

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**

**PRESIDI ANTI-RUMORE/VIBRAZIONI**

**BARRIERE ANTIRUMORE DA PK 21+075.54 A PK 23+929.26**

**FONDAZIONI**

**Relazione di calcolo cordoli e pali di fondazione**

GENERAL CONTRACTOR		DIRETTORE LAVORI		SCALA -
IL PROGETTISTA INTEGRATORE	Consorzio Iricav Due ing. Guido Fratini Data: Ottobre 2021			

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.	FOGLIO
I N 1 7	1 0	E	I 2	CL	BA00001	3 0 1	A	- - - P - - -

	VISTO CONSORZIO IRICAV DUE	
	Firma	Data
		Ottobre 2021

Progettazione:								
Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	IL PROGETTISTA
A	EMISSIONE	Bellini 	10.21	Guilarte 	10.21	Aiello 	10.21	 Il Responsabile (Dot. In. V. Aiello) ALBO PROVINCIALE INGEGNERI VERONA Iscrizione N° 1553 Data: Ottobre 2021

CIG. 8377957CD1	CUP: J41E91000000009	File: IN1710EI2CLBA0001301A_01.DOCX
		Cod. origine:



Progetto cofinanziato dalla Unione Europea

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 	<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 2 di 83

## 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.....	13
7.1	Analisi dei carichi.....	13
7.2	Barriera tipo 1 – h = 6.75 m.....	15
7.3	Barriera tipo 2 – h = 4.75 m.....	25
7.4	Barriera tipo 3 – h = 3.75 m.....	35
7.5	Barriera tipo 4 – h = 3.75 m – Lvarco = 8 m.....	45
8	TRAVE DI CORONAMENTO – concio tipico.....	55
8.1	Geometria della struttura.....	55
8.2	Azioni agenti.....	55
8.3	Calcolo delle sollecitazioni.....	59
8.4	Combinazioni di carico.....	59
8.5	Sollecitazioni totali.....	60
8.6	Verifiche di resistenza ultima e di esercizio.....	60
8.7	Geometrie e armature travi di coronamento.....	61
8.8	Barriera tipo 1 - h=6.75m.....	64
8.9	Barriera tipo 2 - h=4.75m - Barriera tipo 3 - h=3.75m.....	68
9	TRAVE DI CORONAMENTO – concio con varco.....	72
9.1	Geometria della struttura.....	72
9.2	Azioni agenti.....	72
9.3	Calcolo delle sollecitazioni.....	76
9.4	Combinazioni di carico.....	76
9.5	Sollecitazioni totali.....	77
9.6	Verifiche di resistenza ultima e di esercizio.....	77
9.7	Geometrie e armature travi di coronamento.....	78
9.8	Barriera tipo 4 - h=3.75m L varco = 8m.....	80

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 		<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 3 di 83

## 1 PREMESSA

La presente relazione è relativa al calcolo delle opere di fondazione delle barriere anti-rumore/vibrazione prevista nell'ambito dei lavori inerenti la linea AV/AC Torino-Venezia tratta Verona-Vicenza ed ubicate nella tratta dalla pk 21+075.54 A PK 23+929.26 della linea AV/AC.

Di seguito si riportano le principali caratteristiche geometriche dei tratti di barriera.

Barriera	Pk inizio	Pk fine	L tratto [m]	Lato	Fondazione	h RILEVATO [m]	h BA [m]
BA37	21075	22035	960.00	Dispari AV	Cordolo su pali D800	7.00	4.75
BA38	21999	22539	540.00	Pari AV	Cordolo su pali D600	4,70÷7,00	3.75
BA39	22625	23447	822.00	Dispari AV	Cordolo su pali D800	5,00÷7,50	6.75
BA40	22990	23451	461.00	Pari AV	Cordolo su pali D800	6,00÷7,50	6.75
BA41	23451	23931	480.00	Pari AV	Cordolo su pali D600	2,20÷3,00	3.75

Nella seguente tabella si riportano i casi di interferenza in presenza di varchi.

Barriera	Concio	L concio [m]	Opera interferente	L Varco [m]	h BA [m]	h RILEVATO [m]
BA38	13	18	IN81	8.0	3.75	5.0

La presente relazione è relativa alle sole fondazioni dei tratti di barriera in rilevato, costituite da cordoli in c.a. di dimensioni 1.0x1.0m fondate su pali trivellati in c.a. Per i tratti di fondazione su opere d'arte si rimanda alle specifiche relazioni di calcolo.

Le analisi vengono effettuate con riferimento alle seguenti tipologia rappresentative:

Barriera Tipo 1 – h BA = 6.75 m in rilevato (hril max = 7.5 m) – Lpali = 10 m – Dpali = 800 mm interasse 3m

Barriera Tipo 2 – h BA = 4.75 m in rilevato (hril max = 7.0 m) – Lpali = 9 m – Dpali = 800 mm interasse 3m

Barriera Tipo 3 – h BA = 3.75 m in rilevato (hril max = 7.0 m) – Lpali = 9 m – Dpali = 600 mm interasse 3m

Barriera Tipo 4 – h BA = 3.75 m in rilevato (hril max = 5.0 m) – Lpali = 8 m – Dpali = 800 mm interasse 3m –

Lvarco = 8.0 m

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

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 4 di 83

## 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	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 5 di 83	

### 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 5.2.IV delle N.T.C. e i coefficienti di combinazione dei carichi stradali della tabella 5.2.V delle N.T.C. presenti ai capitoli 5.2.3.1.2 e 5.2.3.2 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 6.4.II 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	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 6 di 83	

### 3.2 Verifiche SLE

Le combinazioni di carico allo SLE vengono effettuate adottando i gruppi di azioni indicati in tabella 5.2.IV delle N.T.C. con i coefficienti di combinazione dei carichi stradali della tabella 5.2.V 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:  $w_k \leq w_3 = 0.30 \text{ mm}$

Ponendosi dal lato della sicurezza, 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	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 7 di 83

## 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</b>	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 8 di 83

### 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	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 9 di 83	

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 nella tratta dalla pk 21+075 alla pk 23+931 della linea AV/AC.

Con riferimento al documento "IN1710EI2RHGE000006B Relazione sulla modellazione sismica del sito e pericolosità sismica di base 2/2 (da 22+000 a 44+250)" si assumono i seguenti parametri sismici per lo SLV (TR=1424 anni):

$$a_g = 0.207g$$

$$F_0 = 2.438;$$

$$T^*_c = 0.286 \text{ s};$$

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

$$S_s = 1.398$$

$$S_T = 1.0$$

L'accelerazione massima orizzontale viene valutata pari a:

$$a_{max} (SLV) = S a_g = 1.397 \times 1.00 \times 0.207 \text{ g} = 0.289 \text{ g}$$

Assumendo il valore del parametro  $\beta_m$  pari a 1.00, si ottiene:

$$k_h = 0.289$$

$$k_v = 0.1445$$

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 		<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 10 di 83

## 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:

### Barriera tipo 1

#### Stratigrafia di progetto

da	a	Descrizione strato	
Piano fondazione	10 m	3b	Limi argillosi e argille limose da tenere a mediamente compatte generalmente NC o debolmente OC

#### 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]
3b	18	26	0	30	5

#### Livello di falda

Piano campagna locale (assunzione conservativa).

### Barriera tipo 2

#### Stratigrafia di progetto

da	a	Descrizione strato	
Piano fondazione	16.0 m	4	Sabbie da debolmente limose a limose da mediamente addensate ad addensate

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 		<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 11 di 83

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]
4	19	34	0	0	45

Livello di falda

Piano campagna locale (assunzione conservativa).

**Barriera tipo 3**

Stratigrafia di progetto

da	a	Descrizione strato	
Piano fondazione	16.0 m	4	Sabbie da debolmente limose a limose da mediamente addensate ad addensate

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]
4	19	34	0	0	45

Livello di falda

Piano campagna locale (assunzione conservativa).

**Barriera tipo 4**

Stratigrafia di progetto

da	a	Descrizione strato	
Piano fondazione	16.0 m	4	Sabbie da debolmente limose a limose da mediamente addensate ad addensate

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 12 di 83	

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]
4	19	34	0	0	45

Livello di falda

Piano campagna locale (assunzione conservativa).

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 13 di 83

## 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</b>	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 14 di 83	

### 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:  $p_{\text{tot}} = p_{\text{vento}} + q_k = 2.50$  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  $a_{\max} = 0.289g$ , ed un peso dei pannelli di 6 kPa, risulterebbe:

$$(p_{\text{sisma}} = 0.289 \times 6.0 = 1.734 \text{ kPa}) < (p_{\text{vento}} = 2.50 \text{ kPa})$$

Anche in termini di spinta del terreno, l'incremento di spinta per azione sismica calcolata secondo la teoria di Mononobe & Okabe è inferiore all'azione del vento allo SLU considerando l'altezza minima di barriera:

$$\text{azione sismica: } 0.5 \cdot (\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3) \cdot (H_c = 1 \text{ m})^2 \cdot [(k_{ae} = 0.463) - (k_a = 0.238)] = 1.83 \text{ kN/m}$$

$$\text{azione del vento: } 1.5 \cdot (p_{\text{vento}} = 2.50 \text{ kPa}) \cdot (H_{BA} = 3.75 \text{ m})^2 / 2 = 26.36 \text{ kN/m} > 1.83 \text{ kN/m}$$

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

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 15 di 83

## 7.2 Barriera tipo 1 – h = 6.75 m

### 7.2.1 Azioni di taglio e flessione a testa palo

Di seguito si riportano le azioni a testa palo.

#### Azioni a testa palo BA 6.75 m

Interasse pali e altezza trave di coronamento

$$i_p := 3\text{m} \quad H_t := 1\text{m}$$

Azione del vento

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

$$H_{BA} := 6.75\text{m}$$

$$H_w := p_w \cdot H_{BA} \cdot i_p = 50.625\text{ kN}$$

$$M_w := \frac{p_w \cdot H_{BA}^2}{2} \cdot i_p + H_w \cdot H_t = 221.484\text{ kN}\cdot\text{m}$$

Spinta della terra sulla trave di coronamento

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

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

$$S_{at} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_t^2 \cdot k_{a1} \cdot i_p = 7.136\text{ kN}$$

$$M_{at} := \frac{1}{6} \cdot \gamma_1 \cdot H_t^3 \cdot k_{a1} \cdot i_p = 2.379\text{ kN}\cdot\text{m}$$

Azioni di progetto a testa palo

SLU

$$H_{Ed.SLU} := 1.5H_w + 1.35S_{at} = 85.572\text{ kN}$$

$$M_{Ed.SLU} := 1.5M_w + 1.35M_{at} = 335.438\text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$s := \frac{M_{Ed.SLU}}{H_{Ed.SLU}} = 3.92\text{ m}$$

SLE

$$H_{Ed.SLE} := H_w + S_{at} = 57.761\text{ kN}$$

$$M_{Ed.SLE} := M_w + M_{at} = 223.863\text{ kN}\cdot\text{m}$$

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 	<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 16 di 83

### 7.2.2 Verifiche strutturali

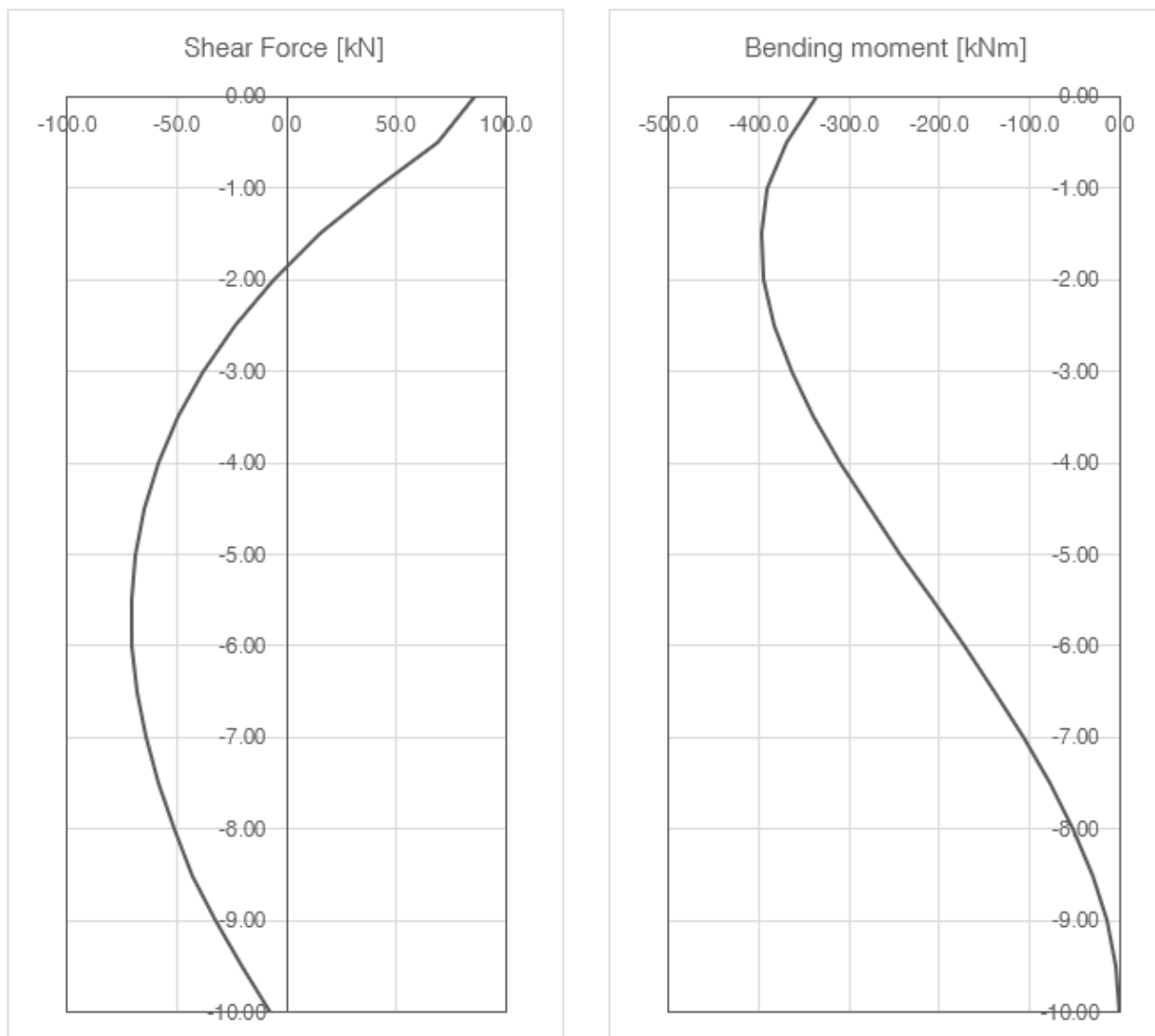
Le sollecitazioni nei pali di fondazione vengono calcolate secondo lo schema statico di trave su suolo elastico alla Winkler con rotazione libera in testa, di lunghezza complessiva pari alla lunghezza effettiva dei pali ed aventi la medesima inerzia del palo, larghezza pari al diametro del palo.

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

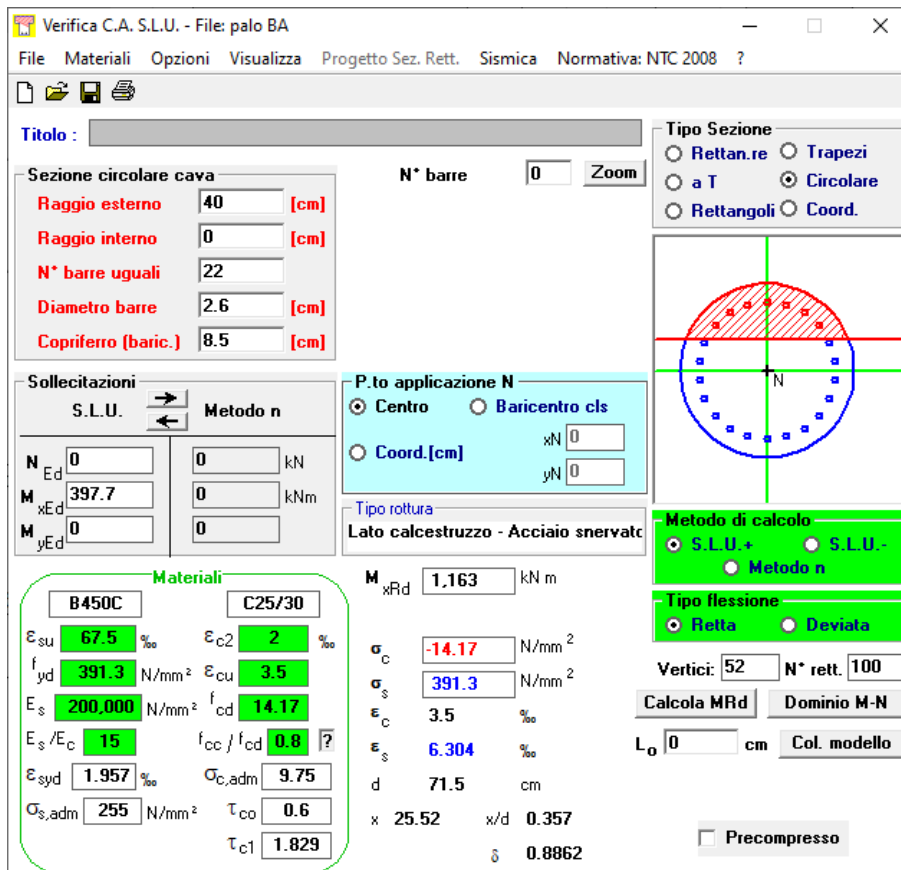


<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 		<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 17 di 83

$V_{Ed} = 85.6$  kN a testa palo

$M_{Ed} = 397.7$  kNm a 1.5 m da testa palo

### Verifica a flessione



**Verifica C.A. S.L.U. - File: palo BA**

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

**Titolo :** \_\_\_\_\_

**Sezione circolare cava**      N\* barre: 0      Zoom

Raggio esterno: 40 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N\* barre uguali: 22  
 Diametro barre: 2.6 [cm]  
 Copriferro (baric.): 8.5 [cm]

**Tipologia Sezione:**  
 Rettan.re     Trapezi  
 a T             Circolare  
 Rettangoli    Coord.

**Sollecitazioni:** S.L.U.    Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0    0 kN  
 M<sub>Ed</sub>: 397.7    0 kNm  
 M<sub>xEd</sub>: 0    0  
 M<sub>yEd</sub>: 0    0

**P.to applicazione N:**  
 Centro     Baricentro cls  
 Coord.[cm]    xN: 0    yN: 0

**Materiali:** B450C    C25/30

ε<sub>su</sub>: 67.5 ‰    ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup>    ε<sub>cu</sub>: 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200,000 N/mm<sup>2</sup>    f<sub>cd</sub>: 14.17  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15    f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8  
 ε<sub>syd</sub>: 1.957 ‰    σ<sub>c,adm</sub>: 9.75  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm<sup>2</sup>    τ<sub>co</sub>: 0.6  
    τ<sub>c1</sub>: 1.829

**Lato calcestruzzo - Acciaio snervato**

M<sub>xRd</sub>: 1.163 kNm  
 σ<sub>c</sub>: -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>c</sub>: 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub>: 6.304 ‰  
 d: 71.5 cm  
 x: 25.52    x/d: 0.357  
                  δ: 0.8862

**Metodo di calcolo:**  
 S.L.U.+     S.L.U.-  
 Metodo n

**Tipologia flessione:**  
 Retta     Deviata

Vertici: 52    N\* rett.: 100  
 Calcola MRd    Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>: 0 cm    Col. modello

Precompresso

$M_{Ed} < M_{Rd}$

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.

$V_{Ed} = 85.6$  kN

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

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

$k = 1 + (200/715)^{0.5} = 1.52$

$f_{ck} = 25$

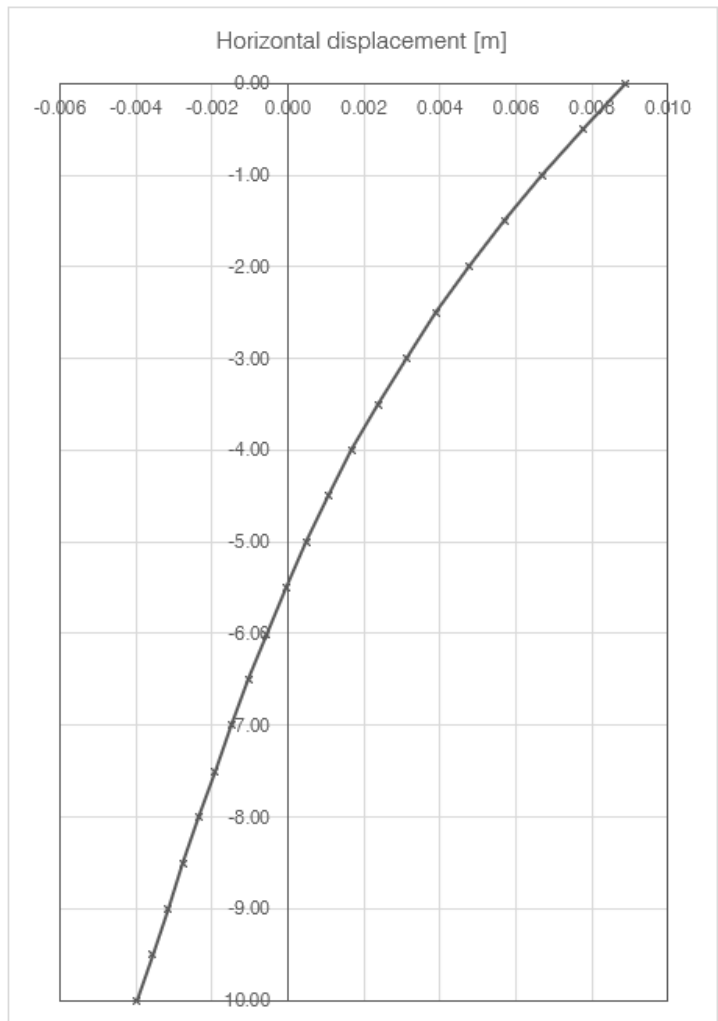
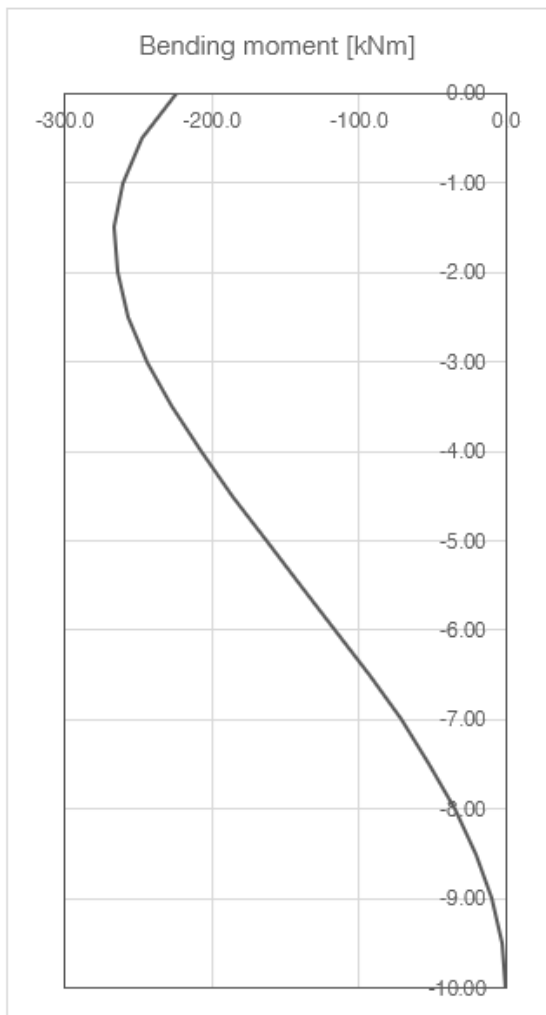
$A_v = 401920$  mm<sup>2</sup>

$V_{Ed} < V_{Rd}$

Verifica soddisfatta

**Verifiche SLE**

Calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti

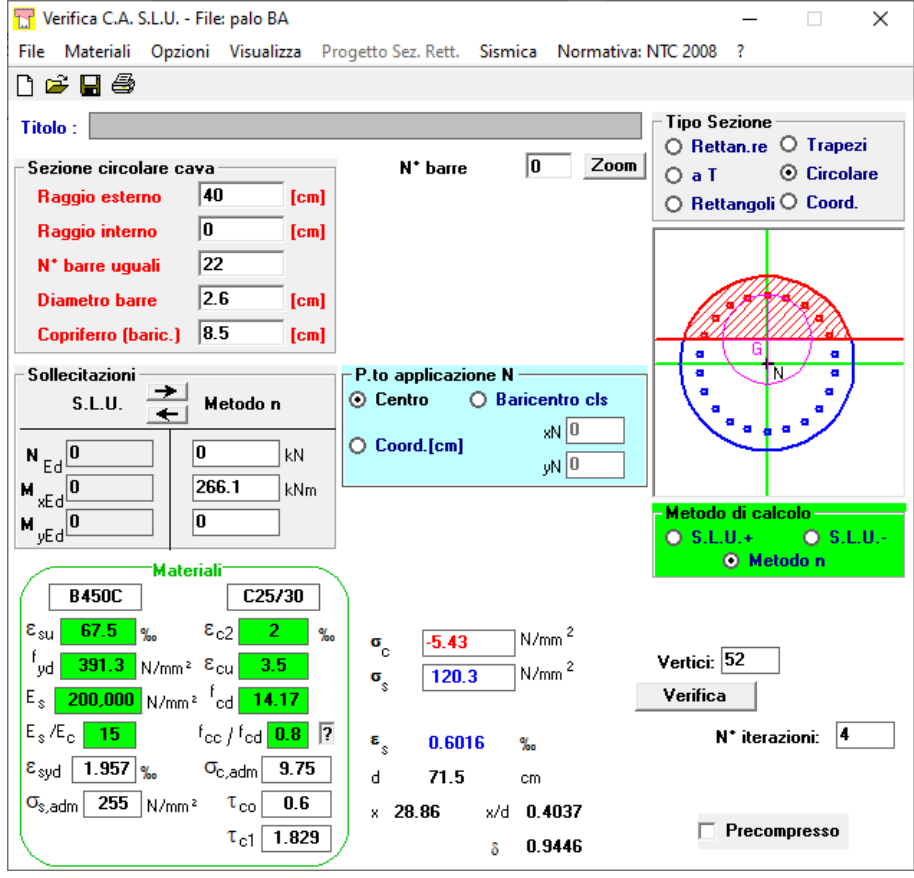


Sollecitazioni e spostamenti SLE

$M_{Ed} = 266.1 \text{ kNm}$  a 1.5 m da testa palo

Il massimo spostamento orizzontale è pari a 9 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: 22  
 Diametro barre: 2.6 [cm]  
 Copriferro (baric.): 8.5 [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:**  
 $\sigma_c < 0.40 f_{ck} = 10 \text{ MPa}$   
 $\sigma_s < 0.75 f_{yk} = 337 \text{ MPa}$

$\sigma_c < 0.40 f_{ck} = 10 \text{ MPa}$   
 $\sigma_s < 0.75 f_{yk} = 337 \text{ MPa}$   
 Verifica soddisfatta

Verifica a fessurazione

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
Resistenza compress. di progetto $f_{cd}$ :		14.16 MPa
Deform. unitaria max resistenza $\epsilon_{c2}$ :		0.0020
Deformazione unitaria ultima $\epsilon_{cu}$ :		0.0035
Diagramma tensioni-deformaz.:		Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale $E_c$ :		31475.0 MPa
Resis. media a trazione $f_{ctm}$ :		2.56 MPa
Coeff.Omogen. S.L.E.:		15.00
Sc limite S.L.E. comb. Rare:		15.0 MPa
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:		15.0 MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:		0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. a snervamento $f_{yk}$ :		450.0 MPa
Resist. caratt. a rottura $f_{tk}$ :		450.0 MPa
Resist. a snerv. di progetto $f_{yd}$ :		391.3 MPa
Resist. ultima di progetto $f_{td}$ :		391.3 MPa
Deform. ultima di progetto $E_{pu}$ :		0.068

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 	<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 					
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 15%;">Progetto IN17</td> <td style="width: 15%;">Lotto 10</td> <td style="width: 35%;">Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301</td> <td style="width: 10%;">Rev. A</td> <td style="width: 25%;">Foglio 20 di 83</td> </tr> </table>	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 20 di 83
Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 20 di 83		

Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 * \beta_2$ :	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 * \beta_2$ :	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	80.0	cm
Barre circonferenza:	22Ø26	(116.8 cm <sup>2</sup> )
Coprif.(dal baric. barre):	8.5	cm

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	266.10

#### RISULTATI DEL CALCOLO

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver Esito verifica  
e1 Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
e2 Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
K2 = 0.5 per flessione;  $=(e1 + e2)/(2 * e2)$  in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC  
Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2  
e sm Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es  
srm Distanza massima in mm tra le fessure  
wk Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.  
M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00072	0.00032		0.50	0.60	0.000361	403	0.145 (990.00)	184.31

0.145 mm < 0.20 mm

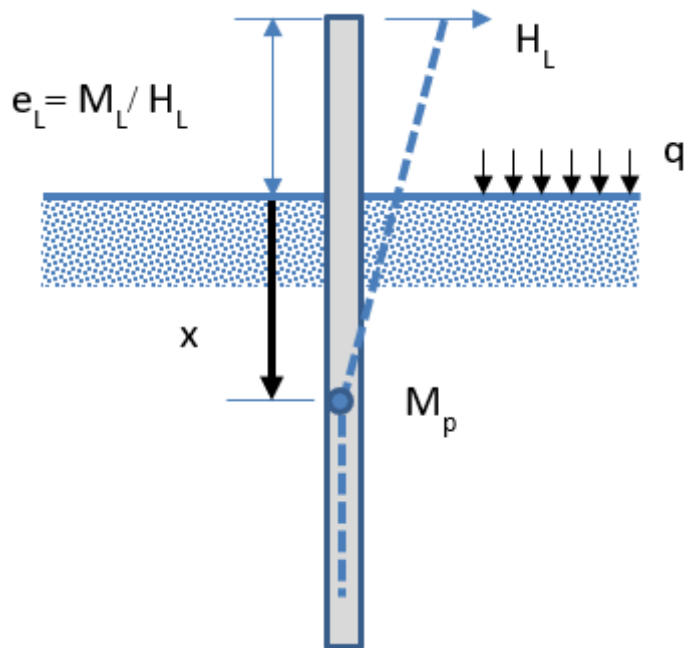
La verifica è soddisfatta.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 21 di 83

### 7.2.3 Verifiche geotecniche

#### Portata trasversale

La verifica è condotta con riferimento alla teoria di Broms, valutando il carico limite per una striscia di larghezza unitaria, con il seguente schema.



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:

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 				
<p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 22 di 83</p>

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

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

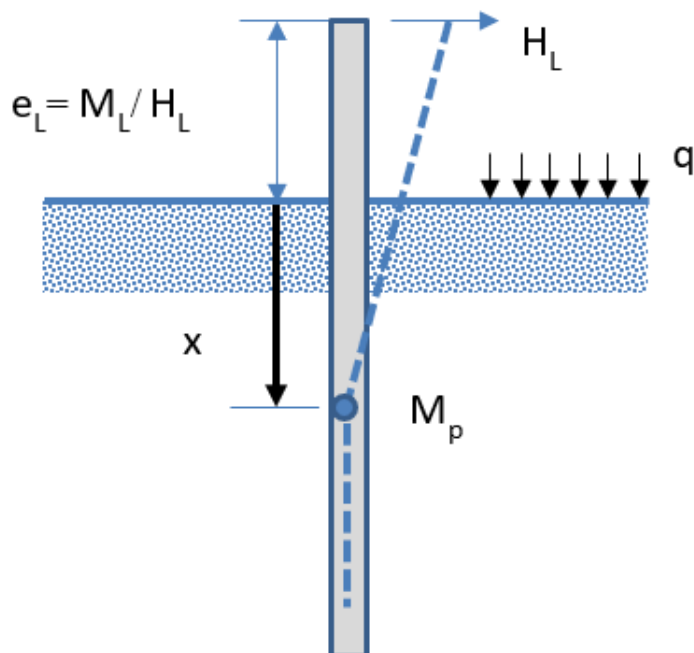
$$H = d \cdot 3 \cdot K_p^* \cdot \left( \frac{1}{2} \gamma \cdot \bar{x}^2 + q \cdot \bar{x} \right)$$

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

Di seguito la verifica.

**Resistenza laterale palo BA**

Broms (1969)



$$K_p := 1 \quad K_a := 0.238 \quad \gamma := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad d := 0.8\text{m} \quad M_p := 1163\text{kN}\cdot\text{m} \quad q := 0\text{kPa} \quad e := 3.92\text{m}$$

$$\xi_3 := 1.7 \quad \gamma_T := 1.3 \quad H_{Ed} := 85.572\text{kN}$$

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

$$x_s := \begin{cases} b \leftarrow 0.1\text{m} & = 3.235\text{-m} \\ \text{while } |R(b)| > 1\text{-kN}\cdot\text{m} \\ \quad \left| \begin{array}{l} db \leftarrow \frac{-R(b)}{\frac{d}{db} R(b)} \\ b \leftarrow b + db \end{array} \right. \\ b \end{cases}$$

$$H_{lim} := d \cdot 3(K_p - K_a) \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot x_s^2 + q \cdot x_s \right) = 191.388\text{-kN}$$

$$H_{Rd} := \frac{H_{lim}}{\gamma_T \cdot \xi_3} = 86.601\text{-kN}$$

Ed &lt; Rd

Verifica soddisfatta

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 				
<p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 24 di 83</p>

### Portata verticale

L'azione verticale sollecitante il palo è pari a:

peso barriera:  $1.5 \times 6 \text{ kPa} \times 6.75 \text{ m} \times 3 \text{ m} = 182.25 \text{ kN}$

peso proprio cordolo:  $1.35 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 1 \text{ m}^2 \times 3 \text{ m} = 101.25 \text{ kN}$

peso proprio palo:  $1.35 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 0.5024 \text{ m}^2 \times 10 \text{ m} = 169.56 \text{ kN}$

TOT. 453.06 kN

### Portata verticale pali BA

Raccomandazioni AGI 1984

$D := 800 \text{ mm}$

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

$\phi := 28$

$$N_q := 0.24 \cdot e^{0.122 \cdot \phi} = 7.307 \quad (\text{Berezantzev 1965})$$

$z_w := 7.5 \text{ m}$

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

$k := 0.4 \quad \delta := 28^\circ$

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

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

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

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

$$R_{d1} := R_d(10 \text{ m}) = 609.952 \cdot \text{kN}$$

$$R_{d2} := \frac{Q_L(10 \text{ m})}{1.25} = 705.583 \cdot \text{kN}$$

$$R_d := \min(R_{d1}, R_{d2}) = 609.952 \cdot \text{kN}$$

$E_d < R_d$

Verifica soddisfatta



GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 25 di 83

## 7.3 Barriera tipo 2 – h = 4.75 m

### 7.3.1 Azioni di taglio e flessione a testa palo

Di seguito si riportano le azioni a testa palo.

#### Azioni a testa palo BA 4.75 m

Interasse pali e altezza trave di coronamento

$$i_p := 3\text{m} \quad H_t := 1\text{m}$$

Azione del vento

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

$$H_{BA} := 4.75\text{m}$$

$$H_w := p_w \cdot H_{BA} \cdot i_p = 35.625 \cdot \text{kN}$$

$$M_w := \frac{p_w \cdot H_{BA}^2}{2} \cdot i_p + H_w \cdot H_t = 120.234 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Spinta della terra sulla trave di coronamento

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

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

$$S_{at} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_t^2 \cdot k_{a1} \cdot i_p = 7.136 \cdot \text{kN}$$

$$M_{at} := \frac{1}{6} \cdot \gamma_1 \cdot H_t^3 \cdot k_{a1} \cdot i_p = 2.379 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

Azioni di progetto a testa palo

SLU

$$H_{Ed.SLU} := 1.5H_w + 1.35S_{at} = 63.072 \cdot \text{kN}$$

$$M_{Ed.SLU} := 1.5M_w + 1.35M_{at} = 183.563 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

$$s := \frac{M_{Ed.SLU}}{H_{Ed.SLU}} = 2.91 \text{m}$$

SLE

$$H_{Ed.SLE} := H_w + S_{at} = 42.761 \cdot \text{kN}$$

$$M_{Ed.SLE} := M_w + M_{at} = 122.613 \cdot \text{kN} \cdot \text{m}$$

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 	<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 26 di 83

### 7.3.2 Verifiche strutturali

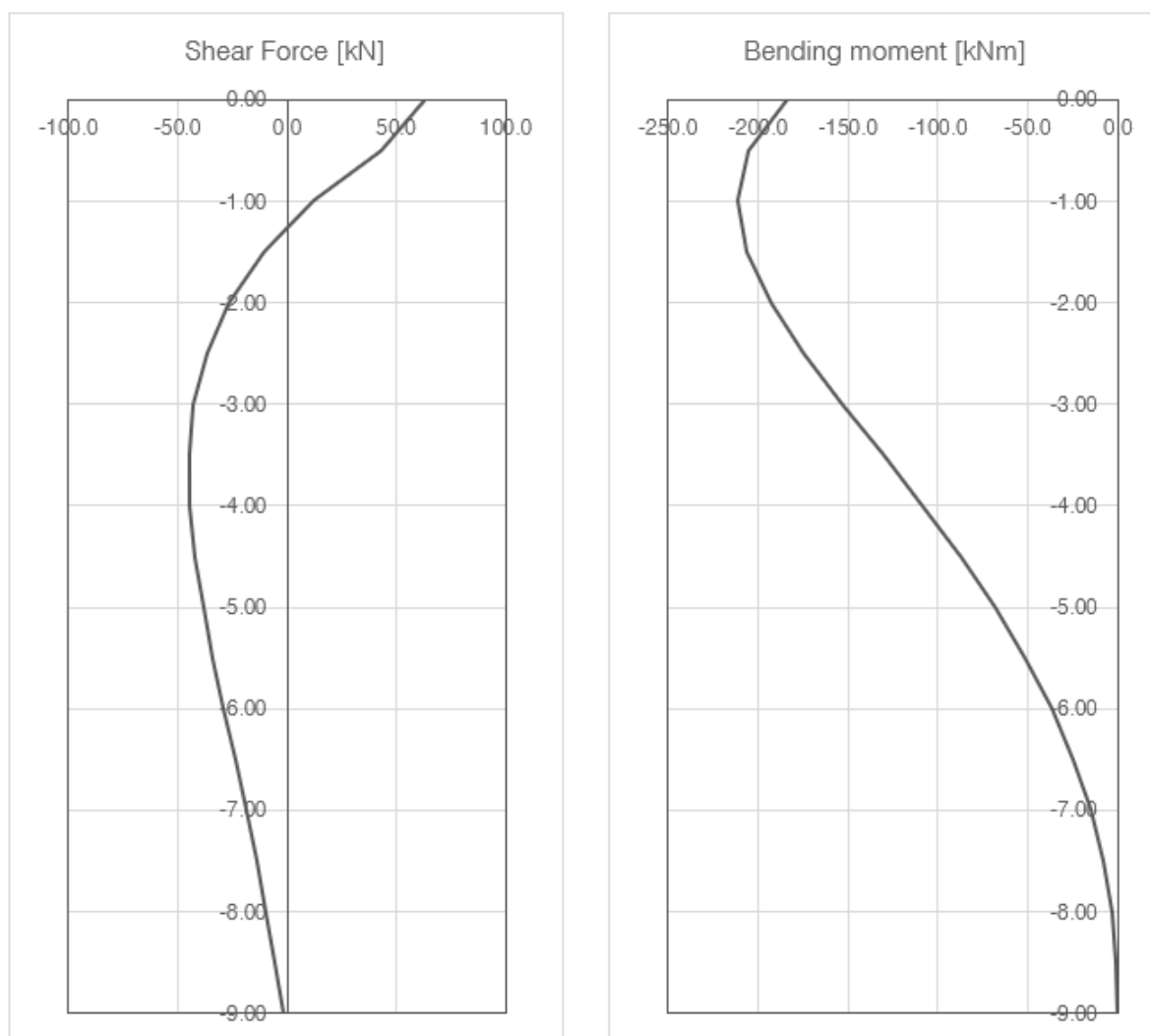
Le sollecitazioni nei pali di fondazione vengono calcolate secondo lo schema statico di trave su suolo elastico alla Winkler con rotazione libera in testa, di lunghezza complessiva pari alla lunghezza effettiva dei pali ed aventi la medesima inerzia del palo, larghezza pari al diametro del palo.

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  $k=E/d = 45000 \text{ kPa} / 0.8 \text{ m} = 56250 \text{ kN/m}^3$ .

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

#### Verifiche SLU

##### Calcolo delle sollecitazioni

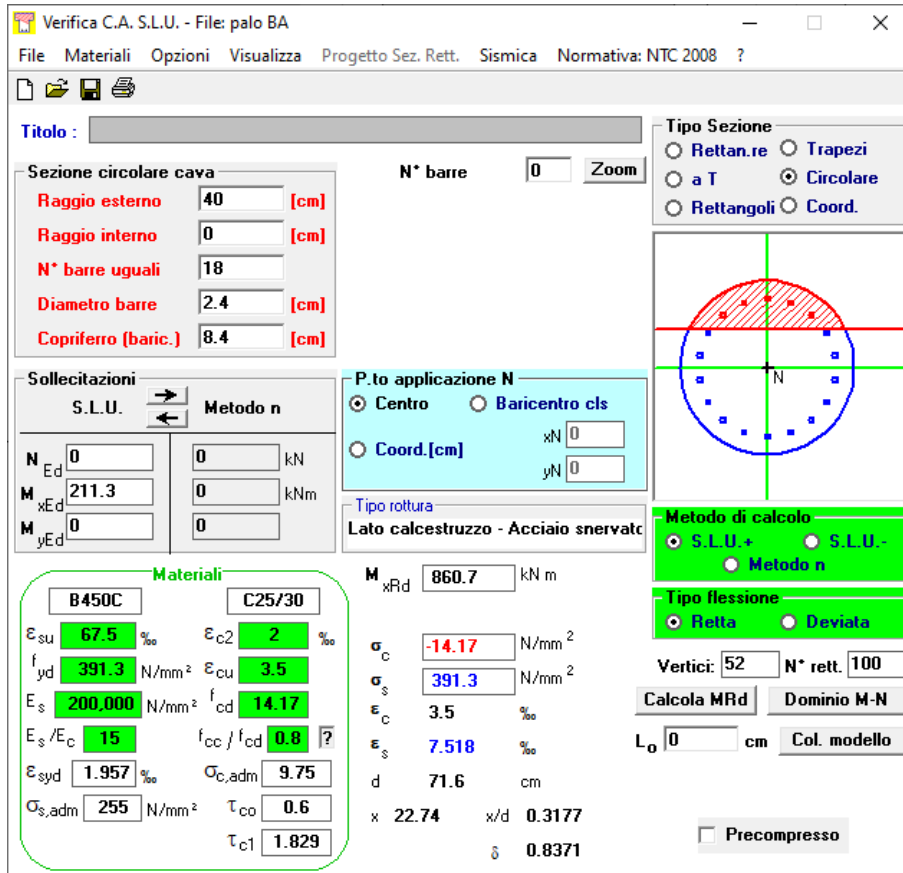


Sollecitazioni SLU

$V_{Ed} = 63.1 \text{ kN}$  a testa palo

$M_{Ed} = 211.3 \text{ kNm}$  a 1.0 m da testa palo

### Verifica a flessione



**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 40 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 18  
 Diametro barre: 2.4 [cm]  
 Copriferro (baric.): 8.4 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 211.3 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro (Baricentro cls)  
 Coord. [cm]: xN: 0, yN: 0

Materiali: B450C, C25/30

ε<sub>su</sub>: 67.5 ‰, ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup>, ε<sub>cu</sub>: 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200.000 N/mm<sup>2</sup>, f<sub>cd</sub>: 14.17  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15, f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8  
 ε<sub>syd</sub>: 1.957 ‰, σ<sub>c,adm</sub>: 9.75  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm<sup>2</sup>, τ<sub>co</sub>: 0.6  
 τ<sub>c1</sub>: 1.829

M<sub>xRd</sub>: 860.7 kNm

σ<sub>c</sub>: -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>c</sub>: 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub>: 7.518 ‰  
 d: 71.6 cm  
 x: 22.74, x/d: 0.3177  
 δ: 0.8371

Tipo Sezione: Rettan.re, Trapezi, a T, Circolare, Rettangoli, Coord.

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U.+ (S.L.U.-, Metodo n)

Tipo flessione: Retta (Deviata)

Vertici: 52, N° rett.: 100

Calcola MRd, Dominio M-N, L<sub>0</sub>: 0 cm, Col. modello

Precompresso

$$M_{Ed} < M_{Rd}$$

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.

$$V_{Ed} = 42.762 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = v_{min} \cdot A_v = 132 \text{ kN}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{1.5} \cdot f_{ck}^{0.5} = 0.35 \text{ MPa}$$

$$k = 1 + (200/716)^{0.5} = 1.52$$

$$f_{ck} = 25$$

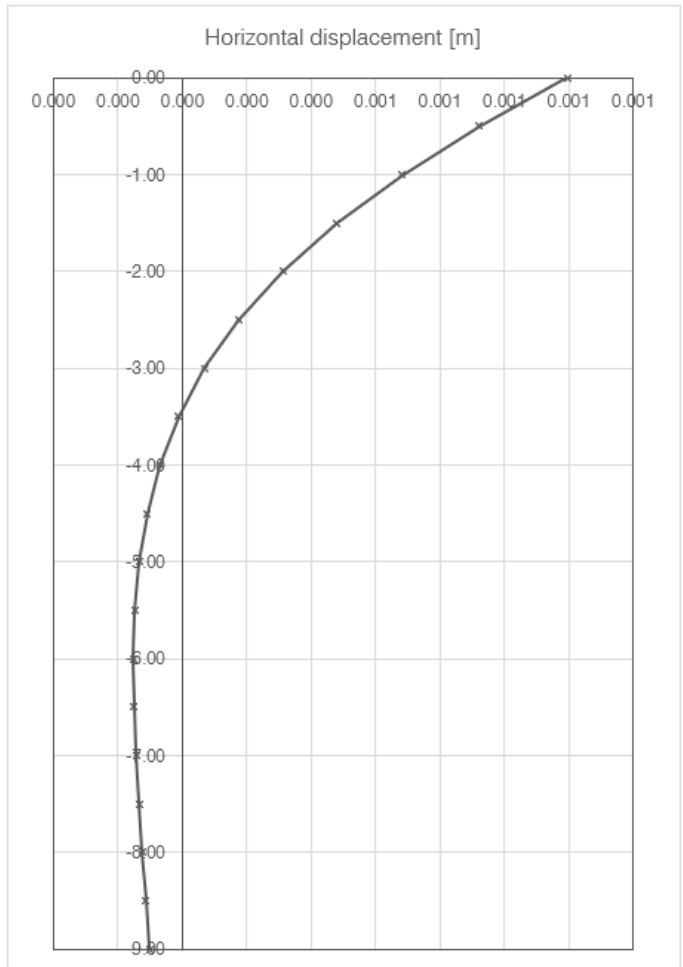
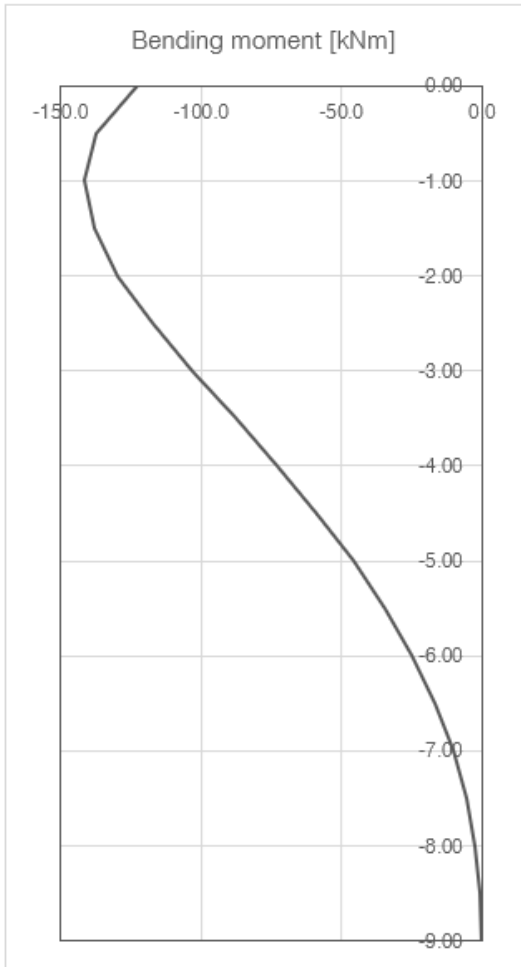
$$A_v = 401920 \text{ mm}^2$$

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

Verifica soddisfatta

**Verifiche SLE**

Calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti

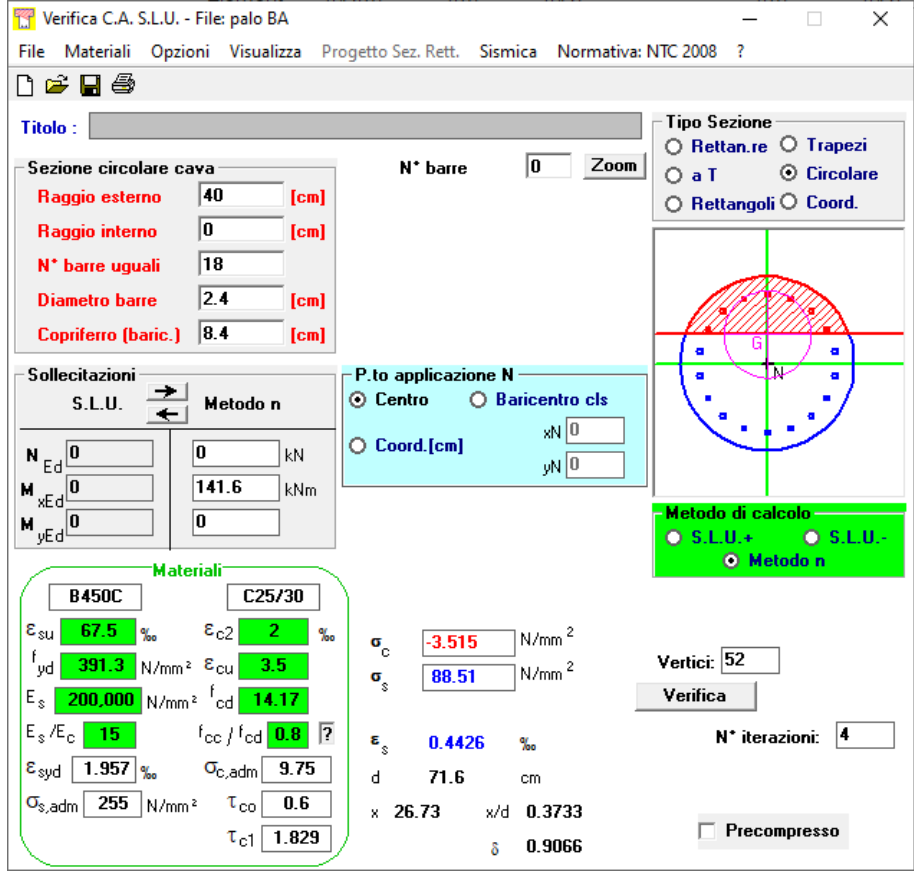


Sollecitazioni e spostamenti SLE

$M_{Ed} = 141.6$  kNm a 1.0 m da testa palo

Il massimo spostamento orizzontale è pari a 1 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: 18  
 Diametro barre: 2.4 [cm]  
 Copriferro (baric.): 8.4 [cm]

**Sollecitazioni**

S.L.U.      Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0      0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 0      141.6 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0      0

**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

**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

$\sigma_c$ : -3.515 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 88.51 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$ : 0.4426 ‰  
 d: 71.6 cm  
 x: 26.73      x/d: 0.3733  
                                   $\delta$ : 0.9066

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

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

Verifica soddisfatta

Verifica a fessurazione

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
Resistenza compress. di progetto $f_{cd}$ :		14.16 MPa
Deform. unitaria max resistenza $\epsilon_{c2}$ :		0.0020
Deformazione unitaria ultima $\epsilon_{cu}$ :		0.0035
Diagramma tensioni-deformaz.:		Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale $E_c$ :		31475.0 MPa
Resis. media a trazione $f_{ctm}$ :		2.56 MPa
Coeff.Omogen. S.L.E.:		15.00
Sc limite S.L.E. comb. Rare:		15.0 MPa
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:		15.0 MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:		0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. a snervamento $f_{yk}$ :		450.0 MPa
Resist. caratt. a rottura $f_{tk}$ :		450.0 MPa
Resist. a snerv. di progetto $f_{yd}$ :		391.3 MPa
Resist. ultima di progetto $f_{td}$ :		391.3 MPa
Deform. ultima di progetto $E_{pu}$ :		0.068

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 	<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 					
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 15%;">Progetto IN17</td> <td style="width: 15%;">Lotto 10</td> <td style="width: 35%;">Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301</td> <td style="width: 10%;">Rev. A</td> <td style="width: 25%;">Foglio 30 di 83</td> </tr> </table>	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 30 di 83
Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 30 di 83		

Modulo Elastico Ef: 200000.0 MPa  
 Diagramma tensioni-deformaz.: Bilineare finito  
 Coeff. Aderenza istant.  $\beta_1 * \beta_2$ : 1.00  
 Coeff. Aderenza differito  $\beta_1 * \beta_2$ : 0.50  
 Comb.Rare - Sf Limite: 360.0 MPa

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione: 80.0 cm  
 Barre circonferenza: 18Ø24 (81.4 cm<sup>2</sup>)  
 Coprif.(dal baric. barre): 8.4 cm

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
 Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)  
 con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	141.60

#### RISULTATI DEL CALCOLO

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver Esito verifica  
 e1 Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
 e2 Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
 K2 = 0.5 per flessione;  $= (e1 + e2) / (2 * e2)$  in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC  
 Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2  
 e sm Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es  
 srm Distanza massima in mm tra le fessure  
 wk Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.  
 M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00052	0.00026		0.50	0.60	0.000265 (0.000265)	453	0.112 (0.20)	167.71

0.112 mm < 0.20 mm

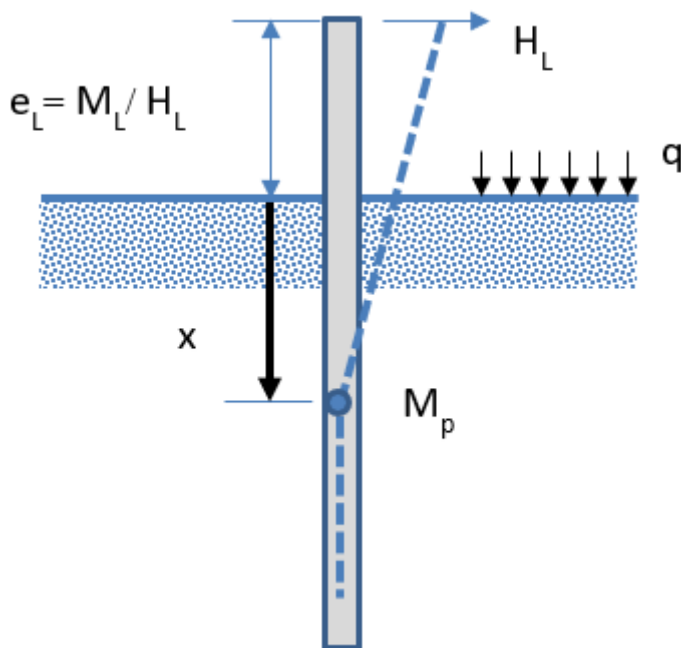
La verifica è soddisfatta.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 31 di 83

### 7.3.3 Verifiche geotecniche

#### Portata trasversale

La verifica è condotta con riferimento alla teoria di Broms, valutando il carico limite per una striscia di larghezza unitaria, con il seguente schema.



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:

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 				
<p>RELAZIONE DI CALCOLO</p>	<p>Progetto IN17</p>	<p>Lotto 10</p>	<p>Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301</p>	<p>Rev. A</p>	<p>Foglio 32 di 83</p>

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

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

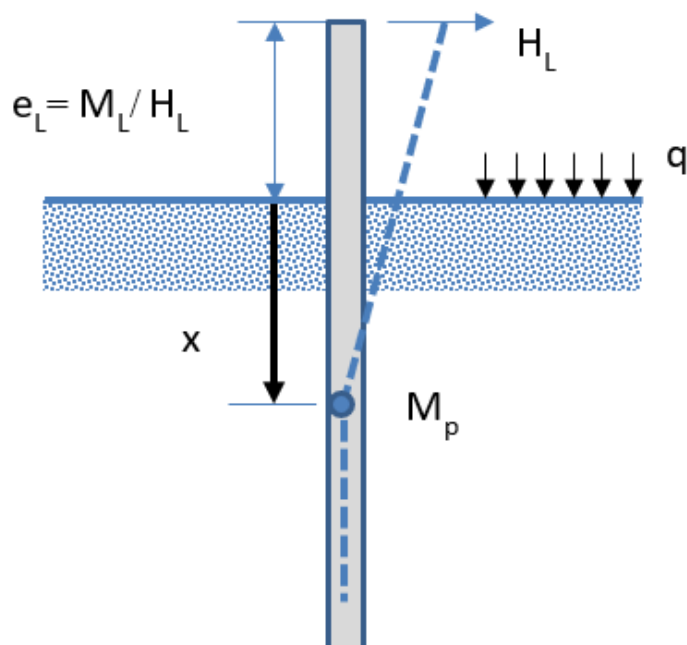
In presenza di rilevato si assume un valore ridotto di  $K_p$  pari a 1.

Di seguito la verifica.



**Resistenza laterale palo BA**

Broms (1969)



$$K_p := 1 \quad K_a := 0.238 \quad \gamma := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad d := 0.8\text{m} \quad M_p := 860\text{kN}\cdot\text{m} \quad q := 0\text{kPa} \quad e := 2.91\text{m}$$

$$\xi_3 := 1.7 \quad \gamma_T := 1.3 \quad H_{Ed} := 63.072\text{kN}$$

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

$$x_s := \begin{cases} b \leftarrow 0.1\text{m} & = 3.078\text{-m} \\ \text{while } |R(b)| > 1\text{-kN}\cdot\text{m} \\ \quad \left| \begin{array}{l} db \leftarrow \frac{-R(b)}{\frac{d}{db} R(b)} \\ b \leftarrow b + db \end{array} \right. \\ b \end{cases}$$

$$H_{lim} := d \cdot 3(K_p - K_a) \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot x_s^2 + q \cdot x_s \right) = 173.31\text{-kN}$$

$$H_{Rd} := \frac{H_{lim}}{\gamma_T \cdot \xi_3} = 78.421\text{-kN}$$

Ed &lt; Rd

Verifica soddisfatta

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 34 di 83

### Portata verticale

L'azione verticale sollecitante il palo è pari a:

peso barriera:  $1.5 \times 6 \text{ kPa} \times 4.75 \text{ m} \times 3 \text{ m} = 128.28 \text{ kN}$

peso proprio cordolo:  $1.35 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 1 \text{ m}^2 \times 3 \text{ m} = 101.25 \text{ kN}$

peso proprio palo:  $1.35 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 0.5024 \text{ m}^2 \times 9 \text{ m} = 152.61 \text{ kN}$

TOT. 382.14 kN

### Portata verticale pali BA

Raccomandazioni AGI 1984

$D := 800 \text{ mm}$

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

$\phi := 28$

$$N_q := 0.24 \cdot e^{0.122 \cdot \phi} = 7.307 \quad (\text{Berezantzev 1965})$$

$z_w := 7 \text{ m}$

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

$k := 0.4 \quad \delta := 28^\circ$

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

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

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

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

$$R_{d1} := R_d(9 \text{ m}) = 526.546 \cdot \text{kN}$$

$$R_{d2} := \frac{Q_L(9 \text{ m})}{1.25} = 581.144 \cdot \text{kN}$$

$$R_d := \min(R_{d1}, R_{d2}) = 526.546 \cdot \text{kN}$$

$E_d < R_d$

Verifica soddisfatta

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 35 di 83

## 7.4 Barriera tipo 3 – h = 3.75 m

### 7.4.1 Azioni di taglio e flessione a testa palo

Di seguito si riportano le azioni a testa palo.

#### Azioni a testa palo BA 3.75 m

Interasse pali e altezza trave di coronamento

$$i_p := 3\text{m} \quad H_t := 1\text{m}$$

Azione del vento

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

$$H_{BA} := 3.75\text{m}$$

$$H_w := p_w \cdot H_{BA} \cdot i_p = 28.125\text{ kN}$$

$$M_w := \frac{p_w \cdot H_{BA}^2}{2} \cdot i_p + H_w \cdot H_t = 80.859\text{ kN}\cdot\text{m}$$

Spinta della terra sulla trave di coronamento

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

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

$$S_{at} := \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_t^2 \cdot k_{a1} \cdot i_p = 7.136\text{ kN}$$

$$M_{at} := \frac{1}{6} \cdot \gamma_1 \cdot H_t^3 \cdot k_{a1} \cdot i_p = 2.379\text{ kN}\cdot\text{m}$$

Azioni di progetto a testa palo

SLU

$$H_{Ed.SLU} := 1.5H_w + 1.35S_{at} = 51.822\text{ kN}$$

$$M_{Ed.SLU} := 1.5M_w + 1.35M_{at} = 124.5\text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$s := \frac{M_{Ed.SLU}}{H_{Ed.SLU}} = 2.402\text{ m}$$

SLE

$$H_{Ed.SLE} := H_w + S_{at} = 35.261\text{ kN}$$

$$M_{Ed.SLE} := M_w + M_{at} = 83.238\text{ kN}\cdot\text{m}$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 36 di 83

### 7.4.2 Verifiche strutturali

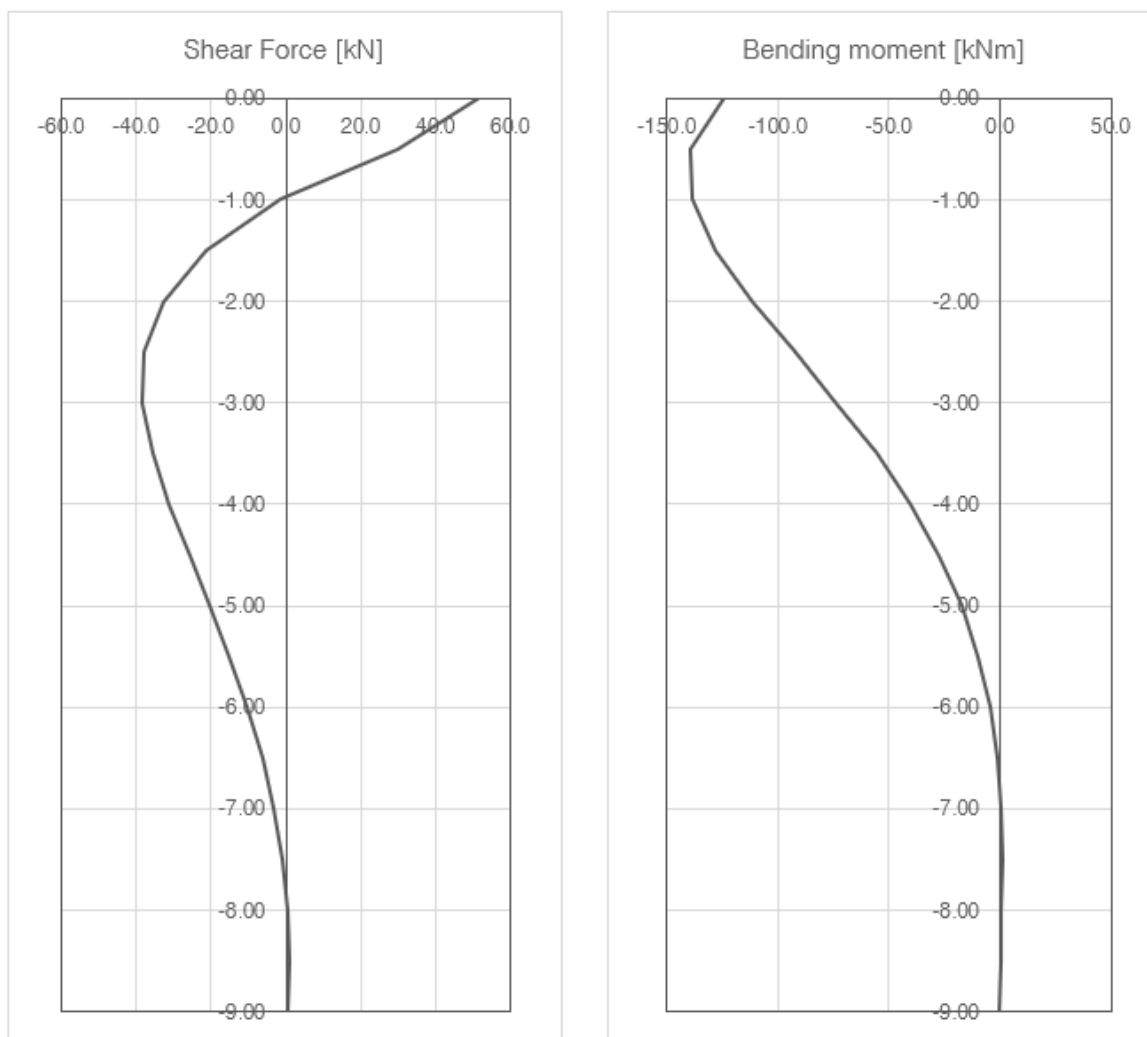
Le sollecitazioni nei pali di fondazione vengono calcolate secondo lo schema statico di trave su suolo elastico alla Winkler con rotazione libera in testa, di lunghezza complessiva pari alla lunghezza effettiva dei pali ed aventi la medesima inerzia del palo, larghezza pari al diametro del palo.

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  $k=E/d = 45000 \text{ kPa} / 0.6 \text{ m} \sim 75000 \text{ kN/m}^3$ .

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

### Verifiche SLU

#### Calcolo delle sollecitazioni

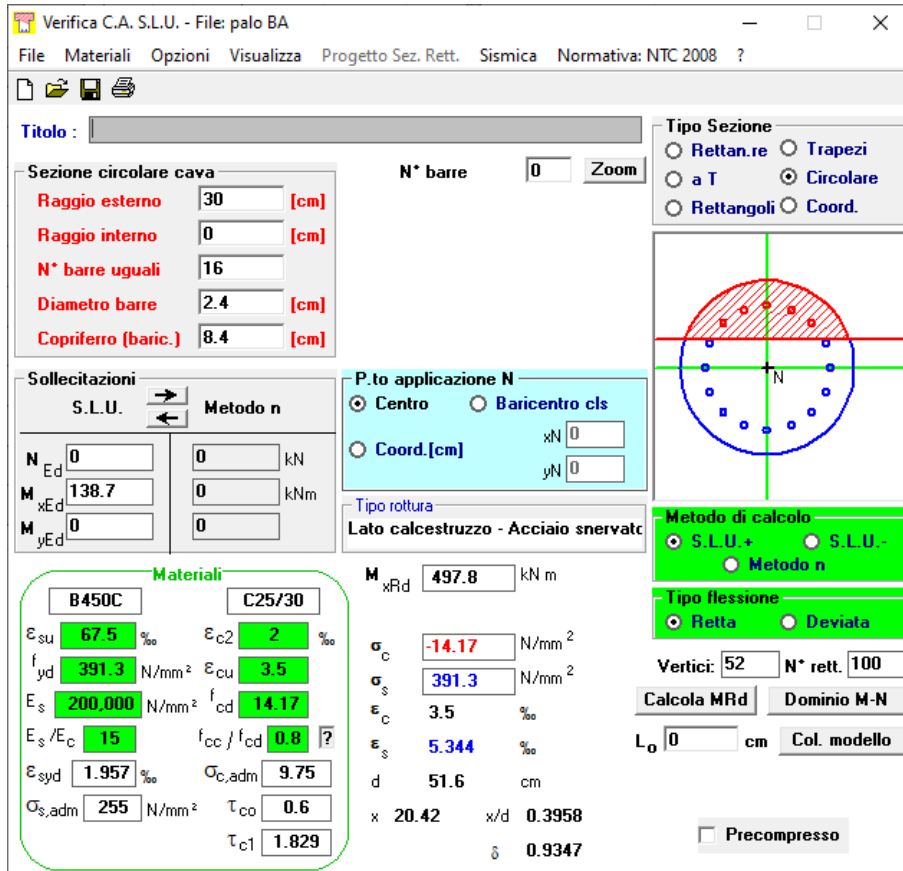


Sollecitazioni SLU

$V_{Ed} = 51.8 \text{ kN}$  a testa palo

$M_{Ed} = 138.7 \text{ kNm}$  a 1.0 m da testa palo

Verifica a flessione



**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 30 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 16  
 Diametro barre: 2.4 [cm]  
 Copriferro (baric.): 8.4 [cm]

N° barre: 0 Zoom

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
 M<sub>xEd</sub>: 138.7 kNm  
 M<sub>yEd</sub>: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro (radio buttons)  
 xN: 0, yN: 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali: B450C, C25/30

ε<sub>su</sub>: 67.5 ‰, ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup>, ε<sub>cu</sub>: 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200.000 N/mm<sup>2</sup>, f<sub>cd</sub>: 14.17  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15, f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8  
 ε<sub>syd</sub>: 1.957 ‰, σ<sub>c,adm</sub>: 9.75  
 σ<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm<sup>2</sup>, τ<sub>co</sub>: 0.6  
 τ<sub>c1</sub>: 1.829

M<sub>xRd</sub>: 497.8 kNm

σ<sub>c</sub>: -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 σ<sub>s</sub>: 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 ε<sub>c</sub>: 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub>: 5.344 ‰  
 d: 51.6 cm  
 x: 20.42, x/d: 0.3958  
 δ: 0.9347

Tipo Sezione: Rettan.re, Trapezi, a T, Circolare, Rettangoli, Coord.

Metodo di calcolo: S.L.U.+ (radio buttons), S.L.U.-, Metodo n

Tipo flessione: Retta (radio buttons), Deviata

Vertici: 52, N° rett.: 100

Calcola MRd, Dominio M-N, L<sub>0</sub>: 0 cm, Col. modello

Precompresso

$$M_{Ed} < M_{Rd}$$

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.

$$V_{Ed} = 51.8 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = v_{min} \cdot A_v = 81 \text{ kN}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{1.5} \cdot f_{ck}^{0.5} = 0.36 \text{ MPa}$$

$$k = 1 + (200/516)^{0.5} = 1.62$$

$$f_{ck} = 25$$

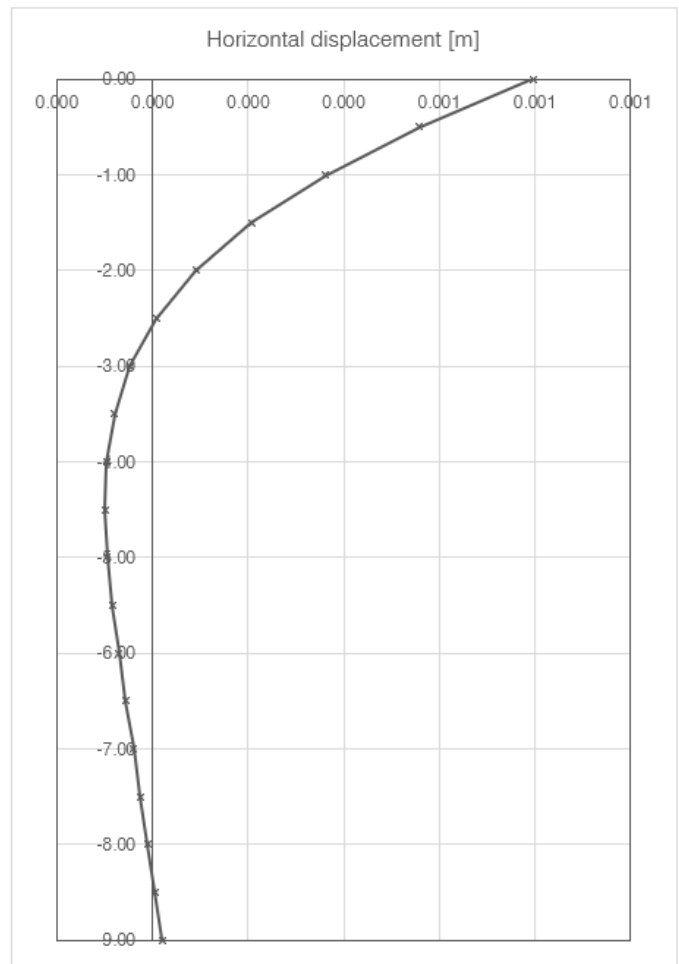
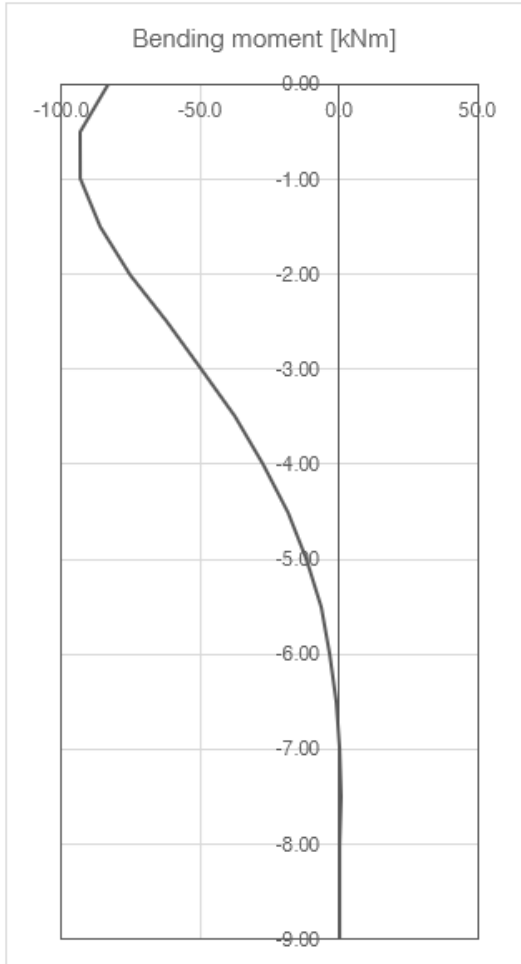
$$A_v = 226080 \text{ mm}^2$$

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

Verifica soddisfatta

## Verifiche SLE

### Calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti

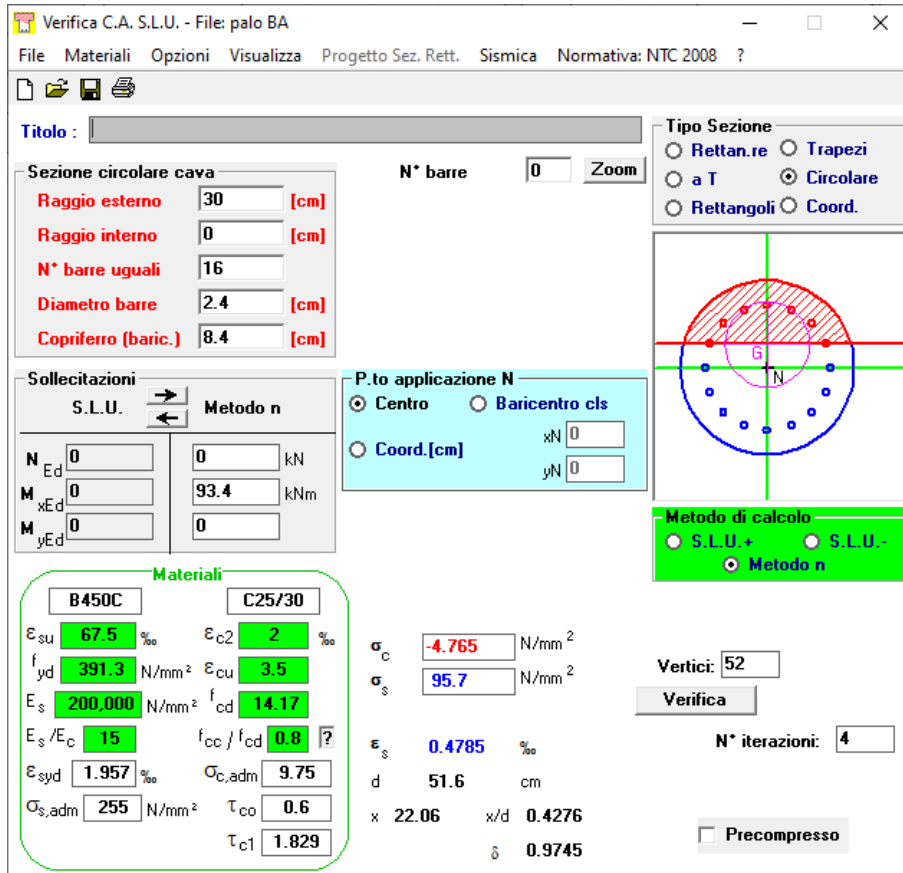


Sollecitazioni e spostamenti SLE

$M_{Ed} = 93.4 \text{ kNm}$  a 0.5 m da testa palo

Il massimo spostamento orizzontale è pari a 1 mm e pertanto da ritenersi accettabile

Verifica delle tensioni in esercizio



**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 30 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N\* barre uguali: 16  
 Diametro barre: 2.4 [cm]  
 Copriferro (baric.): 8.4 [cm]

**Materiali**

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

**Calcoli**

$\sigma_c$  -4.765 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  95.7 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$  0.4785 ‰  
 $d$  51.6 cm  
 $x$  22.06,  $x/d$  0.4276,  $\delta$  0.9745

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

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

Verifica soddisfatta

Verifica a fessurazione

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
Resistenza compress. di progetto $f_{cd}$ :		14.16 MPa
Deform. unitaria max resistenza $\epsilon_{c2}$ :		0.0020
Deformazione unitaria ultima $\epsilon_{cu}$ :		0.0035
Diagramma tensioni-deformaz.:		Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale $E_c$ :		31475.0 MPa
Resis. media a trazione $f_{ctm}$ :		2.56 MPa
Coeff.Omogen. S.L.E.:		15.00
Sc limite S.L.E. comb. Rare:		15.0 MPa
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:		15.0 MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:		0.200 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. a snervamento $f_{yk}$ :		450.0 MPa
Resist. caratt. a rottura $f_{tk}$ :		450.0 MPa
Resist. a snerv. di progetto $f_{yd}$ :		391.3 MPa
Resist. ultima di progetto $f_{td}$ :		391.3 MPa
Deform. ultima di progetto $E_{pu}$ :		0.068

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 	<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 					
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;">Progetto IN17</td> <td style="text-align: center;">Lotto 10</td> <td style="text-align: center;">Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301</td> <td style="text-align: center;">Rev. A</td> <td style="text-align: center;">Foglio 40 di 83</td> </tr> </table>	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 40 di 83
Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 40 di 83		

Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 * \beta_2$ :	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 * \beta_2$ :	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	60.0	cm
Barre circonferenza:	16Ø24	(50.3 cm <sup>2</sup> )
Coprif.(dal baric. barre):	8.4	cm

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)  
Mx Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione)  
con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	93.4

#### RISULTATI DEL CALCOLO

##### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver Esito verifica  
e1 Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
e2 Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata  
K2 = 0.5 per flessione;  $= (e1 + e2) / (2 * e2)$  in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC  
Kt fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2  
e sm Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es  
srm Distanza massima in mm tra le fessure  
wk Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.  
M fess. Momento di prima fessurazione [kNm]

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00061	0.00036		0.50	0.60	0.000287 (0.000287)	404	0.116 (0.20)	75.90

0.116 mm < 0.20 mm

La verifica è soddisfatta.

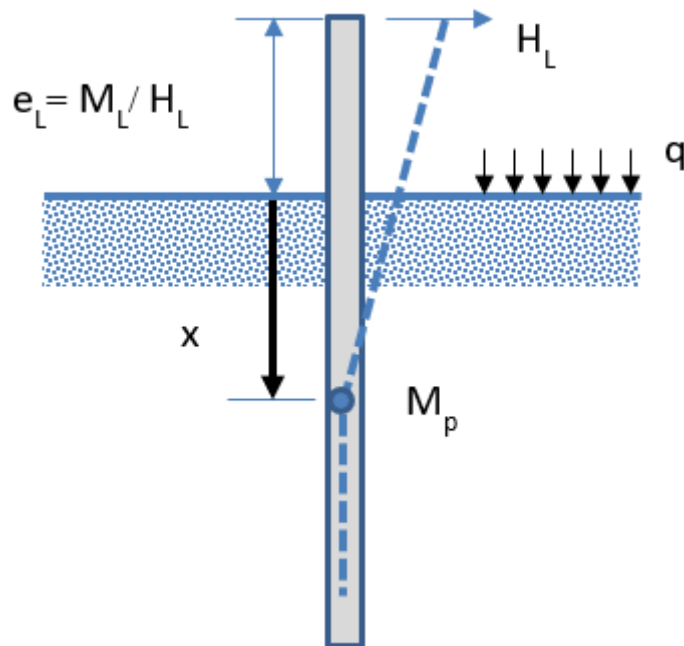


GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 41 di 83

### 7.4.3 Verifiche geotecniche

#### Portata trasversale

La verifica è condotta con riferimento alla teoria di Broms, valutando il carico limite per una striscia di larghezza unitaria, con il seguente schema.



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:

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 42 di 83

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

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

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

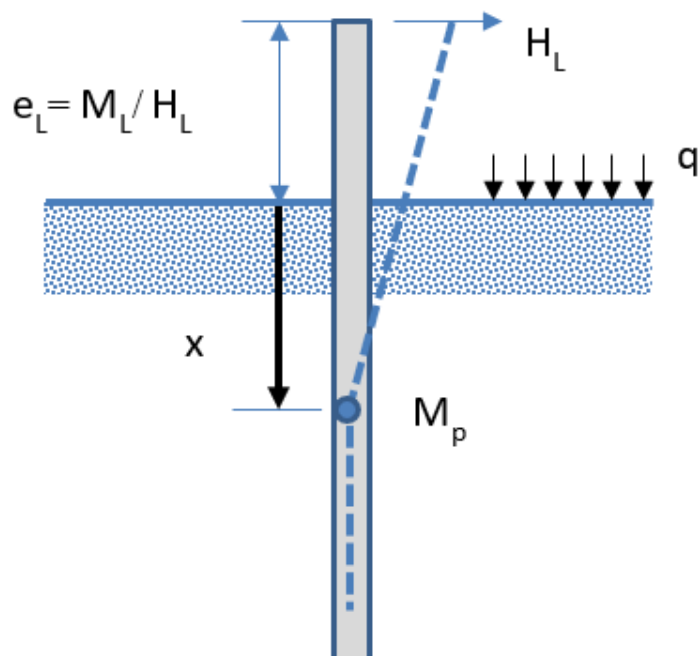
Nel quadro normativo  $R_d = H / (\xi_3 \times \gamma_R)$ .

In presenza di rilevato si assume un valore ridotto di  $K_p$  pari a 1.

Di seguito la verifica.

**Resistenza laterale palo BA**

Broms (1969)



$$K_p := 1 \quad K_a := 0.238 \quad \gamma := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad d := 0.6\text{m} \quad M_p := 497.8\text{kN}\cdot\text{m} \quad q := 0\text{kPa} \quad e := 2.402\text{m}$$

$$\xi_3 := 1.7 \quad \gamma_T := 1.3 \quad H_{Ed} := 51.822\text{kN}$$

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

$$x_s := \begin{cases} b \leftarrow 0.1\text{m} & = 2.895\text{m} \\ \text{while } |R(b)| > 1\text{kN}\cdot\text{m} \\ \quad \left| \begin{array}{l} db \leftarrow \frac{-R(b)}{\frac{d}{db} R(b)} \\ b \leftarrow b + db \end{array} \right. \\ b \end{cases}$$

$$H_{lim} := d \cdot 3(K_p - K_a) \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot x_s^2 + q \cdot x_s \right) = 114.922\text{kN}$$

$$H_{Rd} := \frac{H_{lim}}{\gamma_T \cdot \xi_3} = 52.001\text{kN}$$

Ed &lt; Rd

Verifica soddisfatta

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 44 di 83

### Portata verticale

L'azione verticale sollecitante il palo è pari a:

peso barriera:  $1.5 \times 6 \text{ kPa} \times 3.75 \text{ m} \times 3 \text{ m} = 101.25 \text{ kN}$

peso proprio cordolo:  $1.35 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 1 \text{ m}^2 \times 3 \text{ m} = 101.25 \text{ kN}$

peso proprio palo:  $1.35 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 0.2826 \text{ m}^2 \times 9 \text{ m} = 85.84 \text{ kN}$

TOT. 288.34 kN

### Portata verticale pali BA

Raccomandazioni AGI 1984

$D := 600 \text{ mm}$

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

$\phi := 28$

$$N_q := 0.24 \cdot e^{0.122 \cdot \phi} = 7.307 \quad (\text{Berezantzev 1965})$$

$z_w := 7 \text{ m}$

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

$k := 0.4 \quad \delta := 28^\circ$

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

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

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

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

$$R_{d1} := R_d(9 \text{ m}) = 349.596 \cdot \text{kN}$$

$$R_{d2} := \frac{Q_L(9 \text{ m})}{1.25} = 435.858 \cdot \text{kN}$$

$$R_d := \min(R_{d1}, R_{d2}) = 349.596 \cdot \text{kN}$$

$E_d < R_d$

Verifica soddisfatta

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 45 di 83

## 7.5 Barriera tipo 4 – h = 3.75 m – Lvarco = 8 m

Nel presente paragrafo si verificano i pali adiacenti il varco; per i rimanenti pali del concio si rimanda alle verifiche dei concii tipologici (barriera tipo 3).

### 7.5.1 Azioni di taglio e flessione a testa palo

Di seguito si riportano le azioni a testa palo; l'incremento delle sollecitazioni flessionali e tangenziali sui pali adiacenti i varichi è quantificato mediante i seguenti coefficienti amplificativi:

$$\rho_w = (8m - 0.75m)/8m + (8m - 3.75m)/8m + (8m - 6.75m)/8m = 1.60 \text{ per i carichi derivanti dalle BA}$$

$$\rho_t = 5.5m/3m = 1.84 \text{ m per la spinta della terra}$$

#### Azioni a testa palo BA 3.75 m

Interasse pali e altezza trave di coronamento

$$i_p := 3m \quad H_t := 1m$$

Coefficienti amplificativi per varco

$$\rho_w := 1.60$$

$$\rho_t := 1.84$$

Azione del vento

$$p_w := 2.5kPa$$

$$H_{BA} := 3.75m$$

$$H_w := \rho_w \cdot p_w \cdot H_{BA} \cdot i_p = 45 \cdot kN$$

$$M_w := \frac{\rho_w \cdot p_w \cdot H_{BA}^2}{2} \cdot i_p + H_w \cdot H_t = 129.375 \cdot kN \cdot m$$

Spinta della terra sulla trave di coronamento

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

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

$$S_{at} := \rho_t \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot H_t^2 \cdot k_{a1} \cdot i_p = 13.131 \cdot kN$$

$$M_{at} := \rho_t \cdot \frac{1}{6} \cdot \gamma_1 \cdot H_t^3 \cdot k_{a1} \cdot i_p = 4.377 \cdot kN \cdot m$$

Azioni di progetto a testa palo

SLU

$$H_{Ed.SLU} := 1.5H_w + 1.35S_{at} = 85.227 \cdot kN$$

$$M_{Ed.SLU} := 1.5M_w + 1.35M_{at} = 199.972 \cdot kN \cdot m$$

$$s := \frac{M_{Ed.SLU}}{H_{Ed.SLU}} = 2.346 \text{ m}$$

SLE

$$H_{Ed.SLE} := H_w + S_{at} = 58.131 \cdot kN$$

$$M_{Ed.SLE} := M_w + M_{at} = 133.752 \cdot kN \cdot m$$

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 	<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 46 di 83

### 7.5.2 Verifiche strutturali

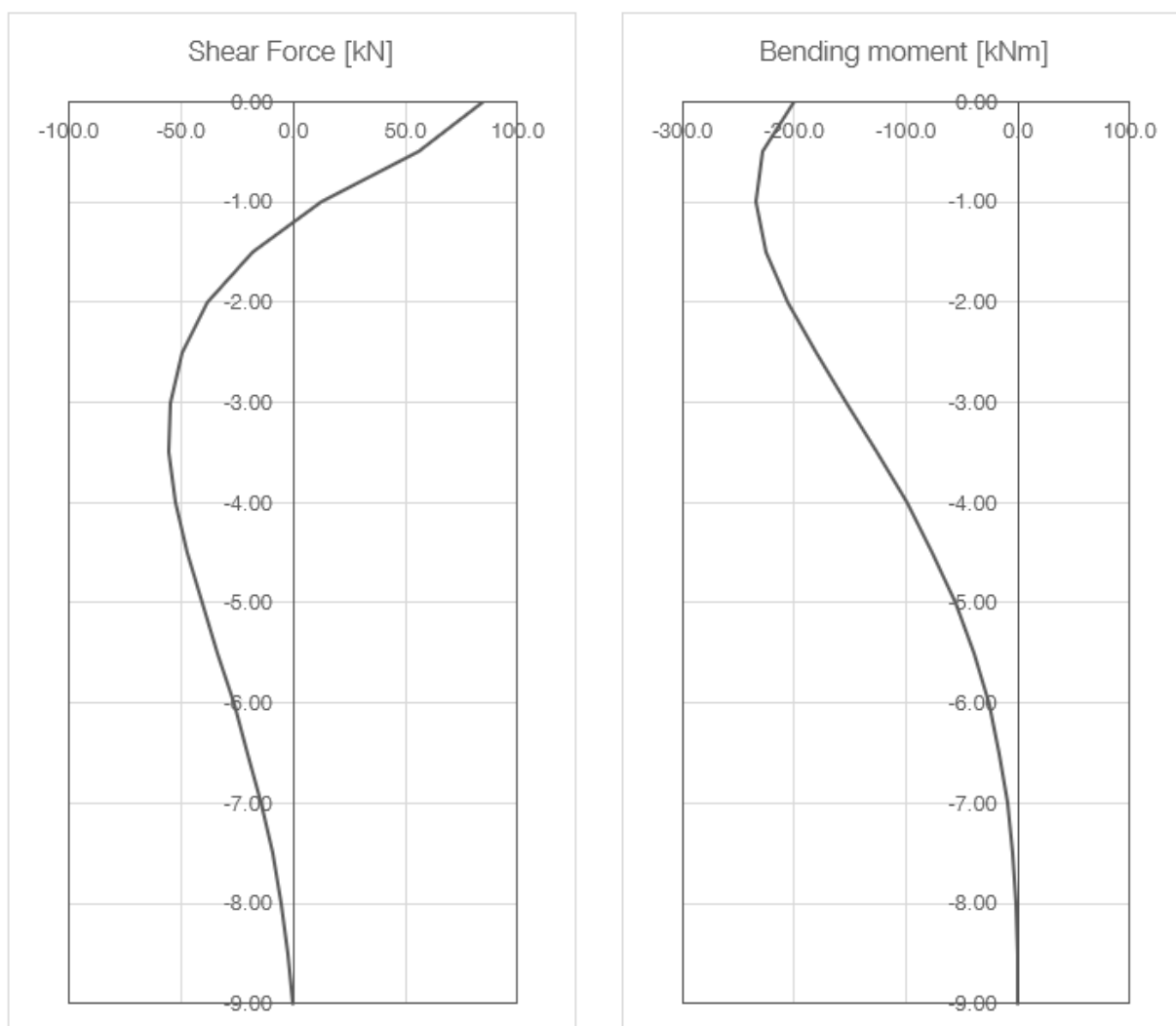
Le sollecitazioni nei pali di fondazione vengono calcolate secondo lo schema statico di trave su suolo elastico alla Winkler con rotazione libera in testa, di lunghezza complessiva pari alla lunghezza effettiva dei pali ed aventi la medesima inerzia del palo, larghezza pari al diametro del palo.

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  $k=E/d = 45000 \text{ kPa} / 0.8 \text{ m} \sim 56250 \text{ kN/m}^3$ .

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

#### Verifiche SLU

##### Calcolo delle sollecitazioni

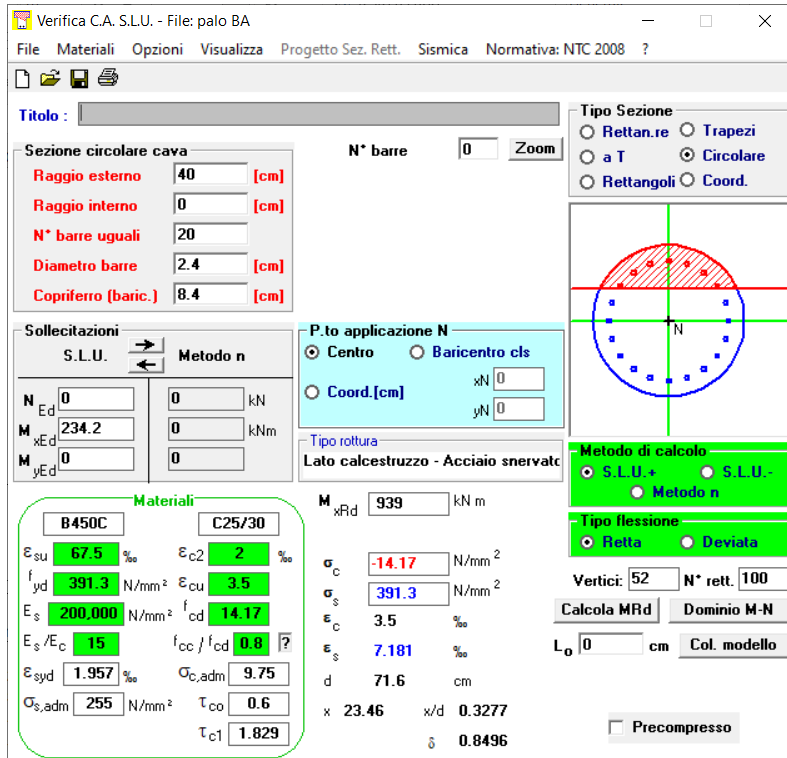


Sollecitazioni SLU

$V_{Ed} = 85.2 \text{ kN}$  a testa palo

$M_{Ed} = 234.2 \text{ kNm}$  a 1.0 m da testa palo

### Verifica a flessione



**Sezione circolare cava**

Raggio esterno: 40 [cm]  
 Raggio interno: 0 [cm]  
 N° barre uguali: 20  
 Diametro barre: 2.4 [cm]  
 Copriferro (baric.): 8.4 [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

**Calcolo risultati:**

$M_{xRd}$ : 939 kN m  
 $\sigma_c$ : -14.17 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$ : 3.5 ‰  
 $\epsilon_s$ : 7.181 ‰  
 $d$ : 71.6 cm  
 $x$ : 23.46     $x/d$ : 0.3277  
 $\delta$ : 0.8496

$$M_{Ed} < M_{Rd}$$

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.

$$V_{Ed} = 85.2 \text{ kN}$$

$$V_{Rd} = v_{min} \cdot A_v = 132 \text{ kN}$$

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{1.5} \cdot f_{ck}^{0.5} = 0.33 \text{ MPa}$$

$$k = 1 + (200/716)^{0.5} = 1.53$$

$$f_{ck} = 25$$

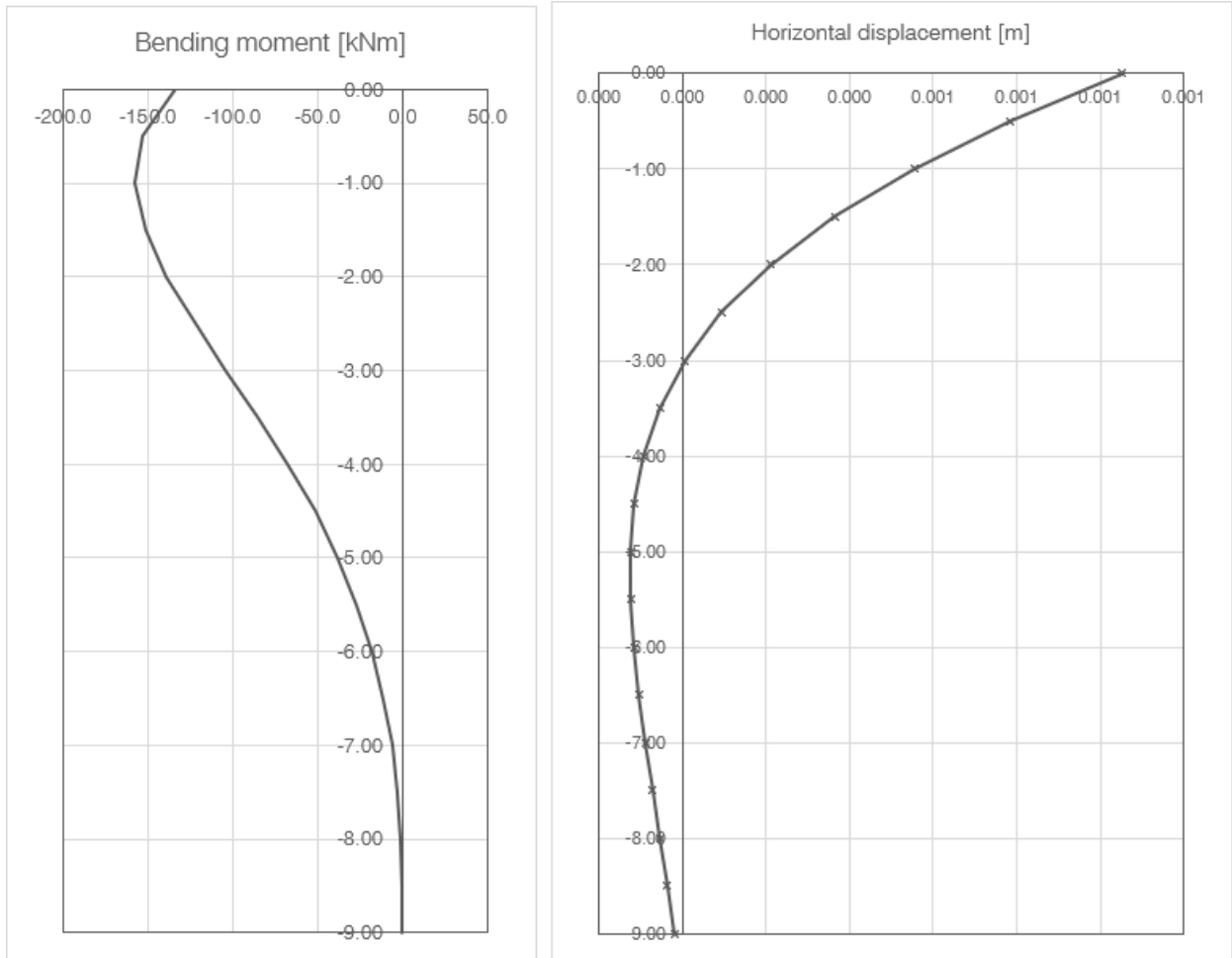
$$A_v = 401920 \text{ mm}^2$$

$$V_{Ed} < V_{Rd}$$

Verifica soddisfatta

**Verifiche SLE**

Calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti



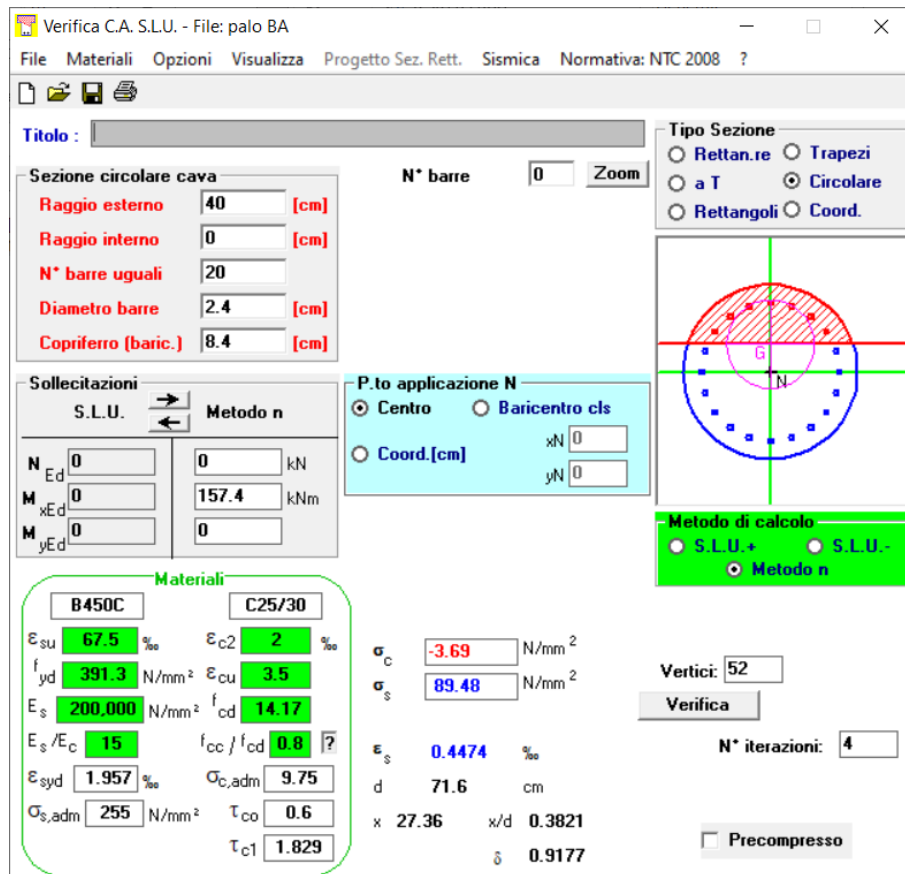
Sollecitazioni e spostamenti SLE

$M_{Ed} = 157.4$  kNm a 1.0 m da testa palo

Il massimo spostamento orizzontale è pari a 8 mm e pertanto da ritenersi accettabile



Verifica delle tensioni in esercizio



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

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

Verifica soddisfatta

Verifica a fessurazione

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
Resistenza compress. di progetto $f_{cd}$ :		14.16 MPa
Deform. unitaria max resistenza $\epsilon_{c2}$ :		0.0020
Deformazione unitaria ultima $\epsilon_{cu}$ :		0.0035
Diagramma tensioni-deformaz.:		Parabola-Rettangolo
Modulo Elastico Normale $E_c$ :		31475.0 MPa
Resis. media a trazione $f_{ctm}$ :		2.56 MPa
Coeff.Omogen. S.L.E.:		15.00
$\sigma_c$ limite S.L.E. comb. Rare:		15.0 MPa
$\sigma_c$ limite S.L.E. comb. Frequenti:		15.0 MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:		0.200 mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C
Resist. caratt. a snervamento $f_{yk}$ :		450.0 MPa
Resist. caratt. a rottura $f_{tk}$ :		450.0 MPa
Resist. a snerv. di progetto $f_{yd}$ :		391.3 MPa
Resist. ultima di progetto $f_{td}$ :		391.3 MPa
Deform. ultima di progetto $\epsilon_{pu}$ :		0.068

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 		<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 			
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 50 di 83

Modulo Elastico Ef:	200000.0	MPa
Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 * \beta_2$ :	1.00	
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 * \beta_2$ :	0.50	
Comb.Rare - Sf Limite:	360.0	MPa

#### CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE

Diametro sezione:	80.0	cm
Barre circonferenza:	32Ø26	(169.9 cm <sup>2</sup> )
Coprif.(dal baric. barre):	10.8	cm

#### COMB. RARE (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	282.30

#### RISULTATI DEL CALCOLO

#### COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)

Ver	Esito verifica									
e1	Minima deformazione unitaria (trazione: segno -) nel calcestruzzo in sez. fessurata									
e2	Massima deformazione unitaria (compress.: segno +) nel calcestruzzo in sez. fessurata									
K2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 * e2)$ in trazione eccentrica per la (7.13)EC2 e la (C4.1.11)NTC									
Kt	fattore di durata del carico di cui alla (7.9) dell'EC2									
e sm	Deformazione media acciaio tra le fessure al netto di quella del cls. Tra parentesi il valore minimo = 0.6 Ss/Es									
srm	Distanza massima in mm tra le fessure									
wk	Apertura delle fessure in mm fornito dalla (7.8)EC2 e dalla (C4.1.7)NTC. Tra parentesi è indicato il valore limite.									
M fess.	Momento di prima fessurazione [kNm]									

N°Comb	Ver	e1	e2	e3	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00061	0.000338		0.50	0.60	0.000284 (0.000284)	452	0.128 (0.20)	198.21

0.128 mm < 0.20 mm

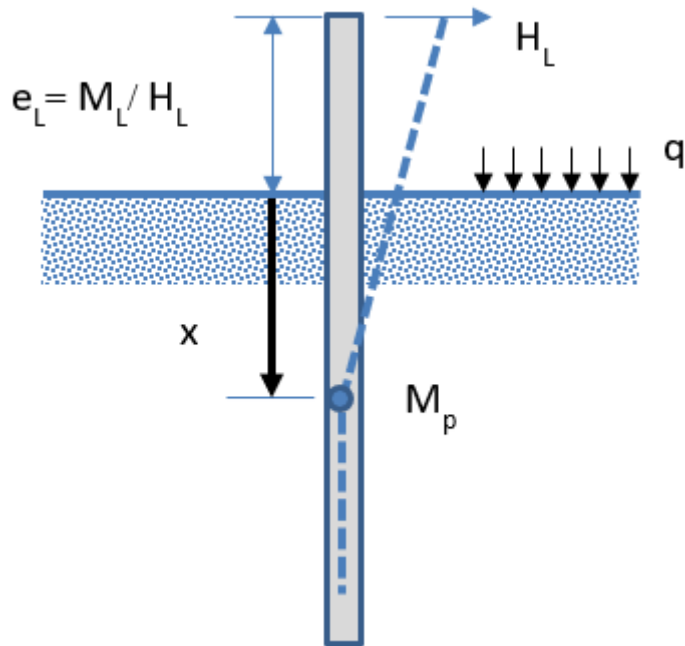
La verifica è soddisfatta.

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 51 di 83

### 7.5.3 Verifiche geotecniche

#### Portata trasversale

La verifica è condotta con riferimento alla teoria di Broms, valutando il carico limite per una striscia di larghezza unitaria, con il seguente schema.



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:

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 52 di 83

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

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

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

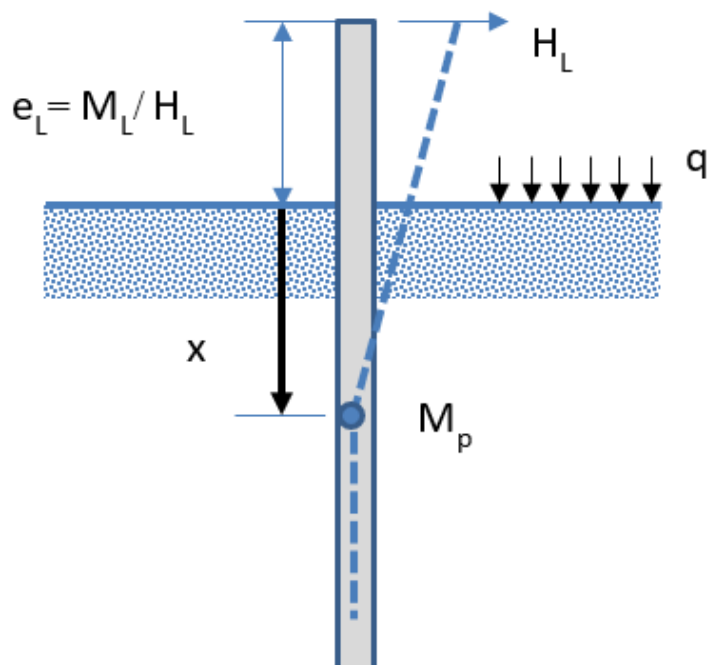
Nel quadro normativo  $R_d = H / (\xi_3 \times \gamma_R)$ .

In presenza di rilevato si assume un valore ridotto di  $K_p$  pari a 1.

Di seguito la verifica.

**Resistenza laterale palo BA**

Broms (1969)



$$K_p := 1 \quad K_a := 0.238 \quad \gamma := 20 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \quad d := 0.8\text{m} \quad M_p := 939\text{kN}\cdot\text{m} \quad q := 0\text{kPa} \quad e := 2.346\text{m}$$

$$\xi_3 := 1.7 \quad \gamma_T := 1.3 \quad H_{Ed} := 85.227\text{kN}$$

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

$$x_s := \begin{cases} b \leftarrow 0.1\text{m} & = 3.349\text{-m} \\ \text{while } |R(b)| > 1\text{-kN}\cdot\text{m} \\ \quad \left| \begin{array}{l} -R(b) \\ db \leftarrow \frac{-R(b)}{\frac{d}{db} R(b)} \\ b \leftarrow b + db \end{array} \right. \\ b \end{cases}$$

$$H_{lim} := d \cdot 3(K_p - K_a) \cdot \left( \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot x_s^2 + q \cdot x_s \right) = 205.088\text{-kN}$$

$$H_{Rd} := \frac{H_{lim}}{\gamma_T \cdot \xi_3} = 92.8\text{-kN}$$

Ed &lt; Rd

Verifica soddisfatta

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 54 di 83

### Portata verticale

L'azione verticale sollecitante il palo è pari a:

peso barriera:  $1.5 \times 6 \text{ kPa} \times 3.75 \text{ m} \times 3 \text{ m} \times 1.6 = 162 \text{ kN}$

peso proprio cordolo:  $1.3 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 1 \text{ m}^2 \times 5.5 \text{ m} = 179 \text{ kN}$

peso proprio palo:  $1.3 \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 0.5024 \text{ m}^2 \times 8 \text{ m} = 131 \text{ kN}$

TOT. 472 kN

### Portata verticale pali BA

Raccomandazioni AGI 1984

$D := 800 \text{ mm}$

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

$\phi := 28$

$$N_q := 0.24 \cdot e^{0.122 \cdot \phi} = 7.307 \quad (\text{Berezantzev 1965})$$

$z_w := 5 \text{ m}$

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

$$k(z) := \begin{cases} 0.4 & \text{if } z \leq z_w \\ 0.7 & \text{otherwise} \end{cases}$$

$\delta := 28^\circ$

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

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

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

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

$$R_{d1} := R_d(8 \text{ m}) = 553.29 \text{ kN}$$

$$R_{d2} := \frac{Q_L(8 \text{ m})}{1.25} = 730.385 \text{ kN}$$

$$R_d := \min(R_{d1}, R_{d2}) = 553.29 \text{ kN}$$

$E_d < R_d$

Verifica soddisfatta

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 55 di 83

## 8 TRAVE DI CORONAMENTO – concio tipico

### 8.1 Geometria della struttura

Nella tabella di seguito allegata si riportano le caratteristiche geometriche delle travi di coronamento al variare delle altezze delle barriere antirumore:

	<b>B [m]</b>	<b>H [m]</b>
<b>Barriera H=6.75m</b>	1.0	1.0
<b>Barriera H=5.75m</b>	1.0	1.0
<b>Barriera H=4.75m</b>	1.0	1.0
<b>Barriera H=3.75m</b>	1.0	1.0
<b>Barriera H=2.75m</b>	1.0	1.0

### 8.2 Azioni agenti

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio delle travi di coronamento pali, ovvero:

- peso proprio cordolo;
- azioni trasmesse dai montanti delle barriere antirumore;
- azioni dovute alla spinta del terreno;
- azioni dovute al ritiro.

Vengono prese in considerazione le condizioni elementari di carico di seguito determinate.

Tali Combinazioni Elementari 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:  $\gamma_{ril} = 20 \text{ kN/m}^3$

#### 8.2.1 Peso proprio cordolo

Considerando uno schema di trave semi-incastrata, con luce  $i$ =interasse pali, si ha che le azioni dovute al peso proprio sono:

$$T_{pp} = B \cdot H \cdot \gamma_{cls} \cdot (i/2)$$

$$M_{pp} = (B \cdot H \cdot \gamma_{cls}) \cdot i^2/12$$

con  $i$ = interasse pali = 3.0m si ottiene:

<b>PESO PROPRIO CORDOLO</b>	$N_{pp}$	kN	-	-	-	-	-
	$M_{pp}$	kNm	18,75	18,75	18,75	18,75	18,75
	$T_{pp}$	kN	37,50	37,50	37,50	37,50	37,50

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 56 di 83

### 8.2.2 Azioni trasmesse dai montanti delle barriere antirumore

Poiché i montanti delle barriere non sono in asse-palo ma sono eccentrici con  $e=0.75m$  (vedi figura), definite:

$N_B$ = azione verticale trasmessa da un montante delle barriere antirumore alla base del montante,

$M_B$ = azione torcente trasmessa da un montante delle barriere antirumore alla base del montante,

$T_B$ = azione di taglio (orizzontale) trasmessa da un montante delle barriere antirumore alla base del montante,

$M_{BO}$ = azione flessionale agente nel piano orizzontale trasmessa dalle barriere.

$M_{BV}$ = azione flessionale agente nel piano verticale trasmessa dalle barriere

e

$N_{BAT}$ =  $N_B$  azione verticale trasmessa da un montante delle barriere antirumore portata in asse trave,

$M_{BAT}$ =  $M_B + T_B \cdot (H/2+s)$  azione torcente trasmessa da un montante delle barriere antirumore portata in asse trave,

(con  $H$ =altezza trave e  $s$  = spessore della piastra),

$T_{BAT}$ =  $T_B$  azione di taglio trasmessa da un montante delle barriere antirumore portata in asse trave,

$M_{BOAT}$ =  $M_{BO}$  azione flessionale agente nel piano orizzontale trasmessa dalle barriere portata in asse trave

$M_{BVAT}$ =  $M_{BV}$  azione flessionale agente nel piano verticale trasmessa dalle barriere portata in asse trave

si ha che in corrispondenza dell'attacco trave-palo, le azioni massime agenti in asse trave, trasmesse dai montanti delle barriere e calcolate col metodo delle aree di influenza (definita la quantità  $((i-e)/i = \rho = 0.75)$ ), valgono:

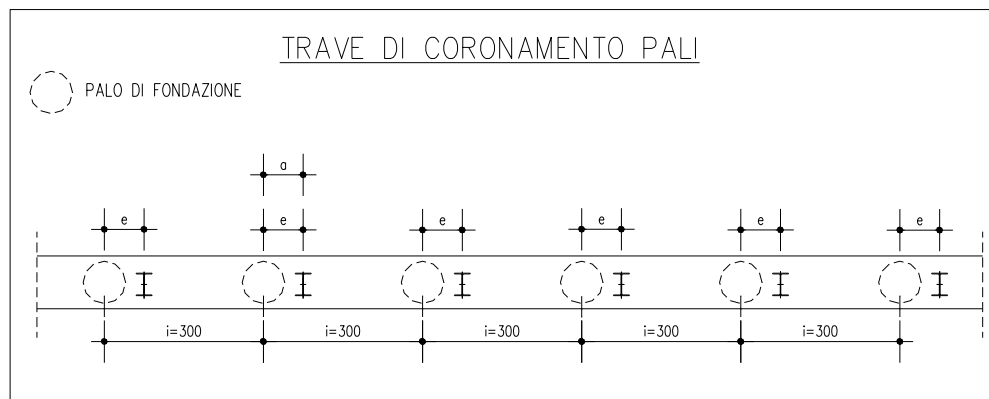
$V_{BATP} = N_{BAT} \cdot 0.75$  (taglio max verticale in prossimità del palo)

$M_{BATP} = M_{BAT} \cdot 0.75$  (momento torcente max in prossimità del palo)

$T_{BPP} = T_{BAT} \cdot 0.75$  (taglio max orizzontale in prossimità del palo)

$M_{BOATP} = M_{BOAT} \cdot 1.00$  (momento max orizzontale in prossimità del palo)

$M_{BVATP} = N_B \cdot (i-e) \cdot e/i$  (momento flettente verticale max in prossimità del palo)





<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 	<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	Progetto IN17    Lotto 10    Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301    Rev. A    Foglio 57 di 83

Nella tabella sotto riportata sono riassunte le azioni agenti nella trave trasmesse dai montanti delle barriere:

<b>AZIONI BASE MONTANTE</b>	N <sub>k</sub>	kN	51,90	49,11	46,56	44,46	32,10
	M <sub>k</sub>	kNm	170,86	123,98	84,61	52,73	28,36
	V <sub>k</sub>	kN	50,63	43,13	35,63	28,13	20,63
<b>AZIONI TRASMESSE DA UN MONTANTE IN ASSE TRAVE</b>	N <sub>BAT</sub>	kN	51,90	49,11	46,56	44,46	32,10
	M <sub>BAT</sub>	kNm	198,70	147,70	104,20	68,20	39,70
	M <sub>BOAT</sub>	kNm	12,66	10,78	8,91	7,03	5,16
	T <sub>BAT</sub>	kN	50,63	43,13	35,63	28,13	20,63
	M <sub>BVAT</sub>	kNm	29,19	27,62	26,19	25,01	18,06
<b>SOLLECITAZIONI MASSIME IN ASSE TRAVE (IN CORRISPONDENZA DEI PALI)</b>	V <sub>BATP</sub>	kN	38,93	36,83	34,92	33,35	24,08
	M <sub>BATP</sub>	kNm	149,03	110,78	78,15	51,15	29,78
	M <sub>BOATP</sub>	kNm	12,66	10,78	8,91	7,03	5,16
	T <sub>BPP</sub>	kN	37,97	32,34	26,72	21,09	15,47
	M <sub>BVATP</sub>	kNm	29,19	27,62	26,19	25,01	18,06

### 8.2.3 Azioni dovute alla spinta del terreno

Si considera un terreno caratterizzato dai seguenti parametri:

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

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

$$k_{a,k} = 0.238$$

<b>SPINTA ATTIVA RILEVATO</b>	T <sub>SAC</sub>	kN	3,57
	M <sub>SAC</sub>	kNm	1,78

con:

T<sub>SAC</sub> = Taglio dovuto alla spinta del terreno

M<sub>SAC</sub> = Momento dovuto alla spinta del terreno

### 8.2.4 Azioni termiche e ritiro

Gli effetti indotti dal ritiro del getto del cordolo e dalla diminuzione di temperatura vengono di seguito determinati per i cordoli di dimensione 100x100cm ma risultano significativi anche per quelli di dimensione 90x100cm.

Il ritiro del calcestruzzo si può esprimere come:

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca}$$

dove:

$\epsilon_{cs}$  è la deformazione per ritiro;

$\epsilon_{cd}$  è la deformazione per ritiro da essiccamento;

$\epsilon_{ca}$  è la deformazione per ritiro autogeno.

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento si può esprimere come:

$$\epsilon_{cd,\infty} = k_h * \epsilon_{c0}$$

può essere valutato mediante i valori riportati nelle Tab. 11.2. Va-b (DM 14 Gennaio 2008) in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del paramento  $h_0$ .

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 58 di 83

Considerando una umidità relativa del 70% e una resistenza  $f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$  si ottiene:

$$\varepsilon_{c0} = \varepsilon_{c0}(f_{ck}, u_{r\%}) = \varepsilon_{c0}(28, 70\%) = -0.36\% = -36 \cdot 10^{-5}$$

$$k_h = k_h(h_0) = k_h(1000) = 0.70$$

dove  $h_0$  è la dimensione fittizia (in mm) pari al rapporto  $h_0 = 2 \cdot A_c / u = 2 \cdot 1000 \cdot 1000 / 2000 = 1000 \text{ mm}$

$$\varepsilon_{cd} = -0.70 \cdot 36 \cdot 10^{-5} = -25.2 \cdot 10^{-5}$$

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno  $\varepsilon_{ca,\infty}$  si può esprimere come:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2.5 \cdot (f_{ck} - 10) \cdot 10^{-6} = -2.5 \cdot (32 - 10) \cdot 10^{-6} = -4.50 \cdot 10^{-5}$$

Poiché il ritiro per essiccamento è un fenomeno “lento”, mentre quello autogeno è “veloce”, si adotta un valore efficace del ritiro pari a:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + 3 \cdot \varepsilon_{ca,\infty} = -25.2 \cdot 10^{-5} - 3 \cdot 4.50 \cdot 10^{-5} = -38.70 \cdot 10^{-5}$$

Dalle seguenti uguaglianze:

$$\Delta l = \alpha \cdot l_0 \cdot \Delta t$$

$$\Delta l = \varepsilon_{rit} \cdot l_0$$

è possibile esprimere il ritiro in funzione di una variazione termica equivalente, si ha:

$$\alpha_{\Delta t} \cdot \Delta t = \varepsilon_{rit}$$

sostituendo i valori numerici:

$$\Delta t_{rit} = \varepsilon_{rit} / \alpha_{\Delta t} = (0.3870 \cdot 10^{-3}) / (1.0 \cdot 10^{-5}) = 38.7^\circ\text{C}$$

Si assume inoltre una diminuzione di temperatura pari a  $\Delta t_i = 15^\circ\text{C}$ .

Poiché la coazione da ritiro è un fenomeno “lento”, mentre quella da variazione di temperatura è “veloce”, si adotta un modulo elastico del calcestruzzo “non abbattuto” ( $E_c = 32588 \text{ N/mm}^2$ ) ed un valore efficace di temperatura pari a:  $\Delta T = \Delta t_{rit} / 3 + \Delta t_i = 41.00 / 3 + 15 = 27.9^\circ\text{C}$

Tale variazione termica viene messa in conto imponendo alla sommità del palo maggiormente sollecitato (ossia quello piu’ distante dal centro di simmetria del cordolo) uno spostamento impresso pari a:

$$\Delta l = \alpha \cdot L / 2 \cdot \Delta T = 1.0 \cdot 10^{-5} \cdot 3000 / 2 \cdot 27.9^\circ\text{C} = 0.419 \text{ cm (si assume } 0.42 \text{ cm)}$$

In una determinata sezione del cordolo, il ritiro e le azioni termiche producono uno sforzo normale di trazione pari alla somma dei tagli in testa ai pali che precedono (o seguono) la sezione stessa, e che si opporrebbero all’accorciamento del cordolo.

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 		<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 59 di 83

Il taglio in sommità palo prodotto da tale spostamento impresso è anche lo sforzo assiale di trazione  $N_{rit. \text{ singolo palo}}$  trasmesso al cordolo dal palo piu' lontano rispetto al centro di simmetria del cordolo.

I contributi degli altri pali variano in maniera lineare in funzione della loro distanza dal centro cordolo, pertanto si ha che a centro cordolo (sezione dove è massima l'azione da ritiro), lo sforzo assiale  $N_{RIT}$  da ritiro risulta pari a:

$$N_{RIT} = (1/5 + 2/5 + 3/5 + 4/5 + 5/5) * N_{rit. \text{ singolo palo}} = 3 * N_{rit. \text{ singolo palo}}$$

AZIONI DOVUTE AL RITIRO E ALLA VARIAZIONE DI TEMPERATURA	$N_{RIT} (SLE)$	kN	180,78	180,78	180,78	180,78	96,69
	$N_{RIT} (SLU)$	kN	271,17	271,17	271,17	271,17	145,04

### 8.3 Calcolo delle sollecitazioni

Gli effetti dei carichi verticali e orizzontali vanno sempre combinati, adottando i coefficienti indicati in Tab. 5.2.IV (NTC).

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.2.V e i coefficienti di combinazione  $\Psi$  in Tab. 5.2.VI (NTC).

Per le verifiche agli stati limite d'esercizio si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.2.VI (NTC).

### 8.4 Combinazioni di carico

I carichi caratteristici sopra elencati, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, sono opportunamente combinati fra loro.

I valori numerici riportati nelle colonne delle seguenti tabelle di combinazione indicano il coefficiente moltiplicativo con il quale la condizione elementare è considerata. Tali valori sono il risultato dei prodotti tra coefficienti parziali operanti sulle azioni.

COMBINAZIONI DI CARICO		P.P. Cordolo	Peso Montante	Pressioni aerodinamiche	Vento	Spinta attiva terre	Ritiro e azione termica
		1	2	3	4	5	6
1	SLU	1,35	1,35	1,5	1,50	1,35	1,50
2	SLE CAR	1,00	1,00	1,0	1,00	1,00	1,00

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 	<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	Progetto IN17    Lotto 10    Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301    Rev. A    Foglio 60 di 83

## 8.5 Sollecitazioni totali

Combinando i contributi delle varie condizioni di carico elementari si ottiene:

<b>SOLLECITAZIONI TOTALI TRAVE DI CORONAMENTO COMBINAZIONE SLE RARA</b>	N <sub>TC</sub>	kN	180,78	180,78	180,78	180,78	96,69
	M <sub>V</sub>	kNm	47,94	46,37	44,94	43,76	36,81
	M <sub>O</sub>	kNm	14,44	12,57	10,69	8,82	6,94
	M <sub>TOT</sub>	kNm	50,07	48,05	46,19	44,64	37,45
	T <sub>TCV</sub>	kN	76,43	74,33	72,42	70,85	61,58
	T <sub>TCO</sub>	kN	41,54	35,91	30,29	24,66	19,04
	T <sub>TOT</sub>	kN	86,98	82,55	78,50	75,01	64,45
	M <sub>TORSIONE</sub>	kNm	149,03	110,78	78,15	51,15	29,78
<b>SOLLECITAZIONI TOTALI TRAVE DI CORONAMENTO COMBINAZIONE SLU</b>	N <sub>TC</sub>	kN	271,17	271,17	271,17	271,17	145,04
	M <sub>V</sub>	kNm	69,10	66,75	64,60	62,83	52,40
	M <sub>O</sub>	kNm	21,39	18,58	15,77	12,96	10,14
	M <sub>TOT</sub>	kNm	72,34	69,29	66,49	64,15	53,37
	T <sub>TCV</sub>	kN	109,01	105,87	103,01	100,64	86,74
	T <sub>TCO</sub>	kN	61,77	53,33	44,90	36,46	28,02
	T <sub>TOT</sub>	kN	125,30	118,55	112,36	107,04	91,15
	M <sub>TORSIONE</sub>	kNm	223,54	166,17	117,23	76,73	44,67

## 8.6 Verifiche di resistenza ultima e di esercizio

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

Si svolgono le seguenti verifiche

- verifiche a flessione in regime di tenso-flessione deviata (SLU)
- verifiche a taglio (SLU)
- verifiche a torsione (SLU)
- verifiche a fessurazione (SLE)

Poiché in accordo al paragrafo 4.1.2.4 del D.M. 2008 le armature calcolate per la resistenza nei riguardi della sollecitazione torcente devono essere aggiunte a quelle calcolate nei riguardi delle verifiche per flessione e per le verifiche a taglio, si considera:

50% Armature longitudinali presenti efficaci per la verifica a tensoflessione,

50% Armature longitudinali presenti efficaci per la verifica a torsione,

50% Staffe efficaci per verifiche a taglio,

50% Staffe efficaci per verifiche a torsione (solo braccia esterne).

Spesso nelle verifiche che seguono, per comodità di input nei programmi, tale aliquota di area viene messa in conto ipotizzando l'impiego di barre fittizie di diametro equivalente  $\phi_e$  tale che  $A_{\phi_e} = 50\%A_{\phi}$ , ossia  $\phi_e = (\sqrt{2}/2) * \phi = 0.707 * \phi$ .

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 61 di 83

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche a taglio sono svolte considerando il puntone in calcestruzzo inclinato e staffe verticali.

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:  $w_k \leq w_3 = 0.30 \text{ mm}$

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  $\sigma_s < 0.75 f_{yk}$ .

## 8.7 Geometrie e armature travi di coronamento

Si riportano di seguito le verifiche per le barriere di altezza  $H=6.75\text{m} - 5.75\text{m} - 4.75\text{m} - H=2.75\text{m}$ .

### 8.7.1 Trave di coronamento per barriere antirumore $H=6.75\text{m}$

Caratteristiche geometriche trave:

$H \text{ trave} = 100\text{cm}$

$B \text{ trave} = 100\text{cm}$

$c = c' = 5 + 1.4 + 1.8/2 = 7.3 \text{ cm}$

$A_{\text{tot Long.}} = (6+6+5+5) \Phi 18 = 22 \Phi 18 = 22 * 2.54 = 55.88 \text{ cm}^2$

$St_{\text{tipiche}} = 1 + 1\Phi 14/25'' = 12.35 \text{ cm}^2/\text{m}$

$St_{\text{corrisp. montante}} = 1\Phi 14/15'' = 10.27 \text{ cm}^2/\text{m}$

Armatura per Verifica a tensoflessione SLU:

$50\% A_{\text{tot}} = 0.5 * 22 * \phi 18 = 22 * 2.54/2 = 22 * 1.27 = 27.94 \text{ cm}^2$

corrispondente a  $22 \phi 12.7$

Armatura per Verifica a torsione:

$50\% A_{\text{tot}} = 0.5 * 22 * \phi 18 = 22 * 2.54/2 = 22 * 1.27 = 27.94 \text{ cm}^2$

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 62 di 83	

corrispondente a  $22 \phi 12.7$

Staffe per Verifica a taglio:

$$50\% St_{\text{corrisp. montante}} = 0.5 * \phi 14 / 15'' = \phi 9.9 / 15'' \text{ (essendo } 9.9 = 0.707 * 14)$$

Staffe per Verifica a torsione:

$$50\% St_{\text{corrisp. montante}} = 0.5 * \phi 14 / 15'' = \phi 9.9 / 15'' \text{ (essendo } 9.9 = 0.707 * 14)$$

### 8.7.2 Trave di coronamento per barriere antirumore H=4.75m

Caratteristiche geometriche trave:

$$H \text{ trave} = 100 \text{ cm}$$

$$B \text{ trave} = 100 \text{ cm}$$

$$c = c' = 5 + 1.4 + 1.6 / 2 = 7.2 \text{ cm}$$

$$A_{\text{tot Long.}} = (6 + 6 + 5 + 5) \phi 16 = 22 \phi 16 = 22 * 2.01 = 44.22 \text{ cm}^2$$

$$St_{\text{tipiche}} = 1 + 1 \phi 14 / 25'' = 12.35 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$St_{\text{corrisp. montante}} = 1 \phi 14 / 15'' = 10.27 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Armatura per Verifica a tensoflessione SLU:

$$50\% A_{\text{tot}} = 0.5 * 22 * \phi 16 = 22 * 2.01 / 2 = 22 * 1.00 = 22.00 \text{ cm}^2$$

Si ottiene quindi che l'area che viene considerata per la verifica SLU di tenso-flessione è pari a  $22 \phi 11.3$

Armatura per Verifica a torsione:

$$50\% A_{\text{tot}} = 0.5 * 22 * \phi 16 = 22 * 2.01 / 2 = 22 * 1.00 = 22.00 \text{ cm}^2$$

Si ottiene quindi che l'area che viene considerata per la verifica SLU di torsione è pari a  $22 \phi 11.3$

Staffe per Verifica a taglio:

$$50\% St_{\text{corrisp. montante}} = 0.5 * \phi 14 / 15'' = \phi 9.9 / 15'' \text{ (essendo } 9.9 = 0.707 * 14)$$

Staffe per Verifica a torsione:

$$50\% St_{\text{corrisp. montante}} = 0.5 * \phi 14 / 15'' = \phi 9.9 / 15'' \text{ (essendo } 9.9 = 0.707 * 14)$$

### 8.7.3 Trave di coronamento per barriere antirumore H=2.75m

Caratteristiche geometriche trave:

$$H \text{ trave} = 100 \text{ cm}$$

$$B \text{ trave} = 100 \text{ cm}$$

$$c = c' = 5 + 1.2 + 1.6 / 2 = 7.0 \text{ cm}$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 63 di 83

$$A_{tot \text{ Long.}} = (5+5+4+4) \Phi 16 = 18 \Phi 16 = 18 * 2.01 = 36.19 \text{ cm}^2$$

$$St_{tipiche} = 1+1\Phi 12/25'' = 12.35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$St_{corrisp. \text{ montante}} = 1\Phi 12/15'' = 10.27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armatura per Verifica a tensoflessione SLU:

$$50\% A_{tot} = 0.5 * 18 * \phi 16 = 18 * 2.01/2 = 18 * 1.00 = 18.1 \text{ cm}^2$$

Si ottiene quindi che l'area che viene considerata per la verifica SLU di tenso-flessione è pari a 18  $\phi 11.3$

Armatura per Verifica a torsione:

$$50\% A_{tot} = 0.5 * 18 * \phi 16 = 18 * 2.01/2 = 18 * 1.00 = 18.1 \text{ cm}^2$$

Si ottiene quindi che l'area che viene considerata per la verifica SLU di tenso-flessione è pari a 18  $\phi 11.3$

Staffe per Verifica a taglio:

$$50\% St_{corrisp. \text{ montante}} = 0.5 * \phi 12 / 15'' = \phi 8.5/15'' \text{ (essendo } 8.5=0.707*12)$$

Staffe per Verifica a torsione:

$$50\% St_{corrisp. \text{ montante}} = 0.5 * \phi 12 / 15'' = \phi 8.5/15'' \text{ (essendo } 8.5=0.707*12)$$

## 8.8 Barriera tipo 1 - h=6.75m

### 8.8.1 Verifica allo stato limite ultimo per tenso-flessione

Caratteristiche geometriche trave:

H trave = 100cm

B trave = 100cm

$c = c' = 5 + 1.4 + 1.8/2 = 7.3$  cm

$A_{Long,per\ flessione} = (6+6+5+5) \Phi 12.7 = 22 \Phi 12.7 = 22 * 1.27 = 27.94$  cm<sup>2</sup>

Sollecitazioni:

Momento verticale:  $M_x = 69.10$  kNm

Momento orizzontale:  $M_y = 21.39$  kNm

$N = 271.17$  kN (trazione)

**Titolo:** \_\_\_\_\_

N° Vertici: 4  N° barre: 22

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	100	0
3	100	100
4	0	100

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1.27	7.3	7.3
2	1.27	24.38	7.3
3	1.27	41.46	7.3
4	1.27	58.54	7.3
5	1.27	75.62	7.3
6	1.27	92.7	7.3

**Sollecitazioni**

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: -271.17 kN  
M<sub>xEd</sub>: 69.1 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 21.39 kNm

P.to applicazione N:  Centro  Baricentro cls  
 Coord. [cm] xN: 0 yN: 0

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**

B450C C28/35

$\epsilon_{su}$ : 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>  $f_{cd}$ : 15.87 ‰  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8  
 $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 11  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$ : 0.6667  
 $\tau_{c1}$ : 1.971

M<sub>xRd</sub>: 378.3 kNm  
M<sub>yRd</sub>: 148.7 kNm  
 $\sigma_c$ : -15.87 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$ : 3.5 ‰  
 $\epsilon_s$ : 31.76 ‰  
d: 100.4 cm  
x: 9.969 x/d: 0.09927  
 $\delta$ : 0.7

**Metodo di calcolo**:  S.L.U. +  S.L.U. -  Metodo n

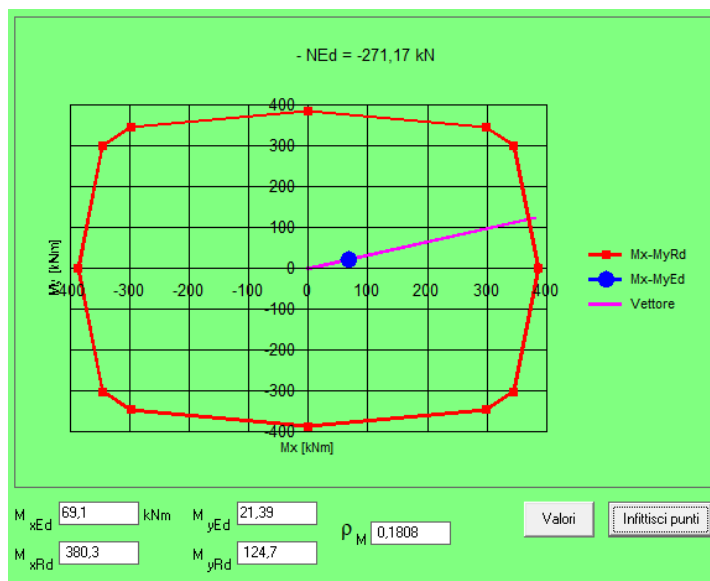
**Tipo flessione**:  Retta  Deviate

N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro  $\theta^\circ$ : 355

Precompresso





<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 	<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A

### 8.8.2 Verifica allo stato limite ultimo per taglio

CALCESTRUZZO		
Calsse calcestruzzo		C28/35
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck}$	35,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck}$	29,05 Mpa

ACCIAIO	
Tipologia	B450C
Resistenza caratteristica allo snervamento	450 Mpa

COEFFICIENTI MATERIALE		
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	$\gamma_s$	1,15

GEOMETRIA SEZIONE C.A.				
Base	b		1000 mm	
Altezza	h		1000 mm	
<i>Barre tese</i>		<i>numero barre</i>	<i>diametro barre [mm]</i>	<i>copriferro in asse barra [mm]</i>
strato1		6	13	7,3
strato2		0	0	0
strato3		0	0	0
strato4		0	0	0
strato5		0	0	0
Area barre tese	$A_s$		760 mm <sup>2</sup>	
Posizione della barra equivalente	$c^*$		7,3 mm	

SOLLECITAZIONI		
Load Case		
Frame		
Azione assiale (+ di compressione)	$N_{Ed}$	0 kN
Taglio	$V_{Ed}$	125,3 kN

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO		
Altezza utile della sezione	d	992,7 mm
Coefficiente	k	1,45
Rapporto di armatura longitudinale	$\rho_l$	0,08%
Tensione assiale media	$\sigma_{cp}$	0,00 N/mm <sup>2</sup>
	$0.2 \times f_{cd}$	3,29 N/mm <sup>2</sup>
	$V_{min}$	0,33 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza al taglio minima	$V_{rd,min}$	326,59 kN
<b>Resistenza al taglio senza armatura</b>	<b><math>V_{rd}</math></b>	<b>326,59 kN</b>
Verifica		0,38 <b>Verifica soddisfatta</b>

ARMATURA A TAGLIO		
Diametro staffe	$\phi$	9,9 mm
Numero braccia	n	2
Passo staffe	s	150 mm
Inclinazione staffe (rispetto all'orizzontale)	$\alpha$	90 °
Inclinazione del puntone in calcestruzzo	$\theta$	35 °
Valore minimo di inclinazione del puntone in calcestruzzo	$\theta_{min}$	21,80 °

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE CON ARMATURA A TAGLIO		
Coefficiente di riduzione per fessurazione	$v_1$	0,5
Resistenza cilindrica di progetto	$f_{cd}$	16,46166667 N/mm <sup>2</sup>
Area armatura a taglio	$A_{st}$	153,95 mm <sup>2</sup>
	$\sigma_{cp}/f_{cd}$	0
Coefficiente di interazione	$\alpha_{cw}$	1
Resistenza a taglio per rottura delle armature	$V_{rds}$	512,45 kN
Resistenza a taglio per rottura del puntone in calcestruzzo	$V_{rcd}$	3455,10 kN
<b>Resistenza al taglio</b>	<b><math>V_{rd}</math></b>	<b>512,45 kN</b>
Verifica		0,24 <b>Verifica soddisfatta</b>

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 	<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A

### 8.8.3 Verifica allo stato limite ultimo per torsione

CALCESTRUZZO			
Classe:	C28/35		
Rck=	35	N/mm <sup>2</sup>	
fck=	29,05	N/mm <sup>2</sup>	
alpha_cc=	0,85		
gamma_c=	1,5		
fcd=	16,46	N/mm <sup>2</sup>	
fctm=	2,83	N/mm <sup>2</sup>	
fctk,005=	1,98		
fbd=	1,32	N/mm <sup>2</sup>	(calcolo secondo EC2)
	1,26	N/mm <sup>2</sup>	(calcolo secondo Ballio-Mazzolani)
ACCIAIO			
Tipo:	B450C		
fyd=	391,30	N/mm <sup>2</sup>	
GEOMETRIA			
b	100	cm	
h	100	cm	
cf	7,3	cm	(copri ferro in asse barra)
Ac	10000	cm <sup>2</sup>	(area calcestruzzo)
ø_sl	18	mm	(diametro ferri longitudinali)
n°	22		(numero ferri longitudinali)
Asl	5598,32	mm <sup>2</sup>	(area armatura longitudinale)
Asl,rid	2799,16	mm <sup>2</sup>	(area armatura longitudinale ridotta)
ø_sl,rid	12,73	mm	(diametro ferri longitudinali ridotta)
ø_st	14	mm	(diametro ferri longitudinali)
p	150	mm	(passo staffe)
Ast	1026,25	mm <sup>2</sup>	(area staffe)
Ast,rid	513,13	mm <sup>2</sup>	(area staffe ridotta)
ø_st,rid	9,90	mm	(diametro staffe ridotta)
Ast,br	76,97		(armatura di un braccio di una staffa)
t	250	mm	(Ac/u con u perimetro della sezione)
um	3000	mm	(perimetro medio del nucleo resistente)
A	562500	mm <sup>2</sup>	
θ	35	°	1,428148 rad
SOLLECITAZIONI			
T <sub>Ed</sub>	223,54	kNm	
V <sub>Ed</sub>	125,30	kN	
VERIFICA A TORSIONE			
T <sub>Rcd</sub>	1087,66	kNm	(resistenza a torsione del calcestruzzo)
T <sub>Rsd</sub>	322,60	kNm	(resistenza a torsione delle staffe trasversali)
T <sub>Rld</sub>	287,61	kNm	(resistenza a torsione dell'armatura longitudinale)
T <sub>Rd</sub>	287,61	kNm	(resistenza a torsione della trave)
VERIFICA A TAGLIO E TORSIONE			
N	0,0	kN	(sforzo normale sulla sezione, negativo di compressione)
σ <sub>cp</sub>	0,0	N/mm <sup>2</sup>	(tensione media di compressione nella sezione)
α <sub>t</sub>	1,0		(coefficiente che tiene conto della compressione)
V <sub>Rcd</sub>	3455,1	kN	(resistenza a taglio lato ds della trave)
T <sub>Ed</sub> /T <sub>Rcd</sub> + V <sub>Ed</sub> /V <sub>Rcd</sub>	0,24		

<b>GENERAL CONTRACTOR</b>  	<b>ALTA SORVEGLIANZA</b>  
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	Progetto IN17    Lotto 10    Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301    Rev. A    Foglio 67 di 83

### 8.8.4 Verifica allo stato limite di esercizio per fessurazione

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE									
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)							
k <sub>1</sub> =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)							
k <sub>3</sub> =	3,40	(valore raccomandato)							
k <sub>4</sub> =	0,425	(valore raccomandato)							
CRITERI DI VERIFICA									
<u>Fessurazione</u>									
Condiz. Ambientali:	2	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive							
	<b>Aggressive</b>								
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili							
	<b>Poco sensibile</b>								
<u>Tensioni in esercizio</u>									
	<b>Limite</b>	<b>Limite</b>	<b>σ<sub>c,max</sub></b>	<b>σ<sub>s,max</sub></b>					
<b>Combinazione</b>	<b>σ<sub>c</sub> / fck</b>	<b>σ<sub>s</sub> / fyk</b>	<b>[N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>[N/mm<sup>2</sup>]</b>					
Quasi Permanente	0,40	0,75	11,62	337,50					
Caratteristica	0,55	0,75	15,98	337,50					
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione)									
<u>Fessurazione</u>									
<b>Combinazione</b>	<b>n. combinazione</b>	<b>frame</b>	<b>N</b>	<b>M</b>	<b>w<sub>d</sub></b>	<b>w<sub>lim</sub></b>	<b>M0 - Mf</b>		
			<b>[kN]</b>	<b>[kNm]</b>	<b>[mm]</b>	<b>[mm]</b>	<b>[kNm]</b>		
Caratteristica			-180,8	199,1	Msd<Mf	0,200	401,51	-	
<u>Tensioni in esercizio</u>									
<b>Combinazione</b>	<b>n. combinazione</b>	<b>frame</b>	<b>N</b>	<b>M</b>	<b>σ<sub>c,min</sub></b>	<b>σ<sub>s,max</sub></b>	<b>σ<sub>s,min</sub></b>		
			<b>[kN]</b>	<b>[kNm]</b>	<b>[N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>[N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>[N/mm<sup>2</sup>]</b>		
Caratteristica			-180,8	199,1	-2,03	208,80	-11,67	Sezione parzializzata	

## 8.9 Barriera tipo 2 - h=4.75m - Barriera tipo 3 - h=3.75m

Le verifiche sono condotte con riferimento alla barriera con altezza massima pari a 4.75 m; il soddisfacimento delle verifiche per tale configurazione comporta l'implicito soddisfacimento delle verifiche per la configurazione con altezza della barriera di 3.75 m.

### 8.9.1 Verifica allo stato limite ultimo per tenso-flessione

Caratteristiche geometriche trave:

H trave = 100cm

B trave = 100cm

$c = c' = 5 + 1.4 + 1.6/2 = 7.2 \text{ cm}$

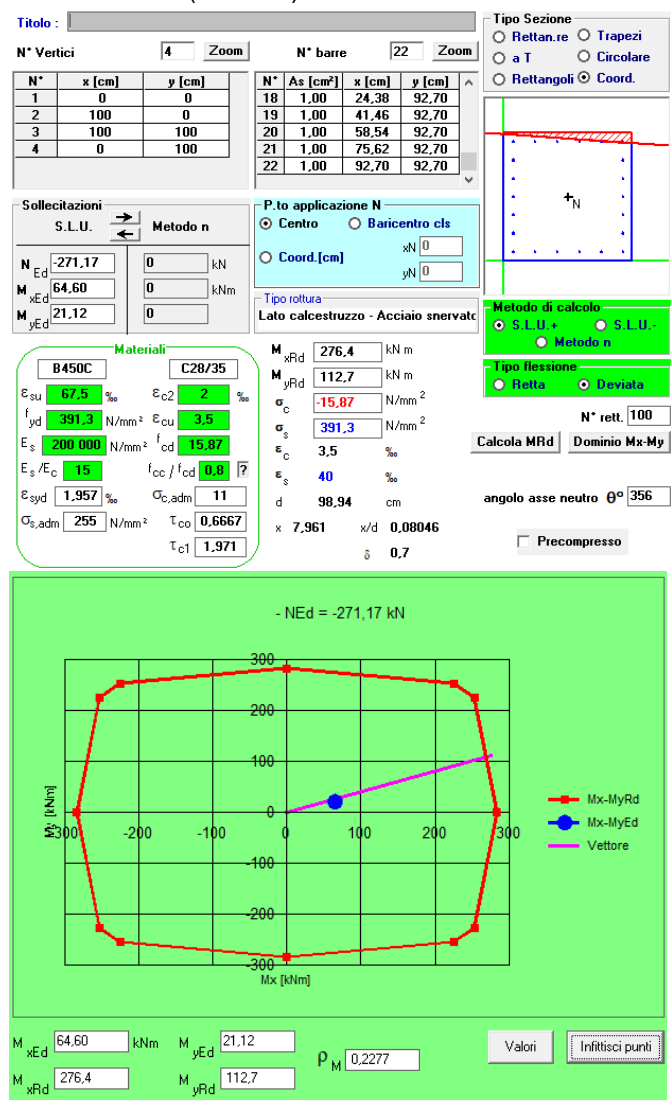
$A_{Long,per \text{ flessione}} = (6+6+5+5) \Phi 11.3 = 22 \Phi 11.3 = 22 * 1.00 = 22.00 \text{ cm}^2$

Sollecitazioni:

Momento verticale:  $M_x = 64.60 \text{ kNm}$

Momento orizzontale:  $M_y = 21.12 \text{ kNm}$

$N = 271.17 \text{ kN}$  (trazione)



<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 	<b>ALTA SORVEGLIANZA</b>  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE				
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A

### 8.9.2 Verifica allo stato limite ultimo per taglio

CALCESTRUZZO		
Calsse calcestruzzo		C28/35
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck}$	35,00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck}$	29,05 Mpa

ACCIAIO	
Tipologia	B450C
Resistenza caratteristica allo snervamento	450 Mpa

COEFFICIENTI MATERIALE		
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1,50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	0,85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	$\gamma_s$	1,15

GEOMETRIA SEZIONE C.A.					
Base	$b$	1000 mm			
Altezza	$h$	1000 mm			
<i>Barre tese</i>		<i>numero barre</i>	<i>diametro barre [mm]</i>	<i>copriferro in asse barra [mm]</i>	<i>Area barre [mm<sup>2</sup>]</i>
strato1		6	11	7,2	602
strato2		0	0	0	0
strato3		0	0	0	0
strato4		0	0	0	0
strato5		0	0	0	0
Area barre tese	$A_s$	602 mm <sup>2</sup>			
Posizione della barra equivalente	$c^*$	7,2 mm			

SOLLECITAZIONI		
Load Case		
Frame		
Azione assiale (+ di compressione)	$N_{Ed}$	0 kN
Taglio	$V_{Ed}$	117,05 kN

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO		
Altezza utile della sezione	$d$	992,8 mm
Coefficiente	$k$	1,45
Rapporto di armatura longitudinale	$\rho_l$	0,06%
Tensione assiale media	$\sigma_{cp}$	0,00 N/mm <sup>2</sup>
	$0.2 \times f_{cd}$	3,29 N/mm <sup>2</sup>
	$v_{min}$	0,33 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza al taglio minima	$V_{rd,min}$	326,61 kN
<b>Resistenza al taglio senza armatura</b>	<b><math>V_{rd}</math></b>	<b>326,61 kN</b>
Verifica		0,36 <b>Verifica soddisfatta</b>

ARMATURA A TAGLIO		
Diametro staffe	$\phi$	9,9 mm
Numero braccia	$n$	2
Passo staffe	$s$	150 mm
Inclinazione staffe (rispetto all'orizzontale)	$\alpha$	90 °
Inclinazione del puntone in calcestruzzo	$\theta$	35 °
Valore minimo di inclinazione del puntone in calcestruzzo	$\theta_{min}$	21,80 °

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE CON ARMATURA A TAGLIO		
Coefficiente di riduzione per fessurazione	$v_1$	0,5
Resistenza cilindrica di progetto	$f_{cd}$	16,46166667 N/mm <sup>2</sup>
Area armatura a taglio	$A_{st}$	153,95 mm <sup>2</sup>
	$\sigma_{cp}/f_{cd}$	0
Coefficiente di interazione	$\alpha_{cw}$	1
Resistenza a taglio per rottura delle armature	$V_{rds}$	512,50 kN
Resistenza a taglio per rottura del puntone in calcestruzzo	$V_{rcd}$	3455,44 kN
<b>Resistenza al taglio</b>	<b><math>V_{rd}</math></b>	<b>512,50 kN</b>
Verifica		0,23 <b>Verifica soddisfatta</b>

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 	<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A

### 8.9.3 Verifica allo stato limite ultimo per torsione

CALCESTRUZZO						
Classe:	C28/35					
Rck=	35	N/mm <sup>2</sup>				
fck=	29,05	N/mm <sup>2</sup>				
alpha_cc=	0,85					
gamma_c=	1,5					
fcd=	16,46	N/mm <sup>2</sup>				
fctm=	2,83	N/mm <sup>2</sup>				
fctk,005=	1,98					
fbd=	1,32	N/mm <sup>2</sup>	(calcolo secondo EC2)			
	1,26	N/mm <sup>2</sup>	(calcolo secondo Ballo-Mazzolani)			
ACCIAIO						
Tipo:	B450C					
fyd=	391,30	N/mm <sup>2</sup>				
GEOMETRIA						
b	100	cm				
h	100	cm				
cf	7,2	cm	(copriferro in asse barra)			
Ac	10000	cm <sup>2</sup>	(area calcestruzzo)			
ø_sl	16	mm	(diametro ferri longitudinali)			
n°	22		(numero ferri longitudinali)			
Asl	4423,36	mm <sup>2</sup>	(area armatura longitudinale)			
Asl,rid	2211,68	mm <sup>2</sup>	(area armatura longitudinale ridotta)			
ø_sl,rid	11,31	mm	(diametro ferri longitudinali ridotto)			
ø_st	14	mm	(diametro ferri longitudinali)			
p	150	mm	(passo staffe)			
Ast	1026,25	mm <sup>2</sup>	(area staffe)			
Ast,rid	513,13	mm <sup>2</sup>	(area staffe ridotta)			
ø_st,rid	9,90	mm	(diametro staffe ridotto)			
Ast,br	76,97		(armatura di un braccio di una staffa)			
t	250	mm	(Ac/u con u perimetro della sezione)			
um	3000	mm	(perimetro medio del nucleo resistente)			
A	562500	mm <sup>2</sup>				
θ	35	°	1,428148 rad			
SOLLECITAZIONI						
T <sub>Ed</sub>	117,23	kNm				
V <sub>Ed</sub>	117,05	kN				
VERIFICA A TORSIONE						
T <sub>Rcd</sub>	1087,66	kNm	(resistenza a torsione del calcestruzzo)			
T <sub>Rsd</sub>	322,60	kNm	(resistenza a torsione delle staffe trasversali)			
T <sub>Rld</sub>	227,25	kNm	(resistenza a torsione dell'armatura longitudinale)			
T <sub>Rd</sub>	227,25	kNm	(resistenza a torsione della trave)			
VERIFICA A TAGLIO E TORSIONE						
N	0,0	kN	(sforzo normale sulla sezione, negativo di compressione)			
σ <sub>cp</sub>	0,0	N/mm <sup>2</sup>	(tensione media di compressione nella sezione)			
α <sub>t</sub>	1,0		(coefficiente che tiene conto della compressione)			
V <sub>Rcd</sub>	3455,44	kN	(resistenza a taglio lato cls della trave)			
T <sub>Ed</sub> /T <sub>Rcd</sub> + V <sub>Ed</sub> /V <sub>Rcd</sub>	0,14					

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 		<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 71 di 83

### 8.9.4 Verifica allo stato limite di esercizio per fessurazione

PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE									
kt=	0,40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)							
k <sub>1</sub> =	0,80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)							
k <sub>3</sub> =	3,40	(valore raccomandato)							
k <sub>4</sub> =	0,425	(valore raccomandato)							
CRITERI DI VERIFICA									
<u>Fessurazione</u>									
Condiz. Ambientali:	2	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive							
	<b>Aggressive</b>								
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili							
	<b>Poco sensibile</b>								
<u>Tensioni in esercizio</u>									
	Limite	Limite	$\sigma_{c,max}$	$\sigma_{s,max}$					
<b>Combinazione</b>	$\sigma_c / f_{ck}$	$\sigma_s / f_{yk}$	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]					
Quasi Permanente	0,40	0,75	11,62	337,50					
Caratteristica	0,55	0,75	15,98	337,50					
SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione)									
<u>Fessurazione</u>									
<b>Combinazione</b>	<i>n. combinazione</i>	<i>frame</i>	<i>N</i>	<i>M</i>	<i>w<sub>d</sub></i>	<i>w<sub>lim</sub></i>	<i>MO - Mf</i>		
			[kN]	[kNm]	[mm]	[mm]	[kNm]		
Caratteristica			-180,8	125,3	Msd<Mf	0,200	393,68	-	
<u>Tensioni in esercizio</u>									
<b>Combinazione</b>	<i>n. combinazione</i>	<i>frame</i>	<i>N</i>	<i>M</i>	$\sigma_{c,min}$	$\sigma_{s,max}$	$\sigma_{s,min}$		
			[kN]	[kNm]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]	[N/mm <sup>2</sup> ]		
Caratteristica			-180,8	125,3	-1,25	194,06	-2,17	Sezione parzializzata	

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 			
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 72 di 83

## 9 TRAVE DI CORONAMENTO – concio con varco

### 9.1 Geometria della struttura

Nella tabella di seguito allegata si riportano le caratteristiche geometriche delle travi di coronamento al variare delle altezze delle barriere antirumore:

	<b>B [m]</b>	<b>H [m]</b>	<b>L varco [m]</b>
<b>Barriera H=3.75m</b>	1.0	1.0	8.0

### 9.2 Azioni agenti

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari da assumere per le verifiche di resistenza in esercizio delle travi di coronamento pali, ovvero:

- peso proprio cordolo;
- azioni trasmesse dai montanti delle barriere antirumore;
- azioni dovute alla spinta del terreno;
- azioni dovute al ritiro.

Vengono prese in considerazione le condizioni elementari di carico di seguito determinate.

Tali Combinazioni Elementari 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:  $\gamma_{ril} = 20 \text{ kN/m}^3$

#### 9.2.1 Peso proprio cordolo

Considerando uno schema di trave semi-incastrata, con luce  $i$ =interasse pali, si ha che le azioni dovute al peso proprio sono:

$$T_{pp} = B \cdot H \cdot \gamma_{cls} \cdot (i/2)$$

$$M_{pp} = (B \cdot H \cdot \gamma_{cls}) \cdot i^2 / 12$$

con  $i$ = luce varco si ottiene:

**Barriera H=3.75m Lvarco=8m**

<b>PESO PROPRIO CORDOLO</b>	$N_{pp}$	kN	-
	$M_{pp}$	kNm	133.33
	$T_{pp}$	kN	100.00



<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 	<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 73 di 83

### 9.2.2 Azioni trasmesse dai montanti delle barriere antirumore

Definite:

$N_B$ = azione verticale trasmessa da un montante delle barriere antirumore alla base del montante,  
 $M_B$ = azione torcente trasmessa da un montante delle barriere antirumore alla base del montante,  
 $T_B$ = azione di taglio (orizzontale) trasmessa da un montante delle barriere antirumore alla base del montante,

$M_{BO}$ = azione flessionale agente nel piano orizzontale trasmessa dalle barriere.

$M_{BV}$ = azione flessionale agente nel piano verticale trasmessa dalle barriere

e

$N_{BAT}$ =  $N_B$  azione verticale trasmessa da un montante delle barriere antirumore portata in asse trave,  
 $M_{BAT}$ =  $M_B + T_B \cdot (H/2+s)$  azione torcente trasmessa da un montante delle barriere antirumore portata in asse trave,

(con  $H$ =altezza trave e  $s$  = spessore della piastra),

$T_{BAT}$ =  $T_B$  azione di taglio trasmessa da un montante delle barriere antirumore portata in asse trave,

$M_{BOAT}$ =  $M_{BO}$  azione flessionale agente nel piano orizzontale trasmessa dalle barriere portata in asse trave

$M_{BVAT}$ =  $M_{BV}$  azione flessionale agente nel piano verticale trasmessa dalle barriere portata in asse trave

si ha che in corrispondenza dell'attacco trave-palo, le azioni massime agenti in asse trave, trasmesse dai montanti delle barriere e calcolate col metodo delle aree di influenza valgono:

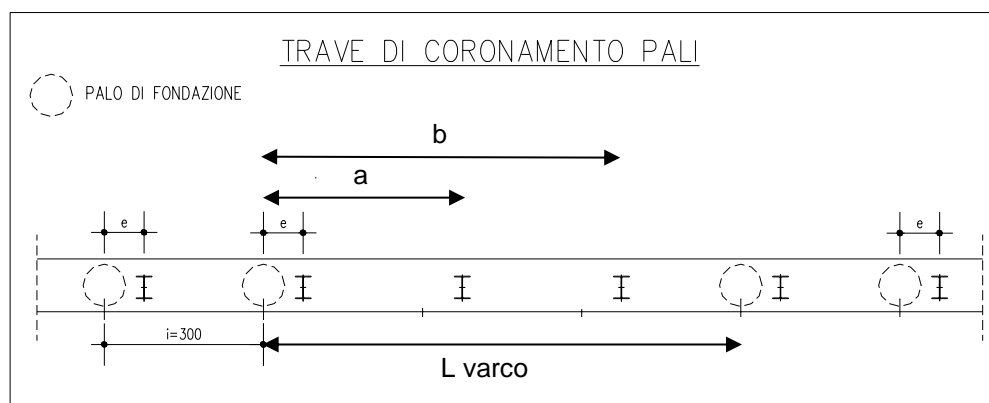
$V_{BATP} = N_{BAT} \cdot [(L-e)/L + L-a)/L + L-b)/L]$  (taglio max verticale in prossimità del palo)

$M_{BATP} = M_{BAT} \cdot [(L-e)/L + L-a)/L + L-b)/L]$  (momento torcente max in prossimità del palo)

$T_{BPP} = T_{BAT} \cdot [(L-e)/L + L-a)/L + L-b)/L]$  (taglio max orizzontale in prossimità del palo)

$M_{BOATP} = M_{BOAT} \cdot 1.00$  (momento max orizzontale in prossimità del palo)

$M_{BVATP} = N_B \cdot [0.75a + e]$  (momento flettente verticale max in prossimità del palo)



Nella tabella sotto riportata sono riassunte le azioni agenti nella trave trasmesse dai montanti delle barriere:

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 	<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 74 di 83

### Barriera H=3.75m Lvarco=8m

<b>AZIONI BASE MONTANTE</b>	N <sub>k</sub>	kN	57.00
	M <sub>k</sub>	kNm	52.73
	V <sub>k</sub>	kN	28.13
<b>AZIONI TRASMESSE DA UN MONTANTE IN ASSE TRAVE</b>	N <sub>BAT</sub>	kN	57.00
	M <sub>BAT</sub>	kNm	68.20
	M <sub>BOAT</sub>	kNm	7.03
	T <sub>BAT</sub>	kN	28.13
	M <sub>BVAT</sub>	kNm	32.06
<b>SOLLECITAZIONI MASSIME IN ASSE TRAVE (IN CORRISPONDENZA DEI PALI)</b>	V <sub>BATP</sub>	kN	90.52
	M <sub>BATP</sub>	kNm	108.31
	M <sub>BOATP</sub>	kNm	23.59
	T <sub>BPP</sub>	kN	44.66
	M <sub>BVATP</sub>	kNm	107.56

#### 9.2.3 Azioni dovute alla spinta del terreno

Si considera un terreno caratterizzato dai seguenti parametri:

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

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

$$k_{a,k} = 0.238$$

### Barriera H=3.75m Lvarco=8m

<b>SPINTA ATTIVA RILEVATO</b>	T <sub>SAC</sub>	kN	9.52
	M <sub>SAC</sub>	kNm	12.69

con:

T<sub>SAC</sub> = Taglio dovuto alla spinta del terreno

M<sub>SAC</sub> = Momento dovuto alla spinta del terreno

#### 9.2.4 Azioni termiche e ritiro

Gli effetti indotti dal ritiro del getto del cordolo e dalla diminuzione di temperatura vengono di seguito determinati per i cordoli di dimensione 100x100cm ma risultano significativi anche per quelli di dimensione 90x100cm.

Il ritiro del calcestruzzo si può esprimere come:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + \varepsilon_{ca}$$

dove:

$\varepsilon_{cs}$  è la deformazione per ritiro;

$\varepsilon_{cd}$  è la deformazione per ritiro da essiccamento;

$\varepsilon_{ca}$  è la deformazione per ritiro autogeno.

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 75 di 83	

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro da essiccamento si può esprimere come:

$$\varepsilon_{cd,t} = k_h * \varepsilon_{c0}$$

può essere valutato mediante i valori riportati nelle Tab. 11.2. Va-b (DM 14 Gennaio 2008) in funzione della resistenza caratteristica a compressione, dell'umidità relativa e del paramento  $h_0$ .

Considerando una umidità relativa del 70% e una resistenza  $f_{ck} = 28 \text{ N/mm}^2$  si ottiene:

$$\varepsilon_{c0} = \varepsilon_{c0}(f_{ck}, u_{r\%}) = \varepsilon_{c0}(28, 70\%) = -0.36\% = -36 * 10^{-5}$$

$$k_h = k_h(h_0) = k_h(1000) = 0.70$$

dove  $h_0$  è la dimensione fittizia (in mm) pari al rapporto  $h_0 = 2 * A_c / u = 2 * 1000 * 1000 / 2000 = 1000 \text{ mm}$

$$\varepsilon_{cd} = -0.70 * 36 * 10^{-5} = -25.2 * 10^{-5}$$

Il valore medio a tempo infinito della deformazione per ritiro autogeno  $\varepsilon_{ca,\infty}$  si può esprimere come:

$$\varepsilon_{ca,\infty} = -2.5 * (f_{ck} - 10) * 10^{-6} = -2.5 * (32 - 10) * 10^{-6} = -4.50 * 10^{-5}$$

Poiché il ritiro per essiccamento è un fenomeno "lento", mentre quello autogeno è "veloce", si adotta un valore efficace del ritiro pari a:

$$\varepsilon_{cs} = \varepsilon_{cd} + 3 * \varepsilon_{ca,\infty} = -25.2 * 10^{-5} - 3 * 4.50 * 10^{-5} = -38.70 * 10^{-5}$$

Dalle seguenti uguaglianze:

$$\Delta l = \alpha * l_0 * \Delta t$$

$$\Delta l = \varepsilon_{rit} * l_0$$

è possibile esprimere il ritiro in funzione di una variazione termica equivalente, si ha:

$$\alpha_{\Delta t} * \Delta t = \varepsilon_{rit}$$

sostituendo i valori numerici:

$$\Delta t_{rit} = \varepsilon_{rit} / \alpha_{\Delta t} = (0.3870 * 10^{-3}) / (1.0 * 10^{-5}) = 38.7^\circ\text{C}$$

Si assume inoltre una diminuzione di temperatura pari a  $\Delta t_i = 15^\circ\text{C}$ .

Poiché la coazione da ritiro è un fenomeno "lento", mentre quella da variazione di temperatura è "veloce", si adotta un modulo elastico del calcestruzzo "non abbattuto" ( $E_c = 32588 \text{ N/mm}^2$ ) ed un valore efficace di temperatura pari a:  $\Delta T = \Delta t_{rit} / 3 + \Delta t_i = 41.00 / 3 + 15 = 27.9^\circ\text{C}$

Tale variazione termica viene messa in conto imponendo alla sommità del palo maggiormente sollecitato (ossia quello piu' distante dal centro di simmetria del cordolo) uno spostamento impresso pari a:

$$\Delta l = \alpha * L / 2 * \Delta T = 1.0 * 10^{-5} * 3000 / 2 * 27.9^\circ\text{C} = 0.419 \text{ cm (si assume } 0.42 \text{ cm)}.$$

GENERAL CONTRACTOR 		ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 76 di 83	

In una determinata sezione del cordolo, il ritiro e le azioni termiche producono uno sforzo normale di trazione pari alla somma dei tagli in testa ai pali che precedono (o seguono) la sezione stessa, e che si opporrebbero all'accorciamento del cordolo.

Il taglio in sommità palo prodotto da tale spostamento impresso è anche lo sforzo assiale di trazione  $N_{rit. \text{ singolo palo}}$  trasmesso al cordolo dal palo più lontano rispetto al centro di simmetria del cordolo.

I contributi degli altri pali variano in maniera lineare in funzione della loro distanza dal centro cordolo, pertanto si ha che a centro cordolo (sezione dove è massima l'azione da ritiro), lo sforzo assiale  $N_{RIT}$  da ritiro risulta pari a:

$$N_{RIT} = \alpha * N_{rit. \text{ singolo palo}}$$

$$\alpha = 6 \text{ per barriera } H=3.75m$$

**Barriera H=3.75m Lvarco=8m**

AZIONI DOVUTE AL RITIRO E ALLA VARIAZIONE DI TEMPERATURA	$N_{RIT (SLE)}$	kN	331.43
	$N_{RIT (SLU)}$	kN	497.15

### 9.3 Calcolo delle sollecitazioni

Gli effetti dei carichi verticali e orizzontali vanno sempre combinati, adottando i coefficienti indicati in Tab. 5.2.IV (NTC).

Per le verifiche agli stati limite ultimi si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.2.V e i coefficienti di combinazione  $\Psi$  in Tab. 5.2.VI (NTC).

Per le verifiche agli stati limite d'esercizio si adottano i valori dei coefficienti parziali in Tab. 5.2.VI (NTC).

### 9.4 Combinazioni di carico

I carichi caratteristici sopra elencati, al fine di ottenere le sollecitazioni di progetto per effettuare le successive verifiche, sono opportunamente combinati fra loro.

I valori numerici riportati nelle colonne delle seguenti tabelle di combinazione indicano il coefficiente moltiplicativo con il quale la condizione elementare è considerata. Tali valori sono il risultato dei prodotti tra coefficienti parziali operanti sulle azioni.

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 		<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 			
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 77 di 83

COMBINAZIONI DI CARICO		P.P. Cordolo	Peso Montante	Pressioni aerodinamiche	Vento	Spinta attiva terre	Ritiro e azione termica
		1	2	3	4	5	6
1	SLU	1,35	1,35	1,5	1,50	1,35	1,50
2	SLE CAR	1,00	1,00	1,0	1,00	1,00	1,00

## 9.5 Sollecitazioni totali

Combinando i contributi delle varie condizioni di carico elementari si ottiene:

**Barriera H=4.75m Lvarco=8m**

<b>SOLLECITAZIONI TOTALI TRAVE DI CORONAMENTO COMBINAZIONE SLE RARA</b>	$N_{TC}$	kN	331.43
	$M_V$	kNm	165.40
	$M_O$	kNm	36.27
	$M_{TOT}$	kNm	169.33
	$T_{TCV}$	kN	190.52
	$T_{TCO}$	kN	54.18
	$T_{TOT}$	kN	198.07
	$M_{TORSIONE}$	kNm	108.31
<b>SOLLECITAZIONI TOTALI TRAVE DI CORONAMENTO COMBINAZIONE SLU</b>	$N_{TC}$	kN	497.15
	$M_V$	kNm	228.09
	$M_O$	kNm	52.51
	$M_{TOT}$	kNm	234.06
	$T_{TCV}$	kN	270.77
	$T_{TCO}$	kN	79.84
	$T_{TOT}$	kN	282.30
	$M_{TORSIONE}$	kNm	162.46

## 9.6 Verifiche di resistenza ultima e di esercizio

Di seguito si riportano le verifiche delle sezioni più significative e per le Combinazioni di carico risultate più critiche.

Si svolgono le seguenti verifiche

- verifiche a flessione in regime di tenso-flessione deviata (SLU)
- verifiche a taglio (SLU)
- verifiche a torsione (SLU)
- verifiche a fessurazione (SLE)

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 78 di 83

Poiché in accordo al paragrafo 4.1.2.4 del D.M. 2008 le armature calcolate per la resistenza nei riguardi della sollecitazione torcente devono essere aggiunte a quelle calcolate nei riguardi delle verifiche per flessione e per le verifiche a taglio, si considera:

50% Armature longitudinali presenti efficaci per la verifica a tensoflessione,

50% Armature longitudinali presenti efficaci per la verifica a torsione,

50% Staffe efficaci per verifiche a taglio,

50% Staffe efficaci per verifiche a torsione (solo braccia esterne).

Spesso nelle verifiche che seguono, per comodità di input nei programmi, tale aliquota di area viene messa in conto ipotizzando l'impiego di barre fittizie di diametro equivalente  $\phi_e$  tale che  $A_{a\phi_e} = 50\%A_{a\phi}$ , ossia  $\phi_e = (\sqrt{2}/2) * \phi = 0.707 * \phi$ .

I calcoli di verifica sono effettuati con il metodo degli Stati Limite, applicando il combinato D. M.14.01.2008 con l'UNI EN 1992 (Eurocodice 2).

Le verifiche a taglio sono svolte considerando il puntone in calcestruzzo inclinato e staffe verticali.

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:  $w_k \leq w_3 = 0.30\text{mm}$

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  $\sigma_s < 0.75 f_{yk}$ .

## 9.7 Geometrie e armature travi di coronamento

Si riportano di seguito le verifiche.

### 9.7.1 Trave di coronamento per barriere antirumore H=3.75m Lvarco=8m

Caratteristiche geometriche trave:

H trave = 100cm

B trave = 100cm

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 				
RELAZIONE DI CALCOLO	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 79 di 83

$$c = c' = 5 + 1.4 + 2.0/2 = 7.4 \text{ cm}$$

$$A_{\text{tot Long.}} = (6+6+5+5) \Phi 18 = 22 \Phi 20 = 22 * 3.14 = 69.08 \text{ cm}^2$$

$$St_{\text{tipiche}} = 1 + 1\Phi 14/25'' = 12.35 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$St_{\text{corrisp. montante}} = 1\Phi 14/15'' = 10.27 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armatura per Verifica a tensoflessione SLU:

$$50\% A_{\text{tot}} = 0.5 * 22 * \phi 20 = 22 * 3.14/2 = 22 * 1.57 = 34.54 \text{ cm}^2$$

corrispondente a 22  $\phi 14.14$

Armatura per Verifica a torsione:

$$50\% A_{\text{tot}} = 0.5 * 22 * \phi 20 = 22 * 3.14/2 = 22 * 1.57 = 34.54 \text{ cm}^2$$

corrispondente a 22  $\phi 14.14$

Staffe per Verifica a taglio:

$$50\% St_{\text{corrisp. montante}} = 0.5 * \phi 14 / 15'' = \phi 9.9/15'' \text{ (essendo } 9.9 = 0.707 * 14)$$

Staffe per Verifica a torsione:

$$50\% St_{\text{corrisp. montante}} = 0.5 * \phi 14 / 15'' = \phi 9.9/15'' \text{ (essendo } 9.9 = 0.707 * 14)$$

## 9.8 Barriera tipo 4 - h=3.75m L varco = 8m

### 9.8.1 Verifica allo stato limite ultimo per tenso-flessione

Caratteristiche geometriche trave:

H trave = 100cm

B trave = 100cm

$c = c' = 5 + 1.4 + 2.0 / 2 = 7.4$  cm

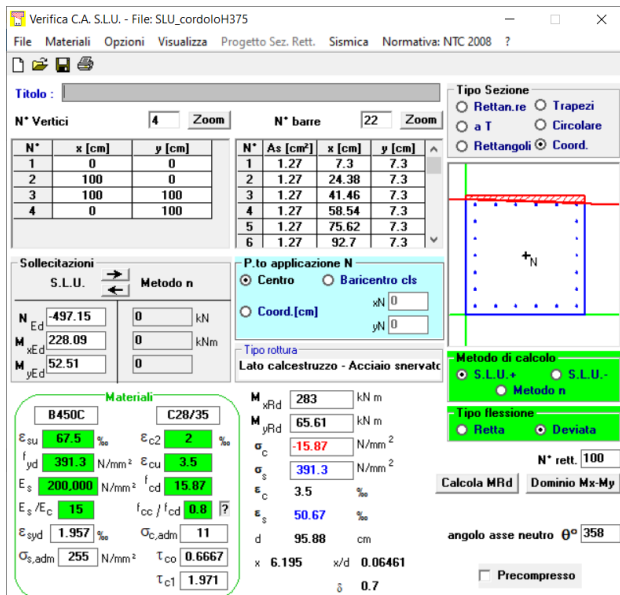
$A_{Long,per\ flessione} = (6+6+5+5) \Phi 14.14 = 22 \Phi 14.14 = 22 * 1.57 = 34.54 \text{ cm}^2$

Sollecitazioni:

Momento verticale:  $M_x = 228.09$  kNm

Momento orizzontale:  $M_y = 52.51$  kNm

$N = 497.15$  kN (trazione)



Verifica C.A. S.L.U. - File: SLU\_cordoloH375

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2008 ?

TITOLO: \_\_\_\_\_

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 22 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	1	1.27	7.3	7.3
2	100	0	2	1.27	24.38	7.3
3	100	100	3	1.27	41.46	7.3
4	0	100	4	1.27	58.54	7.3
			5	1.27	75.62	7.3
			6	1.27	92.7	7.3

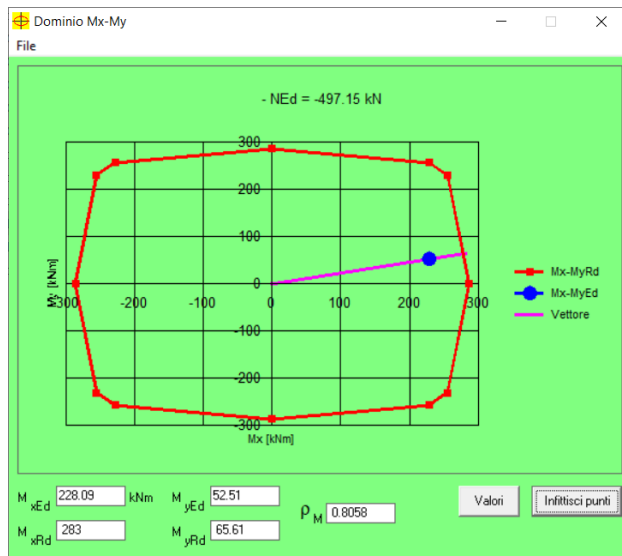
Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> -497.15 0 kN  
M<sub>xEd</sub> 228.09 0 kNm  
M<sub>yEd</sub> 52.51 0 kNm

Materiali: B450C, C28/35

M<sub>xRd</sub> 283 kNm  
M<sub>yRd</sub> 65.61 kNm  
σ<sub>c</sub> -15.87 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 391.3 N/mm²  
ε<sub>s</sub> 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub> 50.67 ‰  
d 95.88 cm  
x 6.195 x/d 0.06461  
δ 0.7

Metodo di calcolo: S.L.U. Metodo n  
Tipo flessione: Fletta  
N° rett. 100  
angolo asse neutro θ° 358  
 Precompresso





<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 	<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A

### 9.8.2 Verifica allo stato limite ultimo per taglio

CALCESTRUZZO		
Calsse calcestruzzo		C28/35
Resistenza cubica caratteristica	$R_{ck}$	35.00 Mpa
Resistenza cilindrica caratteristica	$f_{ck}$	29.05 Mpa

ACCIAIO	
Tipologia	B450C
Resistenza caratteristica allo snervamento	450 Mpa

COEFFICIENTI MATERIALE		
Coefficiente di sicurezza per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1.50
Coefficiente riduttivo per resistenze di lunga durata	$\alpha_{cc}$	0.85
Coefficiente di sicurezza per l'acciaio	$\gamma_s$	1.15

GEOMETRIA SEZIONE C.A.				
Base	b		1000 mm	
Altezza	h		1000 mm	
<i>Barre tese</i>		<i>numero barre</i>	<i>diametro barre [mm]</i>	<i>copriferro in asse barra [mm]</i>
strato1		6	14	7.4
strato2		0	0	0
strato3		0	0	0
strato4		0	0	0
strato5		0	0	0
Area barre tese	$A_s$		942 mm <sup>2</sup>	
Posizione della barra equivalente	$c^*$		7.4 mm	

SOLLECITAZIONI		
Load Case		
Frame		
Azione assiale (+ di compressione)	$N_{Ed}$	0 kN
Taglio	$V_{Ed}$	282.3 kN

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE SENZA ARMATURA A TAGLIO		
Altezza utile della sezione	d	992.6 mm
Coefficiente	k	1.45
Rapporto di armatura longitudinale	$\rho_l$	0.09%
Tensione assiale media	$\sigma_{cp}$	0.00 N/mm <sup>2</sup>
	$0.2 \times f_{cd}$	3.29 N/mm <sup>2</sup>
	$v_{min}$	0.33 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza al taglio minima	$V_{rd,min}$	326.56 kN
<b>Resistenza al taglio senza armatura</b>	<b><math>V_{rd}</math></b>	<b>326.56 kN</b>
Verifica		0.86 <i>Verifica soddisfatta</i>

ARMATURA A TAGLIO		
Diametro staffe	$\phi$	9.9 mm
Numero braccia	n	2
Passo staffe	s	150 mm
Inclinazione staffe (rispetto all'orizzontale)	$\alpha$	90 °
Inclinazione del puntone in calcestruzzo	$\theta$	35 °
Valore minimo di inclinazione del puntone in calcestruzzo	$\theta_{min}$	21.80 °

VERIFICA RESISTENZA SEZIONE CON ARMATURA A TAGLIO		
Coefficiente di riduzione per fessurazione	$v_1$	0.5
Resistenza cilindrica di progetto	$f_{cd}$	16.46166667 N/mm <sup>2</sup>
Area armatura a taglio	$A_{st}$	153.95 mm <sup>2</sup>
	$\sigma_{cp}/f_{cd}$	0
Coefficiente di interazione	$\alpha_{cw}$	1
Resistenza a taglio per rottura delle armature	$V_{rds}$	512.39 kN
Resistenza a taglio per rottura del puntone in calcestruzzo	$V_{rcd}$	3454.75 kN
<b>Resistenza al taglio</b>	<b><math>V_{rd}</math></b>	<b>512.39 kN</b>
Verifica		0.55 <i>Verifica soddisfatta</i>

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 	<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
	<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>	Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A

### 9.8.3 Verifica allo stato limite ultimo per torsione

CALCESTRUZZO			
Classe:	C28/35		
Rck=	35 N/mm <sup>2</sup>		
fck=	29.05 N/mm <sup>2</sup>		
alpha_cc=	0.85		
gamma_c=	1.5		
fcd=	16.46 N/mm <sup>2</sup>		
fctm=	2.83 N/mm <sup>2</sup>		
fctk,005=	1.98		
fbd=	1.32 N/mm <sup>2</sup>	(calcolo secondo EC2)	
	1.26 N/mm <sup>2</sup>	(calcolo secondo Ballo-Mazzolani)	
ACCIAIO			
Tipo:	B450C		
fyd=	391.30 N/mm <sup>2</sup>		
GEOMETRIA			
b	100 cm		
h	100 cm		
cf	7.2 cm	(copriferro in asse barra)	
Ac	10000 cm <sup>2</sup>	(area calcestruzzo)	
ø_sl	20 mm	(diametro ferri longitudinali)	
n°	22	(numero ferri longitudinali)	
Asl	6911.50 mm <sup>2</sup>	(area armatura longitudinale)	
Asl,rid	3455.75 mm <sup>2</sup>	(area armatura longitudinale ridotta)	
ø_sl,rid	14.14 mm	(diametro ferri longitudinali ridotto)	
ø_st	14 mm	(diametro ferri longitudinali)	
p	150 mm	(passo staffe)	
Ast	1026.25 mm <sup>2</sup>	(area staffe)	
Ast,rid	513.13 mm <sup>2</sup>	(area staffe ridotta)	
ø_st,rid	9.90 mm	(diametro staffe ridotto)	
Ast,br	76.97	(armatura di un braccio di una staffa)	
t	250 mm	(Ac/u con u perimetro della sezione)	
um	3000 mm	(perimetro medio del nucleo resistente)	
A	562500 mm <sup>2</sup>		
θ	35 °	1.42815 rad	
SOLLECITAZIONI			
T <sub>Ed</sub>	162.46 kNm		
V <sub>Ed</sub>	282.30 kN		
VERIFICA A TORSIONE			
T <sub>Rcd</sub>	1087.66 kNm	(resistenza a torsione del calcestruzzo)	
T <sub>Rsld</sub>	322.60 kNm	(resistenza a torsione delle staffe trasversali)	
T <sub>Rld</sub>	355.07 kNm	(resistenza a torsione dell'armatura longitudinale)	
T <sub>Rd</sub>	322.60 kNm	(resistenza a torsione della trave)	
VERIFICA A TAGLIO E TORSIONE			
N	0.0 kN	(sforzo normale sulla sezione, negativo di compressione)	
σ <sub>cp</sub>	0.0 N/mm <sup>2</sup>	(tensione media di compressione nella sezione)	
α <sub>t</sub>	1.0	(coefficiente che tiene conto della compressione)	
V <sub>Rcd</sub>	3455.44 kN	(resistenza a taglio lato cls della trave)	
T <sub>Ed</sub> /T <sub>Rcd</sub> + V <sub>Ed</sub> /V <sub>Rcd</sub>	0.23		

<b>GENERAL CONTRACTOR</b> 		<b>ALTA SORVEGLIANZA</b> 				
<b>RELAZIONE DI CALCOLO</b>		Progetto IN17	Lotto 10	Codifica Documento EI2 CL BA 00 0 1 301	Rev. A	Foglio 83 di 83

### 9.8.4 Verifica allo stato limite di esercizio per fessurazione

<b>SEZIONE RETTANGOLARE - VERIFICHE IN ESERCIZIO</b>									
<b>PARAMETRI VERIFICA FESSURAZIONE</b>									
kt=	0.40	(0,6 = azioni di breve durata; 0,4 = azioni di lunga durata)							
k <sub>1</sub> =	0.80	(0,8=barre ad aderenza migliorata; 1,6= barre lisce e trefoli)							
k <sub>3</sub> =	3.40	(valore raccomandato)							
k <sub>4</sub> =	0.425	(valore raccomandato)							
<b>CRITERI DI VERIFICA</b>									
<u>Fessurazione</u>									
Condz. Ambientali:	2	1- Ordinarie; 2- Aggressive; 3- Molto aggressive							
	<b>Aggressive</b>								
Armature:	2	1-Sensibili; 2-Poco sensibili							
	<b>Poco sensibile</b>								
<u>Tensioni in esercizio</u>									
	<b>Limite</b>	<b>Limite</b>	<b>σ<sub>c,max</sub></b>	<b>σ<sub>s,max</sub></b>					
<b>Combinazione</b>	<b>σ<sub>c</sub> / fck</b>	<b>σ<sub>s</sub> / fyk</b>	<b>[N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>[N/mm<sup>2</sup>]</b>					
Quasi Permanente	0.40	0.75	11.62	337.50					
Caratteristica	0.55	0.75	15.98	337.50					
<b>SOLLECITAZIONI SLE (N+ di compressione)</b>									
<u>Fessurazione</u>									
<b>Combinazione</b>	<b>n. combinazione</b>	<b>frame</b>	<b>N</b>	<b>M</b>	<b>w<sub>d</sub></b>	<b>w<sub>lim</sub></b>	<b>MO - Mf</b>		
			<b>[kN]</b>	<b>[kNm]</b>	<b>[mm]</b>	<b>[mm]</b>	<b>[kNm]</b>		
Caratteristica			-331.4	169.3	Msd<Mf	0.200	375.26	-	
<u>Tensioni in esercizio</u>									
<b>Combinazione</b>	<b>n. combinazione</b>	<b>frame</b>	<b>N</b>	<b>M</b>	<b>σ<sub>c,min</sub></b>	<b>σ<sub>s,max</sub></b>	<b>σ<sub>s,min</sub></b>		
			<b>[kN]</b>	<b>[kNm]</b>	<b>[N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>[N/mm<sup>2</sup>]</b>	<b>[N/mm<sup>2</sup>]</b>		
Caratteristica			-331.4	169.3	-1.12	236.73	2.87	Sezione parzializzata	