

COMMITTENTE:



ALTA SORVEGLIANZA:



GENERAL CONTRACTOR:



**INFRASTRUTTURE FERROVIARIE STRATEGICHE DEFINITE DALLA  
LEGGE OBIETTIVO N. 443/01**

**TRATTA A.V. /A.C. TERZO VALICO DEI GIOVI  
PROGETTO DEFINITIVO**

**INTERCONNESSIONE DI NOVI LIGURE ALTERNATIVA ALLO SHUNT  
BARRIERE ANTIRUMORE NUOVA INTERCONNESSIONE LINEA STORICA  
DA PK 106+689 A PK 113+687.220**

GENERAL CONTRACTOR	DIRETTORE DEI LAVORI	
Consorzio <b>Cociv</b> Ing. E. Pagani		

COMMESSA	LOTTO	FASE	ENTE	TIPO DOC.	OPERA/DISCIPLINA	PROGR.	REV.
A 3 0 1	0 0	D	C V	C L	B A V C 0 0	0 0 2	D

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
B00	Cambio tipologia barriere	CCR Ing.	21/04/15	COCIV	23/04/15	A. Palomba	24/04/15	
C00	Rev. Ist. A30100D09ISBA00000 01A del 17/06/2015	CCR Ing.	27/07/15	COCIV	29/07/15	A. Mancarella	30/07/15	
D00	Rev. prot. 0002131/CTVA M.A.T.T.	AIE	27/07/16	COCIV	27/07/16	A. Mancarella	27/07/16	

n. Elab.:	File: A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-002-D00
-----------	---------------------------------------

CUP: F81H92000000008

**Fondazioni B.A. portali in c.a. - AREA 3 - Relazione di calcolo**



<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 	
	<p>A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-002-D00</p>	<p>Foglio 4 di 67</p>

## INDICE

INDICE .....	4
1. INTRODUZIONE .....	6
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	8
2.1. Normativa tecnica vigente .....	8
3. METODO DI CALCOLO .....	10
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI .....	10
4.1. Calcestruzzo Per Le Strutture .....	10
4.2. Acciaio Per Le Strutture In Cemento Armato .....	11
4.3. Micropali .....	11
5. PARAMETRI GEOTECNICI TERRENO .....	12
6. INDIVIDUAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO .....	12
7. MODELLAZIONE .....	13
8. ANALISI DEI CARICHI .....	15
8.1. Condizioni elementari di carico .....	15
8.2. Combinazioni di carico .....	15
8.3. Definizione dei carichi .....	16
8.4. grafici esplicativi dei carichi .....	20
9. PERICOLOSITAqSISMICA DI BASE DEL SITO E MODELLAZIONE SISMICA	23
9.1. Azione sismica .....	23
10. VERIFICHE GEOTECNICHE E SLU PALI Ø 600 E MICROPALI .....	24
10.1. Sollecitazioni .....	25
10.2. Portanza carichi verticali .....	29
10.3. Calcolo del Momento di Plasticizzazione .....	30
10.4. Calcolo del Carico Limite Orizzontale .....	31
10.5. Sollecitazioni lungo il Palo .....	32
10.6. Portanza carichi verticali micropali .....	38
10.1. Capacità Portante Orizzontale Del Micropalo .....	39
11. VERIFICHE STRUTTURALI .....	40
11.1. Verifiche Trave di Fondazione .....	40
11.2. Verifiche Trave in Elevazione .....	45
11.3. Verifiche Setti .....	57

<p>GENERAL CONTRACTOR</p>  <p><b>CODIV</b> Consorzio Collegamenti Integrati Veloci</p>	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p>  <p><b>ITALFERR</b> GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE</p>	
	<p>A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-002-D00</p>	<p>Foglio 5 di 67</p>

11.4. INCIDENZA ARMATURE ..... 67

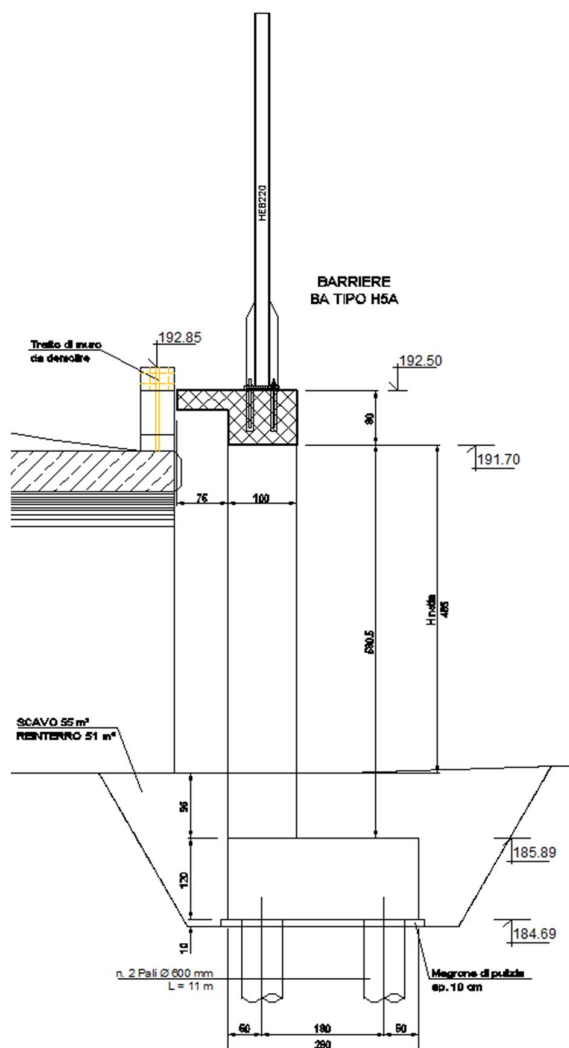
## 1. INTRODUZIONE

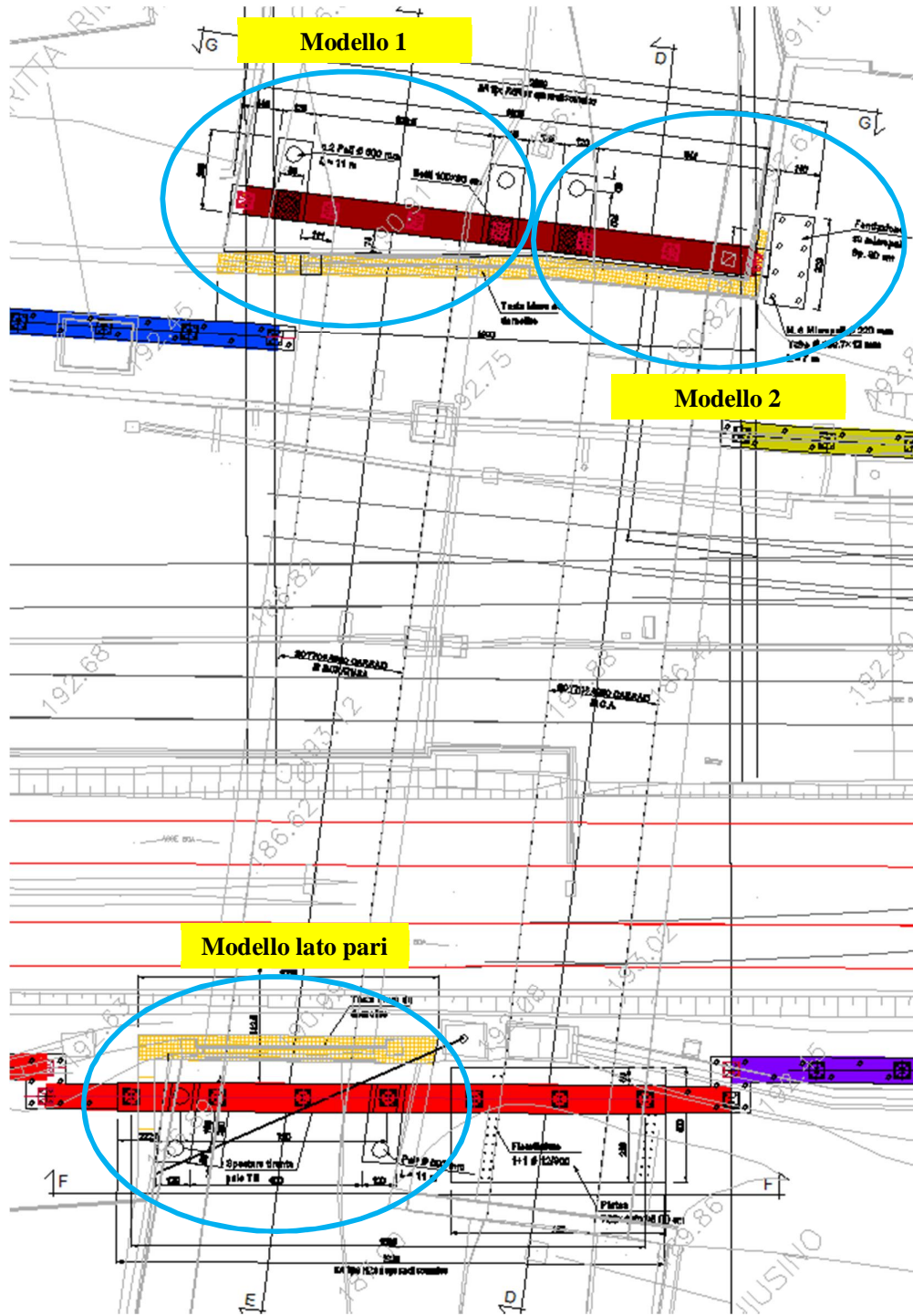
Oggetto della presente relazione è il calcolo e la verifica delle strutture di fondazione BA con portali in c.a. di varia luce, da realizzare sulla tratta ferroviaria Milano-Genova, in corrispondenza del comune di Novi Ligure, per l'installazione delle Barriere Antirumore.

Tale tipologia strutturale prevede l'installazione delle barriere antirumore su travi in c.a. 1,00x0,80m, poggiante a sua volta su due setti 0,80x1,00m aventi interasse massimo di 7,50m. Tali setti poggiano su soles di fondazione di sezione 1,20x1,20m ciascuna avente 2 pali Ø600mm ad interasse di 1,80m.

Le suddette strutture saranno realizzate nell'area d'intervento 030, compresa fra le Pk111+110 e 111+128.

Al fine di identificare le strutture calcolate e verificate di seguito si riportano gli stralci degli elaborati grafici prodotti.





GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-002-D00 <span style="float: right;">Foglio 8 di 67</span>

## 2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Il progetto é redatto in conformità alle Normative e Leggi vigenti:

- [NT\_1]. D.M. 11.03.1988 òNorme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazioneö
- [NT\_2]. Circ. Dir. Centr. Tecn. N°97/81 òIstruzioni relative alle Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione ed il collaudo delle opere di sostegni delle terre e delle opere di fondazioneö.
- [NT\_3]. D.M. 09.01.1996 òNorme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle opere in cemento normale e precompresso e per le strutture metallicheö
- [NT\_4]. D.M. 16.01.1996 òNorme Tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi
- [NT\_5]. Circolare 156 del 04.07.1996 òIstruzioni per l'applicazione delle Norme tecniche relative ai criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichiö
- [NT\_6]. D.M. 04/05/1990: "Aggiornamento delle norme tecniche per la progettazione, la esecuzione e il collaudo dei ponti stradali".
- [NT\_7]. Ministero LL.PP. 25/02/1991: "Istruzioni relative alla normativa tecnica dei ponti stradali".
- [NT\_8]. D.M. 16.01.1996 òNorme tecniche per le costruzioni in zone sismicheö
- [NT\_9]. Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri ó Allegato 1 ó òCriteri per l'individuazione delle zone sismiche ó Individuazione, formazione e aggiornamento degli elenchi nelle medesime zoneö
- [NT\_10]. Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri ó Allegato 4 ó òNorme Tecniche per il progetto sismico delle opere di fondazione e sostegno dei terreniö
- [NT\_11]. Ordinanza n.3316 - Modifiche ed integrazioni all'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20.03.03
- [NT\_12]. Raccomandazioni AICAP òAncoraggi nei terreni e nelle rocceö ed. Maggio 1993.
- [NT\_13]. Istruzioni FF.SS. n°I/SC/PS-OM/2298 ó òSovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari ó Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudoö
- [NT\_14]. Istruzioni FF.SS. 44a - òCriteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione l'esecuzione e il collaudo di cavalcavia e passerelle pedonali sovrastanti la sede ferroviariaö.
- [NT\_15]. Prescrizioni tecniche per la progettazione FF.SS. - òManuale di progettazione - Corpo stradaleö

### 2.1. NORMATIVA TECNICA VIGENTE

- [NT\_16]. Norma UNI EN 206-1:2006 òCalcestruzzo. Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformitàö
- [NT\_17]. UNI EN 197-1 giugno 2001 ó òCemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni



GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-002-D00 <span style="float: right;">Foglio 9 di 67</span>

- [NT\_18]. UNI EN 11104 marzo 2004 ó Calcestruzzo: specificazione, prestazione, produzione e conformità, Istruzioni complementari per l'applicazione delle EN 206-1
- [NT\_19]. Linee guida sul calcestruzzo strutturale - 5 aprile 2013- Presidenza del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici - Servizio Tecnico Centrale
- [NT\_20]. UNI EN 1991-1-5:2004 ó Eurocodice 1 ó Azioni sulle strutture ó Azioni in generale ó Azioni termicheö
- [NT\_21]. UNI EN 1992-1-1:1993 ó Eurocodice2 ó Progettazione delle strutture in calcestruzzo ó Parte 1-1 ó Regole generali e regole per edificiö
- [NT\_22]. UNI EN 1993-1-1:2005 ó Eurocodice 3 ó Progettazione delle strutture in acciaio ó Parte 1-1 ó Regole generali e regole per edificiö
- [NT\_23]. UNI EN 1997-1:1997 ó Eurocodice 7 ó Progettazione geotecnica ó Parte 1: Regole generaliö
- [NT\_24]. Raccomandazioni AICAP ó Ancoraggi nei terreni e nelle rocceö ed. giugno 2012.
- [NT\_25]. Raccomandazioni AGI ó Raccomandazioni sui pali di fondazioneö ed. dicembre 1984.
- [NT\_26]. Norma UNI EN 10025 ó 2005 ó Prodotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali
- [NT\_27]. DM 16 Gennaio 1996 ó Norme tecniche per le costruzioniö
- [NT\_28]. Istruzioni RFI - RFI/DTC/INC/PO/SP/IFS/001/A ó 21 dicembre 2011 ó Specifica per la progettazione e l'esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario.ö

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-002-D00 <span style="float: right;">Foglio 10 di 67</span>

### 3. METODO DI CALCOLO

Il metodo di calcolo e di verifica utilizzato è quello degli stati limite (SLU-SLE). I risultati dell'analisi strutturale condotta per le singole condizioni di carico, moltiplicati da opportuni coefficienti e combinati in casi di carico, definiscono le sollecitazioni di calcolo delle membrature da verificare.

Le opere oggetto della presente relazione sono state progettate e calcolate secondo i metodi della scienza delle costruzioni, adottando per le verifiche il criterio degli stati limite (S.L.).

I criteri generali di sicurezza e le azioni di calcolo sono stati assunti in conformità con il D.M. 16.01.96 e le Norme tecniche per le costruzioni.

Le caratteristiche dei materiali sono state assunte in conformità con il D.M. 14.01.2008 e le Norme tecniche per le costruzioni e relativa circolare esplicativa (Circolare 02.02.2009 n. 617/C.S.LL.PP.), nonché alle Istruzioni RFI/DTC/INC/PO/SP/IFS/001/A.

### 4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI

Con riferimento alle normative citate le strutture sono state verificate adottando i seguenti parametri di resistenza dei materiali.

#### 4.1. CALCESTRUZZO PER LE STRUTTURE

##### ***CALCESTRUZZO FONDAZIONI CLASSE C25/30 ( $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$ )***

Classe di esposizione: ..... XC2 (UNI EN 206-1)

Copriferro nominale min. per strutture interrato = 30 mm (ricoprimento armature più esterne)

Classe di consistenza: ..... S3 (UNI EN 206-1)

Massima dimensione aggregati .....  $\leq 32$  mm

##### ***CALCESTRUZZO ELEVAZIONI CLASSE C32/40 ( $R_{ck} \geq 40 \text{ N/mm}^2$ )***

Classe di esposizione: ..... XC4 (UNI EN 206-1)

Copriferro nominale min. per strutture in elevazione = 40mm (ricoprimento armature più esterne)

Classe di consistenza: ..... S4 (UNI EN 206-1)

Massima dimensione aggregati .....  $\leq 32$  mm

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-002-D00 <span style="float: right;">Foglio 11 di 67</span>

**CALCESTRUZZO PER MAGRONI CLASSE C12/15 ( $R_{ck} \geq 15 \text{ N/mm}^2$ )**

Resistenza media .....  $\geq 15 \text{ N/mm}^2$

Contenuto minimo cemento: .....  $150 \text{ kg/m}^3$

**CALCESTRUZZO PALI CLASSE C25/30 ( $R_{ck} \geq 30 \text{ N/mm}^2$ )**

Classe di esposizione: ..... XC2 (UNI EN 206-1)

Copriferro nominale min. per strutture interrato = 60 mm

(nel caso di pali trivellati ) ..... 60 mm

Classe di consistenza: ..... S4 (UNI EN 206-1)

Massima dimensione aggregati .....  $\leq 32 \text{ mm}$

**4.2. ACCIAIO PER LE STRUTTURE IN CEMENTO ARMATO**

Per l'acciaio di armatura è stato utilizzato un acciaio B 450 C avente le seguenti caratteristiche.

$f_{y,k} = 450 \text{ MPa}$  (resistenza caratteristica di snervamento #11.3.2 ó NTC08);

$f_{t,k} = 540 \text{ MPa}$  (resistenza caratteristica di rottura #11.3.2 ó NTC08);

$\gamma_s = 1.15$  (coefficiente di sicurezza #4.1.2.1.1.3 ó NTC08).

**4.3. MICROPALI**

Malte e miscele per iniezioni: .....  $R_{ck} \times 25 \text{ MPa}$

Rapporto A/C Max in peso: ..... 0.5

Acciaio tubi ..... S355 JR

## 5. PARAMETRI GEOTECNICI TERRENO

Per le caratteristiche geo meccaniche del terreno si assumono i parametri dedotti dalla relazione geologica del Dott. Geologo Anselmi.

LITOLOGIA TRATTO A:

0,0 ÷ 5,00 Limo Argilloso debolmente sabbioso di colore rossiccio con abbondanti inclusi eterogenei a spigoli vivi ed arrotondati

5,00 Ghiaia eterogenea ed etero metrica da sub angolare a sub arrotondata in matrice limoso sabbiosa di colore nocciola

PARAMETRI GEOTECNICI:

Litologia	$\gamma$ (t/m <sup>3</sup> )	C (Kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)	E (Kg/cm <sup>2</sup> )
Limo argilloso Debolmente sabbioso	1.8	0.2	25	200
Ghiaia	1.9	0.0	33	400
Argilla marnosa marne argillose	2.1	2.0	35	2000

## 6. INDIVIDUAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO

Norme C.N.R.-U.N.I 10024/86: informazioni sul codice di calcolo.

Codice DOLMENWIN, versione 13, prodotto, distribuito e assistito dalla Soc. CDM DOLMEN, con sede in Torino, via Drovetti 9/F.

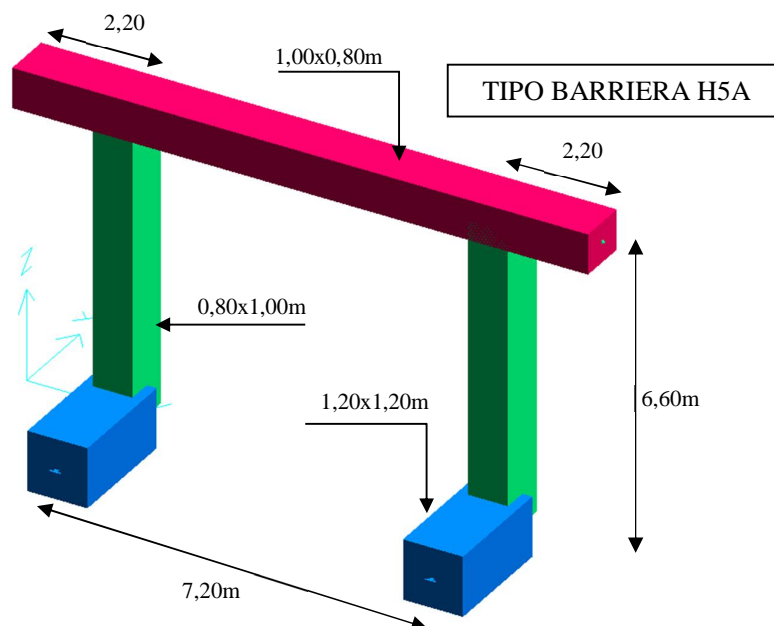
Il codice effettua l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà. Gli elementi considerati sono di tipo guscio, sia rettangolare che triangolare, aventi comportamento membrana e piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sugli elementi guscio come carichi d'area. I vincoli esterni sono definiti da sei costanti di rigidità elastica.

L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto, che riporta, per una serie di strutture significative, i confronti tra le analisi effettuate con il codice e quelle effettuate con codici di confronto (HERCULES della Soc. SOCOTEC - Parigi). La presenza di un modulo CAD per l'introduzione dei dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi e dei carichi introdotti. È possibile ottenere rappresentazioni grafiche di deformate, sollecitazioni e stati di tensione della struttura.

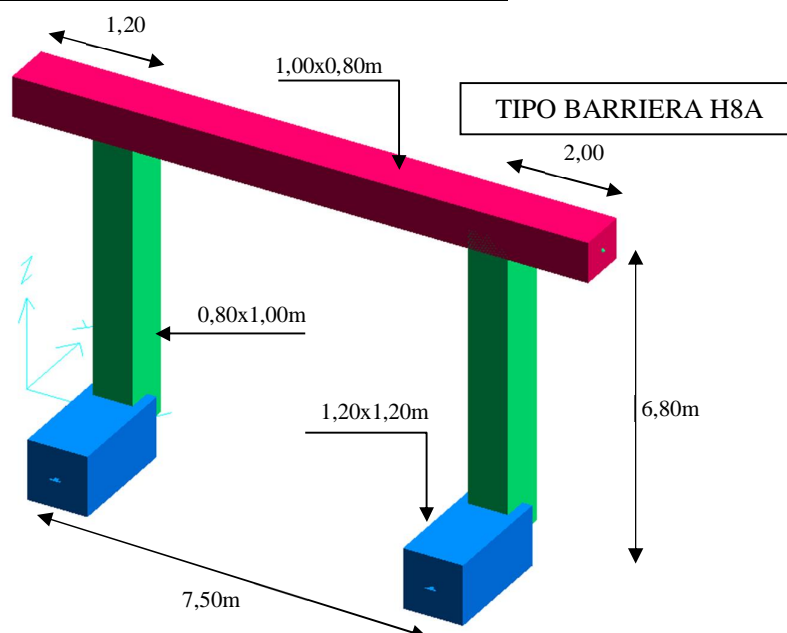
## 7. MODELLAZIONE

I modelli della suddette tipologie strutturali, sono stati effettuati con elementi finiti monodimensionali (modello ad aste), ciascuno con la propria sezione reale.

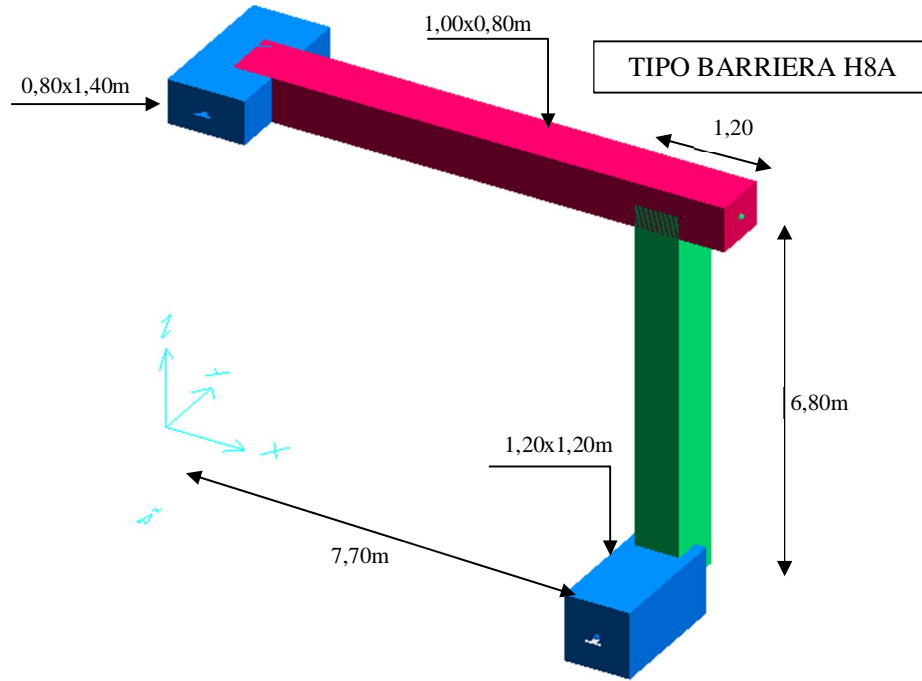
### MODELLO IN 3D CON GLI ELEMENTI ESTRUSI (LATO PARI)



### MODELLO 1 IN 3D CON GLI ELEMENTI ESTRUSI (LATO DISPARI)



**MODELLO 2 IN 3D CON GLI ELEMENTI ESTRUSI (LATO DISPARI)**



## 8. ANALISI DEI CARICHI

### 8.1. CONDIZIONI ELEMENTARI DI CARICO

Nella seguente tabella si riportano le condizioni di carico analizzate nel modello F.E.M.

Schede condizioni							
Nuova scheda		Modifica scheda		Duplica scheda		Elimina scheda	
Num.	Nome	Coeff.	N° carichi	Categoria in NTC2008	Categoria in norme precedenti		
<input checked="" type="radio"/> 001)	Peso_proprio_____	1	0	Peso proprio	Permanente		
<input type="radio"/> 002)	Pp_pannelli	1	3	Permanente	Permanente		
<input type="radio"/> 003)	Vento+Sovraspinta_Tr	1	6	A:Var abitazione	Var.abitazione		
<input type="radio"/> 004)	Sisma_X	1	8	Altro ...	Sisma X (stat. eq.)		
<input type="radio"/> 005)	Sisma_Y	1	11	Altro ...	Sisma Y (stat. eq.)		

### 8.2. COMBINAZIONI DI CARICO

NOME	DESCRIZIONE	VERIFICA	TIPO	CONDIZ. INSERITE			CASI INSERITI	
				Num.	Coeff.	Segno	Num.	Coeff.
1	1.4PP+1.4Pa+1.5S	S.L.U.	somma	1	1.400	+		
				2	1.400	+		
				3	1.500	±		
2	1.0PP+1.0Pa+1.5S	S.L.U.	somma	1	1.000	+		
				2	1.000	+		
				3	1.500	±		
3	SISMAX SLU	nessuna	somma	4	1.500	±		
4	SISMAY SLU	nessuna	somma	5	1.500	±		
5	SLU con SISMAX PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	c3	1.000
				2	1.000	+	c4	0.300
6	SLU con SISMAY PRINC	S.L.U.	somma	1	1.000	+	c4	1.000
				2	1.000	+	c3	0.300

#### Si riporta una breve descrizione dei casi di carico considerati:

**caso 1:** combinazione a Stato Limite Ultimo, che considera i pesi propri delle strutture, carichi permanenti dovuti al peso delle barriere ed i carichi variabili relativi al vento e alla sovraspinta dovuta al passaggio del treno, senza considerare l'azione del sisma;

**caso 2:** combinazione a Stato Limite Ultimo, che considera i pesi propri delle strutture, carichi permanenti dovuti al peso delle barriere considerate come carichi favorevoli ed i carichi variabili relativi al vento e alla sovraspinta dovuta al passaggio del treno, senza considerare l'azione del sisma;

**caso 3 e 4:** combinazioni delle azioni sismiche, utilizzate nei casi di carico sismici effettivi 4 e 5;

**caso 5 e 6:** combinazioni a Stato Limite Ultimo, che considerano i normali carichi (pesi propri, permanenti relativi alle barriere) e le azioni sismiche, con una direzione principale del sisma.

### 8.3. DEFINIZIONE DEI CARICHI

Di seguito vengono definiti tutti i carichi riportati al paragrafo precedente.

- **γPeso\_Proprio**

Il peso proprio degli elementi in elevazione ed in fondazione si è ricavato direttamente dal programma di calcolo utilizzando un valore di peso specifico del cemento armato pari a:

$$\gamma = 25 \text{ kN/m}^3.$$

Tutti i carichi definiti **γpeso proprio** partecipano al carico sismico come masse sismiche.

- **δPp\_pannelli**

In tale combinazione viene contemplato il peso dei pannelli sia in c.a. sia in acciaio delle barriere ed anche l'incidenza dei montanti costituiti da profili in acciaio.

Tali carichi sono stati desunti dai documenti sopra citati, di cui si riporta uno stralcio di seguito.

$$Pp_{\text{Pannelli acciaio}} = 50 \text{ daN/m}^2$$

$$Pp_{\text{Pannelli c.a.}} = 350 \text{ daN/m}^2$$

$$Pp_{\text{Profili}} = 20 \text{ daN/m}$$

In definitiva si sono desunti i pesi dei pannelli dall'elaborato fornito da COCIV e intitolato "Montanti Metallici per Barriere Antirumore" con codifica A301-00-D-CV-CL-BAVC00-00X-A.

Barriera	z [m]	N [kN]
H0	3.0	22.50
H1	3.5	23.25
H2	4.0	24.00
H3A	4.5	24.75
H4A	5.0	25.50
H5A	5.5	26.25
H6A	6.0	27.00
H7A	6.5	27.75
H8A	7.0	19.00
H9A	7.5	19.50
H10	8.0	20.00

*Estratto dalla relazione: Montanti Metallici per Barriere Antirumore*



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-002-D00 <span style="float: right;">Foglio 17 di 67</span>

Le considerazioni, i calcoli e le verifiche allegate di seguito risultano valide anche nel caso in cui i pannelli di acciaio vengano sostituiti con dei pannelli di vetro stratificato tipo 8+1.52+8 mm.

Tele sostituzione, infatti, non comporta aumenti di carico rispetto alle considerazioni citate sopra in quanto il peso dei paraventi in vetro risulta minore di quelli in acciaio come mostrato nei calcoli sotto riportati:

$$\begin{aligned}
 & \frac{0.008 \cdot 2700 \cdot 43.2}{1000} \\
 & \frac{0.008 \cdot 2700 \cdot 43.2}{1000} \cdot 50
 \end{aligned}$$

• **δAzione del Vento**

Il carico del vento secondo il D.M. 16-01-1996 è il seguente:

$p = q_{ref} \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$  = pressione del vento

$q_{ref} = v_{ref}^2 / 1.6 = 391 \text{ N/m}^2$ , pressione cinetica di riferimento

$v_{ref} = v_{ref,0} = 25 \text{ m/s}$ , per  $a_s < a_0$ , velocità di riferimento del vento

$a_s = 200 \text{ m}$ , altitudine sul livello del mare del sito

Zona 1 (Piemonte,...)

$v_{ref,0} = 25 \text{ m/s}$ ;  $a_0 = 1000 \text{ m}$ ;  $a_s < a_0$

$$\left. \begin{aligned}
 & C_e(z) = k_r^2 \cdot C_t \cdot \ln(z/z_0) \cdot a [7 + C_t \cdot \ln(z/z_0)] \text{ per } z \geq z_{min} \\
 & C_e(z) = C_e(z_{min}) \text{ per } z < z_{min}
 \end{aligned} \right\} \text{ Coefficiente di esposizione}$$

Classe di rugosità del terreno C, Aree con ostacoli diffusi

Categoria III, sito distante oltre 30 Km dalla costa, altitudine <500m

$k_r = 0.20$ ,  $z_0 = 0.10\text{m}$ ,  $z_{min} = 5.00\text{m}$ ,  $z = 6.00\text{m}$

$z = z_{min}$

Calcolo coefficiente di topografia

$C_t = 1 + \beta \cdot \gamma [1 - 0.1(x/H)]$

$\beta = 0.5$  per  $z/H \leq 0.75$

$\beta = 0.8 - 0.4(z/H)$  per  $0.75 < z/H \leq 2$

$\beta = 0$  per  $z/H > 2$

$\gamma = 0$  per  $H/D \leq 0.10$

$\gamma = 1/0.20(H/D - 0.10)$  per  $0.10 < H/D \leq 0.30$

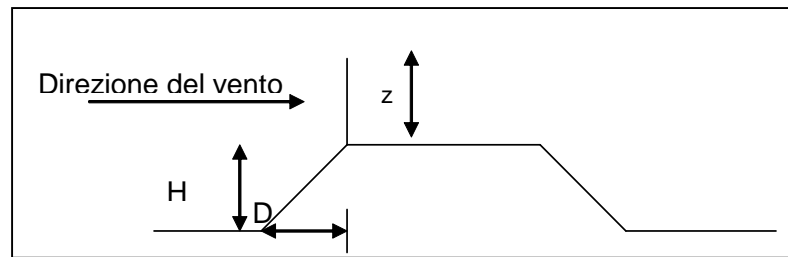
$\gamma = 1$  per  $H/D > 0.30$

x, distanza tra ciglio rilevato e barriera

H, altezza rilevato

D, larghezza scarpata

z, altezza barriera



Ipotizzando le condizioni peggiori

(H=8m, D=12m, x=0, z=6.00m), si ottiene:

$$z/H = 0.75 \quad \rightarrow \beta = 0.5$$

$$H/D = 0.66 \quad \rightarrow \gamma = 1$$

Quindi

$$C_i = 1.5$$

$$C_e = 3.23$$

$C_p = 1.2$  coefficiente di forma per pensiline con  $\alpha > 35^\circ$

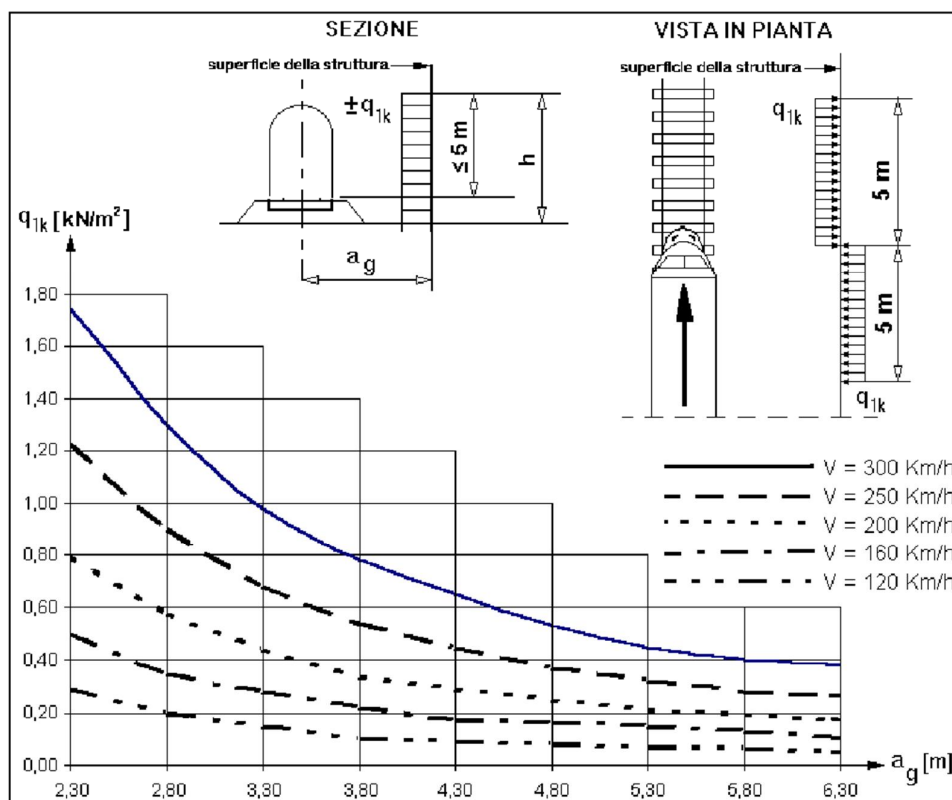
$$C_d = 1.0$$

$$p = q_{ref} \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d = 391 \cdot 3.57 \cdot 1.2 \cdot 1 = 1675 \text{ N/m}^2$$

• **δSovrappinta\_Trenoö**

In tale combinazione viene contemplata l'azione di sovrappinta dovuta al passaggio del treno, considerando una velocità massima dei convogli di 160 km/h.

L'effetto aerodinamico associato al passaggio del convoglio ferroviario è stato valutato ipotizzando la situazione più gravosa possibile, facendo riferimento alla seguente figura ricavata dall'istruzione FS δSovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviariö.



Valori caratteristici delle azioni  $q_{1k}$  per superfici verticali parallele al binario

$$q_{1k} = f(a_g, v) = 0.20 \text{ kN/m}^2 \text{ per treni aerodinamici ETR}$$

$$a_g = 4.30 \text{ m, distanza asse binario-barriera minima}$$

$$v = 160 \text{ Km/h, velocità massima per treni aerodinamici ETR,}$$

$$p_a = q_{1k} \times k_1 = 0.20 \text{ kN/m}^2 \text{ per treni aerodinamici ETR}$$

$$k_1 = 1.00 \text{ per treni aerodinamici ETR,}$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-002-D00	Foglio 20 di 67

- **Vento + sovraspinta treno**

La velocità del treno nel tratto considerato è  $V_{\max} \leq 160$  km/h. L'azione orizzontale da applicare alle barriere antirumore, sia per le verifiche statiche che per le verifiche a deformazione, verrà assunta come valore statico pari al massimo tra  $1.50 \text{ kN/m}^2$  e la somma dell'azione dovuta al vento e agli effetti aerodinamici associati al passaggio dei convogli ferroviari.

$$q_h = p + p_{a,\max} = 1.675 + 0.20 = 1.875 \text{ kN/m}^2$$

La pressione che si assume per le verifica statiche e di deformazione sarà pari a **1.90 kN/m<sup>2</sup>**.

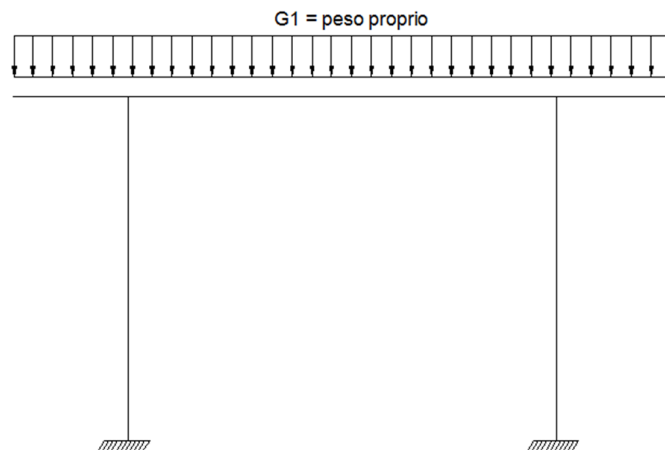
- **Carichi sismici**

Vedi **Capitolo 9 - Pericolosità sismica di base del sito e modellazione sismica**

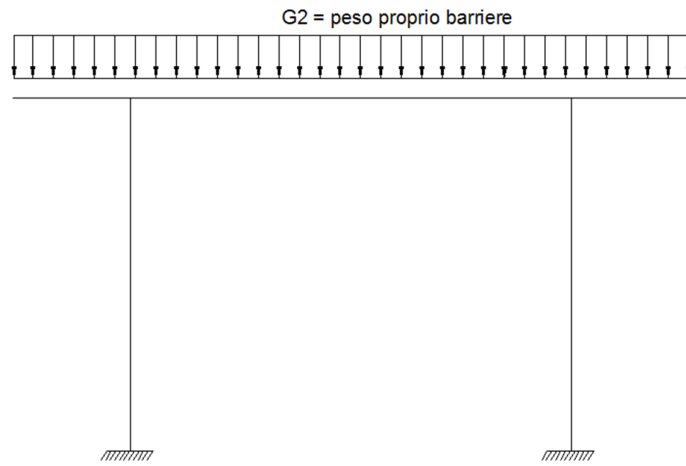
#### **8.4. GRAFICI ESPLICATIVI DEI CARICHI**

- **Peso proprio**

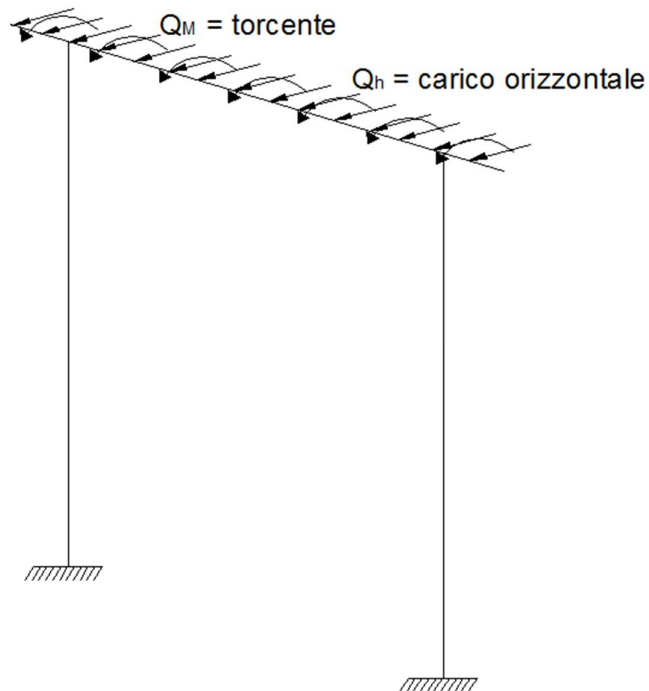
Il peso proprio è stato attribuito a tutti gli elementi in c.a.



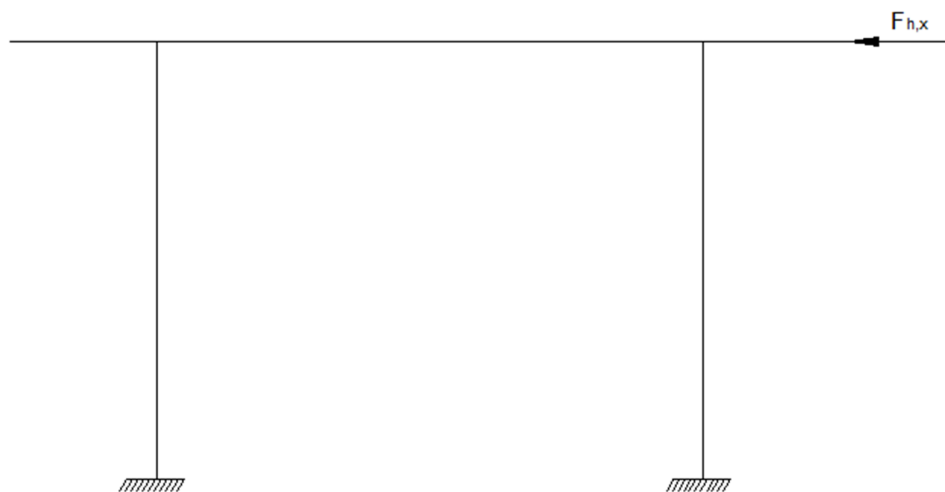
- Peso proprio pannelli



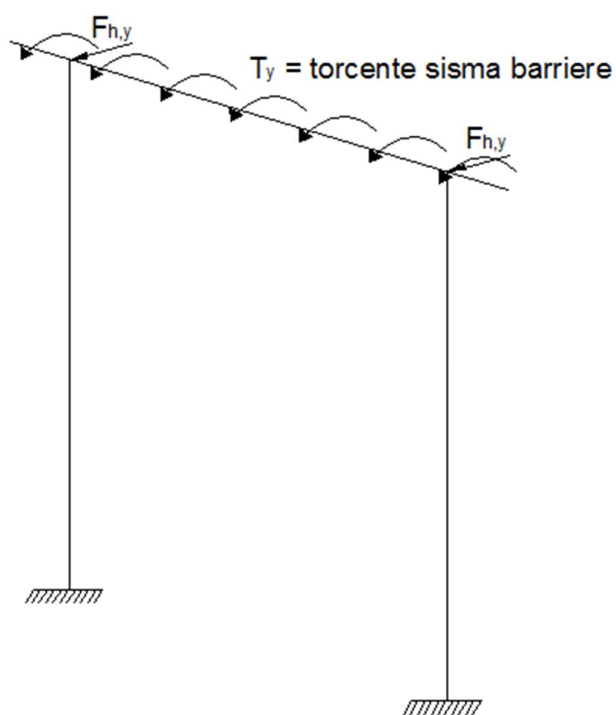
- Vento + sovraspinta treno



- sisma x



- sisma y



<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-002-D00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 23 di 67</p>

## 9. PERICOLOSITA' SISMICA DI BASE DEL SITO E MODELLAZIONE SISMICA

### 9.1. AZIONE SISMICA

Le azioni sismiche sono state considerate tramite un'analisi statica con i parametri di seguito esposti.

$$k_h = \frac{S}{R \cdot I \cdot F \cdot C_s} = 0,04$$

dove:

$$k_h = \frac{S}{R \cdot I \cdot F \cdot C_s} = 0,04 \quad \text{Coefficiente di intensità sismica}$$

$$S = 6 \quad \text{Grado di sismicità}$$

$$R = 1 \quad \text{Coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata}$$

$$I = 1,2 \quad \text{Coefficiente di protezione sismica}$$

$$= 1,3 \quad \text{Coefficiente di fondazione}$$

$$= 1 \quad \text{Coefficiente di struttura}$$

$$W = P_{\text{proprio}} + P_{\text{permanenti}} = 65566 + 10972 = 76538 \text{ daN} \quad \text{Peso complessivo delle masse sismiche}$$

$$k_h = 0,0624 \cdot 76538 = 4776 \text{ daN}$$

Per il sisma in direzione Y si è calcolato il momento torcente dovuto all'effetto del sisma sulla barriera.

- MODELLO LATO PARI (barriere H5A)

$$W_{\text{barriera}} = 945 \text{ daN}$$

$$F_{h,y} = W \cdot k_h = 945 \cdot 0,0624 = 59 \text{ daN}$$

$$M_t = F_{h,y} \cdot (H_{\text{bar}} + (H_{\text{trave}}/2)) / 2 = 59 \cdot (5,5 + 0,4) / 2 = 174 \text{ daNm}$$

- MODELLO 1 E 2 LATO DISPARI (barriere H8A)

$$W_{\text{barriera}} = 1053 \text{ daN}$$

$$F_{h,y} = W \cdot k_h = 1053 \cdot 0,0624 = 65,7 \text{ daN}$$

$$M_t = F_{h,y} \cdot (H_{\text{bar}} + (H_{\text{trave}}/2)) / 2 = 65,7 \cdot (7 + 0,4) / 2 = 243 \text{ daNm}$$

## 10. VERIFICHE GEOTECNICHE E SLU PALI Ø 600 E MICROPALI

Nel seguente paragrafo si riportano le verifiche di portata verticale condotte sui pali Ø600 mm e sui micropali Ø220mm .

Tali verifiche sono state eseguite seguendo l'Approccio 2 (A1+M1+R2), secondo quanto previsto dall' UNI EN 1997 "Eurocodice 7".

Si considerano pertanto le combinazioni dei carichi a SLU (A1) e i parametri geotecnici ridotti dei coefficienti  $\gamma_M$  dell'insieme M1, visibili nei prospetti A.3 e A.4 dell'Eurocodice 7 riportati sotto.

prospetto A.3 Coefficienti parziali sulle azioni ( $\gamma_F$ ) o sugli effetti delle azioni ( $\gamma_E$ )

Azione		Simbolo	Insieme	
			A1	A2
Permanente	Sfavorevole	$\gamma_G$	1,35	1,0
	Favorevole		1,0	1,0
Variabile	Sfavorevole	$\gamma_Q$	1,5	1,3
	Favorevole		0	0

prospetto A.4 Coefficienti parziali sui parametri del terreno ( $\gamma_M$ )

Parametro del terreno	Simbolo	Insieme	
		M1	M2
Angolo di resistenza al taglio <sup>a)</sup>	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	$\gamma_c$	1,0	1,25
Resistenza al taglio non drenata	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Resistenza non confinata	$\gamma_{qu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_\gamma$	1,0	1,0

a) Questo coefficiente si applica a  $\tan \varphi'$ .

I valori di calcolo della resistenza si ottengono a partire dai valori caratteristici applicando i coefficienti parziali  $\gamma_R$  del prospetto A.7 dell' UNI EN 1997 "Eurocodice 7" qui di seguito riportato:

prospetto A.7 Coefficienti parziali sulla resistenza ( $\gamma_R$ ) per pali trivellati

Resistenza	Simbolo	Insieme			
		R1	R2	R3	R4
Base	$\gamma_b$	1,25	1,1	1,0	1,6
Laterale (compressione)	$\gamma_s$	1,0	1,1	1,0	1,3
Totale/combinata (compressione)	$\gamma_t$	1,15	1,1	1,0	1,5
Laterale in trazione	$\gamma_{s,t}$	1,25	1,15	1,1	1,6



La resistenza caratteristica è ottenuta con metodo empirico che prevede l'utilizzo dei risultati di prove in sito applicando alle resistenze i fattori di correlazione  $\xi$  deducibili nel prospetto A.10 qui di seguito riportato:

prospetto A.10 **Fattori di correlazione  $\xi$  per ricavare i valori caratteristici da risultati di prove sul sottosuolo ( $n$  - numero di profili di prova)**

$\xi$ per $n =$	1	2	3	4	5	7	10
$\xi_3$	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
$\xi_4$	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

I valori delle capacità portanti di calcolo andranno confrontati con il massimo valore del carico verticale di calcolo sollecitante.

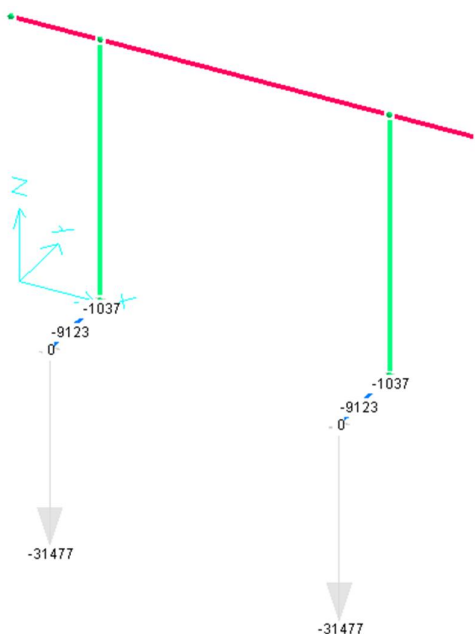
$$N_{Rd} > N_{Sd}$$

## 10.1. SOLLECITAZIONI

Si riportano le reazioni alla testa dei pali per tutti i modelli dell'Area 3 e calcolate per i casi di carico n. 1, 2, 5 e 6.

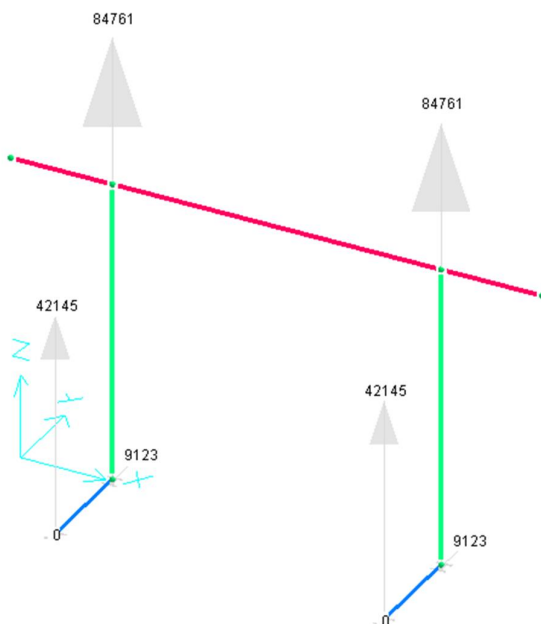
### 10.1.1. Modello lato pari

**Reazioni minime**



$$N_{Sd, \min} = 315 \text{ kN (trazione)} \quad ; \quad H_{Sd} = 91/2 \text{ pali} = 45.5 \text{ kN (taglio orizzontale)}$$

**Reazioni massime**

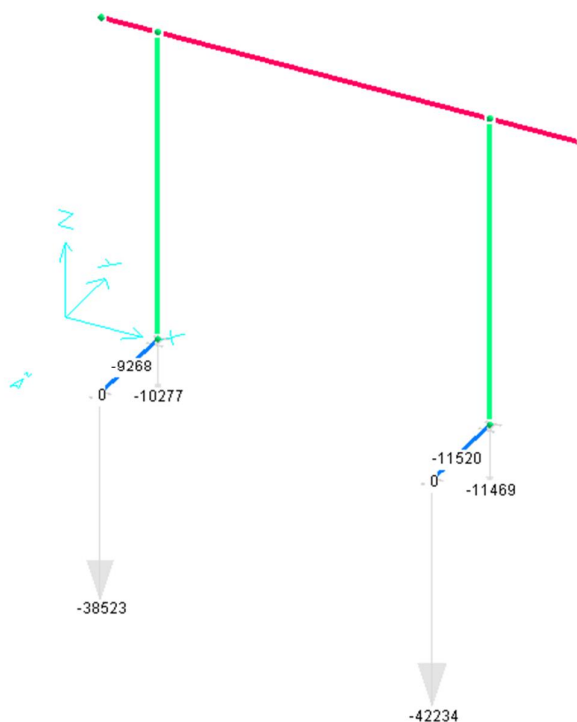


$N_{Sd,max} = 848 \text{ kN (compression)}$

; $H_{Sd} = 91 / 2\text{pali} = 45.5 \text{ kN (taglio orizzontale)}$

10.1.2. **Modello 1 lato dispari**

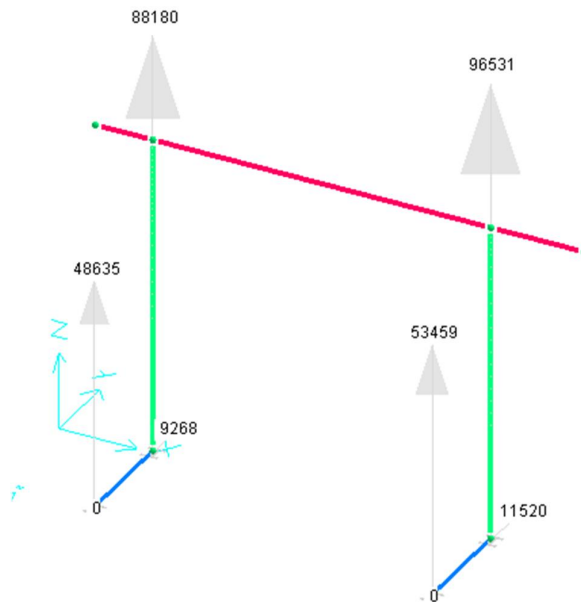
**Reazioni minime**



$N_{Sd,min} = 422 \text{ kN (trazione)}$

; $H_{Sd} = 115 / 2\text{pali} = 57.5 \text{ kN (taglio orizzontale)}$

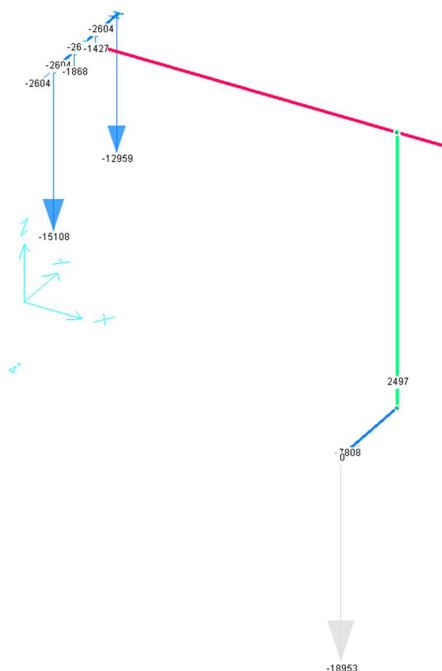
**Reazioni massime**



$N_{Sd,max} = 965 \text{ kN (compression)}$  ;  $H_{Sd} = 115.2 / 2 \text{ pali} = 57.5 \text{ kN (taglio orizzontale)}$

10.1.3. **Modello 2 lato dispari**

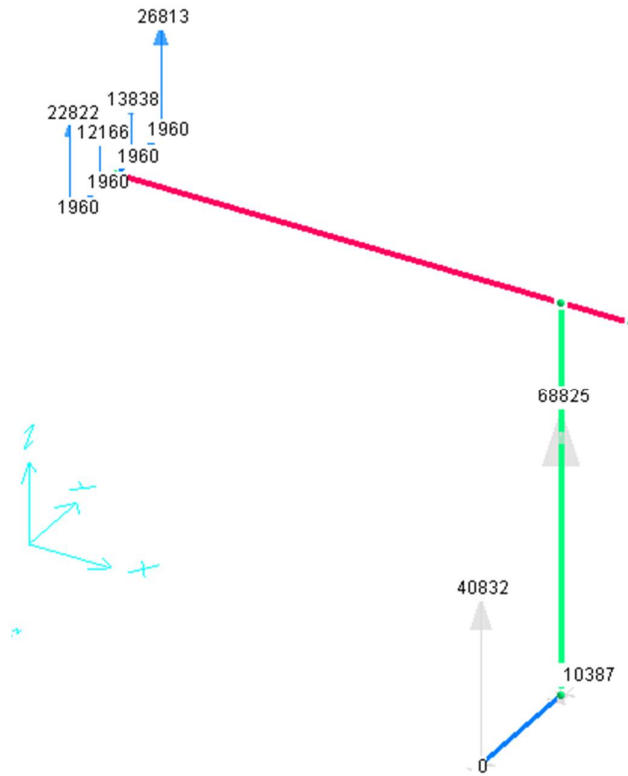
**Reazioni minime**



(Pali)  $N_{Sd,min} = 189.5 \text{ kN (trazione)}$  ;  $H_{Sd} = 78 / 2\text{pali} = 39 \text{ kN (taglio orizzontale)}$

(Micropali)  $N_{Sd,min} = 151.5/2\text{pali} = 75.6 \text{ kN}$  (trazione);  $H_{Sd} = 26/2\text{pali} = 13 \text{ kN}$  (taglio orizzontale)

**Reazioni massime**



(Pali)  $N_{Sd,max} = 408 \text{ kN}$  (compressione) ;  $H_{Sd} = 104 / 2\text{pali} = 52 \text{ kN}$  (taglio orizzontale)

(Micropali)  $N_{Sd,min} = 268/2\text{pali} = 134 \text{ kN}$  (compressione);  $H_{Sd} = 19.6/2\text{pali} = 9.8 \text{ kN}$  (taglio orizzontale)

## 10.2. PORTANZA CARICHI VERTICALI

Il dimensionamento dei pali trivellati 600 è stato eseguito tenendo conto delle sollecitazioni massime riferite a tutti i modelli sopra riportati. In particolare:

$N_{Sd,max} = 965$  kN (compressione)

$N_{Sd,max} = 422$  kN (trazione)

### PORTANZA PER CARICHI VERTICALI DEI PALI TRIVELLATI (Teoria di Berezantzev)

Riferimento: **Pali Fondaz. L = 11m d = 0.6m**

Lunghezza palo	m	<b>11.00</b>
Diametro palo	m	<b>0.60</b>
Peso del palo: $P_g$	daN	<b>7'772</b>

STRATIGRAFIA:

	tipologia:	denominazione
strato 1	coerente n.cons.lmis	Limo sabbioso
strato 2	incoerente denso	Ghiaia
strato 3	incoerente sciolto	0
strato 4	coerente precon. (Cu)	0
strato 5	incoerente sciolto	0

Pressione $q_z$ alla quota di testa del palo	daN/m <sup>2</sup>	<b>2'700</b>
--	--------------------	--------------

PORTANZA LATERALE:  $PL = A_l * (s_o + k * \mu * q_z)$

		strato 1	strato 2	strato 3	strato 4	strato 5
lunghezza	m	3.5	7.5	0	0	0
densità	daN/m <sup>2</sup>	1800	1900	0	0	0
Angolo Attrito	(°)	25.0	33.0	0.0	0.0	0.0
Coesione	daN/cm <sup>2</sup>	0.20	0.00	0.00	0.00	0.00
$s_o$	daN/cm <sup>2</sup>	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
$k$		0.578	0.400	0.500	0.000	0.500
$\mu$		0.466	0.649	0.000	0.000	0.000
$q_z$	daN/m <sup>2</sup>	5850	16125	23250	23250	23250
Portanza laterale	daN	10'390	59'149	0	0	0
<b>PORTANZA LATERALE LIMITE: PL</b>						<b>69'539daN</b>
<b>PORTANZA LATERALE: <math>PL_c = PL / (1.1 * 1.25)</math></b>						<b>50'574daN</b>

PORTANZA ALLA PUNTA:  $PP = A_p * (N_c * C + N_q * q_z)$  (Teoria di Berezantzev)

Strato 2	Ghiaia	
densità	daN/m <sup>3</sup>	1900
Ang. Attrito	(°)	33.0
Coesione	daN/cm <sup>2</sup>	0
$N_q$		26.1
$N_c$		38.7
$q_z$	daN/m <sup>2</sup>	23250
<b>PORTANZA ALLA PUNTA LIMITE: PP</b>		<b>171'489daN</b>
<b>PORTANZA ALLA PUNTA: <math>PP_c = PP / (1.1 * 1.25)</math></b>		<b>124'719daN</b>

<b>PORTANZA TOTALE TERRENO IN COMPRES.: <math>P_{tot} = PL_c + PP_c</math></b>	<b>175'293daN</b>
--	-------------------

<b>CARICO MAX IN COMPRES. SUL PALO: <math>P_{c,comp} = P_{tot} - P_g</math></b>	<b>167'522daN</b>
<b>CARICO MAX IN TRAZIONE SUL PALO: <math>P_{c,traz} = P_g + PL / (1.15 * 1.25)</math></b>	<b>56'147daN</b>

$$N_{Rd,max} = 1675 \text{ kN} > N_{Sd,max} = 965 \text{ kN}$$

$$N_{Rd,min} = 561.5 \text{ kN} > N_{Sd,min} = 422 \text{ kN}$$

### 10.3. CALCOLO DEL MOMENTO DI PLASTICIZZAZIONE

#### Calcolo del momento di plasticizzazione di una sezione circolare

Diametro = 600 (mm)

Raggio = 300 (mm)

Sforzo Normale = -965 (kN)

#### Caratteristiche dei Materiali

calcestruzzo

Rck = 30  $\frac{N}{mm^2}$

$\gamma_{m,c}$  = 2.1

$\alpha$  = 0.85

fcd = Rck /  $\gamma_c$  = 14.22 (N/mm<sup>2</sup>)

Acciaio

tipo di acciaio

fyk = 450 (N/mm<sup>2</sup>)

$\gamma_E$  = 1.00

$\gamma_S$  = 1.15

fyd = fyk /  $\gamma_S$  /  $\gamma_E$  = 391.3 (N/mm<sup>2</sup>)

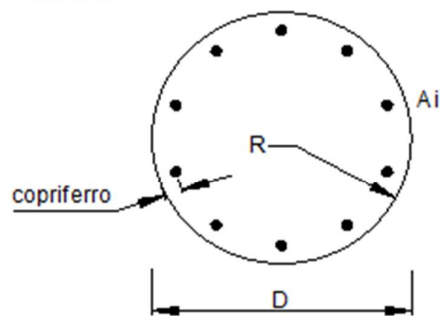
Es = 200000 (N/mm<sup>2</sup>)

$\epsilon_{ys}$  = 0.196%

$\epsilon_{yk}$  = 1.111%

$\epsilon_{sd}$  = 1.000%

$\alpha$  = 0.9



Armature

numero	diametro (mm)	area (mm <sup>2</sup> )	copriferro (mm)
14	20	4398.23	82
0	18	0.00	70
0	8	0.00	30

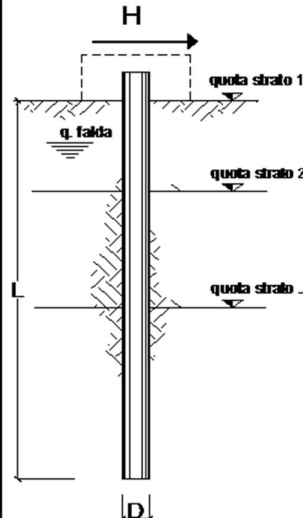
calcolo

#### Momento di Plasticizzazione

My = 162.3 (kN m)

### 10.4. CALCOLO DEL CARICO LIMITE ORIZZONTALE

opera **esempio**



strati terreno	descrizione	quote (m)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\phi$ (°)	$k_p$	$c_u$ (kPa)
p.c.=strato 1		100.00				1.00	
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		99.00	18	18	25	2.46	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3		96.50	18	18	33	3.39	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 4						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 5						1.00	
<input type="checkbox"/> strato 6						1.00	

Quota falda 80 (m)

Diametro del palo D 0.60 (m)

Lunghezza del palo L 11.00 (m)

Momento di plasticizzazione palo  $M_y$  162.3 (kNm)

Step di calcolo 0.01 (m)

palo impedito di ruotare  
 palo libero

Palo lungo H = 143.3 (kN)

Palo intermedio H = 1226.6 (kN)

Palo corto H = 5401.3 (kN)

**Hlim = 143.3 (kN) Palo lungo**

$$H_{Rd} = 143.3 \text{ kN} > H_{Sd,max} = 57.5 \text{ kN} \quad (\text{VERIFICATO})$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-002-D00 <span style="float: right;">Foglio 32 di 67</span>

## 10.5. SOLLECITAZIONI LUNGO IL PALO

Si riporta di seguito il calcolo delle sollecitazioni lungo il palo in funzione del carico orizzontale dedotto dalla modellazione agli Elementi Finiti, ed ipotizzando la testa impedita di ruotare.

A favore di sicurezza si considera che il primo metro di terreno non collabori alla resistenza laterale.

$0.5 \cdot F_h$  forza orizzontale applicata in testa al micropalo sporgente dal terreno di  $h = 2$  m per la presenza di uno strato superficiale assunto come non collaborante (nel caso di rilevati) oppure  $h = 1$  m nei restanti casi.

$0.5 \cdot F_h$  calcolato in base alle seguenti proprietà:

$$F_h = \frac{4 \cdot E \cdot J_s \cdot z}{2 \cdot J_c \cdot d}$$

dove

$E$  modulo elastico del calcestruzzo

$J_s$  momento d'inerzia del tubo

$J_c$  momento d'inerzia del calcestruzzo

l'acciaio è omogeneizzato al calcestruzzo con  $n=6$

$J = J_c + n \cdot J_s$  momento d'inerzia totale

$k_h = c_g \cdot n_h \cdot z / d$  coefficiente di reazione orizzontale del terreno

$c_g = 0.5$  coefficiente riduttivo di gruppo (dipendente dal numero di micropali)

$n_h = a \cdot \gamma / 1.35$  dove:

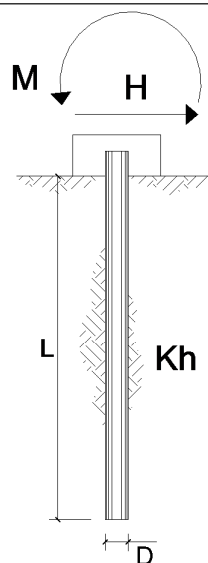
$a$  coefficiente adimensionale dipendente dallo stato di addensamento del terreno;

$\gamma$  peso specifico del terreno.

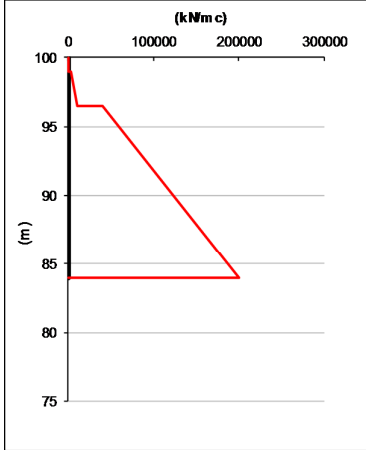
$z$  profondità media del terreno reagente, trascurando i primi 2 metri di terreno per tener conto della scarsa resistenza laterale offerta da tale strato

$d = D_d$





scala grafico



strati terreno	descrizione	quote (m)	kh (kN/m <sup>3</sup> )	nh (kN/m <sup>3</sup> )
p.c.=strato 1		100.00	0	0
<input checked="" type="checkbox"/> strato 2		99.00	3333	2000
<input checked="" type="checkbox"/> strato 3		96.50	41049	7037
<input type="checkbox"/> strato 4				
<input type="checkbox"/> strato 5				
<input type="checkbox"/> strato 6				

**Diametro del palo** 0.6 (m)

**J palo** 0.00636 (m<sup>4</sup>)

**Lunghezza del palo** 16 (m)

**Forza orizzontale in testa** 89.7 (kN)

**Momento in testa** 0 (kNm)

**E cls** 31476 (Mpa)

**dimensione elementi** 0.4 (m)

palo impedito di ruotare

palo impedito di traslare

palo libero

**Calcolo**  
(ctrl+r)

## SPOSTAMENTI, ROTAZIONI, PRESSIONE

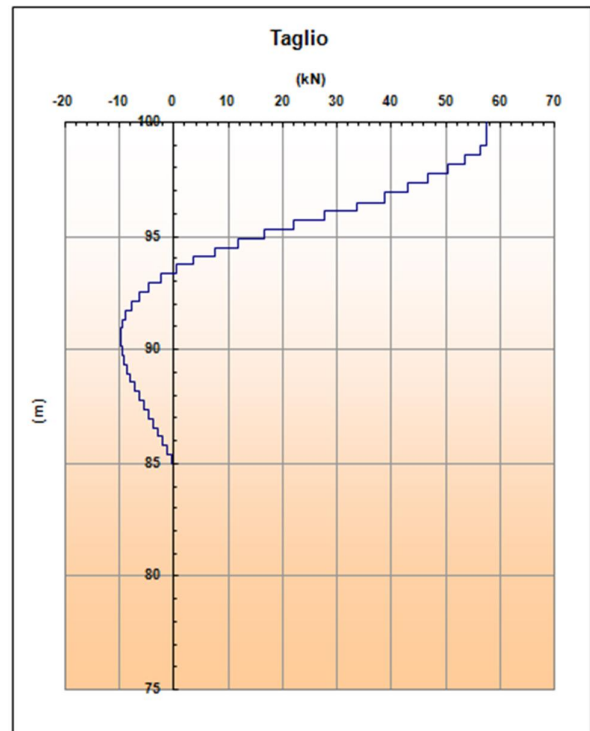
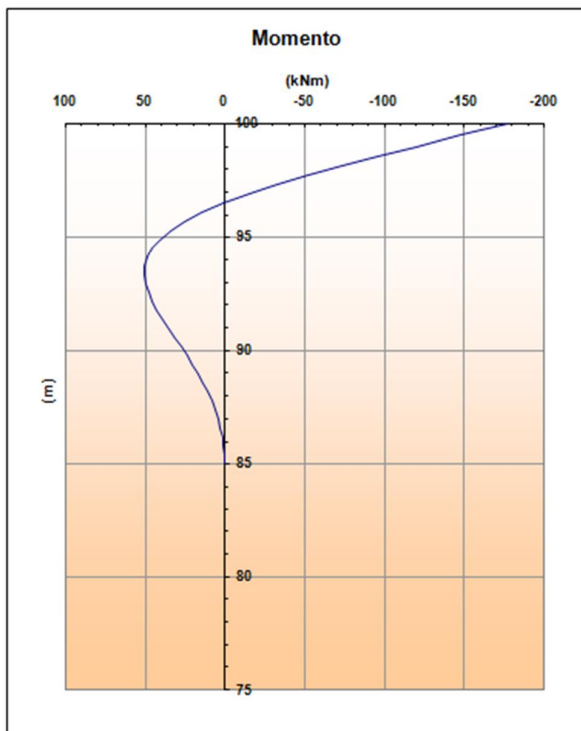
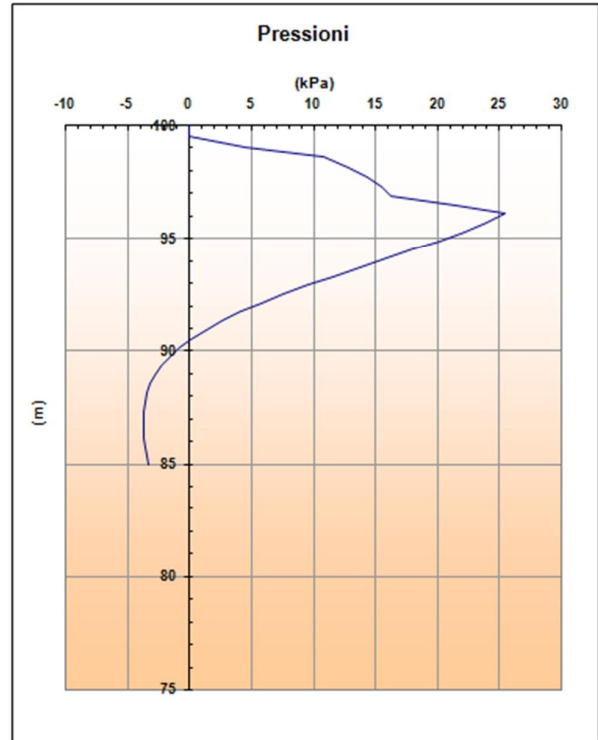
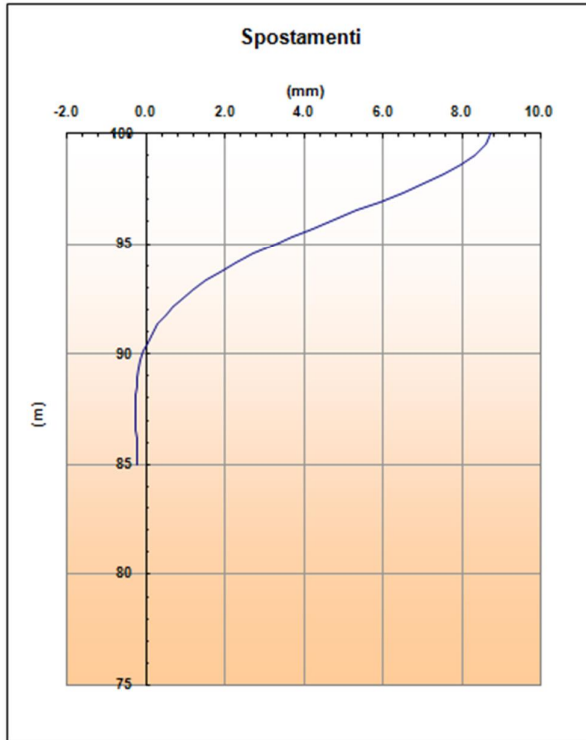
<b>Spostamenti, Rotazioni, Pressione</b>				
nodo	z	y(z)	$\alpha(z)$	p(z)
	quota (m)	(mm)	(rad)	(kPa)
1	100.00	8.75	0.00000	0.00
2	99.50	8.65	0.00041	0.00
3	99.00	8.36	0.00074	4.54
4	98.58	8.00	0.00096	10.78
5	98.17	7.56	0.00114	12.81
6	97.75	7.06	0.00127	14.41
7	97.33	6.51	0.00136	15.55
8	96.92	5.93	0.00141	16.22
9	96.50	5.34	0.00142	21.56
10	96.10	4.78	0.00141	25.46
11	95.71	4.22	0.00137	23.91
12	95.31	3.69	0.00131	22.13
13	94.91	3.19	0.00123	20.15
14	94.52	2.72	0.00115	18.06
15	94.12	2.28	0.00106	15.90
16	93.72	1.88	0.00096	13.73
17	93.33	1.52	0.00086	11.60
18	92.93	1.20	0.00076	9.54
19	92.53	0.91	0.00066	7.59
20	92.14	0.67	0.00057	5.78
21	91.74	0.46	0.00049	4.12
22	91.34	0.28	0.00041	2.63
23	90.95	0.14	0.00033	1.32
24	90.55	0.02	0.00027	0.18
25	90.16	-0.08	0.00021	-0.78
26	89.76	-0.15	0.00016	-1.58
27	89.36	-0.20	0.00012	-2.22
28	88.97	-0.24	0.00008	-2.73
29	88.57	-0.27	0.00005	-3.10
30	88.17	-0.28	0.00003	-3.36
31	87.78	-0.29	0.00001	-3.54
32	87.38	-0.29	-0.00001	-3.63
33	86.98	-0.28	-0.00002	-3.66
34	86.59	-0.28	-0.00002	-3.65
35	86.19	-0.26	-0.00003	-3.60
36	85.79	-0.25	-0.00003	-3.53
37	85.40	-0.24	-0.00003	-3.44
38	85.00	-0.23	-0.00003	-3.33

**SOLLECITAZIONI**

Sollecitazioni							
nodo	z	M(z)	T(z)				
	quota (m)	(kNm)	(kN)				
1	100.00	-176.83	57.50	19	92.53	47.64	-4.49
2	99.50	-148.08	57.50		92.53	47.64	-6.30
	99.50	-148.08	57.50	20	92.14	45.14	-6.30
3	99.00	-119.33	57.50		92.14	45.14	-7.67
	99.00	-119.33	56.36	21	91.74	42.10	-7.67
4	98.58	-95.84	56.36		91.74	42.10	-8.65
	98.58	-95.84	53.67	22	91.34	38.67	-8.65
5	98.17	-73.48	53.67		91.34	38.67	-9.28
	98.17	-73.48	50.47	23	90.95	34.99	-9.28
6	97.75	-52.45	50.47		90.95	34.99	-9.59
	97.75	-52.45	46.87	24	90.55	31.19	-9.59
7	97.33	-32.92	46.87		90.55	31.19	-9.64
	97.33	-32.92	42.98	25	90.16	27.36	-9.64
8	96.92	-15.02	42.98		90.16	27.36	-9.45
	96.92	-15.02	38.92	26	89.76	23.62	-9.45
9	96.50	1.20	38.92		89.76	23.62	-9.07
	96.50	1.20	33.70	27	89.36	20.02	-9.07
10	96.10	14.56	33.70		89.36	20.02	-8.54
	96.10	14.56	27.64	28	88.97	16.63	-8.54
11	95.71	25.52	27.64		88.97	16.63	-7.90
	95.71	25.52	21.95	29	88.57	13.50	-7.90
12	95.31	34.23	21.95		88.57	13.50	-7.16
	95.31	34.23	16.69	30	88.17	10.66	-7.16
13	94.91	40.85	16.69		88.17	10.66	-6.36
	94.91	40.85	11.89	31	87.78	8.14	-6.36
14	94.52	45.56	11.89		87.78	8.14	-5.52
	94.52	45.56	7.59	32	87.38	5.95	-5.52
15	94.12	48.57	7.59		87.38	5.95	-4.65
	94.12	48.57	3.81	33	86.98	4.11	-4.65
16	93.72	50.08	3.81		86.98	4.11	-3.78
	93.72	50.08	0.54	34	86.59	2.61	-3.78
17	93.33	50.30	0.54		86.59	2.61	-2.91
	93.33	50.30	-2.22	35	86.19	1.45	-2.91
18	92.93	49.42	-2.22		86.19	1.45	-2.06
	92.93	49.42	-4.49	36	85.79	0.64	-2.06
					85.79	0.64	-1.22
				37	85.40	0.16	-1.22
					85.40	0.16	-0.40
				38	85.00	0.00	-0.40

$$M_{sd} = 176.8 \text{ kNm}$$

$$V_{sd} = 57.5 \text{ kN}$$



*Verifica a Presso-flessione*

Verifica CA, S.L.U. - File:

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

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno 60 [cm]

Raggio interno 0 [cm]

N° barre uguali 14

Diametro barre 2 [cm]

Copriferro (baric.) 8.2 [cm]

N° barre 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re  Trapezi

a T  Circolare

Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 965 0 kN

M<sub>xEd</sub> 0 0 kNm

M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N

Centro  Baricentro cls

Coord.[cm]

xN 0

yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 1253 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> 12.18 ‰

d 111.8 cm

x 24.96 x/d 0.2233

δ 0.7191

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

$$M_{Rd,Nmax} = 1253 \text{ kNm} > M_{Sd} = 176.8 \text{ kNm}$$

Verifica CA, S.L.U. - File:

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

Titolo :

Sezione circolare cava

Raggio esterno 60 [cm]

Raggio interno 0 [cm]

N° barre uguali 14

Diametro barre 2 [cm]

Copriferro (baric.) 8.2 [cm]

N° barre 0 Zoom

Tipo Sezione

Rettan.re  Trapezi

a T  Circolare

Rettangoli  Coord.

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> -422 0 kN

M<sub>xEd</sub> 0 0 kNm

M<sub>yEd</sub> 0 0

P.to applicazione N

Centro  Baricentro cls

Coord.[cm]

xN 0

yN 0

Tipo rottura

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub> 666.5 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> 23.71 ‰

d 111.8 cm

x 14.38 x/d 0.1286

δ 0.7

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

$$M_{Rd,Nmin} = 666.5 \text{ kNm} > M_{Sd} = 176.8 \text{ kNm}$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-002-D00		Foglio 38 di 67

### Verifica a Taglio

$$V_{Sdu} = 57.5 \text{ kN}$$

$$V_{Sdu} < V_{cd} + V_{wd}$$

A favore di sicurezza si omette il calcolo del contributo a taglio offerto dalla sezione di calcestruzzo e si affida l'intera sollecitazione alla resistenza fornita dalle staffe.

Taglio resistente per sezioni armate:

$$V_{wd} = 0.8 \cdot d \cdot A_{Sw} / s \cdot f_{yd}$$

$$\text{dove: } A_{Sw} = 1 \text{ } \varnothing 10 / 150 = 158 \text{ mm}^2 ; \quad d = 520 \text{ mm} ; \quad f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$$

$$V_{wd} = 171.5 \text{ kN} > V_{Sdu} = 57.5 \text{ kN} \quad (\text{VERIFICATO})$$

### 10.6. PORTANZA CARICHI VERTICALI MICROPALI

Nella tabella che segue vengono riportati i valori di  $Q_{lim,comp}$  e  $Q_{lim,traz}$  in funzione delle diverse lunghezze  $L_{IGU2}$  dei micropali.

APPROCCIO 2 - A1+M1+R2										
$L_{IGU1}$	$L_{IGU2}$	$L_p$	$Q_{i,k}$	$Q_{p,k}$	$Q_{i,d,comp}$	$Q_{i,d,traz}$	$Q_{b,d}$	$W_p$	$Q_{lim,comp}$	$Q_{lim,traz}$
[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
4	0	4	155.702	23.355	141.548	135.393	21.232	3.801	158.978	139.195
5	0	5	194.628	29.194	176.934	169.242	26.540	4.752	198.723	173.993
5	1	6	306.097	45.915	278.270	266.171	41.740	5.702	314.308	271.873
5	1.5	6.5	361.831	54.275	328.937	314.636	49.341	6.177	372.101	320.813
5	2	7	417.565	62.635	379.605	363.100	56.941	6.652	429.893	369.753
5	3	8	529.034	79.355	480.940	460.030	72.141	7.603	545.479	467.632
5	4	9	640.503	96.075	582.275	556.959	87.341	8.553	661.064	565.512
5	5	10	751.972	112.796	683.611	653.888	102.542	9.503	776.649	663.392
5	6	11	863.440	129.516	784.946	750.818	117.742	10.454	892.234	761.271
5	7	12	974.909	146.236	886.281	847.747	132.942	11.404	1007.819	859.151
5	8	13	1086.378	162.957	987.616	944.676	148.142	12.354	1123.404	957.031
5	9	14	1197.847	179.677	1088.951	1041.606	163.343	13.305	1238.989	1054.910
5	10	15	1309.315	196.397	1190.287	1138.535	178.543	14.255	1354.575	1152.790
5	11	16	1420.784	213.118	1291.622	1235.464	193.743	15.205	1470.160	1250.670
5	12	17	1532.253	229.838	1392.957	1332.394	208.944	16.156	1585.745	1348.549
5	13	18	1643.721	246.558	1494.292	1429.323	224.144	17.106	1701.330	1446.429

Pertanto si adotta una lunghezza dei micropali pari a:  $L = 5 + 2 = 7 \text{ m}$  con conseguenti portanze pari a:

$$Q_{lim,comp} = 198.7 \text{ kN} > N_{Sd,max} = 134 \text{ kN} ; \quad Q_{lim,traz} = 174 \text{ kN} > N_{Sd,min} = 75.6 \text{ kN}$$

### 10.1. CAPACITÀ PORTANTE ORIZZONTALE DEL MICROPALO

Le sollecitazioni sono pari a:  $N_{Sd} = 134 \text{ kN}$  ;  $V_{Sd} = 13 \text{ kN}$

$\gamma_{limo}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{ghiaia}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$k_h$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c_g$	$n_h$ [kN/m <sup>3</sup> ]	a	z [m]	d [m]	$D_b$ [mm]
18	19	12698.41	0.5	5333.333	400	1	0.21	210

$V_{Sd}$ [kN]	$N_{pl,Rd}$ [kN]	$N_{ed}$ [kN]	A [mm <sup>2</sup> ]	$f_{yk}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\gamma_{MO}$	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	$W_{pl}$ [mm <sup>3</sup> ]	h [m]	E [N/mm <sup>2</sup> ]	J [mm <sup>4</sup> ]
13	1376.048	134	4070	355	1.05	57.1381	169000	2	28500	8620000

$$M_{Sd} = 0.5 \cdot V_{Sd} \cdot (h + \lambda) \leq M_{(N,Rd)} \quad \mathbf{18.06436 \text{ [kNm]}}$$

$$M_{(N,Rd)} = M_{(pl,Rd)} \cdot (1 - n^{1.7}) \quad \mathbf{56.04834 \text{ [kNm]}}$$

$$M_{N,Rd} = 56 \text{ kNm} > M_{Sd} = 18 \text{ kNm} \quad (\text{VERIFICATO})$$

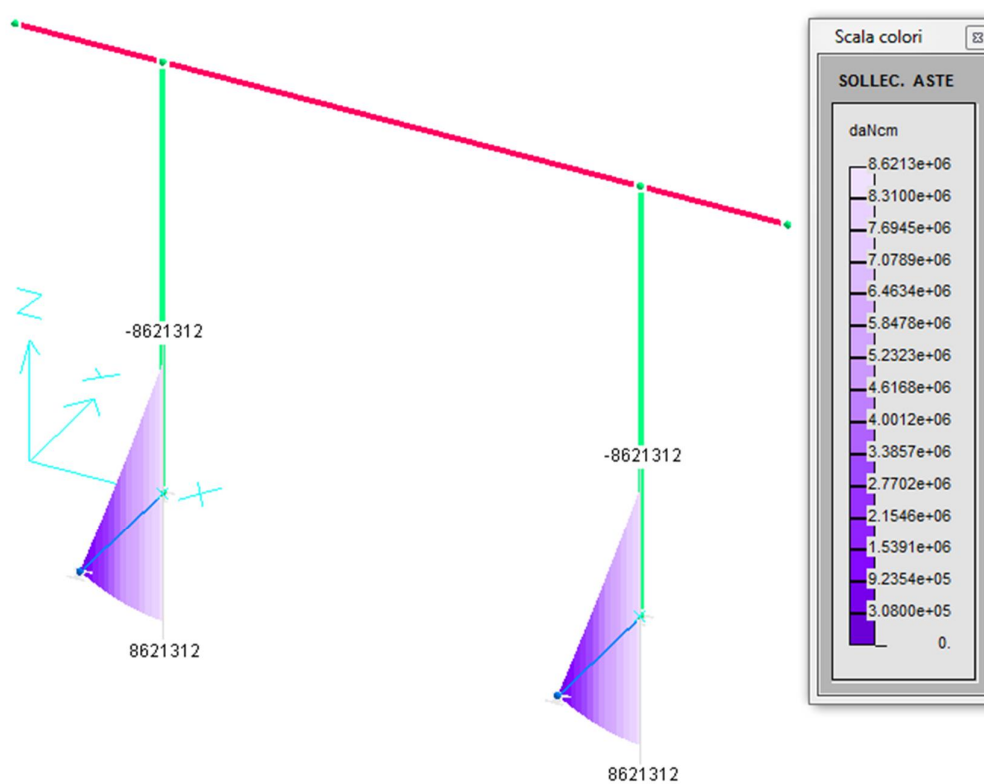
## 11. VERIFICHE STRUTTURALI

### 11.1. VERIFICHE TRAVE DI FONDAZIONE

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche delle soles di fondazione dei sistemi strutturali "Modello lato pari" ,"Modello 1" e "Modello 2". A tal proposito si riportano i diagrammi di involucro delle principali sollecitazioni calcolate per i casi di carico n. 1, 2, 5 e 6.

#### *Momento flettente - M*

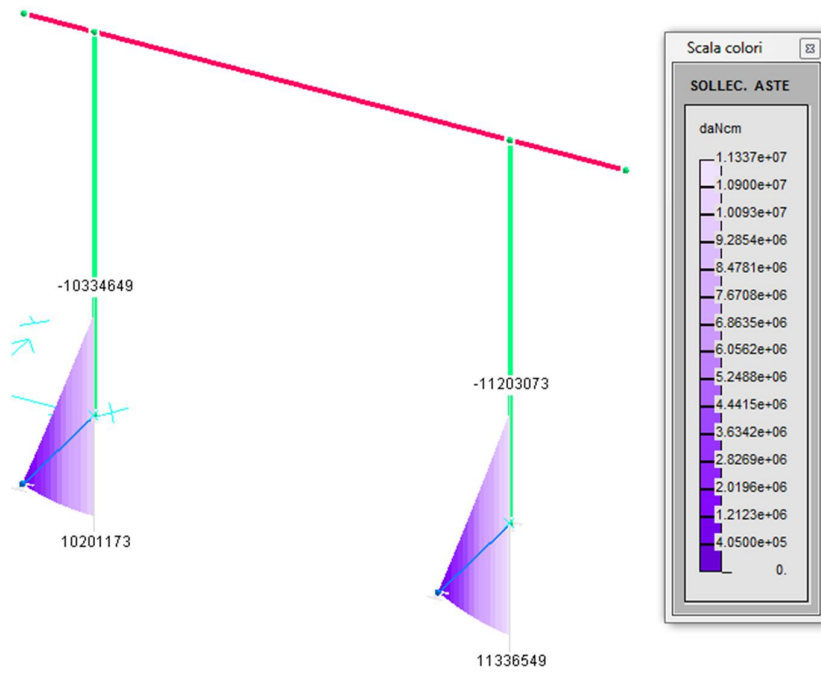
#### Modello lato pari



$$M_{Sd} = 862 \text{ kNm}$$

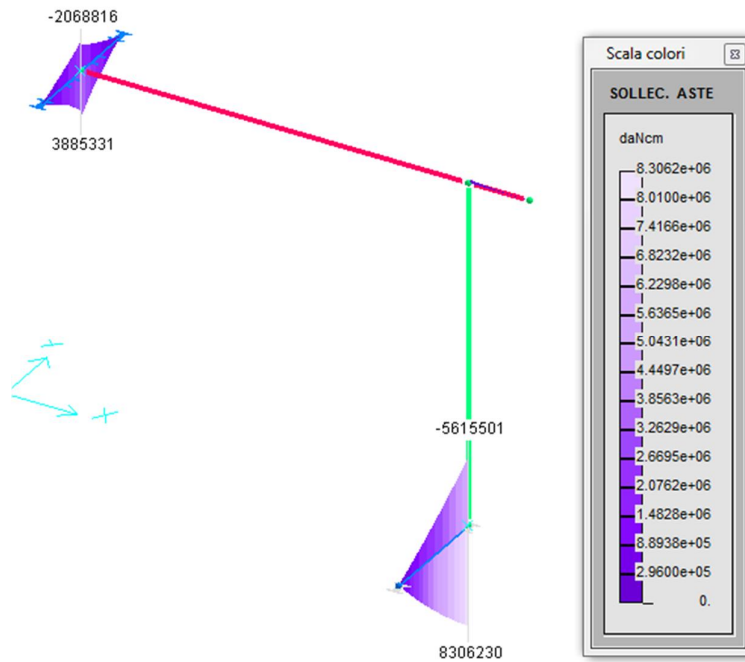


**Modello 1**



$M_{Sd} = 1134 \text{ kNm}$

**Modello 2**



$M_{Sd} = 830 \text{ kNm}$

Si riporta la verifica delle soles di fondazione a flessione eseguita con l'ausilio del software di calcolo GELFI.

$$A_S = A_{\phi} = 10 \text{ } \phi 20;$$

$$A_{S\text{centrale}} = 4+4 \text{ } \phi 20.$$

**Verifica C.A. S.L.U. - File: fondazione**

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

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

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 6 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	120	120	1	31.42	6.8
			2	6.28	30
			3	6.28	50
			4	6.28	70
			5	6.28	90
			6	31.42	113.2

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M<sub>xRd</sub>: 1866 kNm

Materiali: B450C C25/30

ε<sub>su</sub>: 67.5 ‰ ε<sub>c2</sub>: 2 ‰  
 f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub>: 3.5 ‰  
 E<sub>s</sub>: 200000 N/mm² 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/mm² τ<sub>co</sub>: 0.6 ‰  
 τ<sub>c1</sub>: 1.829 ‰

σ<sub>c</sub>: -14.17 N/mm²  
 σ<sub>s</sub>: 391.3 N/mm²  
 ε<sub>c</sub>: 3.5 ‰  
 ε<sub>s</sub>: 34.38 ‰  
 d: 113.2 cm  
 x: 10.46 x/d: 0.0924  
 δ: 0.7

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

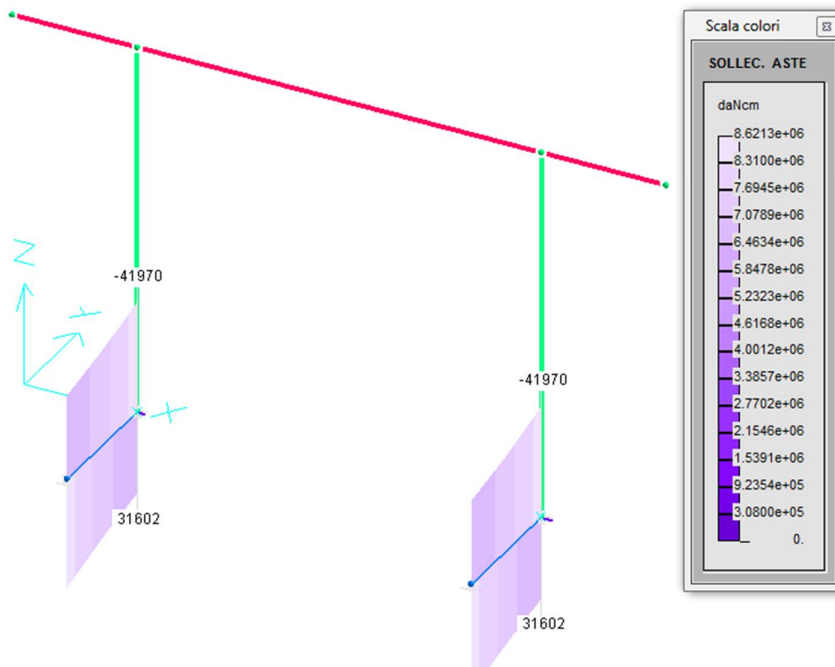
Metodo di calcolo: S.L.U. S.L.U.  
 Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100  
 Calcola MRd Dominio M-N  
 L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello  
 Precompresso

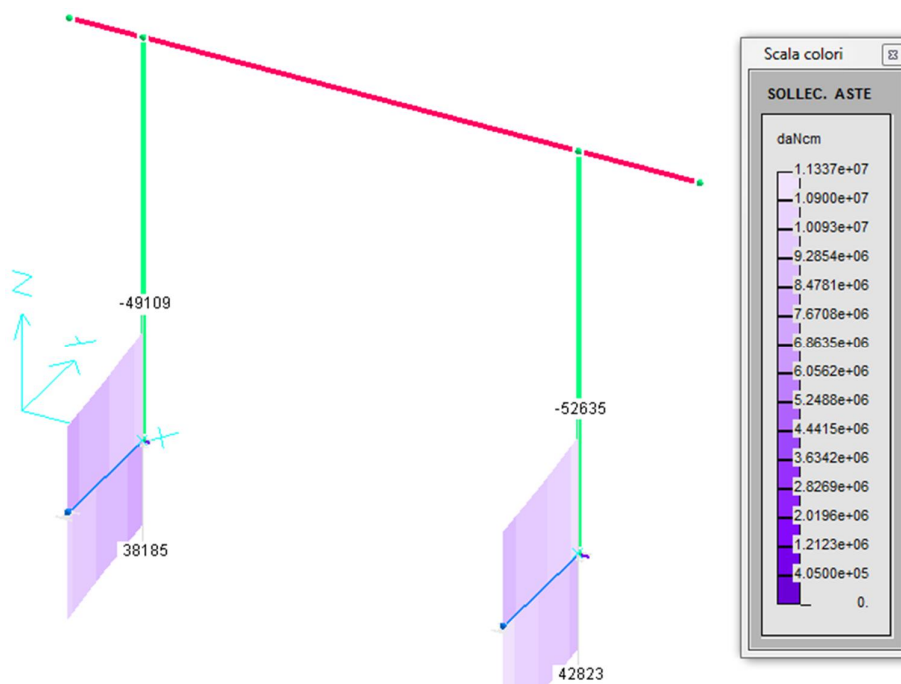
$$M_{Rd} = 1866 \text{ kNm} > M_{Sd} = 1134 \text{ kNm}$$

**Taglio - V**  
**Modello lato pari**



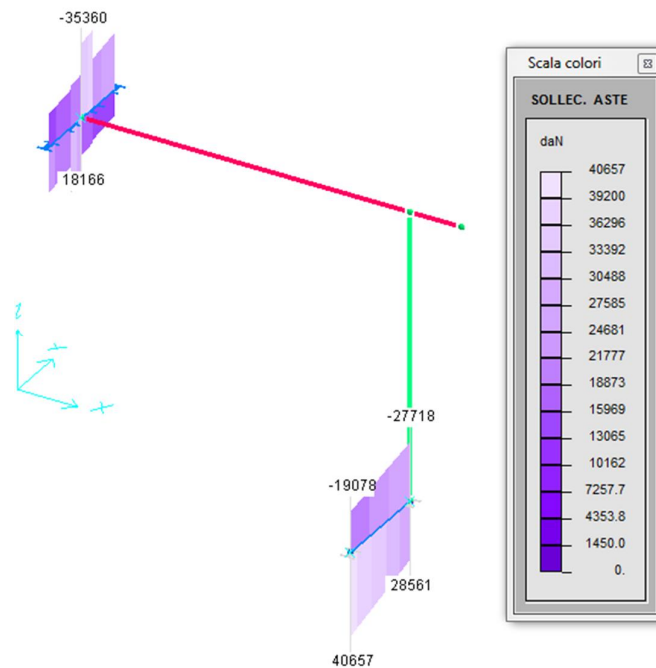
$V_{Sdu} = 420 \text{ kN}$

**Modello 1**



$V_{Sdu} = 526 \text{ kN}$

**Modello 2**



$$V_{Sdu} = 407 \text{ kN}$$

A favore di sicurezza si omette il calcolo del contributo a taglio offerto dalla sezione di calcestruzzo e si affida l'intera sollecitazione alla resistenza fornita dalle staffe.

Si riporta la verifica a taglio delle soles di fondazione.

$$A_{Sw} = 1 \text{ staffa } \varnothing 16/150 = 402 \text{ mm}^2$$

$$V_{wd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{Sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

dove:  $b_w = 1200 \text{ mm}$  ;  $d = 1150 \text{ mm}$  ;  $\alpha = 90^\circ$  ;

$$f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2 ;$$

pertanto :

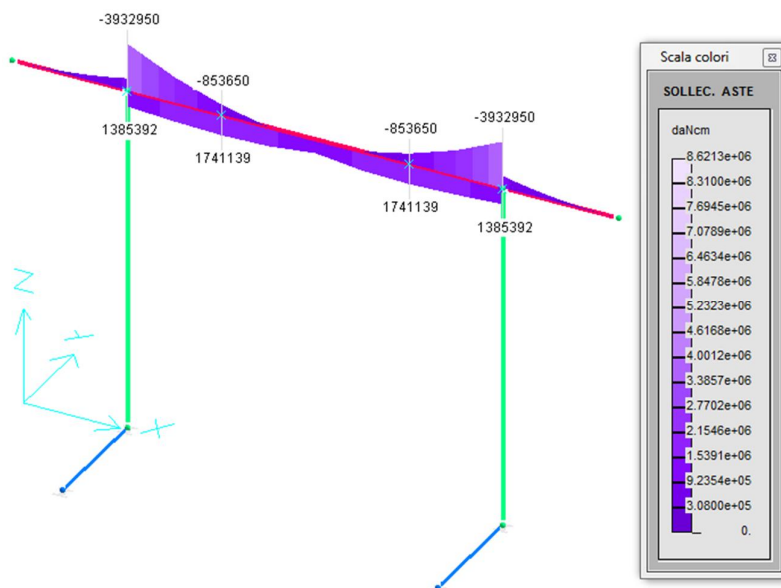
$$V_{wd} = 1085 \text{ kN} > V_{Sdu} = 526 \text{ kN}$$

## 11.2. VERIFICHE TRAVE IN ELEVAZIONE

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche delle travi in elevazione dei sistemi strutturali "Modello lato pari", "Modello 1" e "Modello 2". A tal proposito si riportano i diagrammi di involuppo delle principali sollecitazioni calcolate per i casi di carico n. 1, 2, 5 e 6.

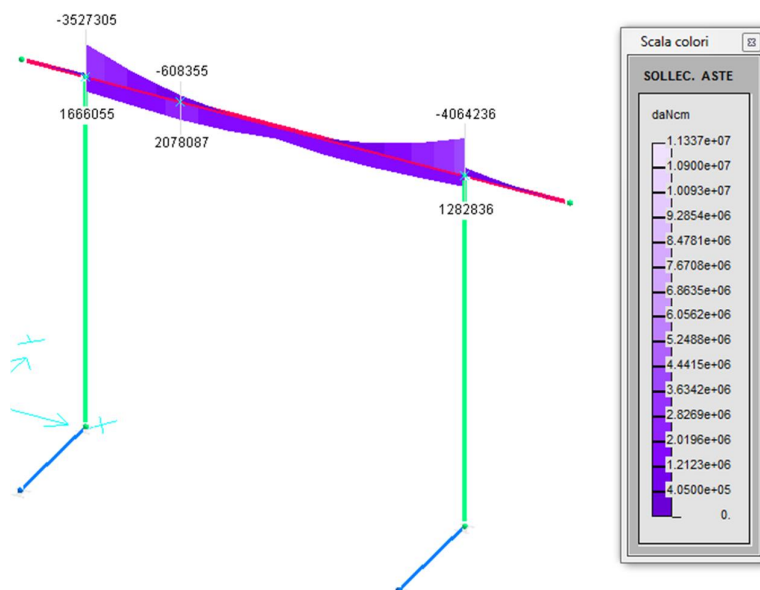
**Momento flettente -  $M_x$  (flessione nel piano verticale)**

### Modello lato pari



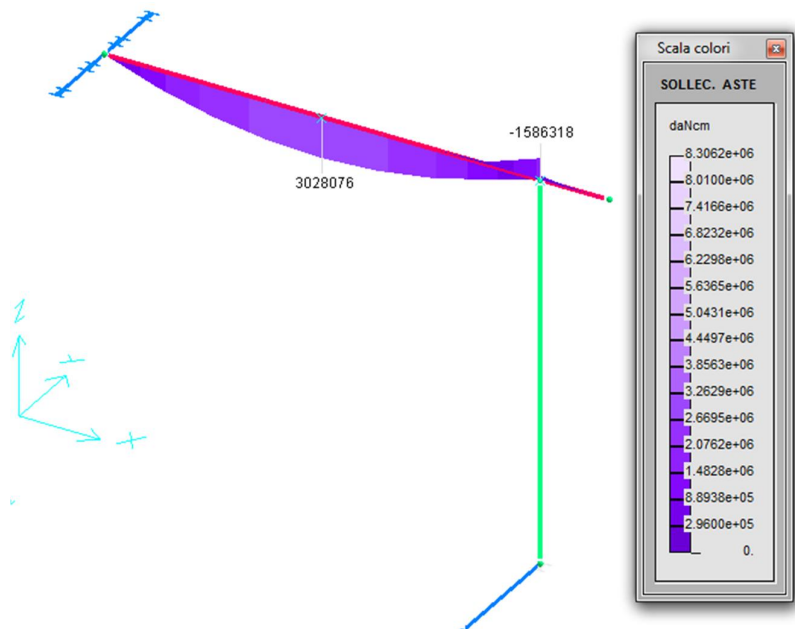
$$M_{Sd}^{(-)} = 393 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{Sd}^{(+)} = 174 \text{ kNm}$$

### Modello 1



$$M_{Sd}^{(-)} = 406 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{Sd}^{(+)} = 208 \text{ kNm}$$

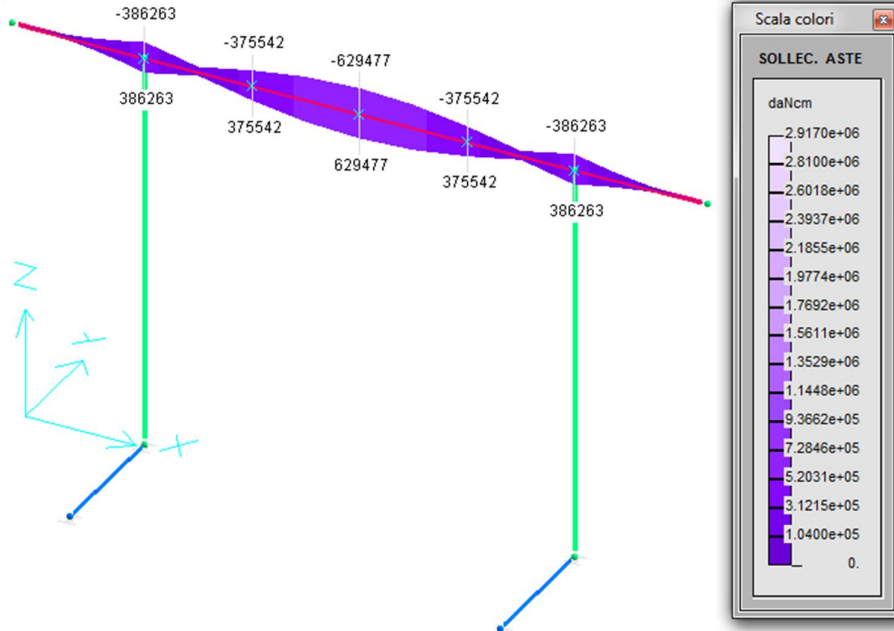
**Modello 2**



$M_{Sd}^{(-)} = 303 \text{ kNm}$  ;  $M_{Sd}^{(+)} = 159 \text{ kNm}$

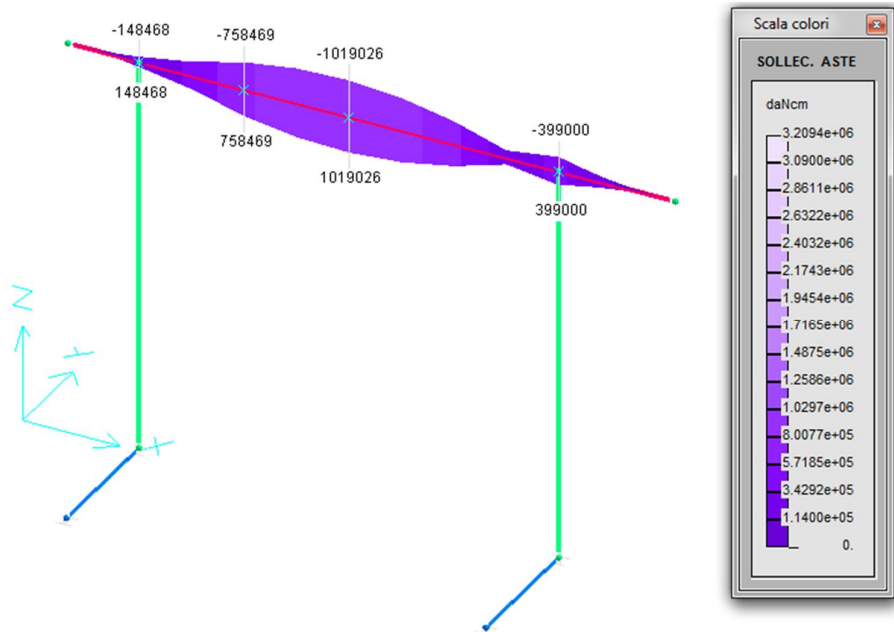
**Momento flettente -  $M_y$  (flessione nel piano orizzontale)**

**Modello lato pari**



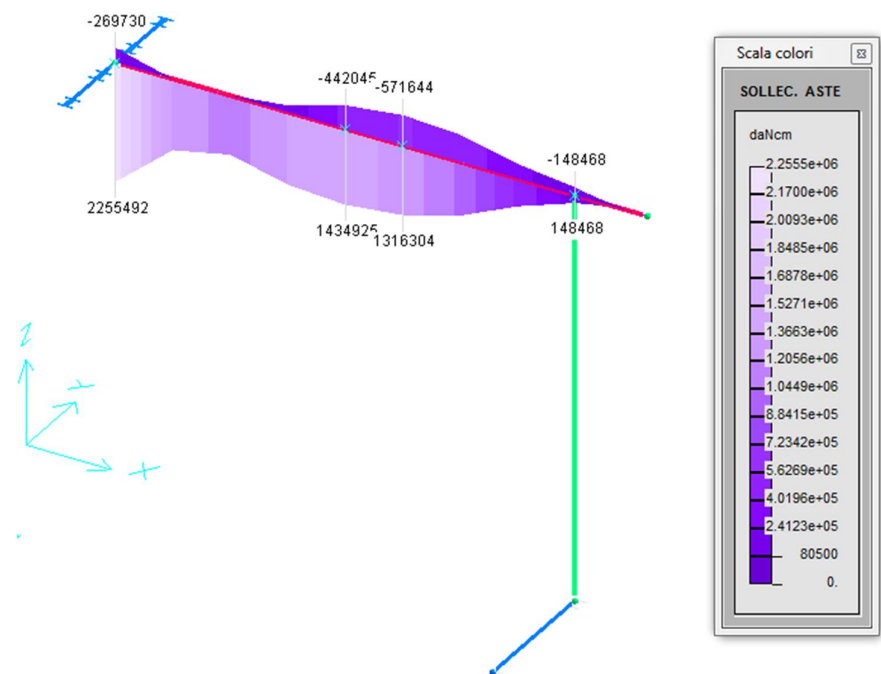
$$M_{Sd}^{(-)} = M_{Sd}^{(+)} = 63 \text{ kNm}$$

**Modello 1**



$$M_{Sd}^{(-)} = M_{Sd}^{(+)} = 102 \text{ kNm}$$

**Modello 2**



$M_{Sd}^{(-)} = 57 \text{ kNm}$

$M_{Sd}^{(+)} = 226 \text{ kNm}$



Si riporta la verifica della trave più sollecitata a presso-flessione deviata eseguita con l'ausilio del software di calcolo GELFI.

$$A_S = A_{\phi} = 7 \text{ } \varnothing 24;$$

$$A_{S\text{centrale}} = 3+3 \text{ } \varnothing 20.$$

Verifica C.A. S.L.U. - File: trave 100x80

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

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

N° Vertici  Zoom N° barre  Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	100	0
3	100	90
4	0	80

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	4.52	6.4	6.4
2	4.52	20.93	6.4
3	4.52	35.47	6.4
4	4.52	50	6.4
5	4.52	64.5	6.4
6	4.52	79	6.4

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>  kN  
M<sub>xEd</sub>  kNm  
M<sub>yEd</sub>  kNm

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali B450C C32/40

$\epsilon_{su}$  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>  $f_{cd}$  0  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  12.25  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.7333  
 $\tau_{c1}$  2.114

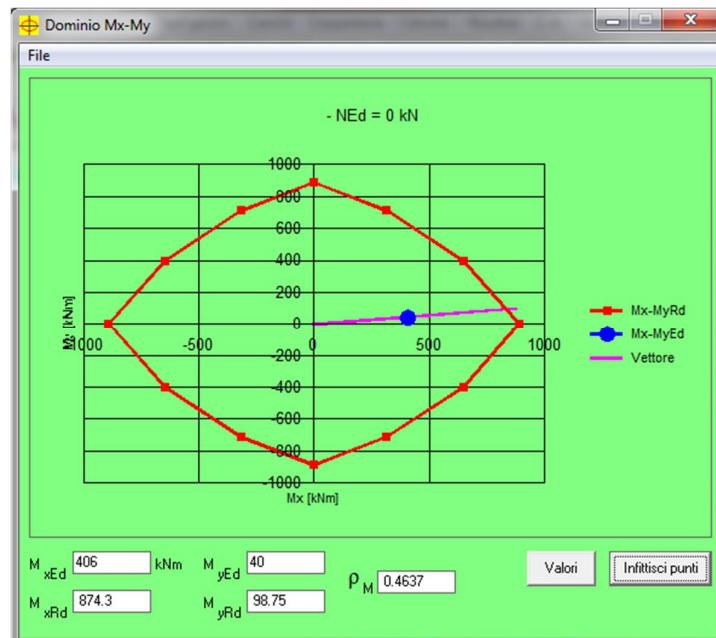
M<sub>xRd</sub>  kNm  
M<sub>yRd</sub>  kNm  
 $\sigma_c$   N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$   ‰  
 $\epsilon_c$  3.5 ‰  
 $\epsilon_s$  2.931 ‰  
d 88.74 cm  
x 48.3 x/d 0.5443  
 $\delta$  1

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

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

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

N° rett. 100  
Calcola MRd | Dominio Mx-My  
angolo asse neutro  $\theta^\circ$  350  
 Precompresso

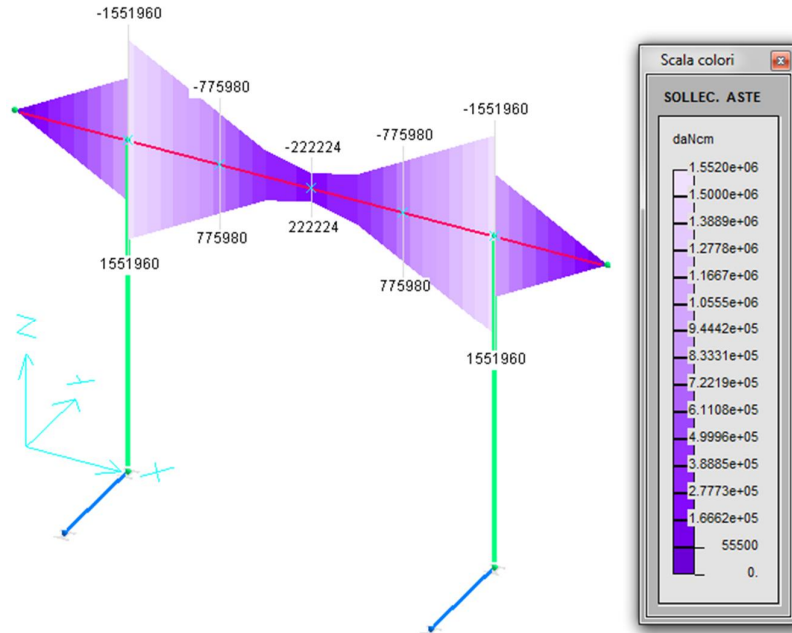


$$M_{Rd,x} = 874 \text{ kNm} > M_{Sd,x} = 406 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,y} = 98.8 \text{ kNm} > M_{Sd,y} = 40 \text{ kNm}$$

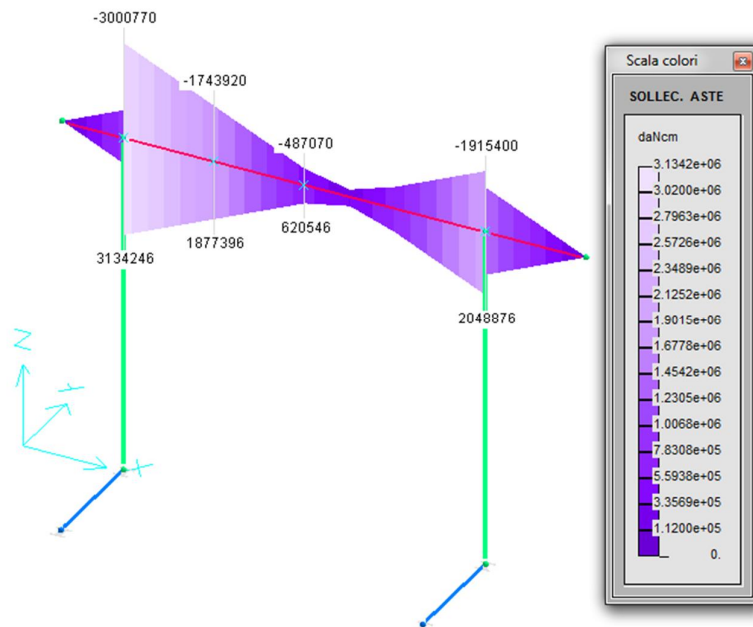
**Momento torcente - T**

**Modello lato pari**

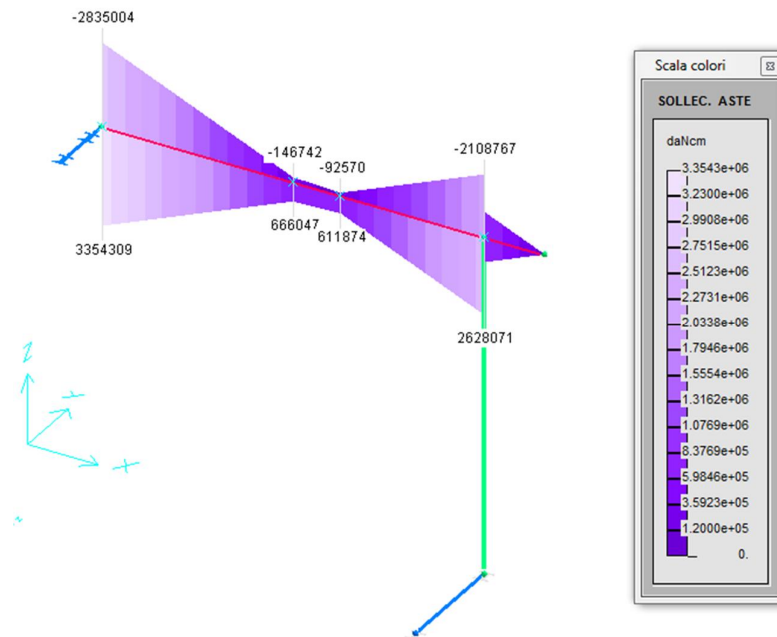


$T_{sd} = 155 \text{ kNm}$

**Modello 1**



$T_{sd} = 313 \text{ kNm}$

**Modello 2**

$$T_{sd} = 335 \text{ kNm}$$

Si riporta la verifica della trave più sollecitata a torsione.

$$T_{sd} = 335 \text{ kNm}$$

Si riporta la verifica della trave a torsione.

$$A_{sl} = 12 \text{ } \varnothing 16 = 24.13 \text{ cm}^2;$$

$$A_{sw} = \text{staffa chiusa } \varnothing 10/150 = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$T_{Rcd} = 1/2 * (f_{\alpha d} * B_e * h_s)$$

$$T_{Rsd} = 2 * B_e * A_{sw} / s * f_{yd}$$

$$T_{Rld} = 2 * B_e * A_{sl} / u_e * f_{yd}$$

$$\text{Dove: } B_e = 88 * 68 = 5984 \text{ cm}^2 ; u_e = (88 + 68) * 2 = 312 \text{ cm} ; d_e = 68 \text{ cm} ;$$

$$h_s = d_e / 6 = 11.3 \text{ cm} ;$$

$$f_{\alpha d} = 18.13 \text{ N/mm}^2 ; f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$$

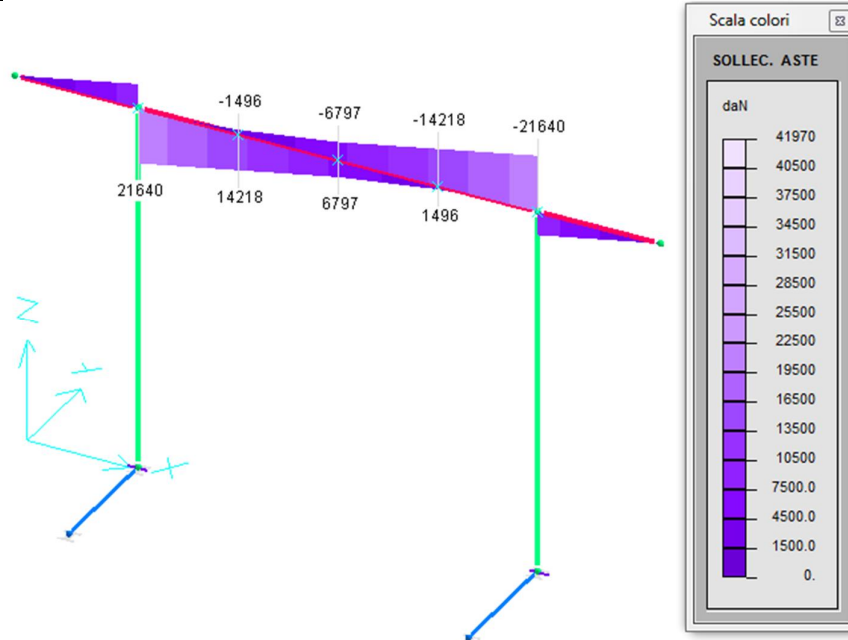
$$T_{Rcd} = 615 \text{ kNm}$$

$$T_{Rsd} = 370 \text{ kNm}$$

$$T_{Rld} = 362 \text{ kNm} > T_{sd} = 335 \text{ kNm}$$

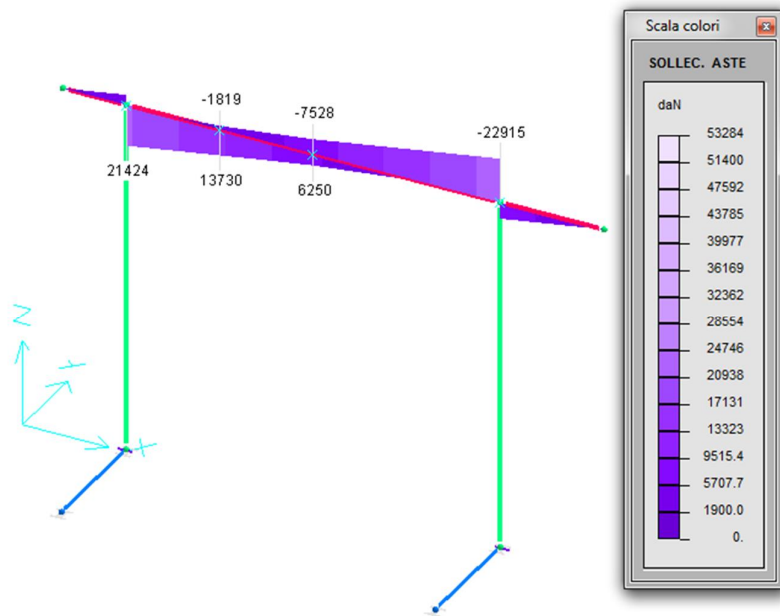
**Taglio -  $V_z$**

**Modello lato pari**



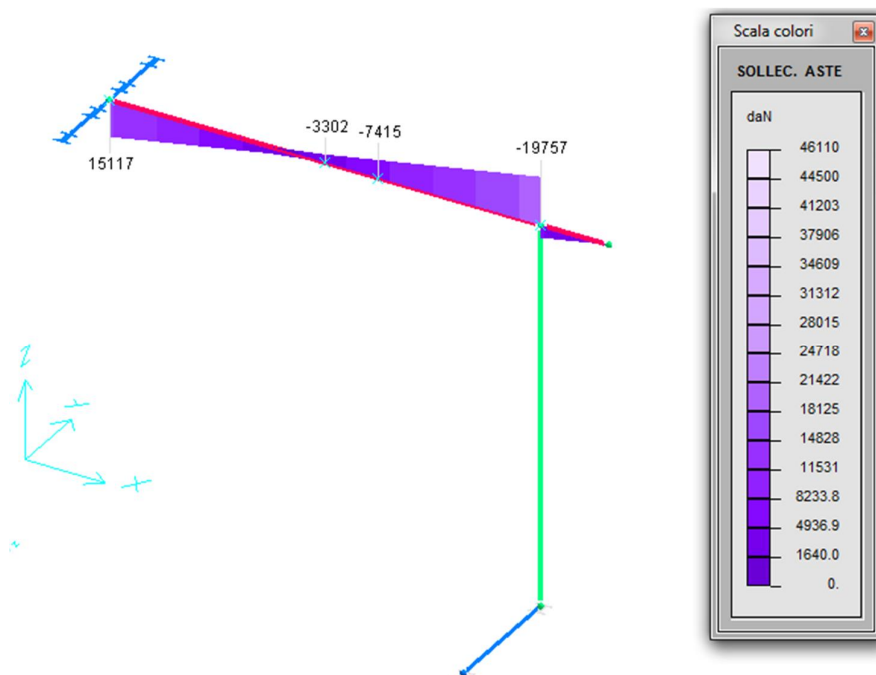
$V_{Sd,z} = 216 \text{ kN}$

**Modello 1**



$V_{Sd,z} = 229 \text{ kN}$

**Modello 2**



$V_{Sd,z} = 198 \text{ kN}$

Si verifica la trave più sollecitata:

$V_{Sd,z} = 229 \text{ kN}$

A favore di sicurezza si omette il calcolo del contributo a taglio offerto dalla sezione di calcestruzzo e si affida l'intera sollecitazione alla resistenza fornita dalle staffe.

Si riporta la verifica a taglio delle travi.

$A_{Sw} = 1 \text{ staffa } \varnothing 10/100 = 157 \text{ mm}^2$

$V_{wd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{Sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$

dove:  $b_w = 1000 \text{ mm}$  ;  $d = 740 \text{ mm}$  ;  $\alpha = 90^\circ$  ;

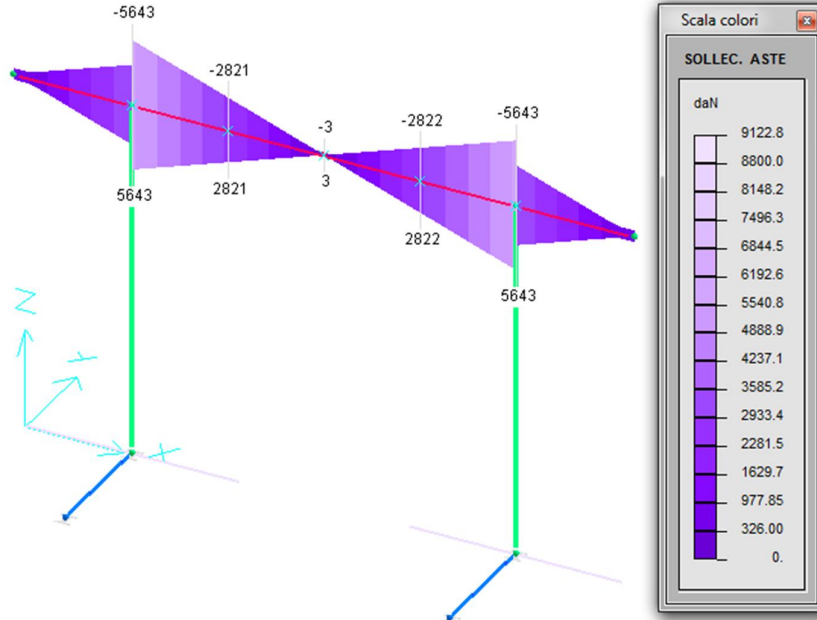
$f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2$  ;

pertanto :

$V_{wd} = 409 \text{ kN} > V_{Sdu} = 229 \text{ kN}$

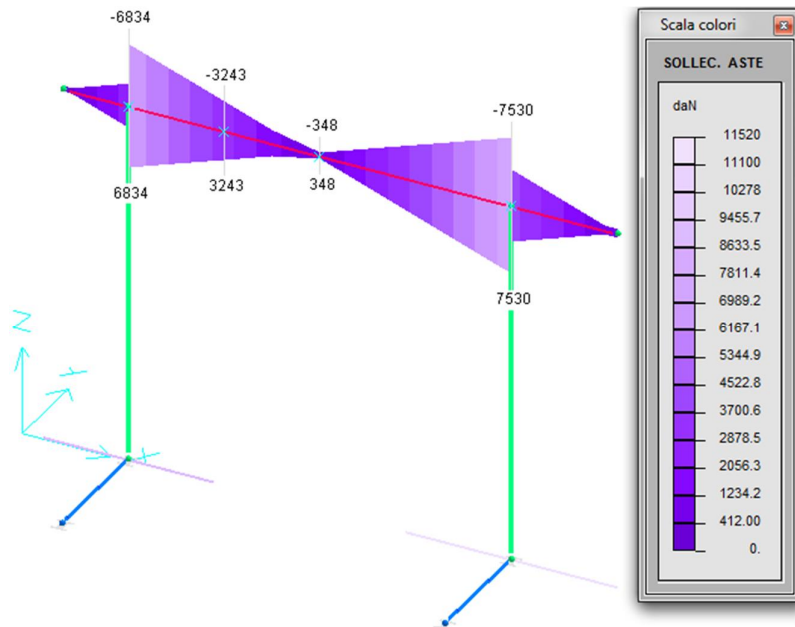
**Taglio  $\acute{o}$   $V_y$**

**Modello lato pari**



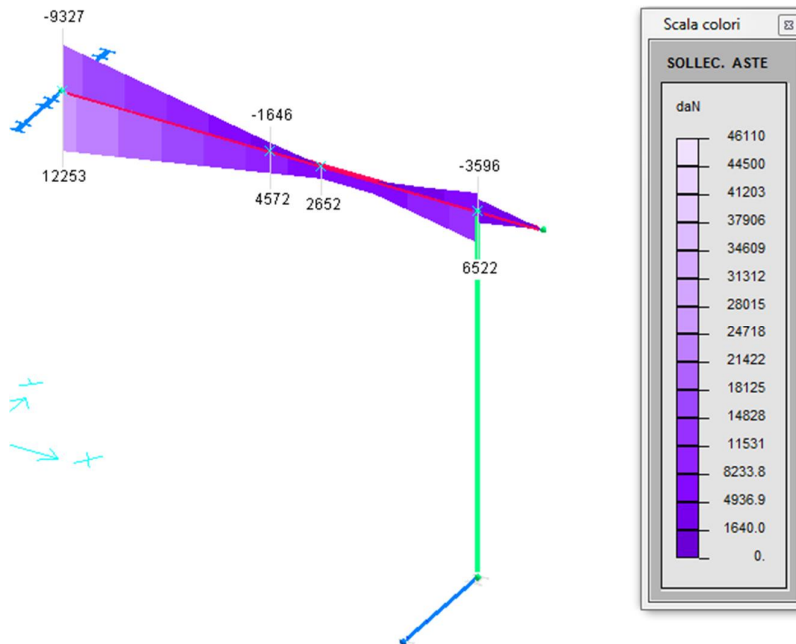
$V_{Sd,y} = 75.3 \text{ kN}$

**Modello 1**



$V_{Sd,y} = 75.3 \text{ kN}$

**Modello 2**



$$V_{Sd,y} = 122 \text{ kN}$$

Si verifica la trave più sollecitata:

$$V_{Sd,z} = 122 \text{ kN}$$

A favore di sicurezza si omette il calcolo del contributo a taglio offerto dalla sezione di calcestruzzo e si affida l'intera sollecitazione alla resistenza fornita dalle staffe.

Si riporta la verifica a taglio delle travi.

$$A_{Sw} = 1 \text{ staffa } \varnothing 10/100 = 157 \text{ mm}^2$$

$$V_{wd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{Sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

dove:  $b_w = 800 \text{ mm}$  ;  $d = 940 \text{ mm}$  ;  $\alpha = 90^\circ$  ;

$$f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2 ;$$

pertanto :

$$V_{wd} = 519 \text{ kN} > V_{Sdu} = 122 \text{ kN}$$

Si riporta inoltre la verifica per le sollecitazioni composte di torsione e taglio prevista dal DM 16/01/1996 al p.to 4.2.3.1, al fine di limitare il tasso di lavoro nelle bielle compresse di calcestruzzo.

La relazione da rispettare è la seguente:

$$\frac{\frac{V_{Sd,y}}{b_w \cdot d} + \frac{V_{Sd,z}}{b_w \cdot d}}{f_{ctd}} \leq 1 \Rightarrow \frac{313}{615} + \frac{229}{4025} \leq 1 \Rightarrow 0.56 \leq 1$$

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 	
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-002-D00	Foglio 56 di 67

dove:

$$V_{\text{eff}} \geq 0.30 \cdot \sigma_{\text{eff}} \cdot \eta \cdot \xi$$

**Armature minime secondo DM 16/01/1996**

**Travi**

Armatura longitudinale tesa minima                      mmq

0.15% <  $\sigma$

In direzione "z"

1200      <                      **3164**

In direzione "y"

1200      <                      **1846**

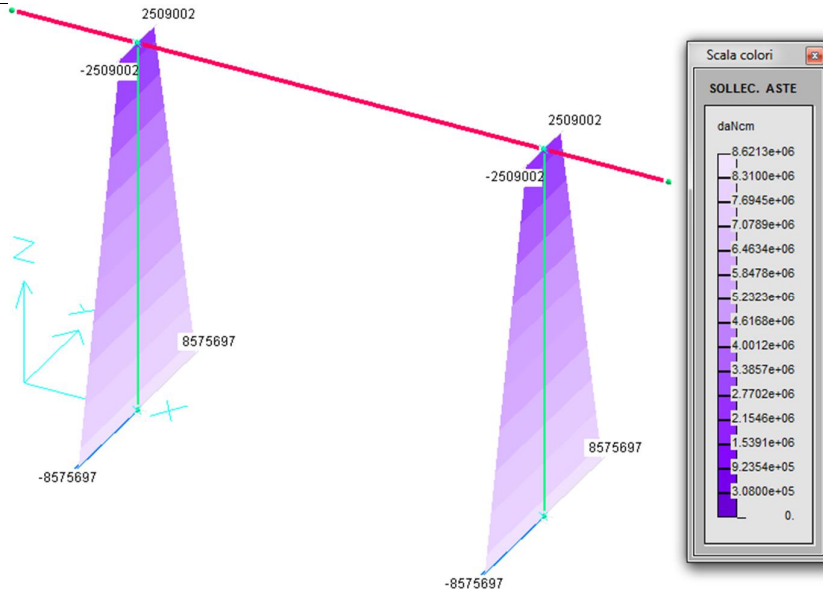


### 11.3. VERIFICHE SETTI

Nel presente paragrafo si riportano le verifiche dei setti dei sistemi strutturali "Modello lato pari", "Modello 1" e "Modello 2". A tal proposito si riportano i diagrammi di involuppo delle principali sollecitazioni calcolate per i casi di carico n. 1, 2, 5 e 6.

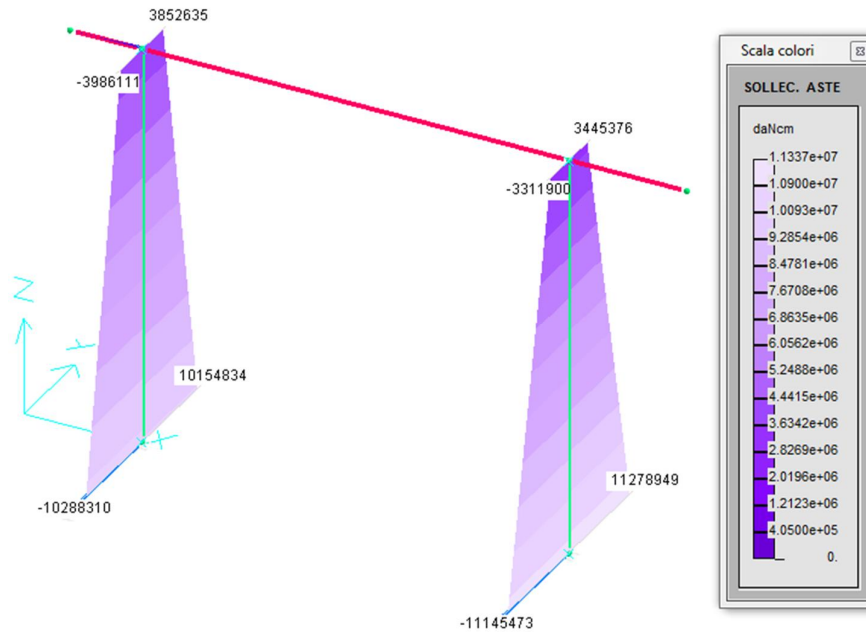
#### Momento flettente - $M$

##### Modello lato pari



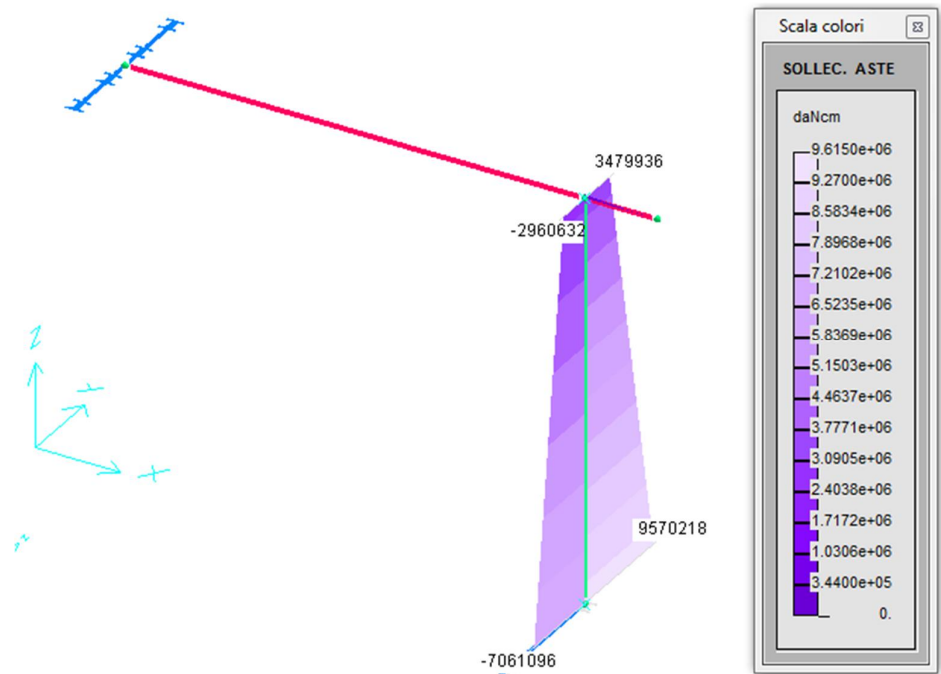
$$M_{Sd} = 857 \text{ kNm}$$

##### Modello 1



$$M_{Sd} = 1128 \text{ kNm}$$

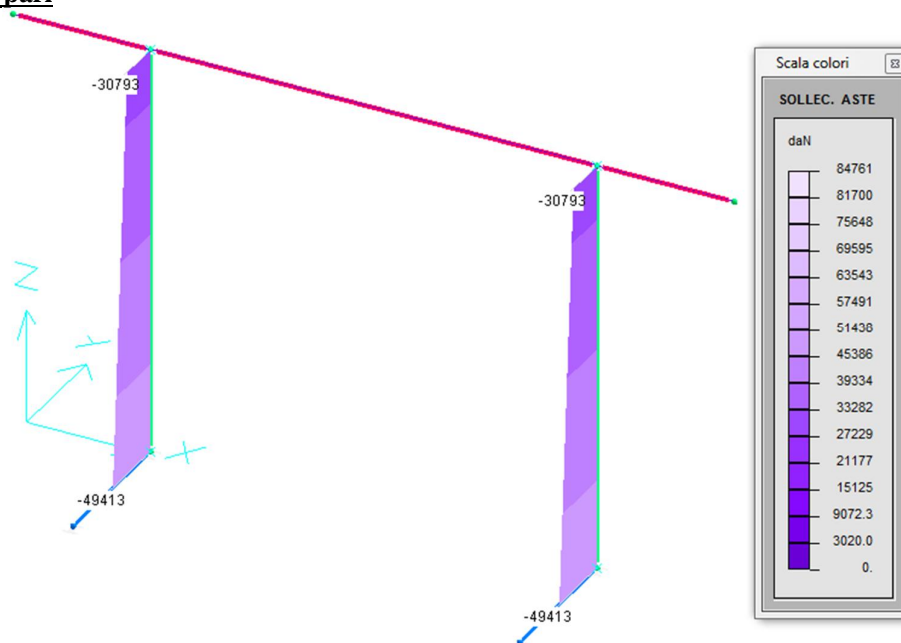
**Modello 2**



$M_{Sd} = 957 \text{ kNm}$

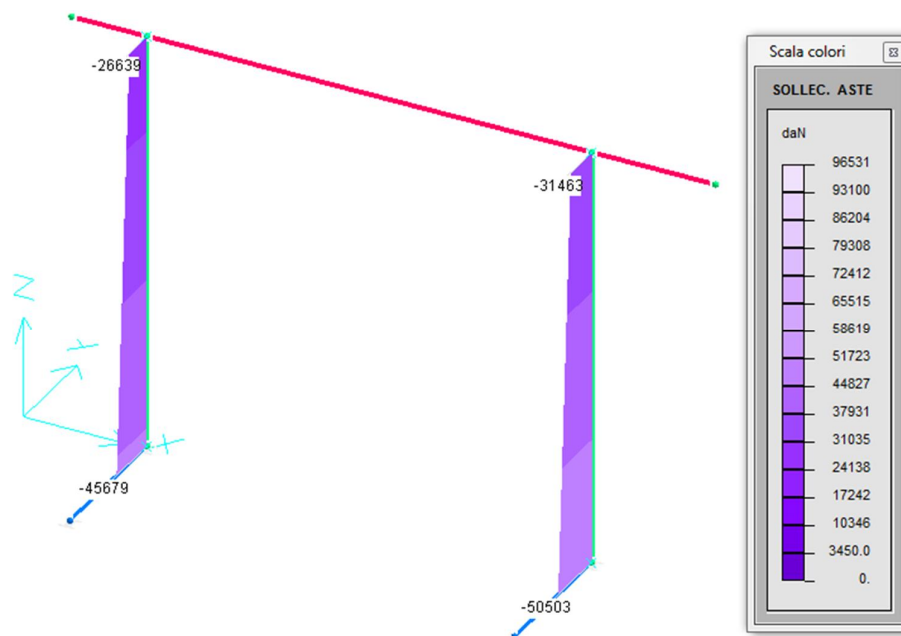
*Sforzo Normale - N*

**Modello lato pari**



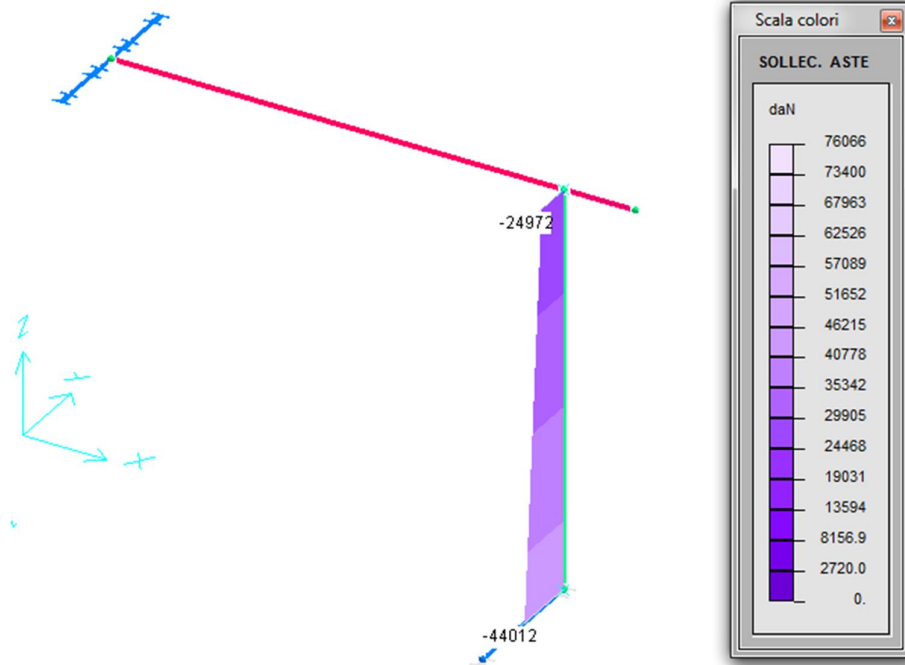
$N_{sd} = 494 \text{ kN}$

**Modello 1**



$N_{sd} = 505 \text{ kN}$

**Modello 2**



$N_{sd} = 440 \text{ kN}$

Si riporta la verifica dei setti a presso-flessione eseguita con l'ausilio del software di calcolo GELFI.

$N_{sd} = 505 \text{ kN}$

$M_{sd} = 1128 \text{ kNm}$

$A_S = A_{\phi} = 7 \text{ } \varnothing 22;$

$A_{S_{centrale}} = 5+5 \text{ } \varnothing 20.$

Verifica C.A. S.L.U. - File: pilastro 100x80

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

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

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 30 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	80	0
3	80	100
4	0	100

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
26	3.14	6.4	65
27	3.14	74	50
28	3.14	74	65
29	3.14	74	80
30	3.14	6.4	80

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 505 kN  
M<sub>xEd</sub>: 1128 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 0 kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

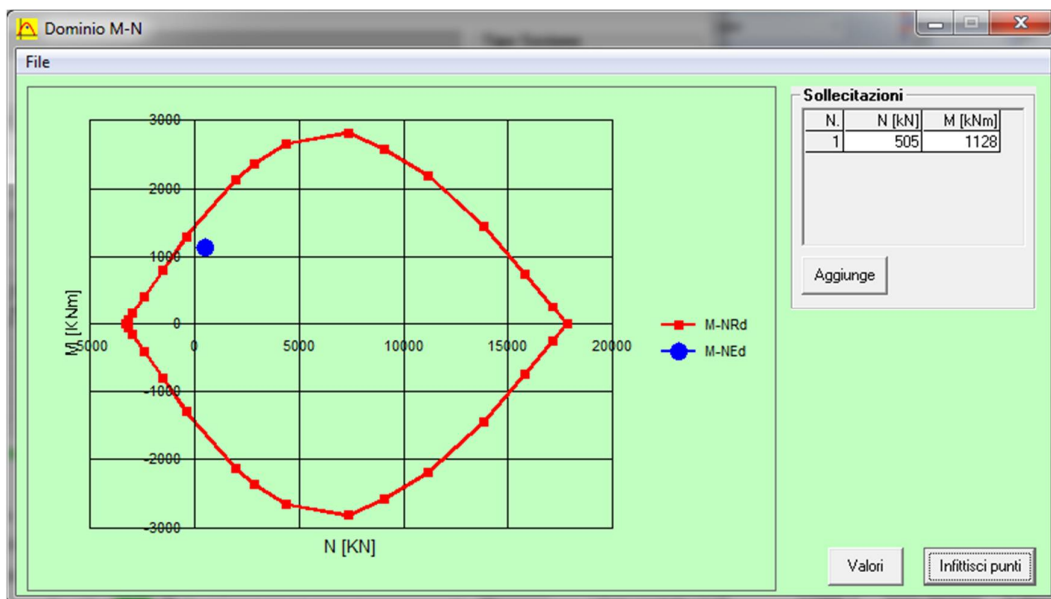
Metodo di calcolo: S.L.U. + Metodo n  
Tipo flessione: Retta Deviata

Materiali: B450C C32/40

$\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰  $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰  
 $f_{yd}$ : 391.3 N/mm²  $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰  
 $E_s$ : 200'000 N/mm²  $f_{cd}$ : 18.13 N/mm²  
 $E_s/E_c$ : 15  $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8  
 $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$ : 12.25 N/mm²  
 $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm²  $\tau_{co}$ : 0.7333  
 $\tau_{c1}$ : 2.114

M<sub>xRd</sub>: 1'662 kNm  
 $\sigma_c$ : -18.13 N/mm²  
 $\sigma_s$ : 391.3 N/mm²  
 $\epsilon_c$ : 3.5 ‰  
 $\epsilon_s$ : 19.45 ‰  
d: 93.6 cm  
x: 14.28 x/d: 0.1525  
 $\delta$ : 0.7

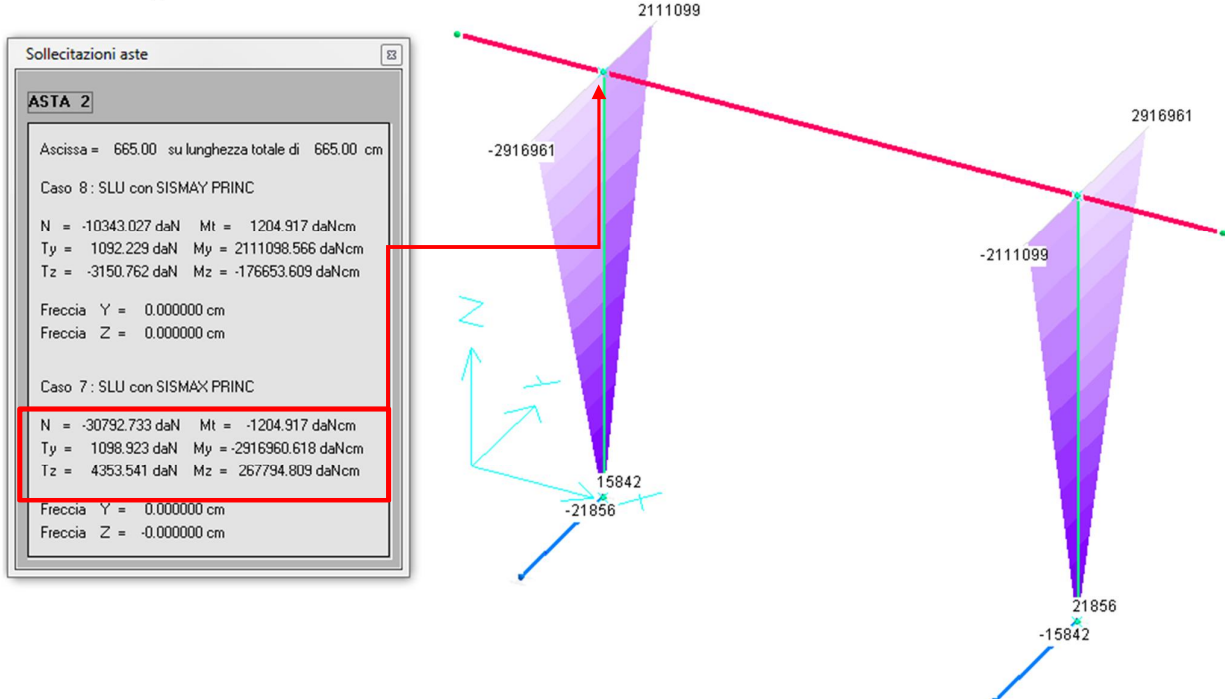
N° rett.: 100  
Calcola MRd Dominio M-N  
L<sub>0</sub>: 0 cm Col. modello  
 Precompresso



$$M_{Rd} = 1662 \text{ kNm} > M_{sd} = 1128 \text{ kNm}$$

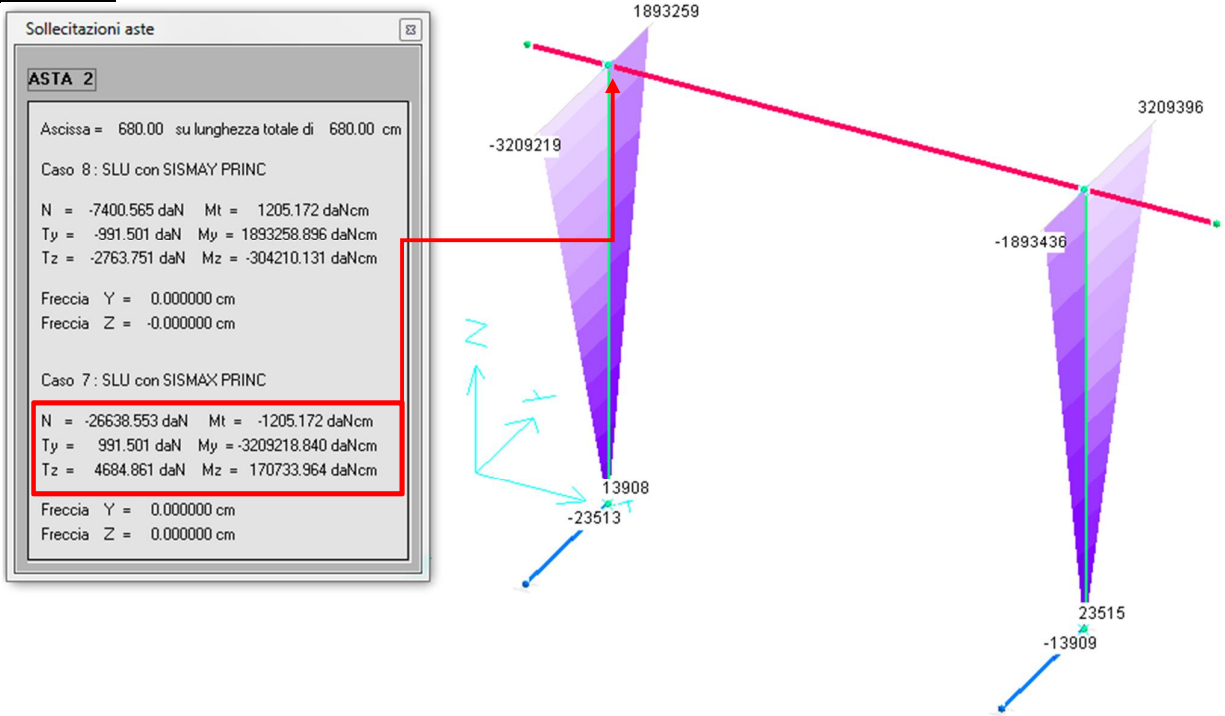
**Momento flettente ó  $M_y$**

**Modello lato pari**



$M_{Sd,y} = 291.7 \text{ kNm}$  ;  $M_{Sd,x} = 26.8 \text{ kNm}$

**Modello 1**



$M_{Sd,y} = 321 \text{ kNm}$  ;  $M_{Sd,x} = 17 \text{ kNm}$

**Modello 2**

Sollecitazioni aste

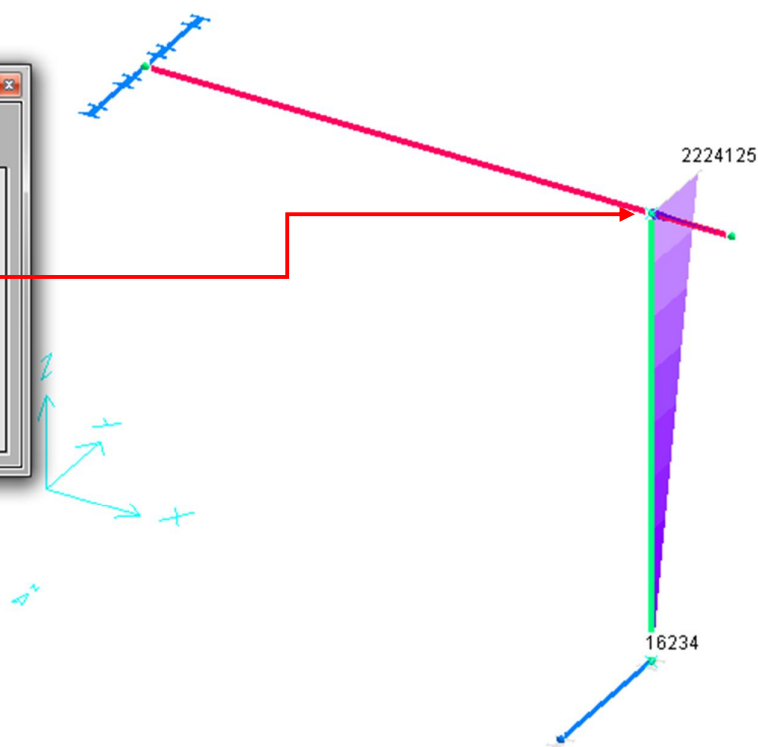
**ASTA 3**

Ascissa = 680.00 su lunghezza totale di 680.00 cm

Caso 1: 1.4PP+1.4Ba+1.5S

N = -24971.766 daN	Mt = -0.000 daNcm
Ty = -8956.297 daN	My = 2224124.565 daNcm
Tz = -3246.897 daN	Mz = 3479936.332 daNcm

Freccia Y = 0.000000 cm  
 Freccia Z = -0.000000 cm



$M_{Sd,y} = 222 \text{ kNm}$  ;  $M_{Sd,x} = 348 \text{ kNm}$

Si riporta la verifica del setto a presso-flessione deviata eseguita con l'ausilio del software di calcolo GELFI.

$M_{Sd,y} = 321 \text{ kNm}$

$M_{Sd,x} = 17 \text{ kNm}$

$A_S = A_{\phi} = 7 \text{ } \emptyset 22;$

$A_{S, laterale} = 5+5 \text{ } \emptyset 20.$

Verifica C.A. S.L.U. - File: pilastro 100x80

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

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

N° Vertici: 4 Zoom N° barre: 30 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	80	0
3	80	100
4	0	100

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
26	3.14	6.4	65
27	3.14	74	50
28	3.14	74	65
29	3.14	74	80
30	3.14	6.4	80

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: 0 kN  
M<sub>xEd</sub>: -17 kNm  
M<sub>yEd</sub>: 321 kNm

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

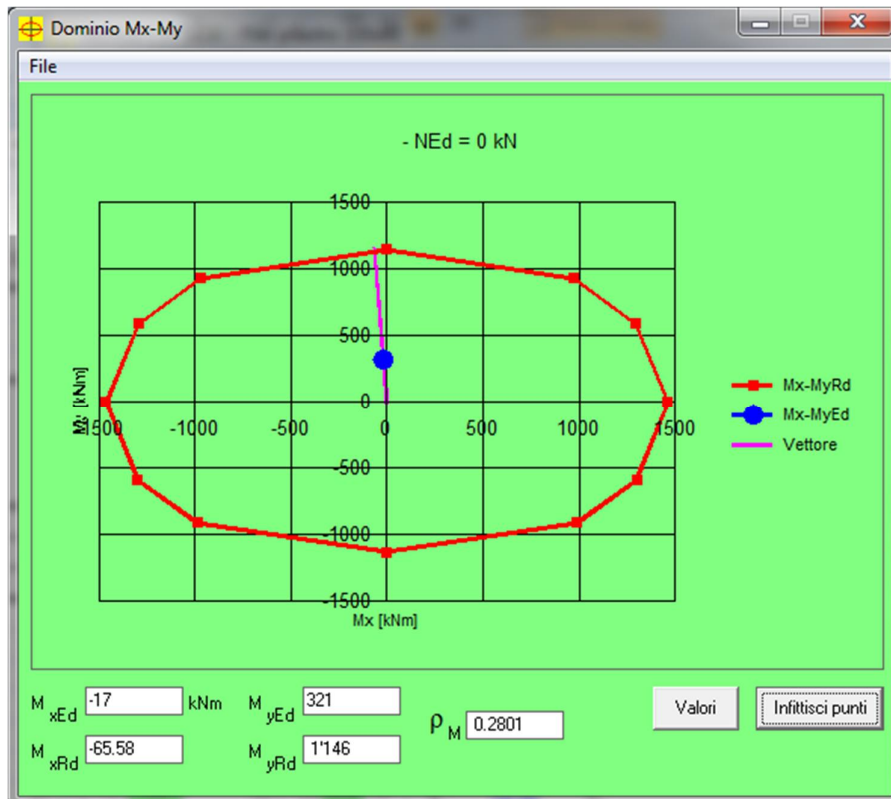
Materiali: B450C C32/40

E<sub>su</sub>: 67.5 ‰ E<sub>c2</sub>: 2 ‰  
f<sub>yd</sub>: 391.3 N/mm² E<sub>cu</sub>: 3.5 ‰  
E<sub>s</sub>: 200'000 N/mm² f<sub>cd</sub>: 18.13 ‰  
E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>: 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>: 0.8  
E<sub>syd</sub>: 1.957 ‰ C<sub>c,adm</sub>: 12.25  
C<sub>s,adm</sub>: 255 N/mm² τ<sub>co</sub>: 0.7333  
τ<sub>c1</sub>: 2.114

M<sub>xRd</sub>: -65.58 kNm  
M<sub>yRd</sub>: 1'146 kNm  
σ<sub>c</sub>: -18.13 N/mm²  
σ<sub>s</sub>: 391.3 N/mm²  
ε<sub>c</sub>: 3.5 ‰  
ε<sub>s</sub>: 18.56 ‰  
d: 75.22 cm  
x: 11.94 x/d: 0.1587  
δ: 0.7

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

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n  
Tipo flessione: Retta Deviata  
N° rett.: 100  
Calcola MRd Dominio Mx-My  
angolo asse neutro θ°: 269  
Precompresso



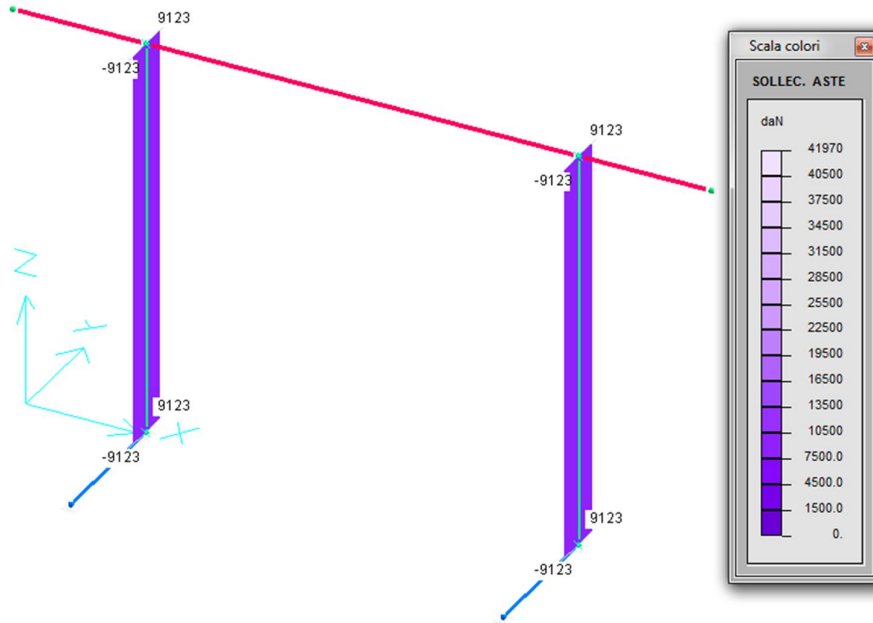
$$M_{Rd,x} = 67.8 \text{ kNm} > M_{Sd,x} = 17 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,y} = 1133 \text{ kNm} > M_{Sd,y} = 321 \text{ kNm}$$



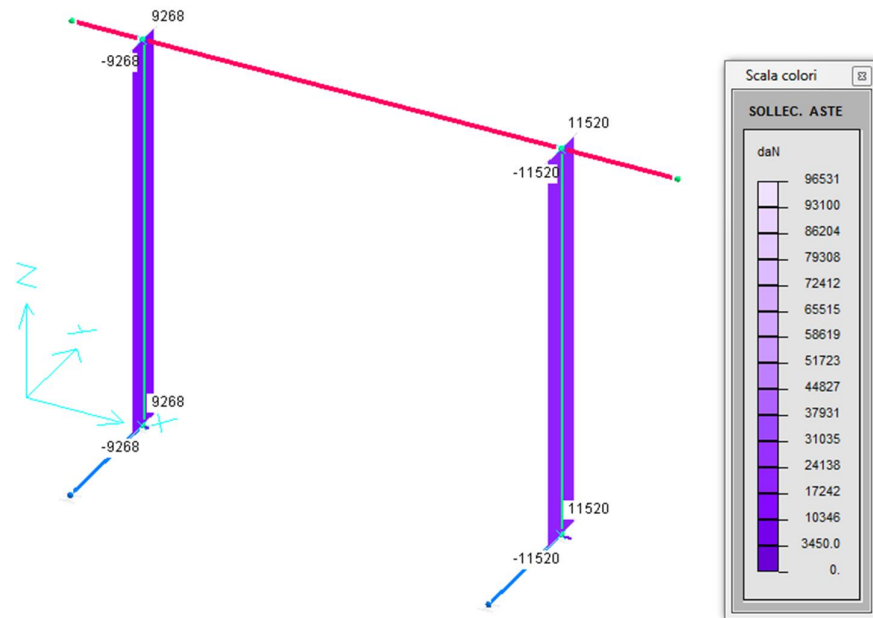
**Taglio - V**

**Modello lato pari**



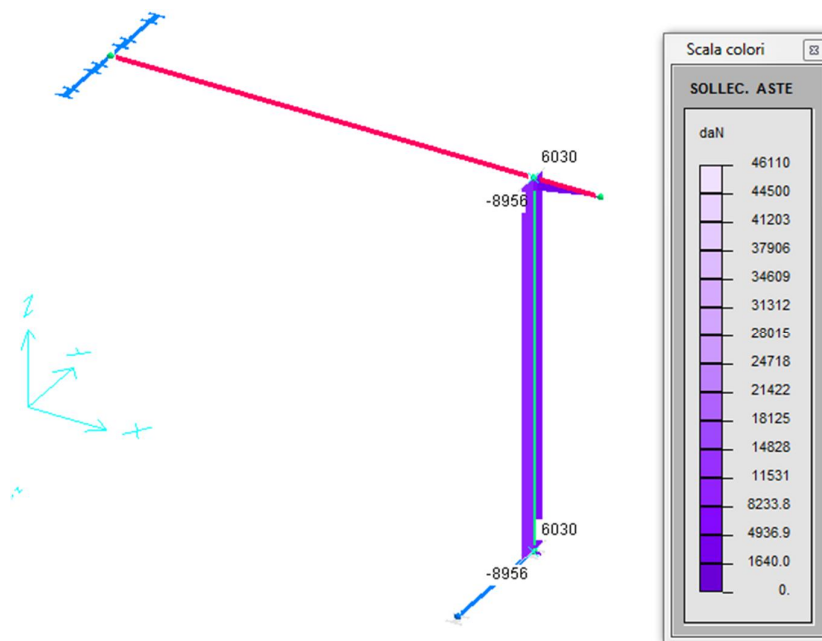
$V_{Sd,z} = 91 \text{ kN}$

**Modello 1**



$V_{Sd,z} = 115 \text{ kN}$

**Modello 2**



$$V_{Sd,z} = 89.6 \text{ kN}$$

Si verifica il setto più sollecitato:

$$V_{Sd,z} = 115 \text{ kN}$$

A favore di sicurezza si omette il calcolo del contributo a taglio offerto dalla sezione di calcestruzzo e si affida l'intera sollecitazione alla resistenza fornita dalle staffe.

Si riporta la verifica a taglio dei setti.

$$A_{Sw} = 1 \text{ staffa } \varnothing 10/100 = 157 \text{ mm}^2$$

$$V_{wd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{Sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

dove:  $b_w = 800 \text{ mm}$  ;  $d = 940 \text{ mm}$  ;  $\alpha = 90^\circ$  ;

$$f_{yd} = 391.3 \text{ N/mm}^2 ;$$

pertanto :

$$V_{wd} = 519 \text{ kN} > V_{Sdu} = 115 \text{ kN}$$

**Armature minime secondo DM 16/01/1996**

**Pilastrì**

Armatura longitudinale minima mmq

$$0.3\% < \frac{A_s}{A_c} < 6\%$$

$$2400 < \mathbf{8460} < 48000$$

Armatura longitudinale minima mmq

$$0.15 \frac{A_s}{A_c} < A_s$$

$$194 < \mathbf{8460}$$

#### 11.4. INCIDENZA ARMATURE

Alle armature appena calcolate vanno aggiunte staffe e staffoni nelle due direzioni delle sole di fondazione, vanno considerate delle armature aggiuntive di confinamento delle zone critiche e un incremento del 20-25% per le sovrapposizioni e i pieghi. Nel calcolo dell'incidenza delle armature nelle sole di fondazione si è tenuto in conto degli ancoraggi delle barre longitudinali dei setti.

Nel calcolo del volume delle staffe dei setti, vista la presenza di passi diversi tra la zona critica e la parte centrale del setto, si è considerato un passo medio di 20 cm.

AREA 3	sez. [cm]	B	H	Armatura fuori calcolo [kg/m <sup>3</sup> ]	As=A's	As <sub>laterale</sub>	As <sub>torsione</sub>	Staffe torsione	Staffe taglio	V,staffe [cm <sup>3</sup> /m]	Vc [cm <sup>3</sup> /m]	Asl,tot [cm <sup>2</sup> ]	Vsl,tot [cm <sup>3</sup> /m]	Vs,tot [cm <sup>3</sup> /m]	ω [%]	incidenza armatura [kg/m <sup>3</sup> ]
FONDAZIONI	120 X 120 (h)	120	120	39	10Φ20	4+4Φ20	//	//	Φ16/150	7035	1440000	109.9	10990	18025	1.25	137
SETTI	80 x 100 (h)	80	100	6	7Φ22	5+5Φ20	//	//	Φ10/200	1501	800000	101.5	10152	11653	1.46	120
TRAVI	100 x 80 (h)	100	80	13	7Φ24	3+3Φ20	12Φ16	Φ10/150	Φ10/100	2212	800000	127.5	12749	14961	1.87	160
PALI	Φ60				14Φ20	//	//	//	Φ10/150	742	282743	50.1	5011	5754	2.03	160

Alla luce di tali considerazioni e della tabella riassuntiva delle armature calcolate si ipotizza un'incidenza di armatura media di 137 kg/m<sup>3</sup> di calcestruzzo per le fondazioni, 120 kg/m<sup>3</sup> per i setti, 160 kg/m<sup>3</sup> per le travi e 160 kg/m<sup>3</sup> per i pali.