

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA LEGGE  
OBIETTIVO N. 443/01  
LINEA AV/AC TORINO – VENEZIA      Tratta VERONA – PADOVA  
Lotto funzionale Verona – Bivio Vicenza  
PROGETTO ESECUTIVO  
RILEVATI  
RILEVATO FERROVIARIO L.S. DAL KM 153+803,51 AL KM 154+423,10  
GENERALE  
Muro tipo CIR dal km 153+963,84 al km 154+413,66 - Relazione di calcolo fondazioni**

GENERAL CONTRACTOR		DIRETTORE LAVORI		SCALA
IL PROGETTISTA INTEGRATORE	Consorzio Iricav Due ing. Giovanni MALAVENDA iscritto all'ordine degli ingegneri di Venezia n. 4289 Data: Marzo 2021	Valido per costruzione	ing. Luca Zaccaria iscritto all'ordine degli ingegneri di Ravenna n.A1206 Data: Marzo 2021	

COMMESSA    LOTTO    FASE    ENTE    TIPO DOC.    OPERA/DISCIPLINA    PROGR.    REV.    FOGLIO

I	N	1	7	1	2	E	I	2	CL	R	I	0	9	B	0	0	0	2	A	-	-	-	P	-	-	-
---	---	---	---	---	---	---	---	---	----	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---	---

		VISTO CONSORZIO IRICAV DUE	
		Firma	Data
			Marzo 2021

Progettazione:

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	verificato	Data	Approvato	Data	
A	EMISSIONE	Bellini	31.03.21	Guilarte	31.03.21	Aiello	31.03.21	

Data: 31.03.2021

CIG. 8377957CD1	CUP: J41E91000000009	File: IN1711EI2CLRI09B0002A.DOCX
		Cod. origine:



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 0 0 002	Rev. A	Foglio 2 di 21

## INDICE

1	PREMESSA.....	3
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO.....	4
3	CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA.....	5
3.1	Verifiche SLU.....	5
3.2	Verifiche SLE.....	6
4	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI.....	7
4.1	Calcestruzzo per magrone.....	7
4.2	Calcestruzzo.....	7
4.3	Acciaio per cemento armato.....	8
4.4	Durabilità e prescrizioni sui materiali.....	8
4.5	Copriferro minimo e copriferro nominale.....	8
5	PARAMETRI SISMICI.....	9
6	PARAMETRI GEOTECNICI.....	10
7	PALI DI FONDAZIONE.....	11
7.1	Analisi dei carichi.....	11
7.2	Azioni di taglio e flessione a testa palo.....	13
7.3	Verifiche strutturali.....	13
7.4	Verifiche geotecniche.....	18

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 0 0 002	Rev. A	Foglio 3 di 21

## 1 PREMESSA

La presente relazione è relativa al calcolo dei muri tipo CIR previsti nell'ambito dei lavori inerenti la linea AV/AC Torino-Venezia tratta Verona-Vicenza ed ubicati nella tratta dalla pk 153+963.84 alla pk 154+413.66 della linea AV/AC.

I muri tipo CIR sono delle tipologie di barriere fonoassorbenti che sostituiscono le barriere antirumore esistenti, che vengono demolite a partire dalla pk 153+615.00 conseguentemente alla deviazione verso nord del tracciato, e che presentano la medesima tipologia costruttiva (per quanto riguarda l'intervento di demolizione delle barriere esistenti, si rimanda alla specifica WBS BA98).

Tali barriere sono costituite da pannelli in calcestruzzo prefabbricati di larghezza 1.5m sulla cui sommità, posizionata ad un'altezza di +2.0m dal P.F., vengono installate le barriere antirumore tipo CIR, per un'altezza complessiva di 5.50 m.

I pannelli prefabbricati poggiano su un cordolo in c.a. gettato in opera, fondato su pali trivellati D800 in c.a. di lunghezza 8m; il pannello su cui viene installato il montante della barriera presenta un perno di fissaggio in c.a. che viene inserito nella relativa tasca predisposta nel cordolo di fondazione, mentre il pannello senza montante poggia sul cordolo. I pannelli sono fissati tra di loro lateralmente mediante apposite piastre

Le azioni considerate nel calcolo sono quelle tipiche di un'opera di sostegno interrata, con applicazione della Normativa D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 0 0 002	Rev. A	Foglio 4 di 21

## 2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

- UNI EN 197-1 giugno 2001 – “Cemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni”;
- UNI EN 11104 luglio 2016 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”, Istruzioni complementari per l’applicazione delle EN 206-1;
- UNI EN 206-1 ottobre 2006 – “Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità”.
- UNI EN 1998-5 (Eurocodice 8) – Gennaio 2005: “Progettazione delle strutture per la resistenza sismica – Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- UNI EN 1992-1-1 (Eurocodice 2) – Novembre 2005: “Progettazione delle strutture di calcestruzzo – Parte 1: Regole generali e regole per edifici”;
- D. M. Min. Il. TT. del 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni;
- CIRCOLARE 2 febbraio 2009, n.617 Istruzione per l’applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008;
- Linee guida sul calcestruzzo strutturale - Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale;
- RFI DTC SI MA IFS 001 A - Manuale di Progettazione delle Opere Civili;
- RFI DTC SI SP IFS 001 A Capitolato Generale Tecnico di Appalto delle Opere Civili.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 0 0 002	Rev. A	Foglio 5 di 21	

### 3 CRITERI DI CALCOLO E VERIFICA

In ottemperanza al D.M. del 14.01.2008 (Norme tecniche per le costruzioni), i calcoli sono condotti con il metodo semiprobabilistico agli stati limite.

#### 3.1 Verifiche SLU

Gli stati limite ultimi delle opere interrato si riferiscono allo sviluppo di meccanismi di collasso, determinati dalla mobilitazione della resistenza del terreno, e al raggiungimento della resistenza degli elementi strutturali che compongono l'opera.

Le verifiche agli stati limite ultimi devono essere eseguiti in riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO) e di equilibrio di corpo rigido (EQU), collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno;
- SLU di tipo strutturale (STR), raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le verifiche vengono condotte secondo l'approccio progettuale "Approccio 1" e le relative combinazioni previste:

combinazione 1 → (A1+M1+R1) → STR

combinazione 2 → (A2+M2+R2) → GEO

Le combinazioni di carico di tipo A1 STR e A2 GEO vengono effettuate adottando i gruppi di azioni indicati in tabella 5.1.IV delle N.T.C. con i coefficienti parziali di sicurezza stradali indicati in tabella 5.1.V delle N.T.C. e i coefficienti di combinazione dei carichi stradali della tabella 5.1.VI delle N.T.C. presenti al capitolo 5.1.3.12 della norma.

Per quanto riguarda i coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno ( $\gamma_M$ ), si fa riferimento alla tabella 6.2.II delle N.T.C., mentre per quanto riguarda i coefficienti parziali per le verifiche agli stati limiti ultimi ( $\gamma_R$ ) si fa riferimento alla tabella 6.5.I delle N.T.C..

Ai fini delle verifiche degli stati limiti ultimi si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

- Combinazione fondamentale, impiegata per gli stati limiti ultimi SLU:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \sum_i \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limiti ultimi connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

Gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limiti ultimi connessi alla piena dell'Adige:

$$G_1 + G_2 + Ad + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

Le verifiche sono condotte confrontando le azioni resistenti  $R_d$  con le azioni sollecitanti  $E_d$  nel rispetto della seguente disuguaglianza  $E_d \leq R_d$ .

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 0 0 002	Rev. A	Foglio 6 di 21

### 3.2 Verifiche SLE

Le combinazioni di carico allo SLE vengono effettuate adottando i gruppi di azioni indicati in tabella 5.1.IV delle N.T.C. con i coefficienti di combinazione dei carichi stradali della tabella 5.1.VI delle N.T.C. presenti al capitolo 5.1.3.12 della norma.

Ai fini delle verifiche degli stati limiti di esercizio si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni:

$$\text{Quasi permanente} \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Frequente} \Rightarrow G_1 + G_2 + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \sum_i \psi_{1i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

$$\text{Rara} \Rightarrow G_1 + G_2 + Q_{k1} + \sum_i \psi_{0i} \cdot Q_{ki} \Rightarrow (\Phi_d' = \Phi_k')$$

Le verifiche a fessurazione sono state condotte considerando:

Verifica di formazione delle fessure: la verifica si esegue per la sezione interamente reagente determinando il momento di prima fessurazione e confrontandolo con quello sollecitante; se risulta  $M_{cr} < M_{Ed}$  la verifica si considera soddisfatta, altrimenti si procede alla verifica di apertura delle fessure.

Verifica di apertura delle fessure: l'apertura convenzionale delle fessure è calcolata con le modalità indicate nell'Eurocodice 2-1, come indicato dal D. M. Min. II. TT. del 14 gennaio 2008, e valutata con le sollecitazioni relative alla Combinazioni Rara della normativa vigente sui ponti ferroviari. Le massime aperture ammissibili sono:

- condizioni ambientali aggressive e molto aggressive:  $w_k \leq w_3 = 0.20 \text{ mm}$
- condizioni ambientali ordinarie:  $w_k \leq w_3 = 0.30 \text{ mm}$

In ottemperanza a quanto prescritto dal Manuale di progettazione - Parte II/sezione II, per tutte le strutture a permanente contatto con il terreno e per le zone non ispezionabili di tutte le strutture si applica come limite di apertura delle fessure  $w_k \leq w_3 = 0.20 \text{ mm}$ .

Verifica delle tensioni di esercizio: si verifica che le tensioni di lavoro presenti nel calcestruzzo siano inferiori ai seguenti limiti:

- combinazione QP  $\sigma_c < 0.40 f_{ck}$ ;
- combinazione Rara  $\sigma_c < 0.55 f_{ck}$ ,

e che le tensioni di lavoro presenti nell'acciaio siano  $\sigma_s < 0.75 f_{yk}$ .

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 0 0 002	Rev. A	Foglio 7 di 21

## 4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei sottoelencati materiali:

### 4.1 Calcestruzzo per magrone

Per il magrone di sottofondazione si prevede l'utilizzo di calcestruzzo di classe Rck 15.

### 4.2 Calcestruzzo

Per la realizzazione dei pali si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C25/30 (Rck  $\geq 30$  N/mm<sup>2</sup>) che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)	$\rightarrow f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a compressione	$\rightarrow f_{cm} = f_{ck} + 8 = 33 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$\rightarrow E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 31475 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times f_{ck} / 1.5 = 14.16 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$\rightarrow f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione	$\rightarrow f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.79 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.19 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\rightarrow \sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 13.75 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	$\rightarrow \sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 10.00 \text{ N/mm}^2$

Per la realizzazione delle travi di coronamento, si prevede l'utilizzo di calcestruzzo avente classe di resistenza C28/35 (Rck  $\geq 35$  N/mm<sup>2</sup>) che presenta le seguenti caratteristiche:

Resistenza caratteristica a compressione (cilindrica)	$\rightarrow f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$
Resistenza media a compressione	$\rightarrow f_{cm} = f_{ck} + 8 = 36 \text{ N/mm}^2$
Modulo elastico	$\rightarrow E_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 32308 \text{ N/mm}^2$
Resistenza di calcolo a compressione	$\rightarrow f_{cd} = \alpha_{cc} \times f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times f_{ck} / 1.5 = 15.86 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione media	$\rightarrow f_{ctm} = 0.30 \times f_{ck}^{2/3} = 2.76 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione	$\rightarrow f_{ctk} = 0.7 \times f_{ctm} = 1.93 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a trazione di calcolo	$\rightarrow f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c = 1.29 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Rara)	$\rightarrow \sigma_c = 0.55 \times f_{ck} = 15.40 \text{ N/mm}^2$
Resistenza a compressione (comb. Quasi permanente)	$\rightarrow \sigma_c = 0.40 \times f_{ck} = 11.20 \text{ N/mm}^2$

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 	<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
<b>RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI</b>	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 0 0 002	Rev. A	Foglio 8 di 21

### 4.3 Acciaio per cemento armato

Per le armature metalliche si adottano tondini in acciaio del tipo B450C saldabile, controllato in stabilimento e che presentano le seguenti caratteristiche:

Proprietà	Requisito
Limite di snervamento $f_y$	$\geq 450$ MPa
Limite di rottura $f_t$	$\geq 540$ MPa
Allungamento totale al carico massimo $A_{gt}$	$\geq 7.5\%$
Rapporto $f_t/f_y$	$1,15 \leq R_m/R_e \leq 1,35$
Rapporto $f_{y \text{ misurato}}/f_{y \text{ nom}}$	$\leq 1,25$

Tensione di snervamento caratteristica	$\rightarrow f_{yk} \geq 450$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione caratteristica a rottura	$\rightarrow f_{tk} \geq 540$ N/mm <sup>2</sup>
Tensione in condizione di esercizio (comb. Rara)	$\rightarrow \sigma_s = 0.75 \cdot f_{yk} = 337.50$ N/mm <sup>2</sup>
Fattore di sicurezza acciaio	$\rightarrow \gamma_s = 1.15$
Resistenza a trazione di calcolo	$\rightarrow f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 391.30$ N/mm <sup>2</sup>

### 4.4 Durabilità e prescrizioni sui materiali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare i provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo.

Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 ed UNI 11104:2004.

Per le opere della presente relazione si adotta quanto segue:

<u>Pali</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC2
<u>Travi di coronamento</u>	CLASSE DI ESPOSIZIONE	XC2

### 4.5 Copriferro minimo e copriferro nominale

Al fine di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro; il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell'armatura metallica più vicina, individua il cosiddetto "copriferro nominale".

Il copriferro nominale  $C_{nom}$  è somma di due contributi, il copriferro minimo  $C_{min}$  e la tolleranza di posizionamento  $h$ . Vale pertanto:  $C_{nom} = C_{min} + h$ .



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 0 0 002	Rev. A	Foglio 9 di 21

Considerate le condizioni ambientali dell'opera e le classi di resistenza del calcestruzzo, si adotta un copriferro nominale pari a  $c_{nom} = 60$  mm per i pali e pari a  $c_{nom} = 50$  mm e per le travi di coronamento.

## 5 PARAMETRI SISMICI

Le opere sono ubicate nel comune di Verona.

I corrispondenti valori delle caratteristiche sismiche per lo SLV ( $TR=1424$  anni) sono i seguenti:

$$a_g = 0.233g$$

$$F_0 = 2.434;$$

$$T^*_c = 0.284 \text{ s};$$

Per quanto riguarda il sottosuolo su cui insiste l'opera, si assume che ricada in categoria sismica "C" e categoria topografica "T1". Il coefficiente di amplificazione stratigrafica e topografica risultano quindi:

$$S_S = 1.360$$

$$S_T = 1.0$$

L'accelerazione massima orizzontale viene valutata pari a:

$$a_{max} (SLV) = S a_g = 1.360 \times 1.00 \times 0.233 g = 0.317 g$$

In base al valore dell'accelerazione ed alla categoria sismica del sottosuolo, il valore del parametro  $\beta_m$  è pari a 0.31, da cui si ottiene:

$$k_h = 0.09827$$

$$k_v = 0.049135$$

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 0 0 002	Rev. A	Foglio 10 di 21

## 6 PARAMETRI GEOTECNICI

I parametri geotecnici caratteristici impiegati per caratterizzare i materiali da rilevato, sono:

$$\phi'_k = 38^\circ$$

$$\gamma_m = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$$

Per quanto riguarda il terreno di fondazione, in base alle caratteristiche geotecniche riportate nella Relazione Geotecnica Generale con riferimento alla tratta in esame, si assumono i seguenti parametri:

### Stratigrafia di progetto

da	a	Descrizione strato
Piano fondazione	10 m	Ghiaie
10 m	28 m	Sabbie
28 m	>28 m	Ghiaie

### Parametri geotecnici caratteristici di progetto del terreno di fondazione

Strato	$\gamma_{\text{saturo}}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\phi$ [°]	$c'$ [kPa]	$c_u$ [kPa]	E [MPa]
Ghiaie	19	37	0	-	50-80
Sabbie	19	37	0	-	120
Ghiaie	19	37	0	-	>200

Ai fini delle verifiche si considerano i parametri geotecnici del primo strato.

### Livello di falda

Falda a p.c. locale (assunzione conservativa).

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 0 0 002	Rev. A	Foglio 11 di 21

## 7 PALI DI FONDAZIONE

### 7.1 Analisi dei carichi

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari assunti per le verifiche.

Le condizioni elementari di carico di seguito determinate saranno opportunamente combinate secondo quanto previsto dalla normativa vigente.

Per i materiali si assumono i seguenti pesi specifici:

calcestruzzo armato:  $\gamma_{c.a.} = 25 \text{ kN/m}^3$

rilevato:  $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$

#### 7.1.1 Peso proprio strutture

parete  $S_s \times \gamma_{c.a.}$

soletta  $S_s \times \gamma_{c.a.}$

#### 7.1.2 Spinta del terreno in rilevato

In presenza di cordolo in alzato rispetto al p.c. si considera la spinta del rilevato su di esso.

La spinta delle terre è calcolata con la teoria di Coulomb.

La spinta statica dovuta alla presenza del terrapieno è data da:

$$S_{st} = \frac{1}{2} \times \gamma_t \times H^2 \times K_a$$

in cui:

$\gamma_t$  = peso volumico del terreno;

H = altezza del terrapieno;

$K_a$  = coefficiente di spinta attiva valutato =  $\tan^2 (45-\phi/2)$

Tale spinta è applicata a  $1/3$  H.

#### 7.1.3 Azioni trasmesse dalla barriera antirumore

##### Azioni verticali

Il peso proprio è costituito dal peso dei pannelli fonoassorbenti in acciaio inox e di quelli fonoisolanti in vetro stratificato, oltre che dai montanti.

Di seguito si riportano i pesi impiegati nel calcolo delle sollecitazioni:

pannello fonoassorbenti e fonoisolanti 0.50 kPa

pannello cls 3.60 kPa

montanti in acciaio 1.90 kPa

TOT. 6.00 kPa

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 	<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
<b>RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI</b>	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 0 0 002	Rev. A	Foglio 12 di 21

### Azioni orizzontali

In accordo con quanto previsto dalle NTC 2008 par. 5.2.2.1.1, per quanto riguarda i ponti ferroviari è necessario prevedere le azioni associate all'introduzione di barriere antirumore.

Si prevede l'installazione di una barriera antirumore di altezza 2.75 m da testa muro.

Su tali elementi agiscono sia gli effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli ferroviari, definiti al punto 5.2.2.7, sia l'azione del vento, definita al punto 5.2.2.5.1.

Per quanto riguarda le azioni aerodinamiche, in riferimento al caso di superfici verticali parallele al binario, per una distanza  $a_g = 4.30$  m ed una velocità di progetto  $v = 300$  km/h, si ottiene un valore caratteristico dell'azione pari a:

$$q_k = 0.65 \text{ kPa}$$

A favore di sicurezza, non vengono applicati i coefficienti riduttivi dipendenti dalla sagoma del treno.

Per quanto riguarda l'azione del vento, in riferimento al paragrafo 3.3 delle NTC, per una Zona 1, categoria di esposizione del sito IV e coefficiente di rugosità B, si ottiene:

$$v_b = v_{b,0} = 25 \text{ m/s} \quad (a_s = 116.40\text{m} < a_0 = 1000 \text{ m per la Zona 1})$$

$$q_b = \frac{1}{2} \rho v_b^2 = 0.5 \times 1.25 \text{ kg/m}^3 \times 25^2 \text{ m}^2/\text{s}^2 = 390.62 \text{ N/m}^2$$

$$C_e (Z_{\min} = 8\text{m}) = 1.634 \quad (k_r = 0.22; C_t = 1; z = 6.75\text{m} < Z_{\min} = 8\text{m})$$

$$C_p = 0.8$$

$$C_d = 1.0$$

$$p_{\text{vento}} = 390.62 \times 1.634 \times 0.80 \times 1.00 = 510.62 \text{ N/m}^2 = 0.51 \text{ kPa}$$

La somma dei valori ricavati è quindi inferiore al valore minimo, pari a 2.50 kPa per linee con velocità superiore a 200km/h, prescritto nelle "Prescrizioni tecniche integrative e provvisorie per la progettazione delle Barriere Antirumore". Pertanto, si assumerà il valore di progetto:

$$p_{\text{tot}} = p_{\text{vento}} + q_k = 2.50 \text{ kPa}$$

Per quanto riguarda gli SLU, le azioni vengono combinate come indicato al punto 5.2.3.3.1, mentre per quanto riguarda gli SLE le azioni vengono combinate come indicato al punto 5.2.3.3.2 delle NTC.

I due carichi sono considerati come carichi secondari con applicazione dei coefficienti  $\psi_0$  pari a 0.6 per l'azione del vento e 0.8 per la sovraspinta aerodinamica.

### 7.1.4 Azioni sismiche

Considerando le masse degli elementi strutturali e delle pannellature presenti, l'azione sismica genera sollecitazioni nettamente inferiori rispetto a quelle di vento+sovrappressione dei treni, con le quali non andrebbe comunque combinata.

Considerando infatti  $a_{\max} = 0.317g$ , ed un peso dei pannelli di 6 kPa, risulterebbe:

$$(p_{\text{sisma}} = 0.317 \times 6.0 = 1.90 \text{ kPa}) < (p_{\text{vento}} = 2.50 \text{ kPa})$$

Anche in termini di spinta del terreno, l'incremento di spinta per azione sismica è inferiore all'incremento mediante i coefficienti parziali sulle azioni allo SLU:

$$(k_{ae} = 0.429) / (k_a = 0.361) = 1.19 < 1.3$$

Pertanto si trascurano gli effetti sulle strutture dovuti alle azioni sismiche in quanto non dimensionanti.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento E12 CL RI 09 0 0 002	Rev. A	Foglio 13 di 21

## 7.2 Azioni di taglio e flessione a testa palo

Di seguito si riportano le azioni a testa palo.

### Azioni a testa palo muri tipo CIR

Interasse pali

$$i_p := 3\text{m}$$

Azione del vento

$$p_w := 2.5\text{kPa}$$

$$H_{B,A} := 8.23\text{m}$$

$$H_w := p_w \cdot H_{B,A} \cdot i_p = 61.725\text{kN}$$

$$M_w := \frac{p_w \cdot H_{B,A}^2}{2} \cdot i_p = 253.998\text{kN}\cdot\text{m}$$

Spinta della terra sulla trave di coronamento

$$\gamma_1 := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \phi_1 := 38^\circ \quad H_t := 1.5\text{m}$$

$$k_{a1} := \left( \tan \left( 45^\circ - \frac{\phi_1}{2} \right) \right)^2 = 0.238$$

$$S_{at} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_t^2 \cdot k_{a1} \cdot i_p = 16.057\text{kN}$$

$$M_{at} := \frac{1}{6} \cdot \gamma_1 \cdot H_t^3 \cdot k_{a1} \cdot i_p = 8.029\text{kN}\cdot\text{m}$$

Azioni di progetto a testa palo

SLU

$$H_{Ed,SLU} := 1.5H_w + 1.3S_{at} = 113.462\text{kN}$$

$$M_{Ed,SLU} := 1.5M_w + 1.3M_{at} = 391.435\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$s := \frac{M_{Ed,SLU}}{H_{Ed,SLU}} = 3.45\text{m}$$

SLE

$$H_{Ed,SLE} := H_w + S_{at} + S_{aq} = 88.487\text{kN}$$

$$M_{Ed,SLE} := M_w + M_{at} + M_{aq} = 270.055\text{kN}\cdot\text{m}$$

## 7.3 Verifiche strutturali

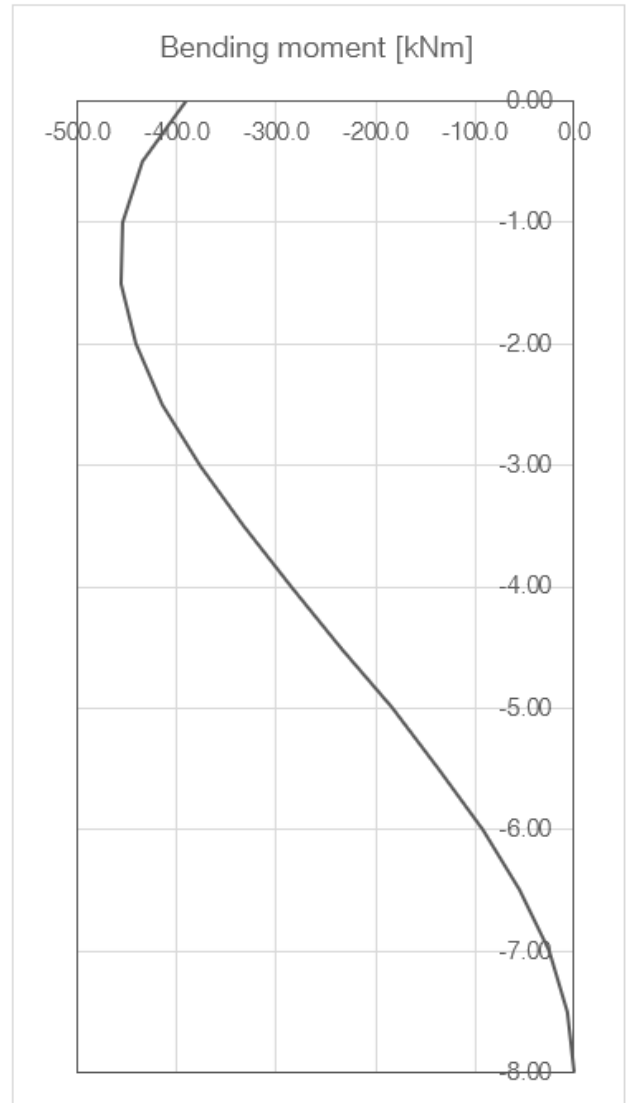
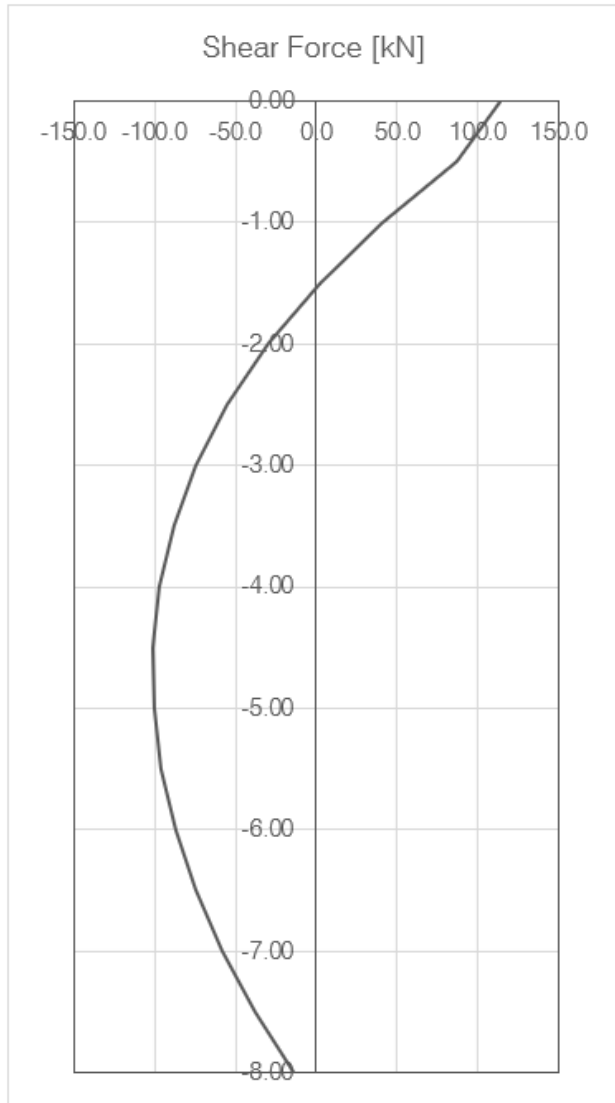
Le sollecitazioni nei pali di fondazione vengono calcolate secondo lo schema statico di trave su suolo elastico alla Winkler con rotazione libera in testa, di lunghezza complessiva pari alla lunghezza effettiva dei pali ed aventi la medesima inerzia del palo, larghezza pari al diametro del palo.

Per quanto riguarda il comportamento dei pali alle azioni orizzontali, si fa riferimento ad un modulo di reazione orizzontale del terreno uniforme con la profondità, assunto pari a  $k=E/d = 8000 \text{ kPa} / 0.8 \text{ m} \sim 10000 \text{ kN/m}^3$ .

Si considera la testa del palo coincidente con l'intradosso della trave di coronamento dei pali.

### Verifiche SLU

#### Calcolo delle sollecitazioni

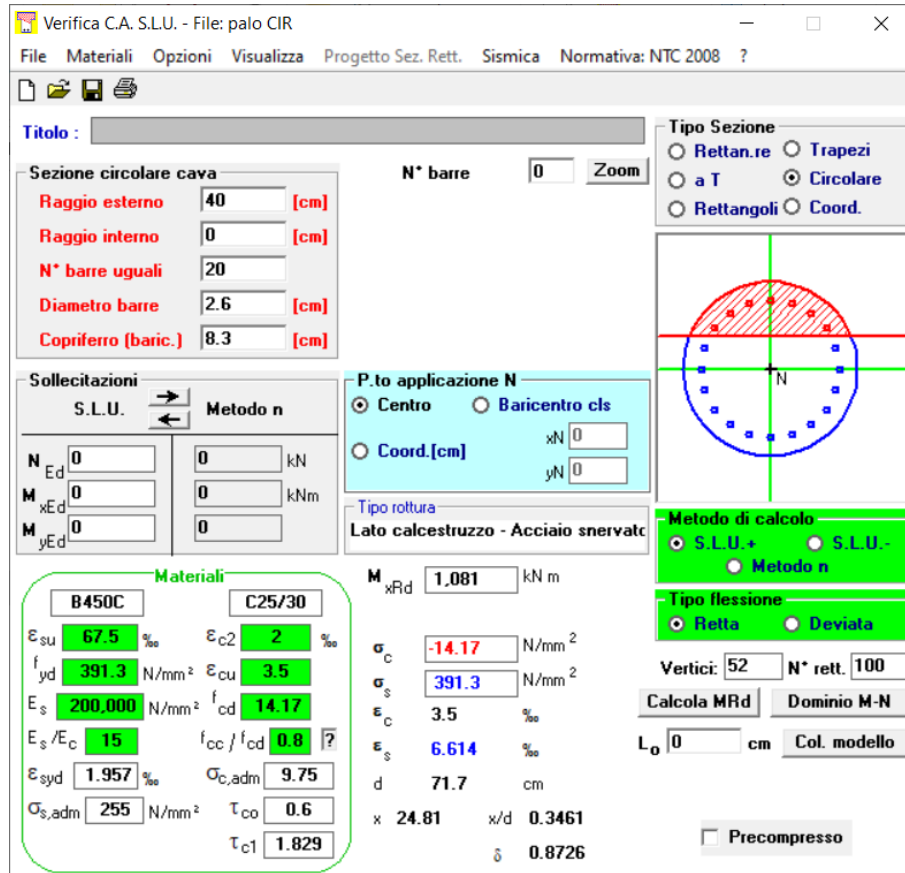


Sollecitazioni SLU

$V_{Ed} = 113.5$  kN a testa palo

$M_{Ed} = 456.4$  kNm a 1.5 m da testa palo

Verifica a flessione



**Sezione circolare cava**  
 Raggio esterno: 40 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 20  
 Diametro barre: 2.6 [cm]  
 Copriferro (baric.): 8.3 [cm]

**Materiali**  
 B450C      C25/30  
 $\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰       $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>       $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰  
 $E_s$ : 200.000 N/mm<sup>2</sup>       $f_{cd}$ : 14.17  
 $E_s/E_c$ : 15       $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8  
 $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰       $\sigma_{c,adm}$ : 9.75  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{co}$ : 0.6  
     $\tau_{c1}$ : 1.829

**Calcoli e Risultati**  
 $M_{xRd}$ : 1.081 kNm  
 $\sigma_c$ : -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$ : 3.5 ‰  
 $\epsilon_s$ : 6.614 ‰  
 $d$ : 71.7 cm  
 $x$ : 24.81       $x/d$ : 0.3461  
 $\delta$ : 0.8726

$M_{Ed} < M_{Rd}$

Verifica soddisfatta

Verifica a taglio

La verifica è condotta trascurando l'armatura a taglio; in accordo alla relazione di Kowalsky & Priestly (2000) si considera una sezione resistente pari all'80% di quella nominale.

$V_{Ed} = 113.5 \text{ kN}$

$V_{Rd} = v_{min} \cdot A_v = 128 \text{ kN}$

$v_{min} = 0.035 \cdot k^{1.5} \cdot f_{ck}^{0.5} = 0.32 \text{ MPa}$

$k = 1 + (200/717)^{0.5} = 1.52$

$f_{ck} = 25$

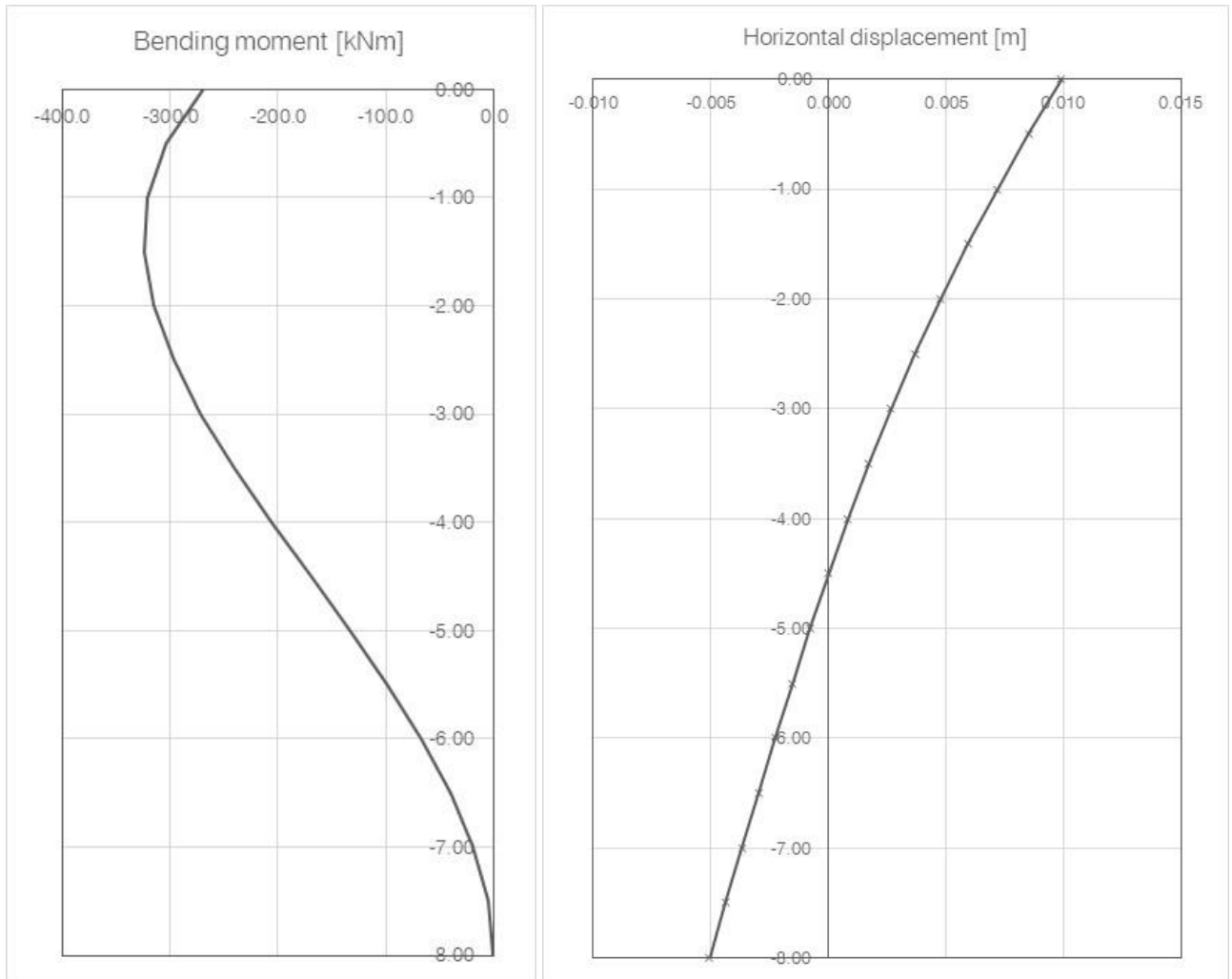
$A_v = 401920 \text{ mm}^2$

$V_{Ed} < V_{Rd}$

Verifica soddisfatta

### Verifiche SLE

#### Calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti



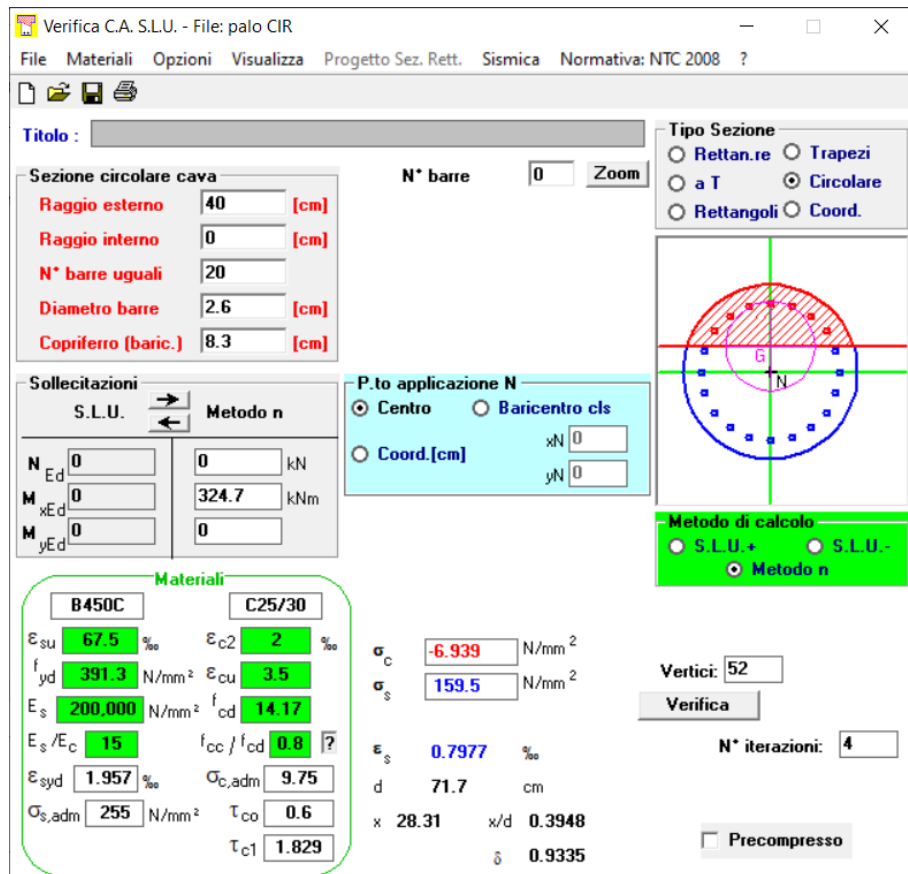
Sollecitazioni e spostamenti SLE

$M_{Ed} = 324.7 \text{ kNm}$  a 1.5 m da testa palo

Il massimo spostamento orizzontale è pari a 10 mm e pertanto da ritenersi accettabile



Verifica delle tensioni in esercizio



**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 40 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N\* barre uguali: 20  
 Diametro barre: 2.6 [cm]  
 Copriferro (baric.): 8.3 [cm]

**Materiali**

B450C      C25/30

$\epsilon_{su}$  67.5 ‰       $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm<sup>2</sup>       $\epsilon_{cu}$  3.5 ‰  
 $E_s$  200.000 N/mm<sup>2</sup>       $f_{cd}$  14.17  
 $E_s/E_c$  15       $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰       $\sigma_{c,adm}$  9.75  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>       $\tau_{co}$  0.6  
     $\tau_{c1}$  1.829

**Sollecitazioni**

S.L.U.      Metodo n

$N_{Ed}$  0      0 kN  
 $M_{xEd}$  0      324.7 kNm  
 $M_{yEd}$  0      0

**P.to applicazione N**

Centro       Baricentro cls  
 Coord.[cm]      xN 0  
    yN 0

**Metodo di calcolo**

S.L.U.+       S.L.U.-  
 Metodo n

Vertici: 52  
 Verifica  
 N\* iterazioni: 4  
 Precompresso

$\sigma_c$  -6.939 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  159.5 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$  0.7977 ‰  
 d 71.7 cm  
 x 28.31      x/d 0.3948  
     $\delta$  0.9335

$\sigma_c < 0.40 f_{ck} = 10 \text{ MPa}$

$\sigma_s < 0.75 f_{yk} = 337 \text{ MPa}$

Verifica soddisfatta

Verifica a fessurazione

La verifica è condotta per via indiretta in accordo al punto §4.1.2.2.4.5 di NTC2008 ed al punto §7.3.3 limitando la tensione nell'acciaio a 160 MPa.

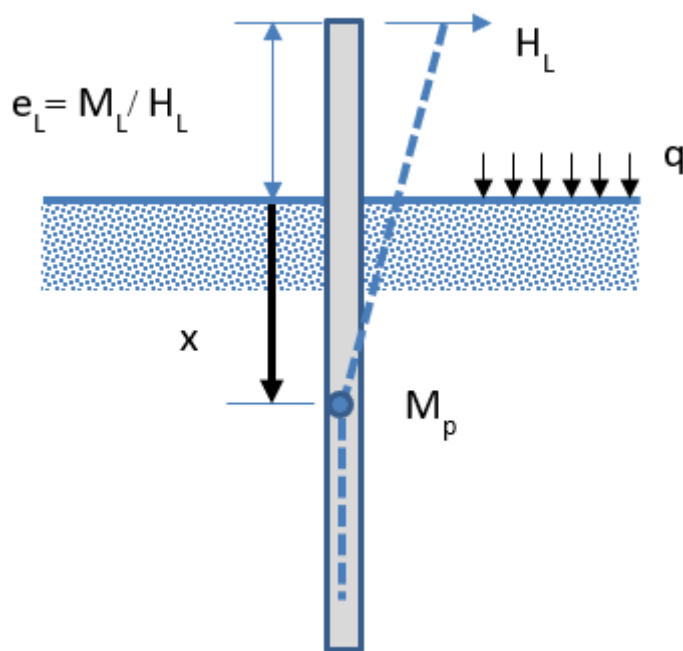
Poiché la tensione in esercizio è pari a 159.5 MPa (comb. SLE RARA) la verifica è soddisfatta.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 0 0 002	Rev. A	Foglio 18 di 21

## 7.4 Verifiche geotecniche

### Portata trasversale

La verifica è condotta con riferimento alla teoria di Broms.



Schema di calcolo

Si assume la formazione di una cerniera plastica ad una profondità  $x$ , associata ad un momento resistente  $M_p$ . A tale profondità, il momento nel diaframma è massimo, pertanto il taglio è nullo. Quindi l'azione orizzontale è equilibrata dalla sola reazione offerta dal terreno nella porzione compresa tra piano campagna e la sezione in cui si è formata la cerniera plastica.

$$H = \frac{1}{2}\gamma \cdot d \cdot 3 \cdot (K_p - K_A) \cdot x^2 + q \cdot (K_p - K_A) \cdot x$$

Ponendo  $K_p - K_A = K_p^*$

$$H = d \cdot 3 \cdot K_p^* \cdot \left( \frac{1}{2}\gamma \cdot x^2 + q \cdot x \right)$$

L'equilibrio alla rotazione impone che

$$H \cdot (x + e) - d \cdot 3 \cdot K_p^* \cdot \left( \gamma \cdot \frac{x^3}{6} + q \cdot \frac{x^2}{2} \right) - M_p = 0$$

ovvero

$$d \cdot 3 \cdot K_p^* \cdot \left( \frac{1}{2}\gamma \cdot x^2 + q \cdot x \right) \cdot (x + e) - d \cdot 3 \cdot K_p^* \cdot \left( \gamma \cdot \frac{x^3}{6} + q \cdot \frac{x^2}{2} \right) - M_p = 0$$

Questa equazione, nella sola incognita  $x$ , non è lineare ma può essere facilmente risolta o per tentativi o, ad esempio con il metodo di Newton-Raphson: si pone:

$$R(x) = d \cdot 3 \cdot K_p^* \cdot \left( \frac{1}{2}\gamma \cdot x^2 + q \cdot x \right) \cdot (x + e) - d \cdot 3 \cdot K_p^* \cdot \left( \gamma \cdot \frac{x^3}{6} + q \cdot \frac{x^2}{2} \right) - M_p = 0$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 0 0 002	Rev. A	Foglio 19 di 21

Supponendo nota la soluzione  $\bar{x}$ , la funzione  $R(x)$  può essere sviluppata in serie di Taylor nell'intorno della presunta soluzione:

$$R(x) \cong R(\bar{x}) + (x - \bar{x}) \cdot \frac{dR(\bar{x})}{dx} = 0$$

Cioè:

$$(x - \bar{x}) = -R(\bar{x}) \cdot \left( \frac{dR(\bar{x})}{dx} \right)^{-1}$$

Si parte da una soluzione  $\bar{x}_0$  di primo tentativo e si calcola

$$\bar{x}_1 = \bar{x}_0 - R(\bar{x}_0) \cdot \left( \frac{dR(\bar{x}_0)}{dx} \right)^{-1}$$

Si itera, calcolando la soluzione  $i$ -esima

$$\bar{x}_i = \bar{x}_{i-1} - R(\bar{x}_{i-1}) \cdot \left( \frac{dR(\bar{x}_{i-1})}{dx} \right)^{-1}$$

fin tanto che  $R(\bar{x}_{i-1})$  è maggiore della tolleranza voluta.

Ai fini della programmazione in un foglio di calcolo, valgono le seguenti espressioni

$$R(x) = d \cdot 3 \cdot K_p^* \cdot \left[ \gamma \cdot \left( \frac{x^2 \cdot e}{2} + \frac{x^3}{3} \right) + q \cdot \left( x \cdot e + \frac{x^2}{2} \right) \right] - M_p;$$

$$\frac{dR(x)}{dx} = d \cdot 3 \cdot K_p^* \cdot [\gamma \cdot (x \cdot e + x^2) + q \cdot (e + x)]$$

Raggiunta la soluzione in termini di profondità  $\bar{x}$  della cerniera plastica, la resistenza laterale è

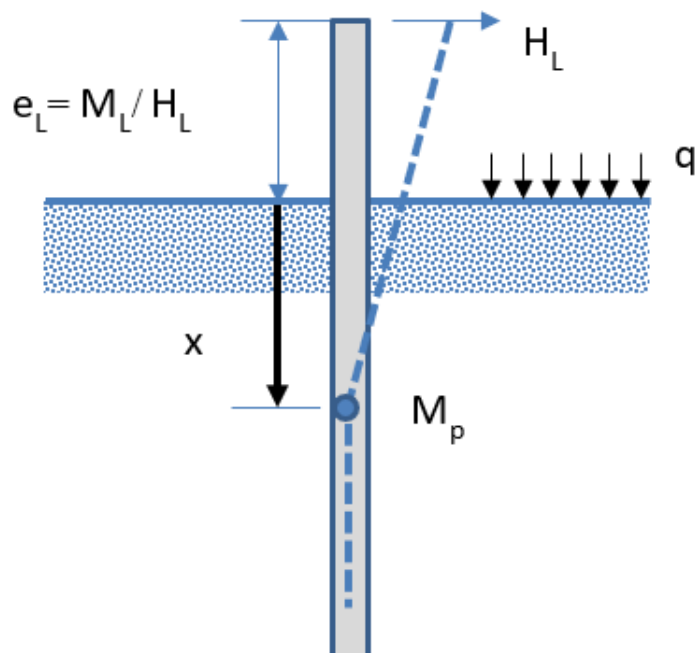
$$H = d \cdot 3 \cdot K_p^* \cdot \left( \frac{1}{2} \gamma \cdot \bar{x}^2 + q \cdot \bar{x} \right)$$

Nel quadro normativo  $R_d = H / (\xi_3 \times \gamma_R)$ .

Di seguito la verifica.

**Resistenza laterale palo CIR**

Broms (1969)



$$K_p := 2.77 \quad K_a := 0.361 \quad \gamma := 9 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad d := 0.8\text{m} \quad M_p := 1081\text{kN}\cdot\text{m} \quad q := 30\text{kPa} \quad e := 3.45\text{m}$$

$$\xi_3 := 1.7 \quad \gamma_T := 1.3$$

$$R(x) := d \cdot 3(K_p - K_a) \cdot \left[ \gamma \cdot \left( \frac{x^2 \cdot e}{2} + \frac{x^3}{3} \right) + q \cdot \left( x \cdot e + \frac{x^2}{2} \right) \right] - M_p$$

$$x_s := \begin{cases} b \leftarrow 0.1\text{m} & = 1.271\text{-m} \\ \text{while } |R(b)| > 1\text{-kN}\cdot\text{m} \\ \quad \left| \begin{array}{l} db \leftarrow \frac{-R(b)}{\frac{d}{db} R(b)} \\ b \leftarrow b + db \end{array} \right. \\ b \end{cases}$$

$$H_{lim} := d \cdot 3(K_p - K_a) \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot x_s^2 + q \cdot x_s \right) = 262.491\text{-kN}$$

$$H_{Rd} := \frac{H_{lim}}{\gamma_T \cdot \xi_3} = 118.774\text{-kN}$$

Ed &lt; Rd

Verifica soddisfatta

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO FONDAZIONI	Progetto IN17	Lotto 12	Codifica Documento EI2 CL RI 09 0 0 002	Rev. A	Foglio 21 di 21

### Portata verticale

L'azione verticale sollecitante il palo è pari a:

peso barriera:  $1.5 \times 6 \text{ kPa} \times 8.23 \text{ m} \times 3 \text{ m} = 223 \text{ kN}$

peso proprio cordolo:  $1.3 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 1.5 \text{ m}^2 \times 3 \text{ m} = 147 \text{ kN}$

peso proprio palo:  $1.3 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 0.50 \text{ m}^2 \times 8 \text{ m} = 130 \text{ kN}$

TOT. 500 kN

### Portata verticale pali Muri CIR

Raccomandazioni AGI 1984

$D := 800 \text{ mm}$

$$\gamma_t := 19 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad \gamma_w := 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

$\phi := 37$

$$N_q := 0.24 \cdot e^{0.122 \cdot \phi} = 21.909 \quad (\text{Berezantzev 1965})$$

$z_w := 0 \text{ m}$

$$\sigma_{pv}(z) := \begin{cases} \gamma_t \cdot z & \text{if } z < z_w \\ \gamma_t \cdot z_w + (\gamma_t - \gamma_w) \cdot (z - z_w) & \text{otherwise} \end{cases}$$

$k := 0.7 \quad \delta := 37^\circ$

$$\tau(z) := \sigma_{pv}(z) \cdot k \cdot \tan(\delta)$$

$$Q_L(z) := \pi \cdot D \cdot \int_{0 \text{ m}}^z \tau(z) \, dz$$

$$Q_p(z) := \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot N_q \cdot \sigma_{pv}(z)$$

$$R_d(z) := \frac{Q_L(z)}{1.7 \cdot 1.5} + \frac{Q_p(z)}{1.7 \cdot 1.35}$$

$$R_d(8 \text{ m}) = 644.948 \cdot \text{kN}$$

$E_d < R_d$

Verifica soddisfatta