\gamma$  : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) e^{(\tan \varphi' \gamma D)}$$

$$N_q = 20,63$$

$$N_c = (N_q + 1) \tan \varphi'$$

$$N_c = 32,67$$

$$N_\gamma = 2^*(N_q + 1) \tan \varphi'$$

$$N_\gamma = 25,99$$

$s_c, s_q, s_r$  : fattori di forma

$$s_c = 1 + B \cdot N_q / (L \cdot N_c)$$

$$s_c = 1,18$$

$$s_q = 1 + B \cdot \tan \varphi' / L$$

$$s_q = 1,17$$

$$s_r = 1 - 0,4 \cdot B / L$$

$$s_r = 0,88$$

$i_c, i_q, i_r$  : fattori di inclinazione del carico

$$m_q = (2 + B / L) / (1 + B / L) = 1,78 \quad \theta = \arctan(T_b/T_l) = 90,00 \quad (^\circ)$$

$$m_r = (2 + L / B) / (1 + L / B) = 1,22 \quad m = 1,78 \quad (-)$$

( $m=2$  nel caso di fondazione nasiriforme e  $m=(m_q \sin^2 \theta + m_r \cos^2 \theta)$  in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H/(N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \varphi'))^{(m-1)}$$

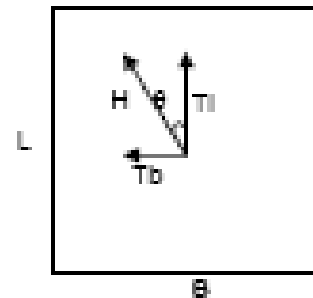
$$i_q = 0,92$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q) N_q / c'$$

$$i_c = 0,91$$

$$i_r = (1 - H/(N + B \cdot L \cdot c' \cdot \cot \varphi'))^{(m-1)}$$

$$i_r = 0,87$$



$d_c, d_q, d_r$  : fattori di profondità del piano di ancoraggio

$$\text{per } D/B \leq 1; d_q = 1 + 2 \cdot D \cdot \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B$$

$$\text{per } D/B > 1; d_q = 1 + (2 \cdot \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) \cdot \arctan(D/B)$$

$$d_q = 1,20$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_q \cdot \tan \varphi')$$

$$d_c = 1,21$$

$$d_r = 1$$

$$d_r = 1,00$$

$b_c, b_q, b_f$  : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \phi)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \phi)$$

$$b_c = 1,00$$

$$b_f = b_q$$

$$b_f = 1,00$$

$q_c, q_q, q_f$  : fattori di inclinazione piano di scarpata

$$q_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$q_q = 1,00$$

$$q_c = q_q - (1 - q_q) / (N_c \tan \phi)$$

$$q_c = 1,00$$

$$q_f = q_q$$

$$q_f = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 614,31 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Erosione massima agente

$$q = N / B \cdot L'$$

$$q = 154,24 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 3,98$$

#### 7.4 Verifiche al ribaltamento (EQU)

Nelle tabelle seguenti si riassumono i risultati delle verifiche al ribaltamento intorno al punto inferiore lato mare del cassone, per le quali si confrontano come effetto delle azioni

$E$ , la risultante dei momenti *ribaltanti* rispetto a tale punto, e come resistenze  $R$ , la risultante dei momenti *stabilizzanti* rispetto allo stesso punto.

La valutazione delle azioni risultanti si effettua combinando le azioni permanenti, variabili e sismiche, secondo le pertinenti combinazioni riportate nel precedente paragrafo §6 di questa relazione.

La verifica allo stato limite considerato non prevede la mobilitazione della resistenza del terreno di fondazione e deve essere trattato come uno stato limite di equilibrio come corpo rigido (EQU), utilizzando i coefficienti parziali sulle azioni della tabella 2.6.I di [3] e adoperando coefficienti parziali del gruppo (M2) per il calcolo delle spinte.

## 7.5 Table riassuntive dei risultati delle verifiche

*Verifiche allo scorrimento sul piano di posa (SLU)*

	SLU- Q1 (SOVR) dominante - scorrimento l.mare				SLU- Q2 (BITTA) dominante - scorrimento l.mare					
	$\gamma / \text{psi}$	V kN	H kN	braccio m	M <sub>o</sub> kNm	$\gamma / \text{psi}$	V kN	H kN	braccio m	M <sub>o</sub> kNm
Cassone nell'insieme	1	427.08		1.32	565.8	1	427.08		1.32	565.8
Spinta del terreno	1.3		-89.41	2.38	-212.5	1.3		-89.41	2.38	-212.5
Sovraccarico q sul cassone	0	0.00		1.60	0.0	0	0.00		1.60	0.0
Spinta del sovraccarico	1.5		-23.19	3.25	-75.4	0.7		-10.82	3.25	-35.2
Tiro della Bitta	0.7	-7.00	-12.13	1.00	-19.1	1.5	-14.99	-25.98	1.00	-41.0
	<b>Verifica Scorrimento</b> $\gamma R = 1.10$ R = $V \text{tg}(\phi) = 228.1$ kN E = H <sub>tot</sub> = -124.7 kN <b>R/ E  = 1.83 &lt; <math>\gamma R</math> OK</b>				<b>Verifica Scorrimento</b> $\gamma R = 1.10$ R = $V \text{tg}(\phi) = 223.7$ kN E = H <sub>tot</sub> = -126.2 kN <b>R/ E  = 1.77 &lt; <math>\gamma R</math> OK</b>					
193.59										
28.5										
169.49										



Verifiche allo scorrimento sul piano di posa (SLV)

	SLV scorrimento				l.mare
	$\gamma$ / psi	V kN	H kN	braccio m	M_o kNm
Cassone nell'insieme	1	427.08		1.32	565.8
Spinta del terreno	1		-68.78	2.38	-163.5
Sovraccarico q sul cassone	0	0.00		1.60	0.0
Spinta del sovraccarico	0.6		-9.28	3.25	-30.2
Tiro della Bitta	0.6	-6.00	-10.39	1.00	-16.4
<b>CARICO SISMICO</b>					
Cassone nell'insieme	1	-5.07	-10.15	12.68	-35.9
spinta terreno	1		-3.75	4.53	-17.0
Sovraccarico q sul cassone	1	-0.23	-0.46	6.50	-3.3
spinta del sovraccarico q	1		-0.75	6.50	-4.9
<b>Verifica Scorrimento</b>					$\gamma_R = 1.10$
R = $V \operatorname{tg}(\phi) =$					225.8 kN
E = Htot =					-103.6 kN
<b>R/ E  = 2.18</b>					<b>&lt; gR OK</b>

In definitiva la combinazione più sfavorevole dei carichi per la verifica in esame è quella SLU con bitta dominante per la quale si ottiene:

$$R_d/E_d = V \operatorname{tg}(\phi) / H = \underline{1.77} > \gamma_R = 1.10: \quad \text{La verifica risulta soddisfatta.}$$



Verifiche della resistenza (carico limite) del sistema fondazione terreno (SLV)

	SLV- schiacc					
	$\gamma /$ psi	V kN	H kN	braccio m	M_o kNm	M_o' kNm
Cassone nell'insieme	1	427.08		1.32	565.8	
Spinta del terreno	1		-68.78	2.38	-163.5	
Sovraccarico q sul cassone	0	0.00		1.60	0.0	
Spinta del sovraccarico	0.6		-9.28	3.25	-30.2	
Tiro della Bitta	0.6	-6.00	-10.39	1.00	-16.4	
<b>CARICO SISMICO</b>						
Cassone nell'insieme	1	5.07	10.15	12.68	35.9	
spinta terreno	1		-3.75	4.53	-17.0	
Sovraccarico q sul cassone	-1	-0.23	-0.46	6.50	-3.3	
spinta del sovraccarico q	1		-0.75	6.50	-4.9	
Verifica cap. portante $\gamma_R = 1.40$						
V= 425.9 kN						
H= -83.3 kN						
M_o = 366.5 kN						
e = 0.89 m						
<b>FUORI NOCCIOLO</b>						
u= 0.86						
Beff= 2.58						
sigma_max = 0.330 N/mm2 74%						
sigma_1= 0.330 N/mm2 lato mare						
sigma_2= 0.000 N/mm2 lato terra						

In definitiva la combinazione più sfavorevole dei carichi per la verifica in esame è quella SLU con Bitta dominante, per la quale si ottiene:

$$E = \sigma_{t,max} = \underline{437 \text{ kPa}} < R / \gamma_R = \sigma_{t,lim} / 1.4 = 614 \text{ kPa} / 1.4 = 439 \text{ kPa}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Verifica al Ribaltamento (SLU)

	SLU- Q1 (SOVR) dominante - ribalt				SLU- Q2 (BITTA) dominante - ribalt					
	$\gamma / \text{psi}$	V kN	H kN	braccio m	M <sub>o</sub> kNm	$\gamma / \text{psi}$	V kN	H kN	braccio m	M <sub>o</sub> kNm
Cassone nell'insieme	0.9	384.37		1.32	509.2	0.9	384.37		1.32	509.2
Spinta del terreno	1.1		-75.66	2.38	-179.8	1.1		-75.66	2.38	-179.8
Sovraccarico q sul cassone	0	0.00		1.60	0.0	0	0.00		1.60	0.0
Spinta del sovraccarico	1.5		-23.19	3.25	-75.4	0.7		-10.82	3.25	-35.2
Tiro della Bitta	0.7	-7.00	-12.13	1.00	-19.1	1.5	-14.99	-25.98	1.00	-41.0
		377.374	-110.976		234.9		369.378	-112.464		253.2
		Somme stabilizzanti			509.2		Somme stabilizzanti			509.2
	<b>Vetrifica a Ribaltamento</b>					<b>Vetrifica a Ribaltamento</b>				
	$\gamma_{\text{RIB}_o} (\text{l.mare}) = 1.86 >0, \text{OK}$					$\gamma_{\text{RIB}_o} (\text{l.mare}) = 1.99 >0, \text{OK}$				

Verifica al Ribaltamento (SLV)

	SLU- Q1 (SOVR) dominante - ribalt				l.mare	
	$\gamma / \text{psi}$	V kN	H kN	braccio m	M_o kNm	
Cassone nell'insieme	0.9	384.37		1.32	509.2	
Spinta del terreno	1.1		-75.66	2.38	-179.8	
Sovraccarico q sul cassone	0	0.00		1.60	0.0	
Spinta del sovraccarico	0.6		-9.28	3.25	-30.2	
Tiro della Bitta	0.6	-6.00	-10.39	1.00	-16.4	
-	0.7		0.00	0.00	0.0	
-	0.7	0.00	0.00	0.00	0.0	
<b>CARICO SISMICO</b>						
Cassone nell'insieme	1	5.07	10.15	12.68	35.9	
spinta terreno	1		-4.27	4.53	-19.3	
Sovraccarico q sul cassone	1	0.23	0.46	6.50	3.3	
spinta del sovraccarico q	1		-0.86	6.50	-5.6	
		383.676	-89.846		297.2	
		<i>Somme stabilizzanti</i>			548.5	
<b>Vetrifica a Ribaltamento</b>						
$\gamma_{\text{RIB}_o} (\text{l.mare}) = 2.18 > 0, \text{OK}$						

La combinazione più sfavorevole per la verifica a ribaltamento EQU è, in definitiva, quella SLU con Sovraccarico dominante, per la quale si ottiene:

$$R_d / E_d = M_{\text{stab}} / M_{\text{rib}} = \underline{1.86} > 1$$

La verifica risulta soddisfatta.

## 7.6 Verifiche della stabilità globale del complesso cassone -opera di sostegno-terreno

Con riferimento alle NTC (D.M. 14-01-2008, paragrafo 6.5 e 6.8), le strutture in progetto devono soddisfare la verifica di stabilità generale, in cui le azioni di calcolo da considerare sono date dalle forze gravitazionali agenti su di esse, dalla spinta orizzontale esercitata dal terrapieno, dalle azioni variabili (sovraccarico e bitta) e dalle azioni sismiche.

Gli scenari che sono stati considerati, concordemente alle combinazioni di carico previste per le opere in oggetto, sono i seguenti:

- condizione di lungo termine (drenata) con combinazione delle azioni A2-M2
- condizione sismica.

Per la verifica costituisce riferimento il metodo delle strisce nella formulazione di Morgenstern & Price (1965) che tiene conto delle azioni normali e tangenziali che si sviluppano lungo la superficie laterale delle singole strisce imponendo sia l'equilibrio delle forze sia quello dei momenti.

Per confronto sono stati inoltre calcolati i coefficienti di sicurezza ottenuti con i metodi di Bishop, Ordinario, e Janbu. Notoriamente gli ultimi due metodi delle strisce portano a coefficienti di sicurezza inferiori.

### CONDIZIONE DRENATA SLU A2-M2-R2

Questo scenario è caratterizzato da una situazione di lungo termine (modello in tensioni efficaci) con parametri di resistenza del terreno ridotti. Le azioni considerate sono il sovraccarico amplificato fino a 13 kN/m ed il tiro bitta ridotto con  $\psi=0.7$ .

### CONDIZIONE SISMICA M2-R2

La stabilità generale nei confronti dell'azione sismica di progetto può essere condotta con metodi semplificati di tipo pseudo-statico in cui le risultanti orizzontali e verticali delle forze d'inerzia applicate al baricentro della massa potenzialmente instabile, sono date da:

$$F_H = \pm 0,5 S a_g W$$

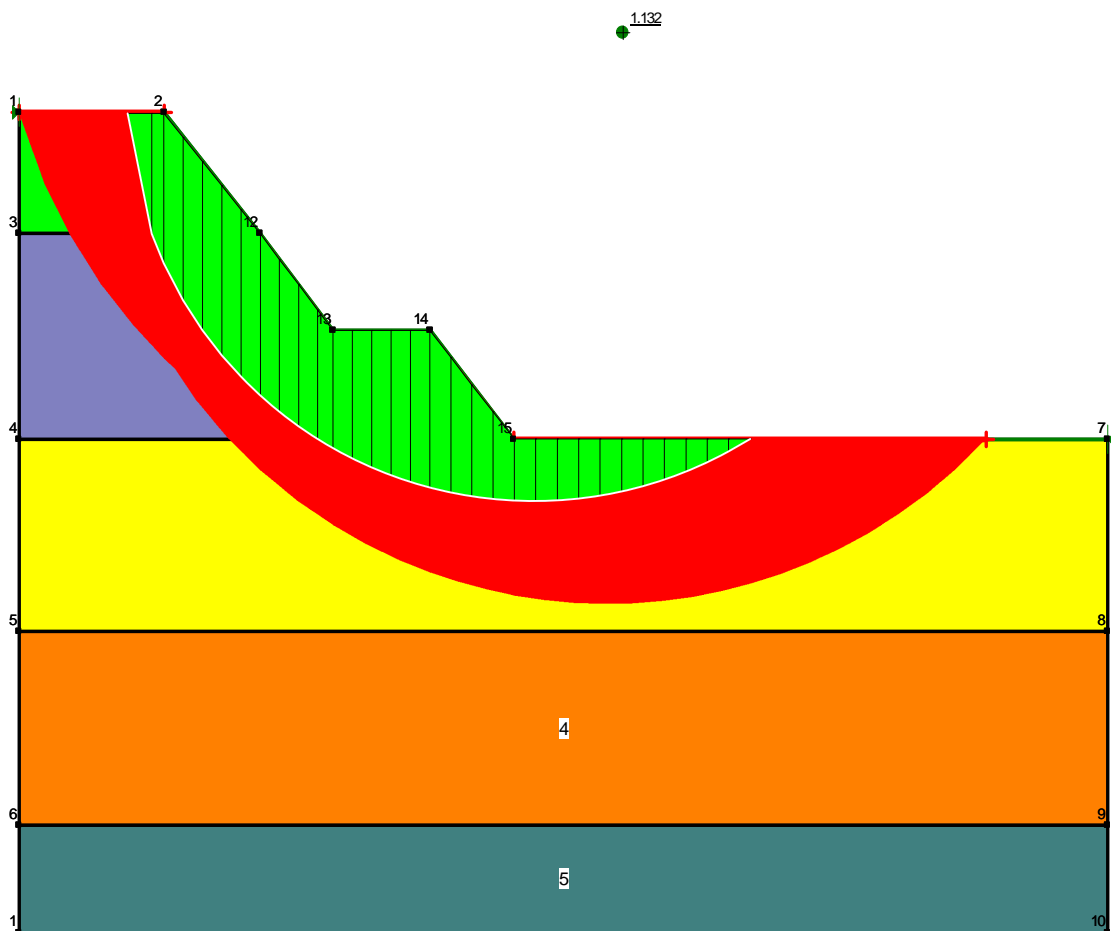
$$F_V = \pm 0,5 F_H$$

Nel caso specifico si è assunta un'accelerazione  $a_g$  pari a 0.088g, corrispondente alla zona in esame, un coefficiente S per suolo di categoria C uguale a 1.50, ed un coefficiente  $\beta$  pari a 0.20 da cui si ottiene:

$$F_H = \pm 0.026W; F_V = \pm 0.013W$$

Coerentemente con le analisi svolte per la determinazione delle sollecitazioni sulle strutture di sostegno sono stati utilizzati parametri di resistenza del terreno ridotti.

I risultati mostrano che anche nelle condizioni di carico più sfavorevoli, la stabilità generale risulta sempre soddisfatta.



**Figura 1:** Mantellata-Coefficiente di sicurezza R condizione sismica M2R2 - Metodo Ordinario

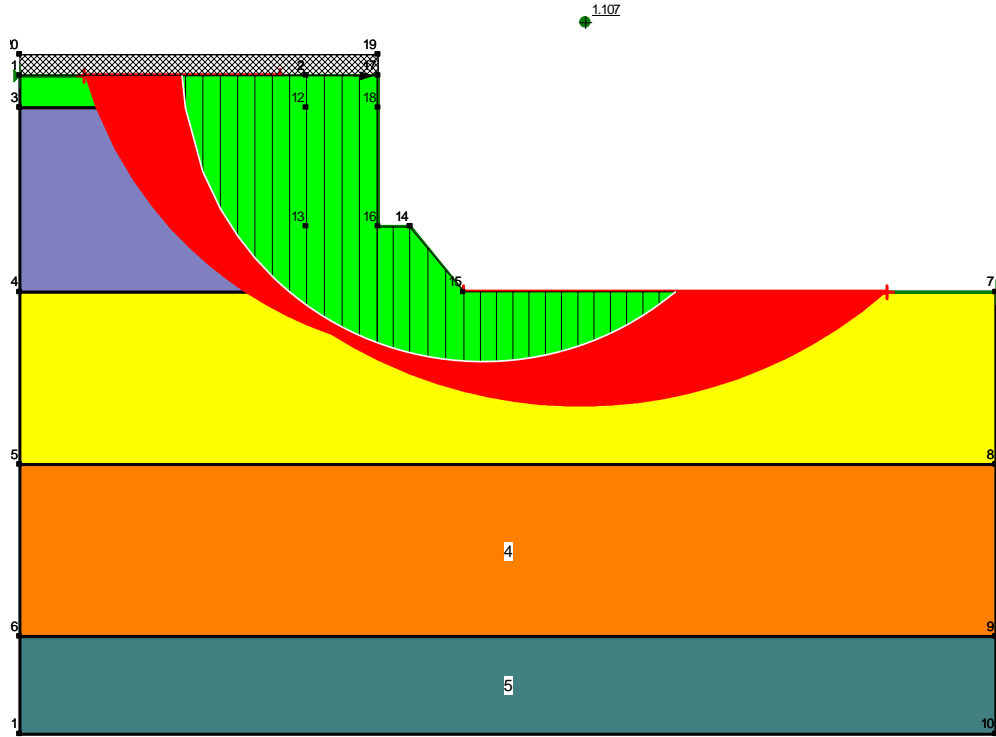


Figura 2: Cassone-Coefficiente R condizione sismica M2R2 - Metodo Ordinario

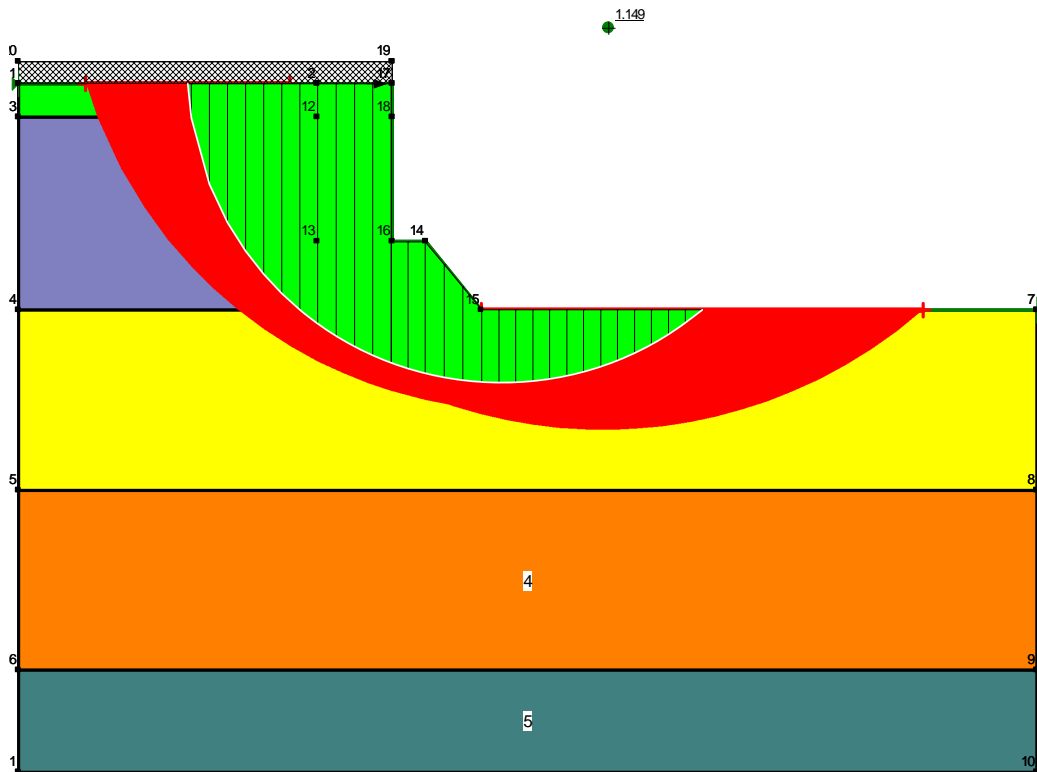


Fig.3: Cassone-Coefficiente di sicurezza R condizione A2M2R2 - Metodo Ordinario

Riassumendo, i risultati ottenuti dalle analisi di stabilità sono i seguenti:



VERIFICA	SISMA SLU M2 R2 Sopraflutto	SLU A2 M2 R2 Cassone	SISMA SLU M2 R2 Cassone
Ordinary	1.13	1.15	1.11
Bishop	1.39	1.41	1.37
Jambu	1.18	1.20	1.15
Morgestern&Price	1.32	1.37	1.33

Tenuto conto delle condizioni analizzate, del valore di  $R2=1.1$  si ritiene che i risultati delle analisi (sempre superiori a 1.1) consentano di affermare che la stabilità generale dell'opera è accertata in ogni caso, anche in presenza di azione sismica combinata, nel pieno rispetto del livello di sollecitazioni imposto dal DM 2008. Si è omessa la verifica del Sopraflutto in condizioni statiche A2M2R2 in quanto meno gravosa in assenza di carichi variabili.

### 7.7 Verifica del cassone con TRAVEL-LIFT

Il travel-lift di progetto è caratterizzato dai seguenti parametri :

- portata max. 500 t.
- tara 185 t. approx.
- Larghezza bacino : m. 11,00
- Carreggiata : m. 13,50
- Larghezza max. : m. 15,50
- Passo : m. 16,00
- Lunghezza max. alle ruote : m. 21,90 approx.
- Max. interasse carrelli : m. 21,00

Pertanto il carico massimo proveniente dalla motogru è pari a 6850 kN, ripartiti su 4 carrelli con ruote gommate.

Per ogni carrello, costituito da due coppie di ruote gommate, il carico è quindi pari a 1712 kN.

Per ciascuna coppia di ruote gommate il carico è pari a 856 kN.

Dalla documentazione tecnica della motogru si ricava il seguente schema di carico.

Considerando una pressione di gonfiaggio dei pneumatici pari a circa  $10 \text{ kg/cm}^2$ , si adottano, in favore di sicurezza, impronte di carico per il singolo pneumatico di dimensione in pianta  $60 \times 60 \text{ cm}$ , con un carico sul singolo pneumatico pari a circa  $860 \text{ kN} / 2 = 430 \text{ kN}$  (pressione pari a circa  $12 \text{ kg/cm}^2$ ).

Ai fini della verifica geotecnica del cassone sono stati considerati i seguenti scenari:

- Verifica statica A1 M1
- Verifica statica geotecnica A2 M2
- Verifica sismica con  $K_h=0,024$  M2R2

I carichi sull'impronta di fondazione del cassone 3,60 x 5,60 m sono:

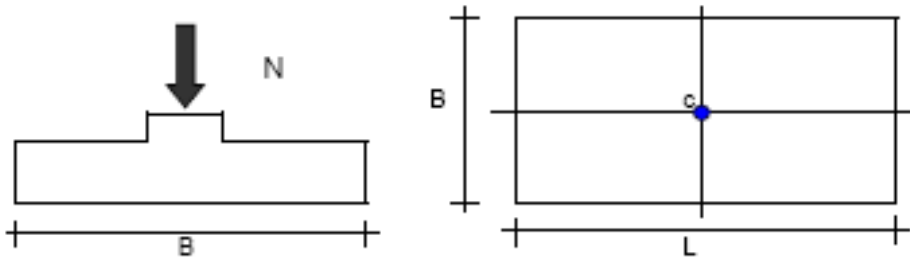
- Carico permanente (peso cassone) = 1570 kN
- Carico variabile (travel-lift) = 1712 kN

Applicando il metodo di verifica di Vesic, Sono stati ottenuti i seguenti valori del carico limite e del coefficiente di sicurezza residuo (Approccio 1 del DM 2008):

VERIFICA	Carico Limite kN	Coeff.Sicurezza residuo
Statica, A1M1	744	3,26
Statica geotecnica A2M2	372	1,98>1,8
Sismica geotecnica M2R2	344	1,95>1,8

Tali valori del coefficiente di sicurezza residuo, maggiori di 1.8 dei due casi M2, soddisfano i requisiti della norma e sono raggiunti unicamente con un approfondimento della sottofondazione del cassone di tout venant di 1,5 metri.

Per quanto riguarda i cedimenti del cassone, applicando il metodo elastico per fondazione nastriforme, si ottengono i seguenti risultati:

**CEDIMENTI DI UNA FONDAZIONE RETTANGOLARE****LAVORO:****Formulazione Teorica (H.G. Poulos, E.H. Davis; 1974)**

$$\Delta\sigma_{zi} = (q/2\pi) \cdot (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) + ((L/2)(B/2)z)/R_3(1/R_1^2 + 1/R_2^2))$$

$$\Delta\sigma_{xi} = (q/2\pi) \cdot (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z)/R_3R_1^2)$$

$$\Delta\sigma_{yi} = (q/2\pi) \cdot (\tan^{-1}((L/2)(B/2)/(zR_3)) - ((L/2)(B/2)z)/R_3R_2^2)$$

$$R_1 = ((L/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_2 = ((B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$R_3 = ((L/2)^2 + (B/2)^2 + z^2)^{0.5}$$

$$\delta_{\text{tot}} = \Sigma\delta_i = \Sigma(((\Delta\sigma_{zi} - \nu(\Delta\sigma_{xi} + \Delta\sigma_{yi}))\Delta z_i/E_i))$$

**DATI DI INPUT:**

- B = 3,60 (m) (Larghezza della Fondazione)  
 L = 5,60 (m) (Lunghezza della Fondazione)  
 N = 3282 (kN) (Carico Verticale Agente)  
 q = 162,80 (kN/mq) (Pressione Agente (q = N/(B\*L)))  
 ns = 3 (-) (numero strati) (massimo 6)

Strato	Litologia	Spessore	da z <sub>i</sub>	a z <sub>i+1</sub>	Δz <sub>i</sub>	E	ν	δ <sub>ci</sub>
(-)	(-)	(m)	(m)	(m)	(m)	(kN/m <sup>2</sup> )	(-)	(cm)
1	Sabbie	8,00	0,0	8,0	1,0	11000	0,32	4,04
2	limi sabbiosi	8,00	8,0	16,0	1,0	9000	0,32	0,86
3	argilla limosa	50,00	16,0	66,0	1,0	7000	0,35	1,04
-			0,0	0,0				-
-			0,0	0,0				-
-			0,0	0,0				-

$$\delta_{\text{tot}} = 5,94 \text{ (cm)}$$

Dall'analisi dei carichi si evince che il sovraccarico variabile indotto dal travel-lift è circa pari al 50% del carico permanente del cassone. Pertanto circa il 50% dei cedimenti si

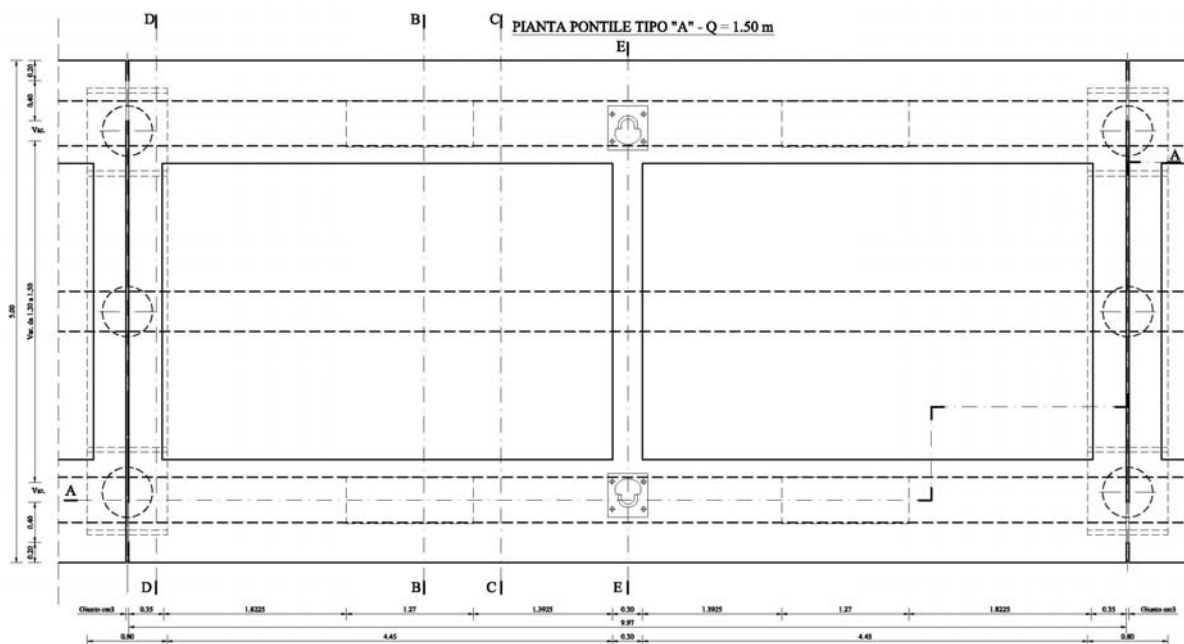
esplicherà prima del passaggio della gru, e comunque in fase costruttiva. I rimanenti si svilupperanno durante il passaggio della gru, e saranno contenuti in non più di qualche centimetro con il travel-lift a pieno carico.

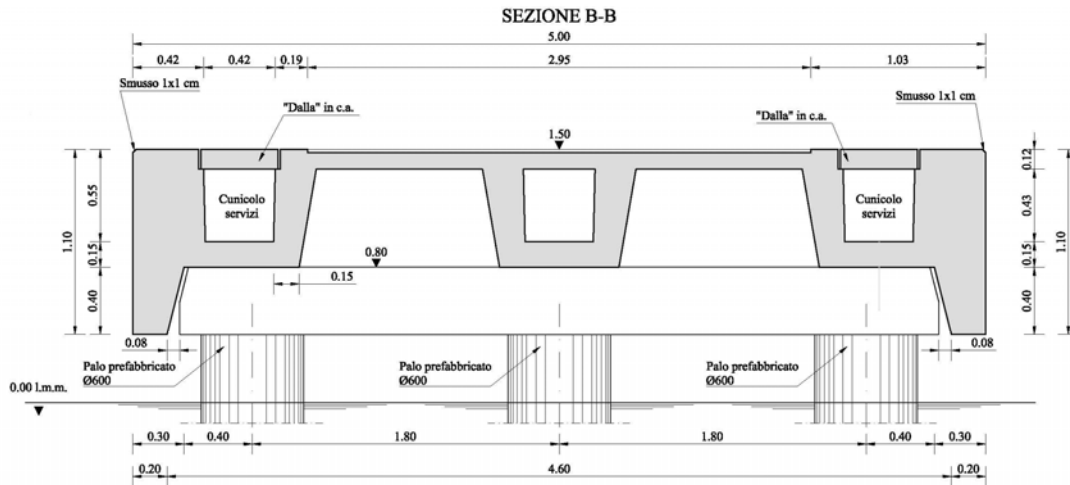
## 8. VERIFICHE DI STABILITA' DEL PONTILE TIPO A E B

### 8.1 Impalcato Pontile Tipo "A"

Relativamente al pontile tipo "A", l'impalcato è costituito da una sezione in c.a. prefabbricata, costituita, strutturalmente, da tre travi prefabbricate a cassone. In pianta l'elemento tipico ha lunghezza di 10.00 in direzione longitudinale Y (interasse fra i gruppi di tre pali), larghezza di 5,00 m in direzione trasversale X e spessore complessivo di circa 1.10 m. All'altezza dei pali l'impalcato è semplicemente appoggiato su dei pulvini, che raccolgono la testa dei pali, di sezione trasversale 0.40x0.80 m, e lunghezza 4.45m.

La distanza libera fra gli estremi dei pulvini di appoggio è pari a 9.20 m.





### 8.1.1 TRAVE A CASSONE "CENTRALE"

L'armatura longitudinale di progetto, per la singola trave a cassone posta in posizione centrale, è la seguente:

Armatura inferiore corrente: **8φ20**  $A_{s,inf} = 25.1 \text{ cm}^2$

Armatura superiore corrente: **9φ16**  $A_{s,sup} = 18.1 \text{ cm}^2$

Staffe: **φ10/25 a 4 braccia**  $A_{st} = 12.6 \text{ cm}^2/\text{m}$

Si dispone anche una armatura trasversale di ripartizione costituita da **4φ10** al metro inferiori e superiori ( $A_{tr} = 2 \times 12.6 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

Modello di calcolo Trave appoggiata con e carico uniformemente distribuito

Luce di calcolo  $L = 10.00 \text{ m}$

Analisi dei carichi unitari: (per m di trave a cassone)

p.p. trave impalcato ( $G_1$ )  $25 \text{ kN/m}^3 \times 0.2053 \text{ m}^2 \times = 5.13 \text{ kN/m}$

p.p. soletta collab. ( $G_1$ )  $25 \text{ kN/m}^3 \times [2 \times 0.5 \text{ m} \times 0.1 \text{ m}] = 2.50 \text{ kN/m}$

Carico Variabile 1 ( $Q_1$ )  $10 \text{ kN/m}^2 \times 1.92 \text{ m} = 19.2 \text{ kN/m}$

Combinazioni di carico e sollecitazioni massime:

La seguente tabella riassume le combinazioni di carico nonché le sollecitazioni massime, per metro di impalcato, costituite dal Momento Massimo in mezzzeria ( $M_{max}$ ) e

dal Taglio massimo all'appoggio ( $T_{max}$ ), pari alla reazione massima all'appoggio. Si considera anche un possibile momento max negativo, all'appoggio, pari ad  $1/12 pL^2$ .

F				SLU		SLE reversibili		SLE irrev - TA		SLE Lungo Termine quasi permanente	
				$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	Fond.1	Fond.2	freq1	freq2	rara1
$kN/m$		$\gamma_F$									
7.63	<b>G1</b>	1.3	1								
19.2	<b>Q1</b>	1.5	0	0.7	0.7	0.6	1.3	1	1	1	1
							1.5	0	0.7	0	1
											0.6
											1
											0
											16.7
											5.1
											83.3
											25.7
											208.2
											64.2
											138.8
											42.8

### 8.1.2 TRAVI A CASSONE "DI BORDO"

L'armatura longitudinale di progetto, per la singola trave a cassone posta in posizione centrale, è la seguente:

Armatura inferiore corrente: **12 $\phi$ 20**  $A_{s,inf} = 37.6 \text{ cm}^2$

Armatura superiore corrente: **10 $\phi$ 16**  $A_{s,sup} = 20.1 \text{ cm}^2$

Staffe:  **$\phi$ 10/25 a 4 braccia**  $A_{st} = 12.6 \text{ cm}^2/m$

Si dispone anche una armatura trasversale di ripartizione costituita da **4 $\phi$ 10** al metro inferiori e superiori ( $A_{tr} = 2 \times 12.6 \text{ cm}^2/m$ ).

Modello di calcolo Trave appoggiata con e carico uniformemente distribuito

Luce di calcolo  $L = 10.00 \text{ m}$

Analisi dei carichi unitari: (per m di trave a cassone)

p.p. trave impalcato (**G<sub>1</sub>**)  $25 \text{ kN/m}^3 \times 0.643 \text{ m}^2 \times = 16.08 \text{ kN/m}$

p.p. soletta collab. (**G<sub>1</sub>**)  $25 \text{ kN/m}^3 \times 0.5\text{m} \times 0.1\text{m} = 1.25 \text{ kN/m}$

Carico Variabile 1 (**Q<sub>1</sub>**)  $10 \text{ kN/m}^2 \times 1.54 \text{ m} = 15.4 \text{ kN/m}$

Combinazioni di carico e sollecitazioni massime:

La seguente tabella riassume le combinazioni di carico nonché le sollecitazioni massime, per metro di impalcato, costituite dal Momento Massimo in mezzera ( $M_{max}$ ) e

dal Taglio massimo all'appoggio ( $T_{max}$ ), pari alla reazione massima all'appoggio. Si considera anche un possibile momento max negativo, all'appoggio, pari ad  $1/12 pL^2$ .

F kN/m		$\gamma_F$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	SLU		SLE reversibili		SLE irrev - TA		SLE Lungo Termine	
						Fond.1	Fond.2	freq1	freq2	rara1	rara2	q. permanente	
17.33	<b>G1</b>	1.3	1			1.3	1	1	1	1	1	1	1
15.4	<b>Q1</b>	1.5	0	0.7	0.7	0.6	1.5	0	0.7	0	1	0	0
							<b>p (kN/m)=</b>	<b>45.6</b>	<b>16.1</b>	<b>26.9</b>	<b>16.1</b>	<b>31.5</b>	<b>16.1</b>
							<b>Tmax (kN)=</b>	<b>228.1</b>	80.4	134.3	80.4	157.4	80.4
							<b>Mmax (kNm)=</b>	<b>570.3</b>	200.9	335.7	200.9	393.4	200.9
							<b>Mapp (kNm)</b>	<b>380.2</b>	134.0	223.8	134.0	262.3	134.0
												<b>25.3</b>	<b>16.1</b>
												126.6	80.4
												316.4	200.9
												211.0	134.0

### 8.1.3 DEFORMAZIONE TERMICA

Per variazione uniforme volumetrica della temperatura pari a  $\Delta T = \pm 15^\circ$ , per deformazioni liberamente consentite:

direzione longitudinale  $L_x=10.0$  m  $\Delta L_x = \alpha L \Delta T = \pm 1.50$  mm

direzione trasversale  $L_y=5.00$  m  $\Delta L_x = \alpha L \Delta T = \pm 0.75$  mm

### 8.1.4 IMPALCATO TIPO "A" - AZIONI E FORZE TOTALI SUI PALI

Nelle calcolazioni seguenti si farà riferimento ai carichi agenti su un pulvino di testa di tre pali.

Analisi dei carichi unitari. p.p. strutturali (G1)

<u>ANALISI DEI CARICHI</u>	<u>(carichi agenti su un allineamento di pali)</u>			
	A (m <sup>2</sup> )	L (m)	g (kN/m <sup>3</sup> )	P (kN)
<u>pulvino</u>	1.77	0.8	25	35.4
<u>Trsez D</u>	2.962	0.7	25	51.835
<u>Trsez B</u>	1.812	9.3	25	421.29
<u>DelBitte</u>	0.276	0.4	25	2.76
<u>TrRomp</u>	0.15	2.5	25	9.375
<b>TOTALE PERMANENTE STRUTTURALE</b>				<b>520.66 kN</b>

Sovraccarico Variabile (Q1)

Carico Variabile 1 (**Q1**)  $10 \text{ kN/m}^2 \times 50 \text{ m}^2 = 500 \text{ kN}$

Tiro Bitte da 250 kN

Schematizzato come una coppia di carichi concentrati da 250 kN (25 tonnellate), posti ai due estremi dell'impalcato, inclinati a 45° rispetto all'orizzontale.

I valori, relativi al singolo carico, sono i seguenti:

Carico Variabile 2 (Q<sub>2</sub>)                      V = 176.5 kN    H = 176.5 kN

**8.1.5 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA**Valutazione delle masse sismiche

Le masse da adottare per la valutazione dell'azione sismica si ottengono per mezzo della combinazione quasi permanente dei carichi gravitazionali ([3] p.3.2.4):

$$G_1 + G_2 + \sum_{j=1}^n \psi_{2,j} Q_{kj}$$

Nella seguente tabella si riportano le forza gravitazionali totali per l'impalcato tipo "A", ottenute combinando i carichi risultanti sopra illustrati (G1, G2, Q1 e Q2) nonché la corrispondente reazione totale proveniente dagli impalcati:

			Max V	Max H	Min V
V (kN)	H (kN)		SLE Lungo Term. quasi permanente		
520.7		<b>G1</b>	1	1	1
500		<b>Q1</b>	0.6	0	0
-176.75	176.75	<b>Q2</b>	0	0.6	0.6
			<b>820.7</b>	<b>414.6</b>	<b>308.6</b>

Conseguentemente il carico gravitazionale massimo relativo a questa combinazione è pari a N = 820.7 kN, a cui corrisponde una massa dell'impalcato per la valutazione dell'azione sismica pari a: **M = N / g = 83.655 tonnellate.**

Valutazione delle Rigidezze e del Periodo Proprio

Il periodo proprio del sistema va determinata valutando la rigidezza, rispetto alle azioni orizzontali applicate al pulvino, dell'intero sistema pulvino-pali-terreno. Ciò a rigore richiede una attenta analisi di interazione terreno-struttura.



Al fine della verifica in oggetto si considererà la seguente ipotesi in favore di sicurezza:

- rigidezza tale da portare il periodo proprio della struttura nel “plateau” dello spettro di risposta elastico, ottenendo così l’ estremo superiore dell’azione sismica.

Di conseguenza si assume un periodo proprio per il pulvino pari a  $T = 0.2s \div 0.5 s$ .

#### Valutazione dell’azione sismica risultante

Si assume (in favore di sicurezza trascurando lo smorzamento aggiuntivo dovuto al terreno) uno smorzamento del 5%.

Sulla base degli spettri di risposta elastici si ottengono i seguenti possibili valori per l’azione sismica risultante applicata al baricentro del pulvino (supposta uguale nelle due direzioni X ed Y):

T (sec)	SLV		SLD	
	$S_e(T)$ [g]	$E_x = E_y$ [kN]	$S_e(T)$ [g]	$E_x = E_y$ [kN]
<b>0.2s ÷ 0.5 s</b>	0.37	303.6	0.18	147.7

#### Valutazione degli spostamenti per variabilità spaziale del moto

La variabilità spaziale del moto può indurre spostamenti differenziali fra i pulvini che vanno sommati agli spostamenti che derivano dal calcolo. Tali spostamenti, che si determinano sulla base di [3] p.3.2.5, per un valore di circa 500 m/s della velocità di propagazione delle onde di taglio, assommano a circa **0.4 mm** nel caso di SLV, dello stesso ordine di grandezza delle deformazioni di origine termica-

#### **8.1.6 COMBINAZIONI DI CARICO E FORZE MASSIME RISULTANTI**

La seguente tabella riassume le combinazioni di carico nonché le risultanti delle sollecitazioni massime per il singolo gruppo di tre pali.

Le forze sono espresse in kN ed i momenti in kNm.

Combinazioni di carico e forze massime risultanti:

V (kN)	H (kN)		Max V	Max H	Min V	Max V	Max H	Min V	Max V	Max H	Min V	Max V	Max H	Min V	Max V	Max H	Min V	SISMICA SLD			
			SLU			SLE rev.			SLE irrev			SLE L.go T..			SISMICA SLV			Sism1	Sism2	Sism3	
			F.1	F..2	F. 3	freq1	freq2	fre3	rara1	rara2	rara3	q.permanente				Sism1	Sism2	Sism3	Sism1	Sism2	Sism3
520.7		G1	1.3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
500		Q1	1.5	0	0	0.7	0	0	1	0.7	0	0.6	0	0	0.6	0.6	0	0.6	0.6	0	0.6
-176.8	176.8	Q2	0	1.5	1.5	0	0.7	0.7	0	1	1	0	0.6	0.6	0	0.6	0.6	0	0.6	0.6	0.6
303.6		E													1(x) 0.3(y)	1(x) 0.3(y)					
147.7		E																			
		V	1426.9	255.5	-9.6	870.7	396.9	273.2	1020.7	693.9	167.2	820.7	414.6	308.6	820.7	714.6	308.6	820.7	714.6	308.6	
		Hy		265.1			123.7			176.8			106.1		394.7	500.8		192.0	298.1		
		Mx	0.0	-132.6		0.0	-61.9		0.0	-88.4		0.0	-53.0		217.1	275.4		105.6	163.9		

Riepilogo azioni di calcolo alla testa del gruppo di 3 pali:

**3 ALLA TESTA GRUPPO DI 3 PALI**

	SLU		SISMICA SLV	
	MaxV	MaxH	MaxV	MaxH
<b>Ntot</b>	1426.9	255.5	820.7	714.6
<b>Hy</b>	0.0	265.1	394.7	500.8
<b>Mx</b>	0.0	-132.6	217.1	275.4

	SLE reversibili		SLE irrev - TA		SISMICA SLD	
	MaxV	MaxH	MaxV	MaxH	SismX	SismY
<b>Ntot</b>	870.660	396.935	1020.660	693.910	820.660	714.610
<b>Hy</b>	0.000	123.725	0.000	176.750	192.034	298.084
<b>Mx</b>	0.000	-61.863	0.000	-88.375	105.619	163.946

Riepilogo azioni di calcolo alla testa del singolo palo (ipotesi di equa distribuzione delle forze orizzontali e verticali):

**SOLLECITAZIONE TESTA SINGOLO PALO (TOT)**

0.33	SLU		SISMICA SLV		
	MaxV	MaxH	MaxV	MaxH	
<b>Ntot</b>	475.6	48.4	333.9	161.7	kN
<b>Hy</b>	0.0	88.4	131.6	166.9	kN

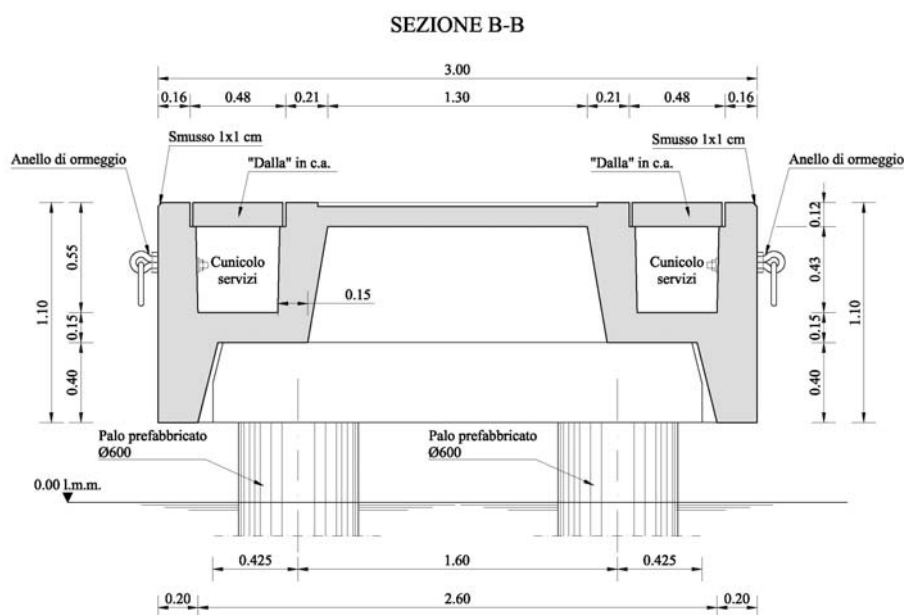
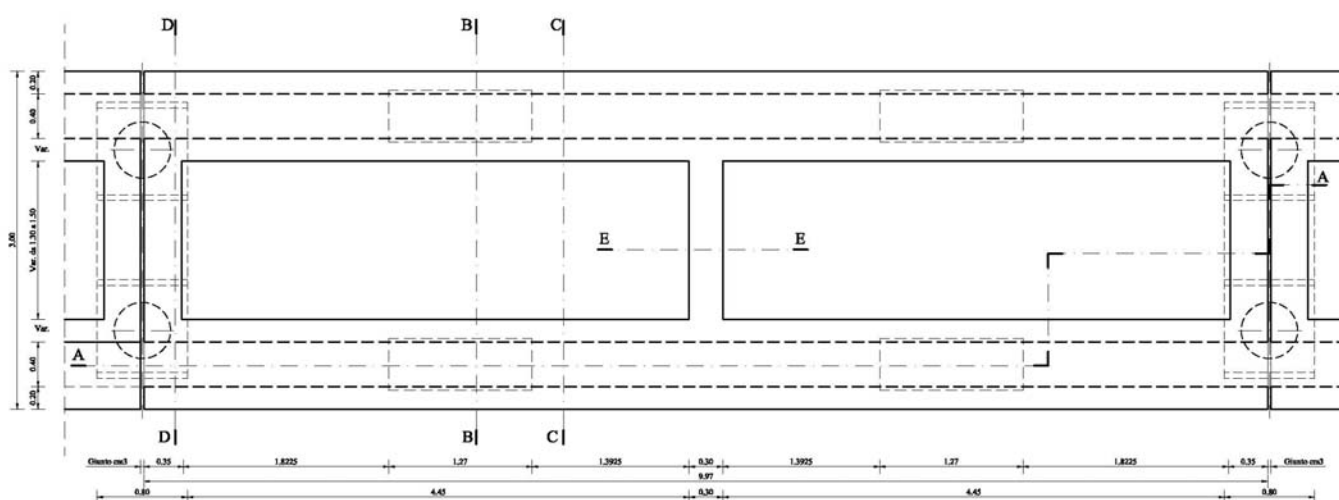
**SOLLECITAZIONE TESTA SINGOLO PALO**

0.33	SLE reversibili		SLE irrev - TA		SISMICA SLD	
	MaxV	MaxH	MaxV	MaxH	SismX	SismY
<b>Ntot</b>	290.2	131.9	340.7	230.6	274.7	236.9
<b>Hy</b>	0.0	41.2	0.0	58.9	64.0	99.4

## 8.2 Impalcato pontile Tipo "B"

Relativamente al pontile tipo "B", l'impalcato è costituito da una sezione in c.a. prefabbricata, costituita, strutturalmente, da due travi prefabbricate a cassone. In pianta l'elemento tipico ha lunghezza di 10.00 in direzione longitudinale Y (interasse fra i gruppi di tre pali), larghezza di 3,00 m in direzione trasversale X e spessore complessivo di circa 1.10 m. All'altezza dei pali l'impalcato è semplicemente appoggiato su dei pulvini, che raccolgono la testa dei pali, di sezione trasversale 0.40x0.80 m, e lunghezza 2.45m.

La distanza libera fra gli estremi dei pulvini di appoggio è pari a 9.20 m.



### 8.2.1 TRAVI A CASSONE "DI BORDO"

L'armatura longitudinale di progetto, per la singola trave a cassone posta in posizione centrale, è la seguente:

Armatura inferiore corrente: **12 $\phi$ 20**  $A_{s,inf} = 37.6 \text{ cm}^2$

Armatura superiore corrente: **10 $\phi$ 16**  $A_{s,sup} = 20.1 \text{ cm}^2$

Staffe:  **$\phi$ 10/25 a 4 braccia**  $A_{st} = 12.6 \text{ cm}^2/\text{m}$

Si dispone anche una armatura trasversale di ripartizione costituita da **4 $\phi$ 10** al metro inferiori e superiori ( $A_{tr} = 2 \times 12.6 \text{ cm}^2/\text{m}$ ).

Modello di calcolo Trave appoggiata con e carico uniformemente distribuito

Luce di calcolo  $L = 10.00 \text{ m}$

Analisi dei carichi unitari: (per m di trave a cassone )

p.p. trave impalcato ( $G_1$ )  $25 \text{ kN/m}^3 \times 0.479 \text{ m}^2 = 11.98 \text{ kN/m}$

p.p. soletta collab. ( $G_1$ )  $25 \text{ kN/m}^3 \times 0.065 \text{ m}^2 = 1.63 \text{ kN/m}$

Carico Variabile 1 ( $Q_1$ )  $10 \text{ kN/m}^2 \times 1.92 \text{ m} = 19.2 \text{ kN/m}$

Combinazioni di carico e sollecitazioni massime:

La seguente tabella riassume le combinazioni di carico nonché le sollecitazioni massime, per metro di impalcato, costituite dal Momento Massimo in mezzera (Mmax) e dal Taglio massimo all'appoggio (Tmax), pari alla reazione massima all'appoggio. Si considera anche un possibile momento max negativo, all'appoggio, pari ad  $1/12 pL^2$ .

F kN/m		$\gamma_F$	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$	SLU		SLE reversibili		SLE irrev - TA		SLE Lungo Termine		
						Fond.1	Fond.2	freq1	freq2	rara1	rara2	q. permanente		
13.61	<b>G1</b>	1.3	1			1.3	1	1	1	1	1	1	1	
19.2	<b>Q1</b>	1.5	0	0.7	0.7	1.5	0	0.7	0	1	0	0.6	0	
						<b>p (kN/m)=</b>	<b>46.5</b>	<b>12.0</b>	<b>25.4</b>	<b>12.0</b>	<b>31.2</b>	<b>12.0</b>	<b>23.5</b>	<b>12.0</b>
						<b>Tmax (kN)=</b>	<b>232.4</b>	59.9	127.1	59.9	155.9	59.9	117.5	59.9
						<b>Mmax (kNm)=</b>	<b>581.0</b>	149.7	317.7	149.7	389.7	149.7	293.7	149.7
						<b>Mapp (kNm)</b>	<b>387.3</b>	99.8	211.8	99.8	259.8	99.8	195.8	99.8

### 8.2.2 DEFORMAZIONE TERMICA

Per variazione uniforme volumetrica della temperatura pari a  $\Delta T = \pm 15^\circ$ , per deformazioni liberamente consentite:

direzione longitudinale  $L_x=10.0 \text{ m}$   $\Delta L_x = \alpha L \Delta T = \pm 1.50 \text{ mm}$

direzione trasversale  $L_y=3.00 \text{ m}$   $\Delta L_x = \alpha L \Delta T = \pm 0.45 \text{ mm}$

### 8.2.3 IMPALCATO TIPO "B" - AZIONI E FORZE TOTALI SUI PALI

Nelle calcolazioni seguenti si farà riferimento ai carichi agenti su un pulvino di testa di due pali.

Analisi dei carichi unitari. p.p. strutturali (G1)

<b>ANALISI DEI CARICHI</b>	<b>(carichi agenti su un allineamento di pali)</b>			
	A (m <sup>2</sup> )	L (m)	g (kN/m <sup>3</sup> )	P (kN)
<b>pulvino</b>	0.97	0.8	25	19.4
<b>Trsez D</b>	1.92	0.7	25	33.6
<b>Trsez B</b>	1.094	9.3	25	254.355
<b>DelBitte</b>	0	0.4	25	0
<b>TrRomp</b>	0.15	1.4	25	5.25
<b>TOTALE PERMANENTE STRUTTURALE</b>				312.605 kN

Sovraccarico Variabile (Q1)

Carico Variabile 1 (Q<sub>1</sub>)  $10 \text{ kN/m}^2 \times 30 \text{ m}^2 = 300 \text{ kN}$

Tiro anelli da 100 kN

Schematizzato come una coppia di carichi concentrati da 100 kN (10 tonnellate), posti ai due estremi dell'impalcato, inclinati a 45° rispetto all'orizzontale.

I valori, relativi al singolo carico, sono i seguenti:

Carico Variabile 2 (Q<sub>2</sub>)  $V = 70.7 \text{ kN}$   $H = 70.7 \text{ kN}$

## 8.2.4 VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA

### Valutazione delle masse sismiche

Le masse da adottare per la valutazione dell'azione sismica si ottengono per mezzo della combinazione quasi permanente dei carichi gravitazionali ([3] p.3.2.4):

$$G_1 + G_2 + \sum_{j=1}^n \psi_{2,j} Q_{kj}$$

Nella seguente tabella si riportano le forze gravitazionali totali per l'impalcato tipo "B", ottenute combinando i carichi risultanti sopra illustrati (G1, G2, Q1 e Q2) nonché la corrispondente reazione totale proveniente dagli impalcati:

V (kN)	H (kN)		Max V	Max H	Min V
			SLE Lungo Term. quasi permanente		
312.6		<b>G1</b>	1	1	1
300		<b>Q1</b>	0.6	0	0
-70.7	70.7	<b>Q2</b>	0	0.6	0.6
182.264		<b>E</b>			
88.669		<b>E</b>			
<b>Vtot</b>			<b>492.6</b>	<b>270.2</b>	<b>227.8</b>

Conseguentemente il carico gravitazionale massimo relativo a questa combinazione è pari a  $N = 492.6$  kN, a cui corrisponde una massa dell'impalcato per la valutazione dell'azione sismica pari a:  $M = N / g = 50.214$  tonnellate.

### Valutazione delle Rigidezze e del Periodo Proprio

Il periodo proprio del sistema va determinata valutando la rigidezza, rispetto alle azioni orizzontali applicate al pulvino, dell'intero sistema pulvino-pali-terreno. Ciò a rigore richiede una attenta analisi di interazione terreno-struttura.

Al fine della verifica in oggetto si considererà la seguente ipotesi in favore di sicurezza:

- rigidezza tale da portare il periodo proprio della struttura nel "plateau" dello spettro di risposta elastico, ottenendo così l'estremo superiore dell'azione sismica.

Di conseguenza si assume un periodo proprio per il pulvino pari a  $T = 0.2s \div 0.5 s$ .

Valutazione dell'azione sismica risultante

Si assume (in favore di sicurezza trascurando lo smorzamento aggiuntivo dovuto al terreno) uno smorzamento del 5%.

Sulla base degli spettri di risposta elastici si ottengono i seguenti possibili valori per l'azione sismica risultante applicata al baricentro del pulvino (supposta uguale nelle due direzioni X ed Y):

T (sec)	SLV		SLD	
	S <sub>e</sub> (T) [g]	E <sub>x</sub> = E <sub>y</sub> [kN]	S <sub>e</sub> (T) [g]	E <sub>x</sub> = E <sub>y</sub> [kN]
<b>0.2s ÷ 0.5 s</b>	0.37	182.3	0.18	88.7

Valutazione degli spostamenti per variabilità spaziale del moto

La variabilità spaziale del moto può indurre spostamenti differenziali fra i pulvini che vanno sommati agli spostamenti che derivano dal calcolo. Tali spostamenti, che si determinano sulla base di [3] p.3.2.5, per un valore di circa 500 m/s della velocità di propagazione delle onde di taglio, assommano a circa **0.4 mm** nel caso di SLV, dello stesso ordine di grandezza delle deformazioni di origine termica-

**8.2.5 COMBINAZIONI DI CARICO E FORZE MASSIME RISULTANTI**

La seguente tabella riassume le combinazioni di carico nonché le risultanti delle sollecitazioni massime per il singolo gruppo di tre pali.

Le forze sono espresse in kN ed i momenti in kNm.



Combinazioni di carico e forze massime risultanti:

V (kN)	H (kN)		Max V	Max H	Min V	Max V	Max H	Min V	Max V	Max H	Min V	Max V	Max H	Min V	Max V	Max H	Min V	SISMICA SLD		
			SLU			SLE rev.			SLE irrev			SLE L.go T..			SISMICA SLV			Sism1	Sism2	Sism3
			F.1	F.2	F.3	freq1	freq2	freq3	rara1	rara2	rara3	q.permanente				Sism1	Sism2	Sism3	Sism1	Sism2
312.6		G1	1.3	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
300		Q1	1.5	0	0	0.7	0	0	1	0.7	0	0.6	0	0	0.6	0.6	0	0.6	0.6	0
-70.7	70.7	Q2	0	1.5	1.5	0	0.7	0.7	0	1	1	0	0.6	0.6	0	0.6	0.6	0	0.6	0.6
182.264		E													1(x) 0.3(y)	1(x) 0.3(y)				
88.669		E																		
		V	856.4	206.6	100.5	522.6	263.1	213.6	612.6	451.9	171.2	492.6	270.2	227.8	492.6	450.2	227.8	492.6	450.2	227.8
		Hy		106.1			49.5			70.7			42.4		236.9	279.4		115.3	157.7	
		Mx	0.0	53.0		0.0	24.7		0.0	35.4		0.0	21.2		130.3	153.6		63.4	86.7	

Riepilogo azioni di calcolo alla testa del gruppo di 2 pali:

**2 ALLA TESTA GRUPPO DI 2 PALI**

	SLU		SISMICA SLV	
	MaxV	MaxH	MaxV	MaxH
<b>Ntot</b>	856.4	206.6	492.6	450.2
<b>Hy</b>	0.0	106.1	236.9	279.4
<b>Mx</b>	0.0	53.0	130.3	153.6

	SLE reversibili		SLE irrev - TA		SISMICA SLD	
	MaxV	MaxH	MaxV	MaxH	SismX	SismY
<b>Ntot</b>	522.6	263.1	612.6	451.9	492.6	450.2
<b>Hy</b>	0.0	49.5	0.0	70.7	115.3	157.7
<b>Mx</b>	0.0	24.7	0.0	35.4	63.4	86.7

Riepilogo azioni di calcolo alla testa del singolo palo (ipotesi di equa distribuzione delle forze orizzontali e verticali):

**SOLLECITAZIONE TESTA SINGOLO PALO (TOT)**

0.50	SLU		SISMICA SLV		
	MaxV	MaxH	MaxV	MaxH	
<b>Ntot</b>	428.2	70.1	327.8	129.1	kN
<b>Hy</b>	0.0	53.0	118.5	139.7	kN

**SOLLECITAZIONE TESTA SINGOLO PALO**

0.50	SLE reversibili		SLE irrev - TA		SISMICA SLD	
	MaxV	MaxH	MaxV	MaxH	SismX	SismY
<b>Ntot</b>	261.3	130.6	307.3	224.4	248.9	222.2
<b>Hy</b>	0.0	24.7	0.0	35.4	57.6	78.8

### 8.3 Verifiche geotecniche

Per quanto riguarda le sollecitazioni sulla testa dei pali esse possono essere sintetizzate nelle seguenti tabelle:

#### IMPALCATO "A"

##### SOLLECITAZIONE TESTA SINGOLO PALO

	Max V (SLU)		Max H (Sism SLV)	
	perm	variab	perm	Variab
<b>N</b>	173.6	166.7	173.6	166.7
<b>H</b>	0	0	0	166.9

#### IMPALACATO "B"

##### SOLLECITAZIONE TESTA SINGOLO PALO

	Max V (SLU)		Max H (Sism SLV)	
	perm	variab	perm	Variab
<b>N</b>	156.3	150.0	156.3	150.0
<b>H</b>	0	0	0	139.7

Nelle condizioni SLU tali sollecitazioni vanno amplificate per  $\gamma_G = 1.3$  e  $\gamma_Q=1.5$ , mentre nella combinazione sismica SLVva messo  $\gamma_G = \gamma_Q=1$ . Nella voce variabile (carico orizzontale) vi è il sisma (tutto  $E_x + 0.3 E_y$ ) e 0.6 volte il tiro di una bitta/gancio. Così esplicitati.

#### IMPALCATO A

$$E_x = E_y = 101.2$$

$$\text{BITTA} = 58.9$$

#### IMPALCATO B

$$E_x = E_y = 91.1$$

$$\text{GANCIO} = 35.3$$

### 8.3.1 PORTANZA DEI PALI

Le verifiche di sicurezza sono state condotte secondo l'Approccio 2, sia a breve termine che a lungo termine:

$$(A1+M1+R3)$$

Nelle successive verifiche effettuate con l'approccio 2 che siano finalizzate al dimensionamento strutturale il coefficiente  $\gamma_R$  non deve essere portato in conto (cfr.DM 2008).

**Tabella 6.4.II** – Coefficienti parziali  $\gamma_R$  da applicare alle resistenze caratteristiche.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi			Pali trivellati			Pali ad elica continua		
	$\gamma_R$	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)	(R1)	(R2)	(R3)
Base	$\gamma_b$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,7	1,35	1,0	1,6	1,3
Laterale in compressione	$\gamma_s$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15	1,0	1,45	1,15
Totale (*)	$\gamma_t$	1,0	1,45	1,15	1,0	1,6	1,30	1,0	1,55	1,25
Laterale in trazione	$\gamma_{st}$	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25	1,0	1,6	1,25

(\*) da applicare alle resistenze caratteristiche dedotte dai risultati di prove di carico di progetto.

La verifica effettuata sul palo più sollecitato dimostra un margine più che sufficiente nei confronti della sicurezza.

## CALCOLO PORTANZA DI UN PALO DM 2008

Lavoro: OSTIA - Impalcato A e B su pali - APPROCCIO 2 (TERR.INCOERENTI)

Diametro Palo =	0,6	(m)			
Lunghezza palo =	15	(m)			
Circonferenza =	1,88	(m)			
Area base =	0,28	(mq)		<b>Gamma</b>	<b>Carico+Ppalo</b>
Carico Perm. sfav. =	17,40	(t)		1,30	22,62 (t)
Carico Perm. fav. =	0,00	(t)		1,00	0,00 (t)
Carico Variabile sf. =	16,70	(t)		1,50	25,05 (t)
					47,67 (t)
Lunghezza libera sommersa=		7,5	(m)		
Peso di volume sommerso =		1,5	(t/mc)		
Lunghezza del palo sommerso =		22,5	(m)		
Peso del palo =		9,5	(t)		

STRATO	Spessore	C'	Fi'	Gamma somm.	Sigma eff. base	Sigma eff media
n .	(m)	(t/mq)	(°)	(t/mc)	(t/mq)	(t/mq)
1	1,00	0,00	31,00	1,10	1,10	0,55
2	6,00	0,00	31,00	1,10	7,70	4,40
3	8,00	0,00	31,00	1,00	15,70	11,70
				<b>Sigma eff base=</b>	<b>15,70</b>	
	<b>Alfa =</b>	<b>0,60</b>				
	<b>K =</b>	<b>0,50</b>				

K=0.50 per pali trivellati e 0.7-1 per pali battuti

STRATO	Area later.	Fi'	qlat	Rlat		
n.	(mq)	(Rad)	(t/mq)	(t)		
1	1,88	0,54	0,17	0,3		
2	11,31	0,54	1,32	15,0		
3	15,08	0,54	3,52	53,0	<b>Gamma</b>	<b>Port.Lat.netta</b>
			<b>Portanza laterale tot. =</b>	<b>68,3</b>	<b>1,15</b>	<b>40,11</b>
			<b>Coeff.riduzione Xi</b>		<b>1,48</b>	

## CALCOLO PORTANZA DI BASE T.E.

Nq =	23,9481833			<b>Rbase= Ab * (c*Nc + Nq * Sigma tot.base)</b>	
Nc =	0			<b>Nq = 0,307EXP(0,1556Fi) Fi=Fi-3 Triv (Fi+40)/2 Infissi</b>	
				<b>Gamma</b>	<b>Port.base netta</b>
Portanza di base =	106,3	(tonn)		1,35	53,21
			<b>Coeff.riduzione Xi</b>	1,48	

## CALCOLO PORTANZA AMMISSIBILE

RES. PROG. Rd - PESO PALO	83,77	TONNELLATE	
AZIONE DI PROGETTO Ed	47,67	TONNELLATE	VERIFICATO

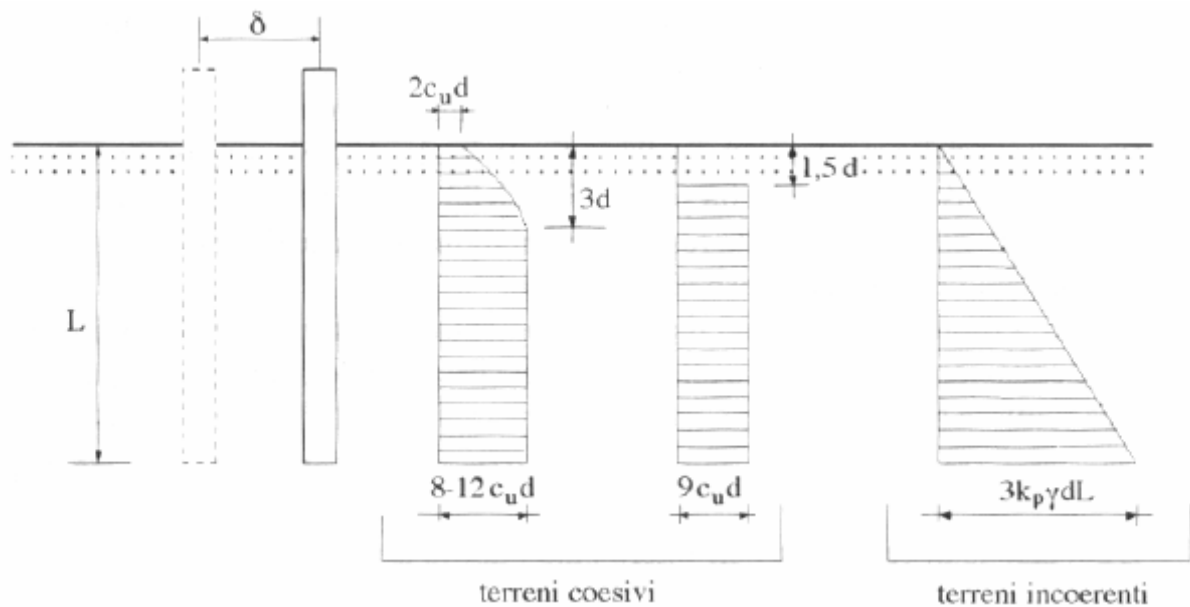
COEFF.SICUREZZA RESIDUO	1,76
-------------------------	------

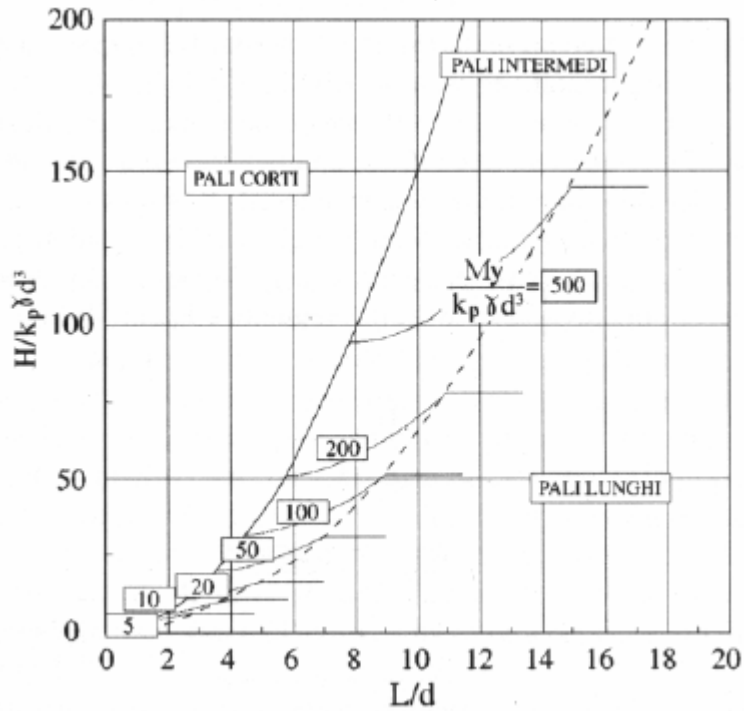
### 8.3.2 VERIFICA DEI PALI ALLE AZIONI ORIZZONTALI

La verifica del carico limite orizzontale viene effettuato secondo il metodo di Broms, a lungo termine e con i parametri geotecnici fattorizzati secondo i coefficienti M2. Il metodo differenzia pali lunghi da quelli corti. Il **carico limite pari a 224 kN** (cfr. tabulato di calcolo) viene confrontato con il carico orizzontale in condizioni sismiche SLU:

$$\text{Carico orizzontale max sismico} = 167 \text{ KN}$$

Nel caso peggiore il coefficiente di sicurezza è comunque ben superiore all'unità.





**opera Ostia - Carico limite orizzontale palo**

strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1		100,00	18	10	26	2,56	
<input type="checkbox"/> strato 2						1,00	
<input type="checkbox"/> strato 3						1,00	
<input type="checkbox"/> strato 4						1,00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1,00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1,00	

Quota falda	100	(m)
Diametro del palo D	0,60	(m)
Lunghezza del palo L	15,00	(m)
Momento di plasticizzazione palo My	481	(kNm)
Step di calcolo	0,01	(m)

palo impedito di ruotare  
 palo libero

Palo lungo	H =	229,4	(kN)
Palo corto	H =	1347,4	(kN)
	Hlim =	229,4	(kN) <b>Palo lungo</b>

#### 8.4 Verifiche strutturali dei pali di fondazione

Per quanto riguarda i pali di fondazione si considerano i seguenti dati di progetto:

Diametro del palo  $D = 600 \text{ mm}$ ;

Armatura longitudinale: **30 $\phi$ 24**  $A_s = 135.7 \text{ cm}^2$  (per i primi 3 metri)

Armatura longitudinale: **15 $\phi$ 24**  $A_s = 67.9 \text{ cm}^2$  (per il resto del palo)

Armatura trasversale: elica  **$\phi$ 12/20**

Per quanto riguarda la verifica a SLU dei pali in oggetto si considerano le seguenti sollecitazioni per il palo più sollecitato, provenienti dai risultati dell'analisi di interazione geotecnica terreno-struttura:

nodo	z (m)	N (kN)	M (kNm)	T(kN)
0	0.00	162	1033	167
6	3.00	162	532	

<i>Verifica a Presso-Flessione (z = 0.00 m)</i>	<i>Verifica a Presso-Flessione (z = 3.00 m)</i>
Sezione Circolare d = 60 cm, Armatura: : <b>30<math>\phi</math>24</b> $A_s = 135.7 \text{ cm}^2$	Sezione Circolare d = 60 cm, Armatura: : <b>15<math>\phi</math>24</b> $A_s = 67.9 \text{ cm}^2$
Caratteristiche di sollecitazione: M = 1033.0 kNm N = 167.0 kN	Caratteristiche di sollecitazione: M = 532.0 kNm N = 167.0 kN
Valori limiti: Mrd = 1076.5 kNm Nrd = 174.0 kN N/Nrd = 0.9596	Valori limiti: Mrd = 606.5 kNm Nrd = 190.4 kN N/Nrd = 0.8772
Deformazioni: eps c sup = 0.0035 eps s inf = -0.0061 asse neutro x = 20.4 cm	Deformazioni: eps c sup = 0.0035 eps s inf = -0.0083 asse neutro x = 16.7 cm
Sezione verificata	Sezione verificata



## Verifica al Taglio

				Sforzo Normale di calcolo	<b>N Ed= 161.000</b>
<b>DATI SEZIONE</b>				<i>fck</i> =	41.5 N/mm <sup>2</sup>
altezza totale		H= 600	mm	<i>fcd</i> =	23.51667 N/mm <sup>2</sup>
base	0.8	b= 480	mm	<i>fctm</i> =	3.60 N/mm <sup>2</sup>
copriferro		c= 40	mm	<i>Es</i> =	210000 N/mm <sup>2</sup>
altezza utile	0.8	d= 480	mm	<i>eps_cu</i> =	0.0035
altezza utile complex	0.8	d'= 40	mm	<i>eps_c2</i> =	0.20
legame cls	<i>stress block</i>			<i>beta1</i> =	0.8 (stress block)
<b>VERIFICA A TAGLIO</b>				Taglio di Calcolo	<b>V Ed= 167.000</b>
<b>elementi senza armatura trasversale resistente a taglio (p.4.1.2.1.3.1)</b>					
<i>k</i> =	1.6454972	<2	<i>ok</i>		
<i>v_min</i> =	0.4759242				
<i>ro_1</i> =	0.058875	<0.02	<b>!!!! DEVE ESSERE ro_1&lt;0.02 !!!!</b>		0.02
<i>sig_cp</i> =	0.000559	<	4.703333 <i>ok</i>		
<i>bw</i> =	480	mm			
<b>Resistenza al taglio senza armatura</b>				<b>V rd = 198.470 kN</b>	<b>&gt;=</b> 109.672
<b>Vd/Vr=</b>	<b>0.84</b>	<b>OK NON NECESSITA ARMATURA A TAGLIO</b>			

Dalla determinazione della resistenza a taglio senza apposita armatura trasversale resistente si desume che anche la verifica a taglio risulta soddisfatta.

Si pone comunque un'armatura trasversale costituita da staffe  $\phi 12$  passo 20 cm.

## 9. VERIFICA DELL'ANCORAGGIO DELLA BITTA DA 250 KN

Nell'ambito dell'intervento relativo all'impalcato tipo A, è prevista la posa in opera di bitte per un carico di 250 kN (25 tonnellate).

La bitta è posizionata negli elementi dell'impalcato e collegata a questa mediante n. 4 tirafondi  $\phi$  24 mm posti ai vertici di un quadrato di circa 38 cm di lato.

### Verifica dei tirafondi verticali

In questa condizione di carico si considera un il tiro della bitta di 250 kN inclinata a 45° rispetto all'orizzontale.

La *Trazione* si considera interamente assorbita dai 4 tirafondi verticali (4  $\phi$  24,  $A_a = 18.1$  cm<sup>2</sup>)

*Azioni di calcolo* (SLU :  $\gamma_Q = 1.5$ ):

$$N_d = \gamma_Q \times 250 \text{ kN} \times \cos 45^\circ = 265.1 \text{ kN}$$

Resistenza a trazione di Calcolo:

$$R_d = A_a f_{yd} = 2040 \text{ mm}^2 \times 391.3 \text{ N/mm}^2 = 708.2 \text{ kN} > N_d = 265.1 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

Il *Momento flettente* si considera assorbito dalla sezione in c.a. sottesa alla piastra di ancoraggio, con armature costituite dai 4 tirafondi:

*Azioni di calcolo* (SLU :  $\gamma_Q = 1.5$ ):

$$M_d = \gamma_Q \times 250 \text{ kN} \times \cos 45^\circ \times 0.27 \text{ m} = 70.5 \text{ kN m}$$

*Verifica a Flessione*

Sezione Rettangolare  $b = 44 \text{ cm}$   $h = 44 \text{ cm}$

Momento di calcolo:

$$M_{sd} = 70.5 \text{ KNm}$$

Momento limite:

$$M_{Rd} = 138.8 \text{ KNm}$$

$$M/M_{Rd} = 0.5078$$

Deformazioni:

$$\epsilon_{c \text{ sup}} = 0.0035$$

$$\epsilon_{s \text{ inf}} = -0.0396$$

$$\text{asse neutro } x = 3.3 \text{ cm}$$

Sezione verificata

Il *Taglio* si considera interamente assorbita dai 4 tirafondi verticali ( $4 \phi 24$ ,  $A_a = 18.1 \text{ cm}^2$ )

Azioni di calcolo (SLU :  $\gamma_Q = 1.5$ ):

$$T_d = \gamma_Q \times 250 \text{ kN} \times \cos 45^\circ = 265.1 \text{ kN}$$

Resistenza a Taglio di Calcolo:

$$R_d = A_a f_{yd} / \sqrt{3} = 2040 \text{ mm}^2 \times 391.3 \text{ N/mm}^2 / 1.73 = 409.3 \text{ kN} > N_d = 265.1 \text{ kN}$$

La verifica risulta soddisfatta.

*Verifica della lunghezza di ancoraggio.*

Tensione tangenziale di aderenza acciaio-cla  $f_{bd} = 3.78 \text{ N/mm}^2$

Per garantire la completa attivazione della resistenza della barra è necessaria una lunghezza di ancoraggio tale da garantire che venga soddisfatta la seguente relazione:

$$R_d = f_{yd} \pi \phi^2 / 4 = f_{bd} \pi \phi L_d$$

Quindi nel caso in esame la lunghezza minima di ancoraggio deve essere almeno pari a

$$L_d \geq (f_{yd} \phi) / (4 f_{bd}) = 26 \phi = 624 \text{ mm}$$