

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 Cociv Ing.A. Pelliccia		

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 5	D

Progettazione :

Rev	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Progettista Integratore	Data	IL PROGETTISTA
B00	Cambio tipologia barriere	CCR Ing.	20/03/15	COCIV	21/03/15	A.Palomba	21/03/15	 Dott. Ing. A. Mancarella Ordine Ingegneri Prov. TO n. 6271 R
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-00-005-D00
-----------	---------------------------------------

CUP: F81H92000000008

Fondazioni B.A. setti su micropali - AREA 6- Relazione di calcolo

GENERAL CONTRACTOR 	ALTA SORVEGLIANZA 
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-005-D00 Foglio 4 di 46

INDICE

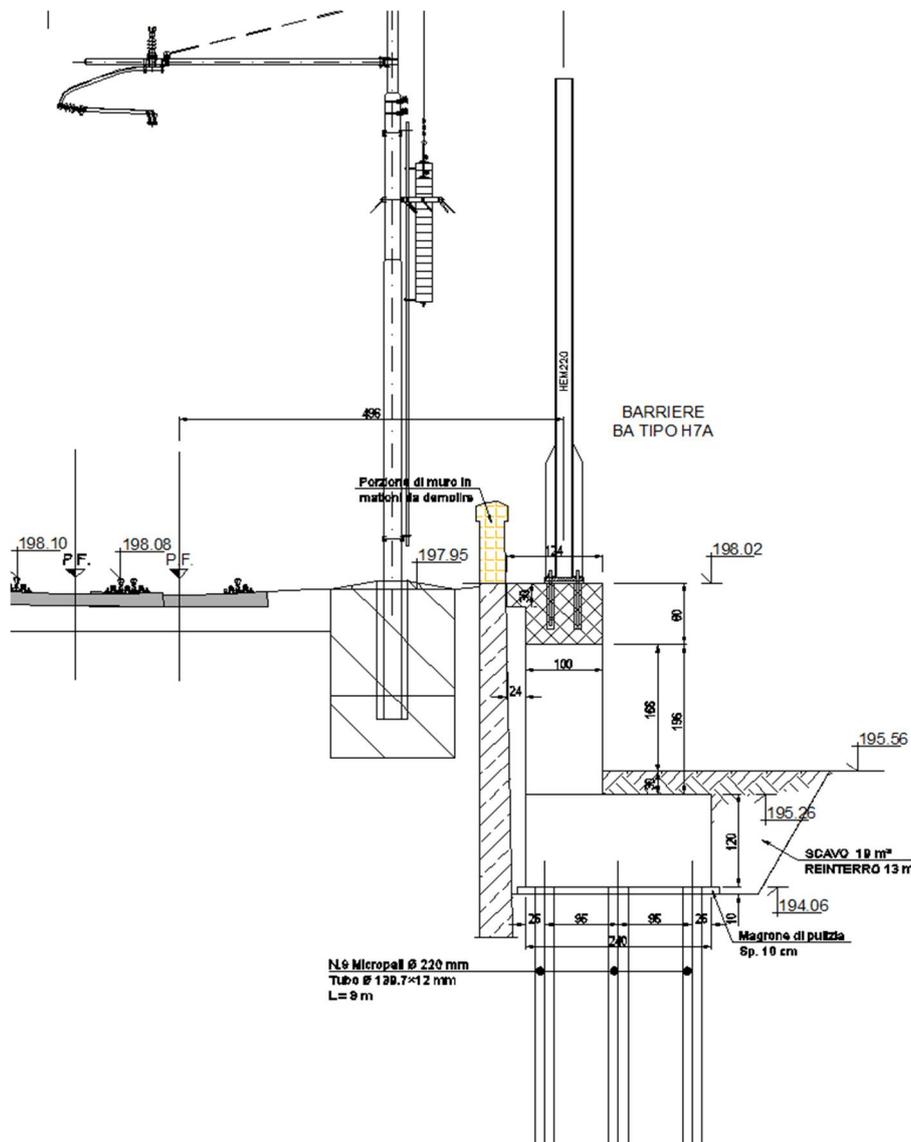
INDICE.....	4
1. INTRODUZIONE.....	5
2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO	6
2.1. Normativa tecnica vigente	6
3. METODO DI CALCOLO.....	8
4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI IMPIEGATI.....	8
4.1. Calcestruzzo Per Le Strutture.....	8
4.2. Acciaio Per Le Strutture In Cemento Armato	9
4.3. Micropali.....	9
5. PARAMETRI GEOTECNICI TERRENO	10
6. INDIVIDUAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO	10
7. MODELLAZIONE	11
8. ANALISI DEI CARICHI.....	12
8.1. Condizioni elementari di carico.....	12
8.2. Combinazioni di carico	12
8.3. Definizione dei carichi	13
8.4. grafici esplicativi dei carichi	17
9. PERICOLOSITAqSISMICA DI BASE DEL SITO E MODELLAZIONE SISMICA	20
9.1. Azione sismica	20
10. VERIFICHE GEOTECNICHE E SLU MICROPALI.....	21
10.1. Sollecitazioni	22
10.2. Calcolo Della Capacità Portante Verticale Del Micropalo.....	24
10.3. CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE ORIZZONTALE DEL MICROPALO	28
11. VERIFICHE STRUTTURALI	31
11.1. Verifiche Trave di Fondazione.....	31
11.2. Verifiche Trave in Elevazione	35
11.3. Verifiche Setti.....	41
11.4. INCIDENZA ARMATURE	46

1. INTRODUZIONE

Oggetto della presente relazione è il calcolo e la verifica delle strutture di fondazione BA con setti su micropali, 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 una trave in c.a. 1,00x0,80m, poggiate a sua volta su setti 0,80x1,00m aventi interasse di 6,0m. Tali pilastri poggiano su soles di fondazione 2,00x2,40x1,20m(h) ciascuna avente 9 micropali Ø220mm con mutuo interasse di 0,95 m in direzione longitudinale e di 0,75 in direzione trasversale.

La suddetta struttura sarà realizzata nell'area d'intervento 060, compresa fra le Pk 112+036 e Pk 112+072.



GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-005-D00
	Foglio 6 di 46

2. NORMATIVE DI RIFERIMENTO

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

- [NT_1]. D.M. 11.03.1988 öNorme 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 öIstruzioni 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 öNorme 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 öNorme 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 öIstruzioni 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 öNorme tecniche per le costruzioni in zone sismicheö
- [NT_9]. Ordinanza 3274 del 20/03/03 del Consiglio dei ministri ó Allegato 1 ó öCriteri 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 öNorme 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 öAncoraggi nei terreni e nelle rocceö ed. Maggio 1993.
- [NT_13]. Istruzioni FF.SS. n°I/SC/PS-OM/2298 ó öSovraccarichi per il calcolo dei ponti ferroviari ó Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo.ö
- [NT_14]. Istruzioni FF.SS. 44a - öCriteri 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. - öManuale di progettazione - Corpo stradaleö

2.1. NORMATIVA TECNICA VIGENTE

- [NT_16]. Norma UNI EN 206-1:2006 öCalcestruzzo. Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformitàö
- [NT_17]. UNI EN 197-1 giugno 2001 ó öCemento: composizione, specificazioni e criteri di conformità per cementi comuni

<p>GENERAL CONTRACTOR</p> 	<p>ALTA SORVEGLIANZA</p> 
	<p>A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-005-D00</p> <p style="text-align: right;">Foglio 7 di 46</p>

- [NT_18]. UNI EN 11104 marzo 2004 ó òCalcestruzzo: 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 òEurocodice 1 ó Azioni sulle strutture ó Azioni in generale ó Azioni termicheö
- [NT_21]. UNI EN 1992-1-1:1993 òEurocodice2 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 òEurocodice 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 òEurocodice 7 ó Progettazione geotecnica ó Parte 1: Regole generaliö
- [NT_24]. Raccomandazioni AICAP òAncoraggi nei terreni e nelle rocceö ed. giugno 2012.
- [NT_25]. Raccomandazioni AGI òRaccomandazioni sui pali di fondazioneö ed. dicembre 1984.
- [NT_26]. Norma UNI EN 10025 ó 2005 ó òProdotti laminati a caldo di acciai per impieghi strutturali
- [NT_27]. DM 16 Gennaio 1996 ó òNorme tecniche per le costruzioniö
- [NT_28]. Istruzioni RFI - RFI/DTC/INC/PO/SP/IFS/001/A ó 21 dicembre 2011 ó òSpecifiche 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-00-005-D00	Foglio 8 di 46

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 Norme tecniche per le costruzioni.

Le caratteristiche dei materiali sono state assunte in conformità con il D.M. 14.01.2008 e 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 ($R_{ck} \geq 30 N/mm^2$)

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 $\phi 32$ mm

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

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

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

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

Massima dimensione aggregati $\phi 32$ mm

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE
	A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-005-D00
	Foglio 9 di 46

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 kg/m^3

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	γ	C	ϕ	E
	(t/m ³)	(Kg/cm ²)	(°)	(Kg/cm ²)
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 14, prodotto, distribuito e assistito dalla Soc. CDM DOLMEN, con sede in Torino, via Drovetti 9/F.

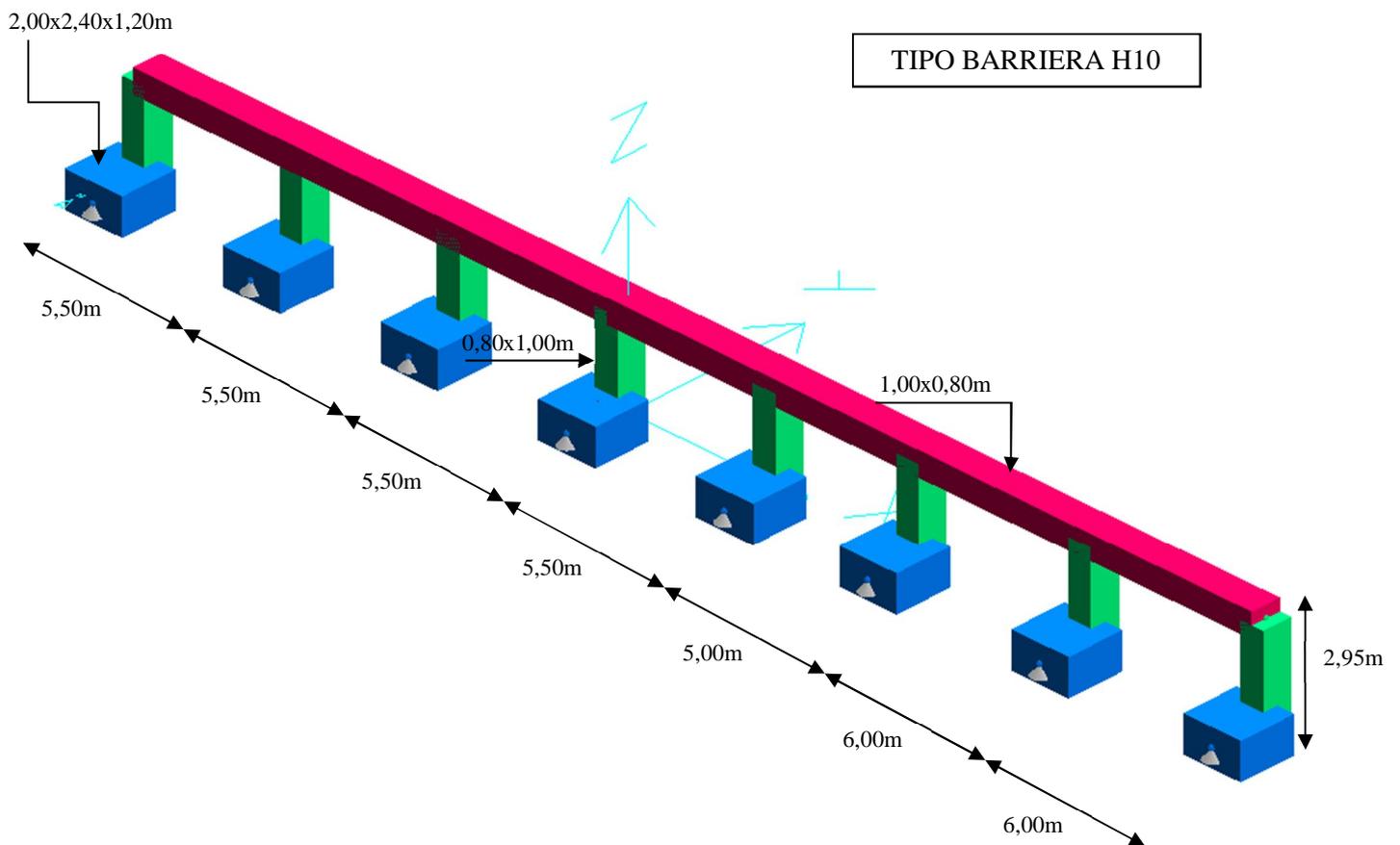
Il codice effettua l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà. Gli elementi considerati sono di tipo guscio, sia rettangolare che triangolare, aventi comportamento membrana e piastra. I carichi possono essere applicati sia ai nodi, come forze o coppie concentrate,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

Il modello della struttura in oggetto è stato effettuato con elementi finiti monodimensionali (modello ad aste), ciascuno con la propria sezione reale.

MODELLO IN 3D CON GLI ELEMENTI ESTRUSI



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.

Num.	Nome	Coeff.	N° carichi	Categoria in NTC2008	Categoria in norme preced
<input type="radio"/> 001)	Peso_proprio_____	1	55	Peso proprio	Permanente
<input type="radio"/> 002)	Pp_pannelli	1	7	Permanente	Permanente
<input type="radio"/> 003)	Vento+Sovraspinta_Tr	1	14	A:Var abitazione	Var.abitazione
<input type="radio"/> 004)	Sisma X	1	32	Altro ...	Sisma X (stat. eq.)
<input checked="" type="radio"/> 005)	Sisma Y	1	39	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.

- **δPeso_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 δpeso 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

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:

$$\frac{0.008 \cdot 2700 \cdot 43.2}{1.6} = 43.2 \text{ N/m}^2$$

$$\frac{0.008 \cdot 2700 \cdot 50}{1.6} = 50 \text{ N/m}^2$$

• **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

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

$\beta = 0.5$ 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 $0.10 < H/D \leq 0.30$

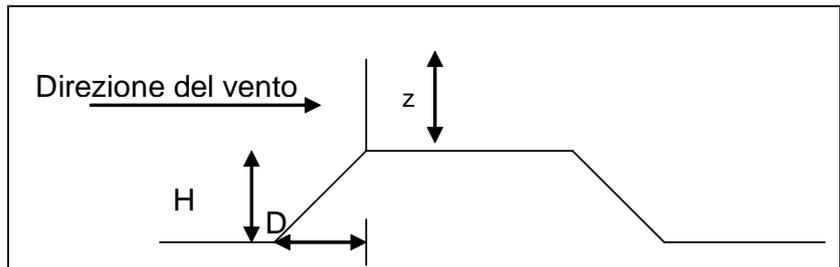
$\gamma = 1$ per $H/D > 0.30$

x , distanza tra ciglio rilevato e barriera

H , altezza rilevato

D , larghezza scarpata

z , altezza barriera



Ipotizzando le condizioni peggiori

($H=8\text{m}$, $D=12\text{m}$, $x=0$, $z=6.00\text{m}$), si ottiene:

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

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

Quindi

$$C_t = 1.5$$

$$C_e = 3.23$$

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

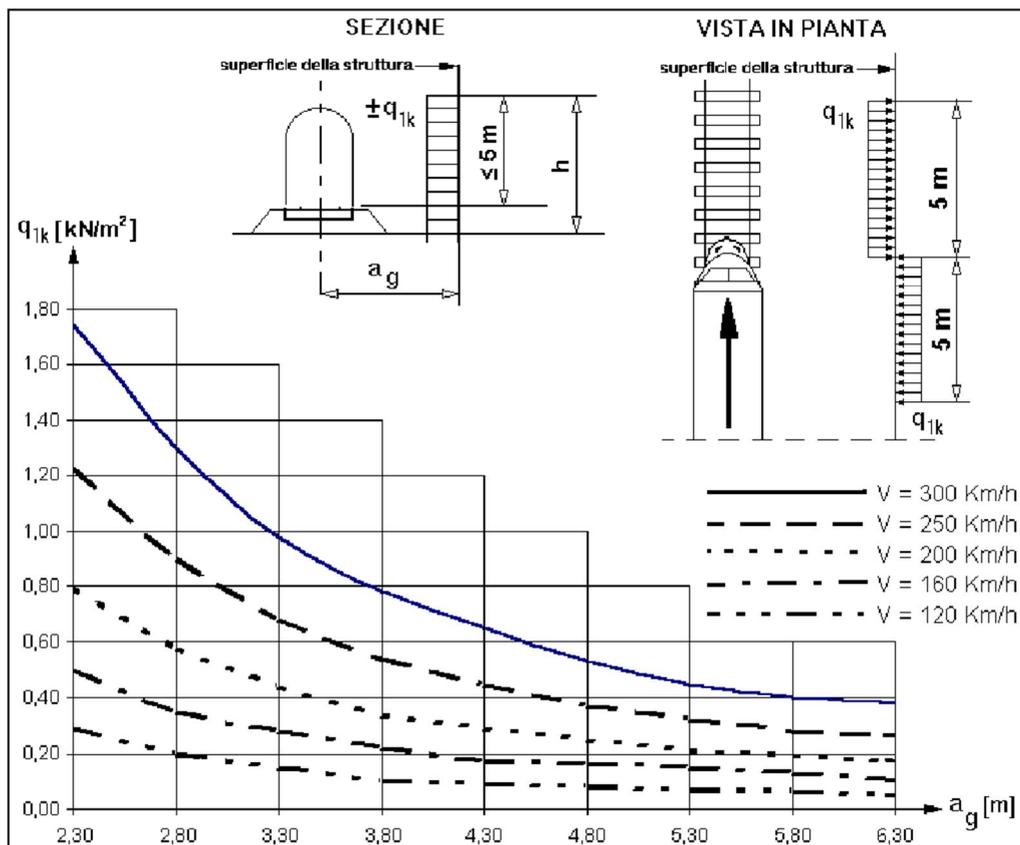
$$C_d = 1.0$$

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

- **δSovraspinta_Trenoö**

In tale combinazione viene contemplata l'azione di sovraspinta 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 ferroviari.



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

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

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

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

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

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

- **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 kN/m² 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/m²**.

- **Carichi sismici**

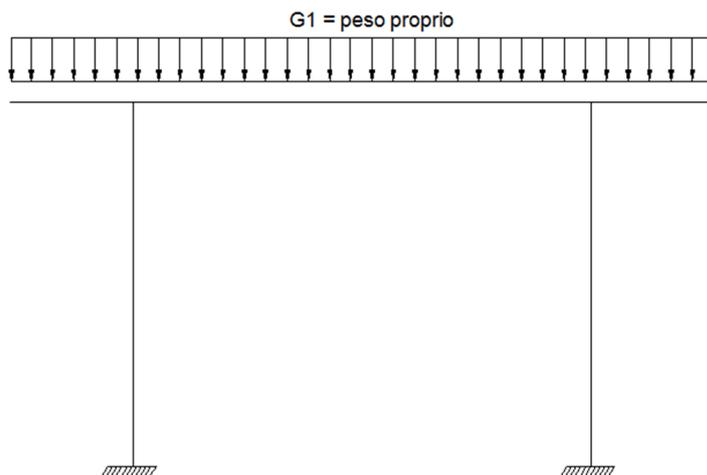
Vedi **Capitolo 9 - Pericolosità sismica di base del sito e modellazione sismica**

8.4. GRAFICI ESPLICATIVI DEI CARICHI

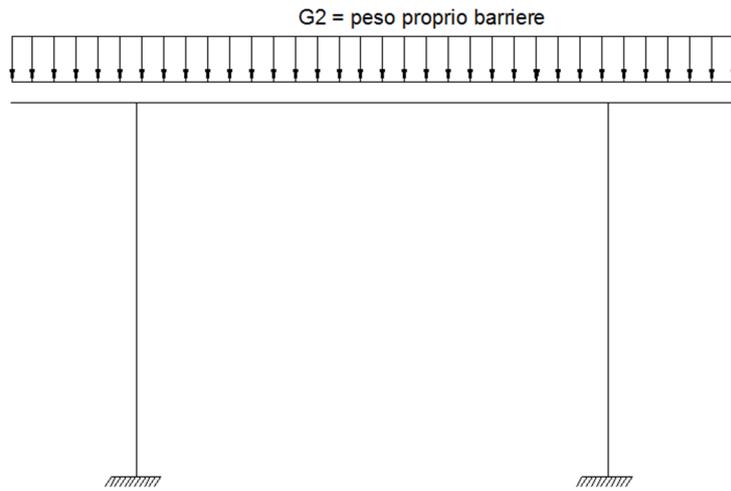
Per semplicità si fa riferimento allo schema di carico di una sola campata.

- **Peso proprio**

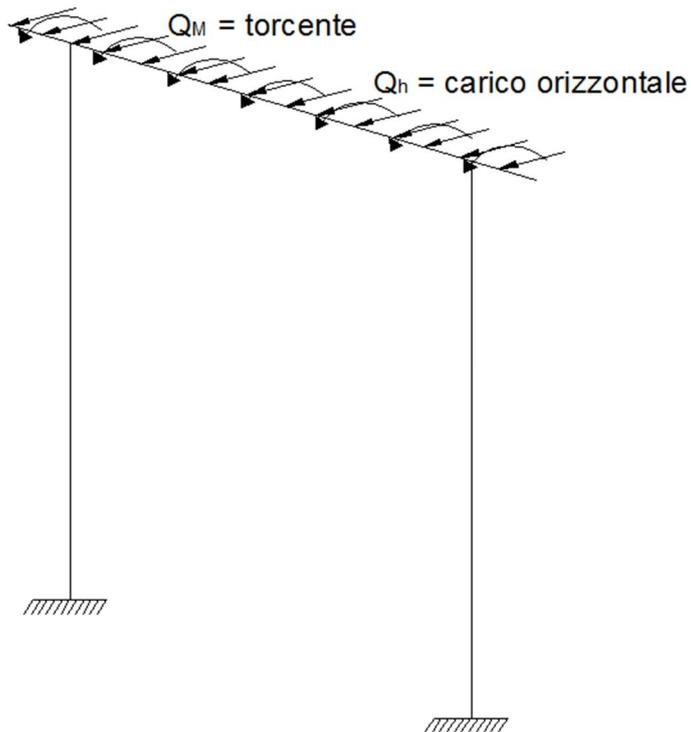
Il peso proprio è stato attribuito a tutti gli elementi in c.a.



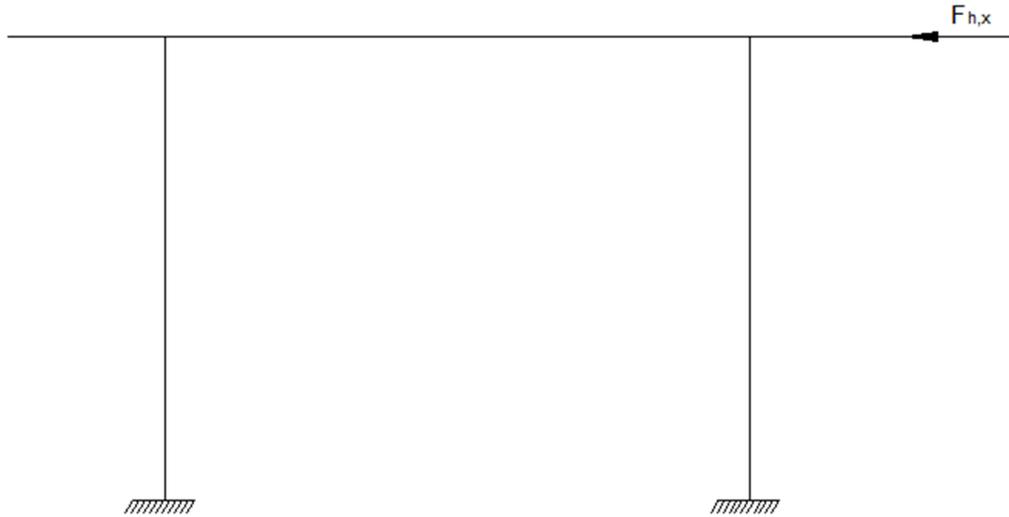
- Peso proprio pannelli



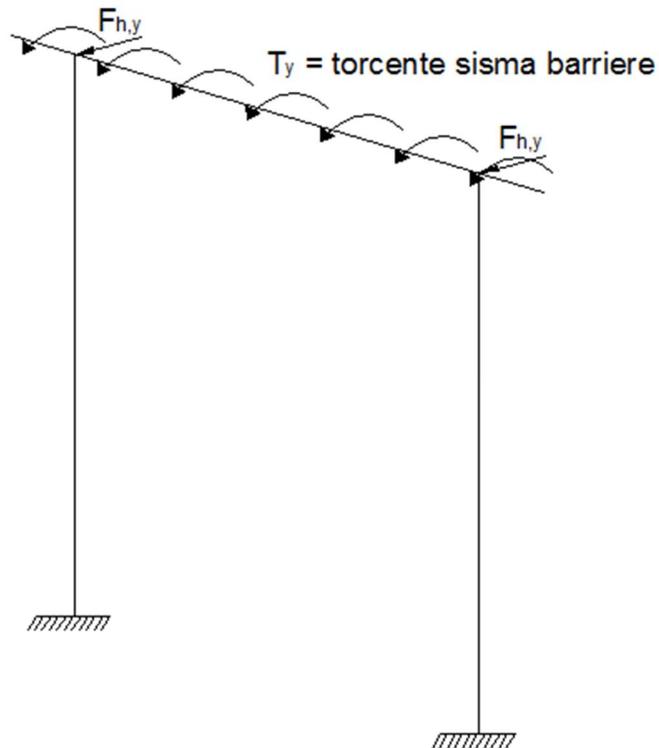
- Vento + sovraspinta treno



- sisma x



- sisma y



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.

$$k_h = \frac{0,0624 \cdot W}{H_{bar} + (H_{trave}/2)}$$

dove:

$$k_h = 0,04$$

Coefficiente di intensità sismica

$$S = 6$$

Grado di sismicità

$$R = 1$$

Coefficiente di risposta relativo alla direzione considerata

$$I = 1,2$$

Coefficiente di protezione sismica

$$= 1,3$$

Coefficiente di fondazione

$$= 1$$

Coefficiente di struttura

$$W = P_{proprio} + P_{permanenti} = 218060 + 43407 = 261467 \text{ daN} \quad \text{Peso complessivo delle masse sismiche}$$

$$k_h = 0,0624 \cdot 261467 = 16316 \text{ daN/m}$$

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

Barriere H10

$$W_{barriera} = 1113 \text{ daN/m}$$

$$F_{h,y} = W \cdot K_h = 1113 \cdot 0,0624 = 69,5 \text{ daN/m}$$

$$M_t = F_{h,y} \cdot (H_{bar} + (H_{trave}/2)) / 2 = 69,5 \cdot (8 + 0,4) / 2 = 292 \text{ daNm/m}$$

10. VERIFICHE GEOTECNICHE E SLU MICROPALI

Nel seguente paragrafo si riportano le verifiche di portata verticale condotte sui micropali Ø220 .

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 γ_M dell'insieme M1, visibili nei prospetti A.3 e A.4 dell'Eurocodice 7 riportati sotto.

prospetto A.3 Coefficienti parziali sulle azioni (γ_F) o sugli effetti delle azioni (γ_E)

Azione		Simbolo	Insieme	
			A1	A2
Permanente	Sfavorevole	γ_G	1,35	1,0
	Favorevole		1,0	1,0
Variabile	Sfavorevole	γ_Q	1,5	1,3
	Favorevole		0	0

prospetto A.4 Coefficienti parziali sui parametri del terreno (γ_M)

Parametro del terreno	Simbolo	Insieme	
		M1	M2
Angolo di resistenza al taglio ^{a)}	γ_φ	1,0	1,25
Coesione efficace	γ_c	1,0	1,25
Resistenza al taglio non drenata	γ_{cu}	1,0	1,4
Resistenza non confinata	γ_{qu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_γ	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 γ_R del prospetto A.7 dell' UNI EN 1997 "Eurocodice 7" qui di seguito riportato:

prospetto A.7 Coefficienti parziali sulla resistenza (γ_R) per pali trivellati

Resistenza	Simbolo	Insieme			
		R1	R2	R3	R4
Base	γ_b	1,25	1,1	1,0	1,6
Laterale (compressione)	γ_s	1,0	1,1	1,0	1,3
Totale/combinata (compressione)	γ_t	1,15	1,1	1,0	1,5
Laterale in trazione	γ_{st}	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 ξ deducibili nel prospetto A.10 qui di seguito riportato:

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

ξ per $n =$	1	2	3	4	5	7	10
ξ_{S3}	1,40	1,35	1,33	1,31	1,29	1,27	1,25
ξ_{S4}	1,40	1,27	1,23	1,20	1,15	1,12	1,08

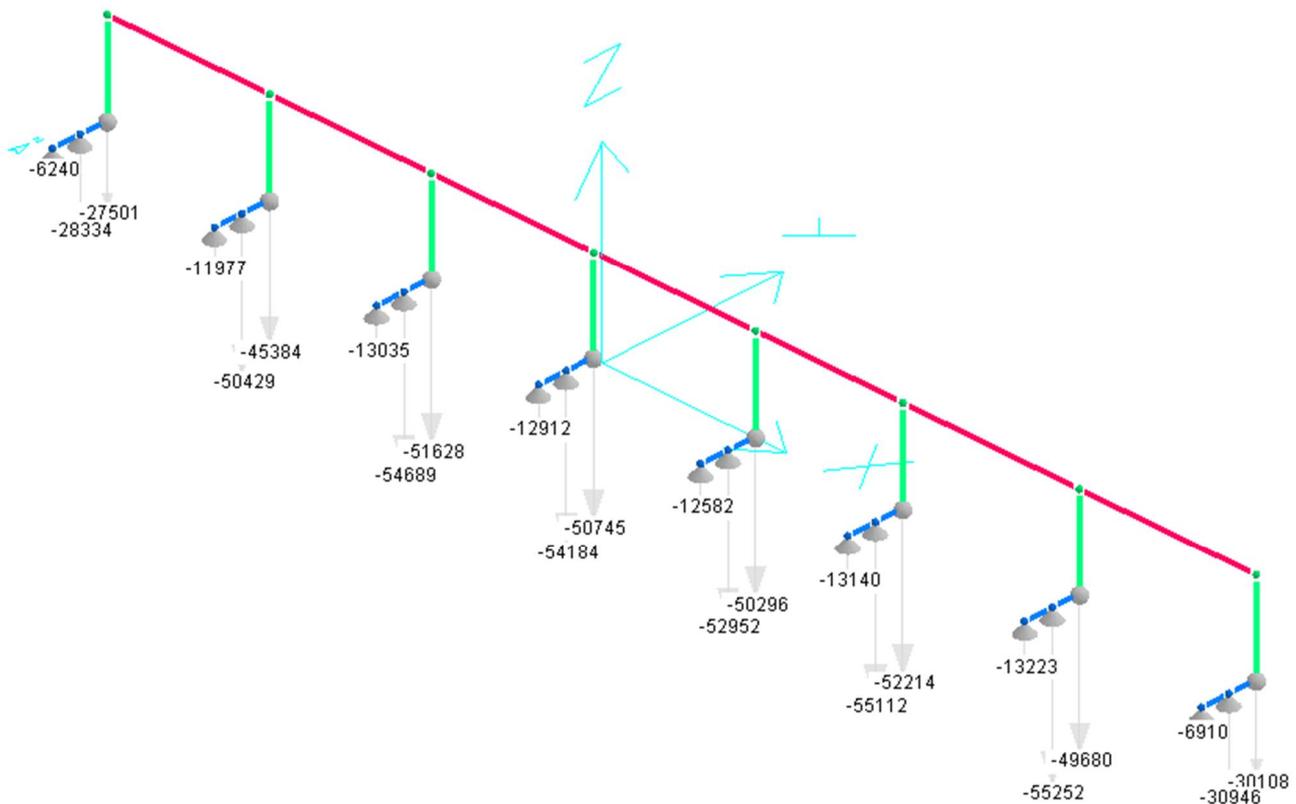
I valori delle capacità portante di calcolo andranno confrontati con il massimo valore del carico verticale di calcolo sollecitante.

$$N_{Ra} > N_{Sa}$$

10.1. SOLLECITAZIONI

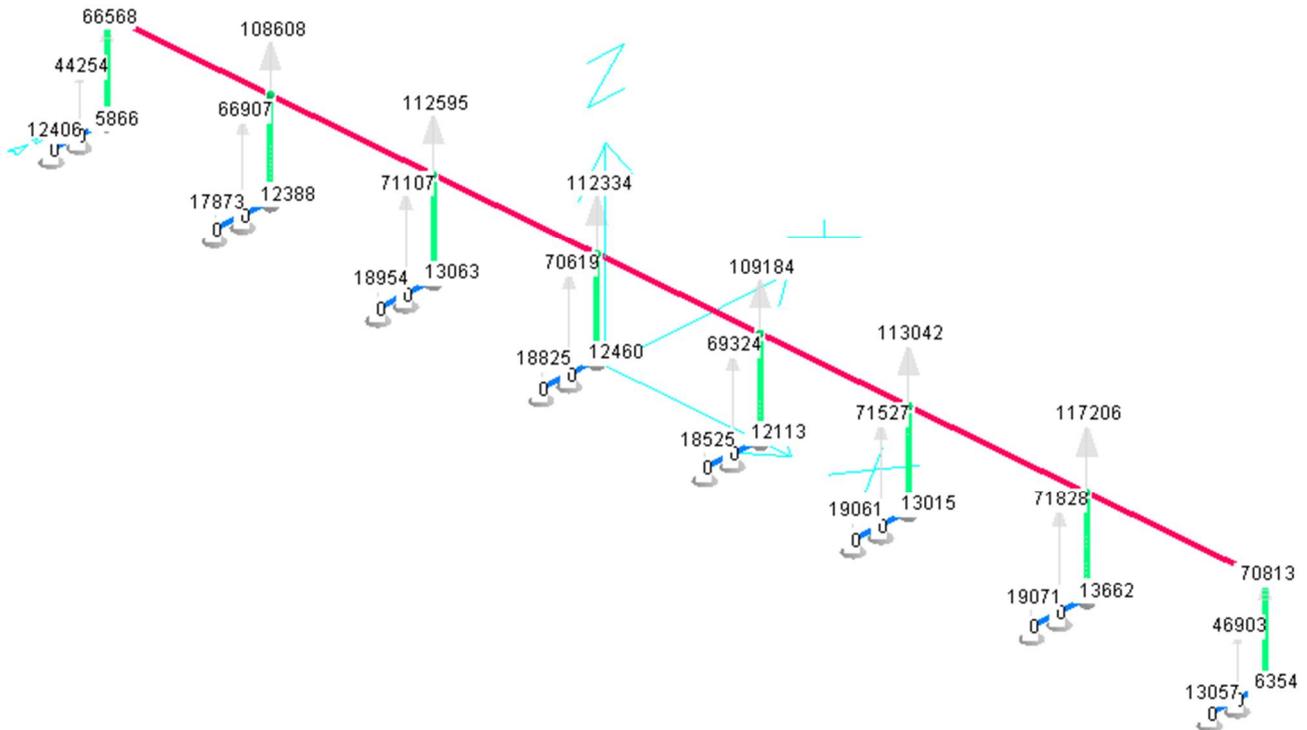
Si riportano le reazioni alla testa dei micropali calcolate per i casi di carico n. 1, 2, 5 e 6.

Reazioni minime Verticali - N_{min}



$$N_{Sd,min} = 547/3\text{pali} = 182.3 \text{ kN (trazione)}$$

Reazioni massime Verticali - N_{max}



$$N_{Sd,max} = 1172/3\text{pali} = 391 \text{ kN (compressione)}$$

$$V_{Sd,max} = 137 / 9 \text{ pali} = 15.3 \text{ kN (taglio orizzontale)}$$

10.2. CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE VERTICALE DEL MICROPALO

Il calcolo viene eseguito secondo il metodo messo a punto dall'École Nationale des Ponts et Chaussées da Bustamante e Doix, recepito nella gran parte delle normative e linee guida in Europa e negli Stati Uniti (FHWA) e basato sulla conoscenza dei valori del parametro N_{SPT} e/o p_L (pressione laterale limite) dei terreni attraversati. I micropali vengono distinti in due categorie:

- micropali eseguiti con iniezioni ripetute e controllate con tubo a valvole e doppio otturatore (IRS, injection répétitive et selective). Appartengono a tale gruppo i micropali da adottare per le barriere antirumore;
- micropali eseguiti con getto dell'intero palo in un'unica soluzione (IGU, injection globale inique).

Il metodo si avvale, per la capacità portante ultima della relazione:

$$Q_{lim} = \alpha \cdot Q_p + \beta \cdot Q_{pl}$$

dove

$$Q_{lim} \text{ è la portata laterale: } Q_{lim} = \alpha \cdot Q_p + \beta \cdot Q_{pl}$$

con D_b = diametro reso del micropalo = D_s ;

D_s = 220 mm (diametro di perforazione);

L_p = lunghezza della zona iniettata;

α = coefficiente adimensionale che tiene conto della tecnica di esecuzione dei micropali e del tipo di terreno (vedi tabella A). In via cautelativa si può adottare un coefficiente pari ad 1.1 per la parte IGU in limo argilloso (0÷5 m) e 1.2 per la parte IGU in terreno ghiaioso (> 5 m di profondità), cioè i valori minimi per ognuna delle due categorie di terreno;

q_s = portata laterale unitaria stabilita in funzione del valore N_{SPT} o p_L . È ricavabile tramite i grafici messi a punto dall'École Nationale des Ponts et Chaussées in base a numerose prove di carico a rottura per vari tipi di terreno e per le due tecniche di realizzazione del micropalo.

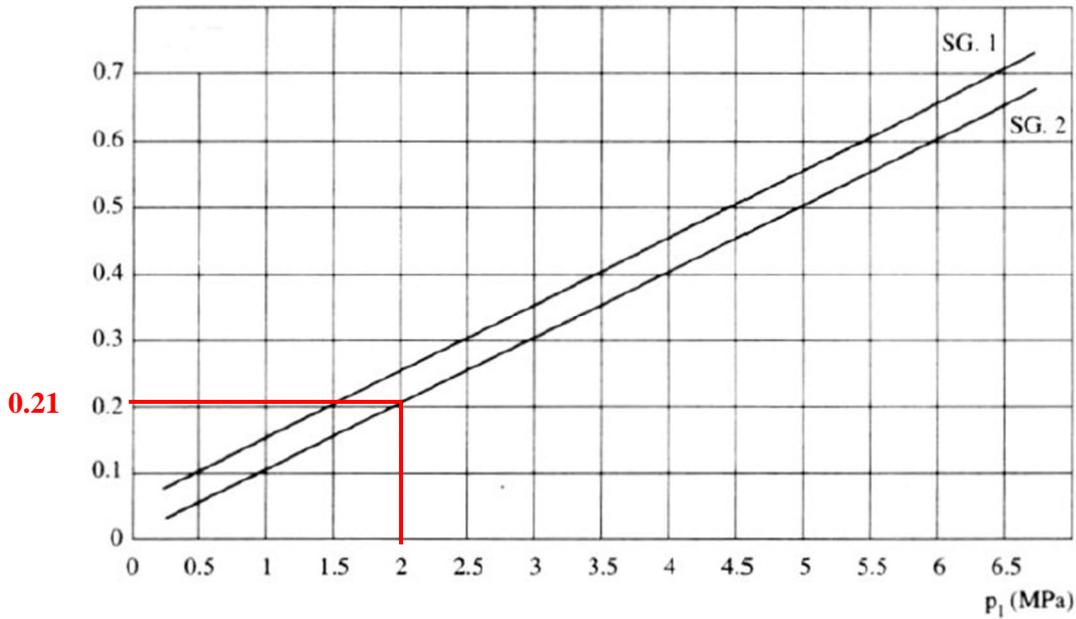
Q_{pl} : portata alla punta. Dato l'alto rapporto esistente fra superficie laterale portante e superficie della punta del palo, normalmente, per i micropali, si considera un valore della portata alla punta pari al 15% della portata laterale.

La peculiarità del calcolo per un micropalo consiste nella scelta di D_s e nella determinazione di q_s ed L_p .

La capacità portante verticale si calcolerà pertanto per integrazione dei valori di Q_{lim} trovati per il tratto di tipo IGU in limo e in ghiaia.

Si riportano di seguito i diagrammi necessari per ricavare il valore di q_s in funzione del tipo di terreno e delle sue caratteristiche di resistenza nonché dalla tecnica di realizzazione del micropalo.

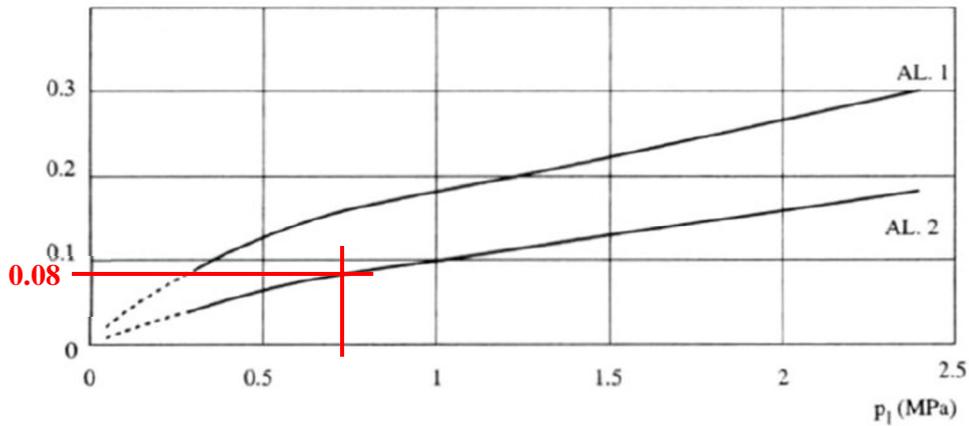
q_s (MPa)



	20	40	60	80	100	N_{SPT}
sciolto	moderatamente addensato	addensato	molto addensato			

Figura I: Abaco per il calcolo di q_s per sabbie e ghiaie.

q_s (MPa)



	4	8	15	30	N_{SPT}
molle	moderat. consistente	consistente	molto consistente		dura

Figura II: Abaco per il calcolo di q_s per argille e limi.

Tabella A: Valori del coefficiente ; $\frac{q_s}{p_1} \cdot \frac{p_1}{q_s}$

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

Tabella B: indicazioni per la scelta del valore q_s

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

In funzione delle condizioni locali del terreno si dovrà tener conto dell'eventuale effetto di gruppo della palificata definendo un coefficiente riduttivo η della capacità portante.

Si può a questo punto calcolare la capacità portante del micropalo per sforzo N di compressione e/o trazione secondo le seguenti formule:

a) compressione:
$$N_{c,red} = \eta \cdot (N_{c,tip} + N_{c,side})$$

b) trazione:
$$N_{t,red} = \eta \cdot N_{t,tip}$$

dove

$N_{c,tip}$ è il valore di calcolo della portata laterale del micropalo

$N_{c,side}$ è il valore di calcolo della portata alla punta del micropalo

$N_{t,tip}$ è il peso del micropalo

I valori delle capacità portanti andranno confrontati con il massimo valore del carico verticale che si applica al micropalo per sforzo N di compressione e/o trazione. I valori di L_p saranno determinati in modo che i valori limite di portata verticale risulteranno superiori ai rispettivi sforzi di calcolo.

La lunghezza del micropalo così calcolata dovrà essere aumentata di 2 metri in caso di realizzazione dell'opera su rilevato ferroviario per tener conto del ridotto stato di addensamento del terreno in prossimità della scarpata del rilevato stesso. Negli altri casi non in rilevato la lunghezza dovrà essere aumentata di 1m.

a. Compressione

$$R_{d,comp} = \alpha \cdot R_{t,comp} \cdot \gamma_{red} \cdot \gamma_{s} \cdot \gamma_{p} \cdot \gamma_{c} \cdot \gamma_{m} \cdot 0.8 \cdot \gamma_{a} \cdot \gamma_{b} \cdot \gamma_{c} \cdot \gamma_{d} \cdot \gamma_{e} \cdot \gamma_{f} \cdot \gamma_{g} \cdot \gamma_{h} \cdot \gamma_{i} \cdot \gamma_{j} \cdot \gamma_{k} \cdot \gamma_{l} \cdot \gamma_{m} \cdot \gamma_{n} \cdot \gamma_{o} \cdot \gamma_{p} \cdot \gamma_{q} \cdot \gamma_{r} \cdot \gamma_{s} \cdot \gamma_{t} \cdot \gamma_{u} \cdot \gamma_{v} \cdot \gamma_{w} \cdot \gamma_{x} \cdot \gamma_{y} \cdot \gamma_{z}$$

$$R_{d,comp} = R_{t,comp} \cdot 1.2 \cdot \gamma_{red}$$

$\beta = 1.15$ tiene conto della portata alla punta pari al 15% di quella laterale

$$R_{t,comp} = \frac{R_{t,comp}}{\gamma_{red}}$$

$$R_{t,comp} = \frac{R_{t,comp}}{\gamma_{red}}$$

dove $\gamma_{red} = 1.1$

dove $\gamma_{red} = 1.1$

$$R_{t,comp} = R_{t,comp} \cdot \gamma_{red}$$

b. Trazione

$$R_{d,tens} = \alpha \cdot R_{t,tens} \cdot \gamma_{red} \cdot \gamma_{s} \cdot \gamma_{p} \cdot \gamma_{c} \cdot \gamma_{m} \cdot 0.8 \cdot \gamma_{a} \cdot \gamma_{b} \cdot \gamma_{c} \cdot \gamma_{d} \cdot \gamma_{e} \cdot \gamma_{f} \cdot \gamma_{g} \cdot \gamma_{h} \cdot \gamma_{i} \cdot \gamma_{j} \cdot \gamma_{k} \cdot \gamma_{l} \cdot \gamma_{m} \cdot \gamma_{n} \cdot \gamma_{o} \cdot \gamma_{p} \cdot \gamma_{q} \cdot \gamma_{r} \cdot \gamma_{s} \cdot \gamma_{t} \cdot \gamma_{u} \cdot \gamma_{v} \cdot \gamma_{w} \cdot \gamma_{x} \cdot \gamma_{y} \cdot \gamma_{z}$$

$$R_{d,tens} = \frac{R_{t,tens}}{\gamma_{red}}$$

dove $\gamma_{red} = 1.15$

$$R_{t,tens} = R_{d,tens} \cdot \gamma_{red}$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-005-D00		Foglio 28 di 46

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	$Q_{li,k}$	$Q_{bl,k}$	$Q_{li,d,comp}$	$Q_{li,d,traz}$	$Q_{bl,d}$	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: $L = 7 + 1 = 8$ m con conseguenti portanze pari a:

$$Q_{lim,comp} = 429 \text{ kN} > N_{Sd,max} = 391 \text{ kN} \quad ; \quad Q_{lim,traz} = 370 \text{ kN} > N_{Sd,min} = 182 \text{ kN}$$

10.3. CALCOLO DELLA CAPACITÀ PORTANTE ORIZZONTALE DEL MICROPALO

La valutazione dello stato di sollecitazione dei micropali in condizioni di esercizio può essere effettuata assimilando il terreno ad un mezzo alla Winkler, costituito da un letto di molle orizzontali indipendenti l'una dall'altra.

Nell'ipotesi di k_h (coefficiente di reazione orizzontale del terreno) costante con la profondità, l'equazione differenziale che governa lo spostamento di un palo caricato lateralmente è:

$$E \cdot J \cdot \frac{d^4 y}{dz^4} + k_h \cdot D_b \cdot y = 0$$

in cui:

E = modulo elastico longitudinale del micropalo

J = momento d'inerzia del micropalo

y = spostamento orizzontale rispetto alla direzione verticale

L'equazione si può anche scrivere nella forma:

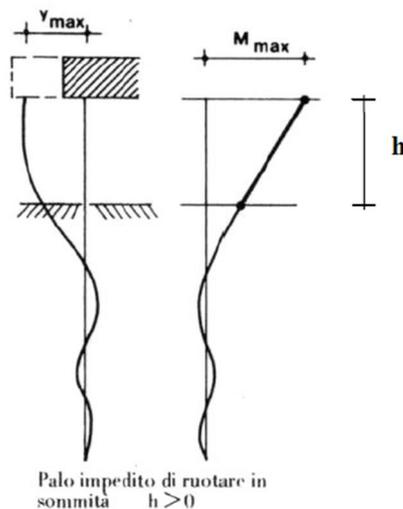
$$\frac{d^4 y}{dz^4} + \frac{4}{\lambda^4} y = 0$$

in cui

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{k_h D_b}}$$

è la lunghezza caratteristica del micropalo.

Dalla risoluzione dell'equazione differenziale per un micropalo soggetto ad una forza orizzontale $H = T$ applicata in testa, sporgente dal terreno di $h = 2.00$ m (nel caso di rilevato) o di $h = 1.00$ m (negli altri casi) ed impedito di ruotare in testa per l'incastro determinato dal plinto, il massimo valore del momento e del taglio agenti sul palo valgono:



$$y_{\max} = 0.5 \cdot \frac{H \cdot h^3}{EJ}$$

$$M_{\max} = \frac{H \cdot h}{2}$$

Utilizzando queste sollecitazioni sarà possibile dimensionare l'armatura del micropalo.

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.

calcolato in base alle seguenti proprietà:

$$J = \frac{4 \cdot J_s \cdot J_c}{2 \cdot J_s + J_c}$$

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;

γ peso specifico del terreno.

z profondità media del terreno reagente, trascurando il primo metro di terreno per tener conto della scarsa resistenza laterale offerta da tale strato

$$d = D_d$$

$$D_d = 0.5 \cdot \left(\frac{N_{pl,Rd}}{A} \right)^{1.7} \cdot \left(\frac{V_{sd}}{W_{pl}} \right)^{0.5}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{N_{pl,Rk}}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{pl,Rk} = \frac{N_{pl,Rk}}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{pl,Rk} = \frac{N_{pl,Rk}}{\gamma_{M0}}$$

Le sollecitazioni sono pari a: $N_{Sd} = 391 \text{ kN}$; $V_{Sd} = 15.3 \text{ kN}$

γ_{limo} [kN/m ³]	γ_{ghiaia} [kN/m ³]	k_h [kN/m ³]	c_g	n_h [kN/m ³]	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_{sd} [kN]	A [mm ²]	f_{yk} [N/mm ²]	γ_{M0}	$M_{pl,Rd}$ [kNm]	W_{pl} [mm ³]	h [m]	E [N/mm ²]	J [mm ⁴]
15.3	1376.048	391	4070	355	1.05	57.1381	169000	1	28500	8620000

$$M_{Sd} = 0.5 \cdot V_{Sd} \cdot (h + \lambda) \leq M_{(N,Rd)} \quad 13.61036 \text{ [kNm]}$$

$$M_{(N,Rd)} = M_{(pl,Rd)} \cdot (1 - n^{1.7}) \quad 50.40911 \text{ [kNm]}$$

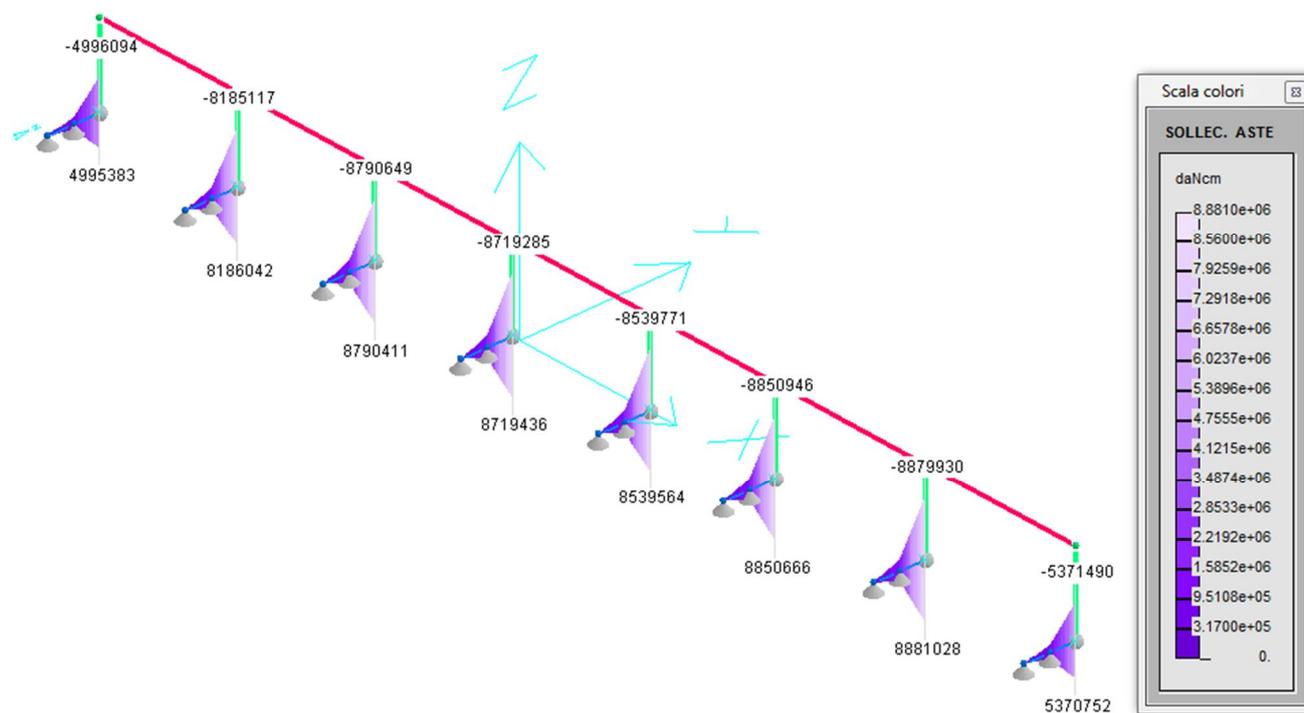
$$M_{N,Rd} = 50.4 \text{ kNm} > M_{Sd} = 13.6 \text{ kNm} \quad (\text{VERIFICATO})$$

11. VERIFICHE STRUTTURALI

11.1. VERIFICHE TRAVE DI FONDAZIONE

Momento flettente in direzione X - M_x

A tal proposito si riporta l'inviluppo dei diagrammi di momento flettente, calcolati per i casi di carico n. 1, 2, 5 e 6.



$$M_{Sd,x} = 888 \text{ kNm}$$

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

$$A_s = A_{s\phi} = 1 \text{ } \varnothing 20 / 150;$$

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

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

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	200	120	1	43.98	5
			2	43.98	115

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio M-N

o 0 cm Col. modello

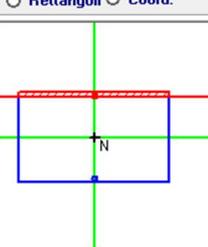
Precompresso

Materiali

B450C		C25/30	
ε _{su}	67.5 ‰	ε _{c2}	2 ‰
f _{yd}	391.3 N/mm²	ε _{cu}	3.5 ‰
E _s	200'000 N/mm²	f _{cd}	14.17
E _s /E _c	15	f _{cc} /f _{cd}	0.8 ?
ε _{syd}	1.957 ‰	σ _{c,adm}	9.75
σ _{s,adm}	255 N/mm²	τ _{co}	0.6
		τ _{c1}	1.829

M_{xRd} 1'927 kNm

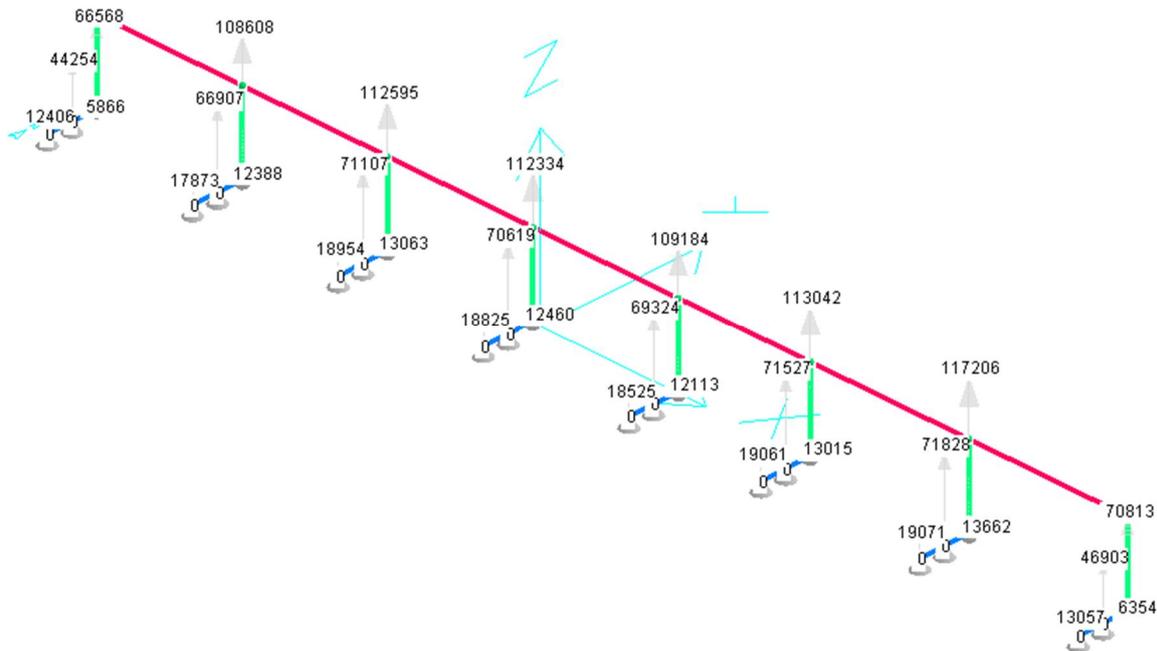
σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ε_c 3.5 ‰
 ε_s 66.66 ‰
 d 115 cm
 x 5.737 x/d 0.04989
 δ 0.7



$$M_{Rd} = 1927 \text{ kNm} > M_{sd} = 888 \text{ kNm}$$

Momento flettente in direzione Y δM_Y

A tal proposito si riportano gli involuipi delle reazioni vincolari provenienti dal modello di calcolo, per i casi di carico n. 1, 2, 5 e 6.



$R_{Sd,max} = 1172 + 715 + 191 = 2078 \text{ kN}$ (reazione complessiva distribuita su 3 file di pali).

$M_{Sd,y} = R_{Sd,max}/3 * 0.75 = 693 * 0.75 = 520 \text{ kNm}$

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

$A_s = A_{\phi_s} = 1 \text{ } \emptyset 16 / 150;$

$M_{Rd} = 1337 \text{ kNm} > M_{Sd} = 520 \text{ kNm}$

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

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

Titolo : _____

N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	240	120	1	30.16	5
			2	30.16	115

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

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

Tipologia Flessione:
 Retta Deviata

Calcola MRd Dominio M-N
 0 cm Col. modello

Precompresso

Materiali

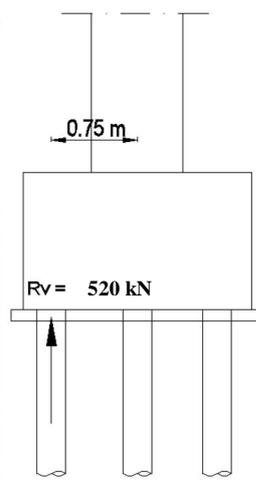
B450C C25/30

ϵ_{su} 67.5 % ϵ_{c2} 2 %
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 %
 E_s 200'000 N/mm² f_{cd} 14.17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 % $\sigma_{c,adm}$ 9.75
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6
 τ_{c1} 1.829

Tipologia rottura
 Lato acciaio - Acciaio snervato

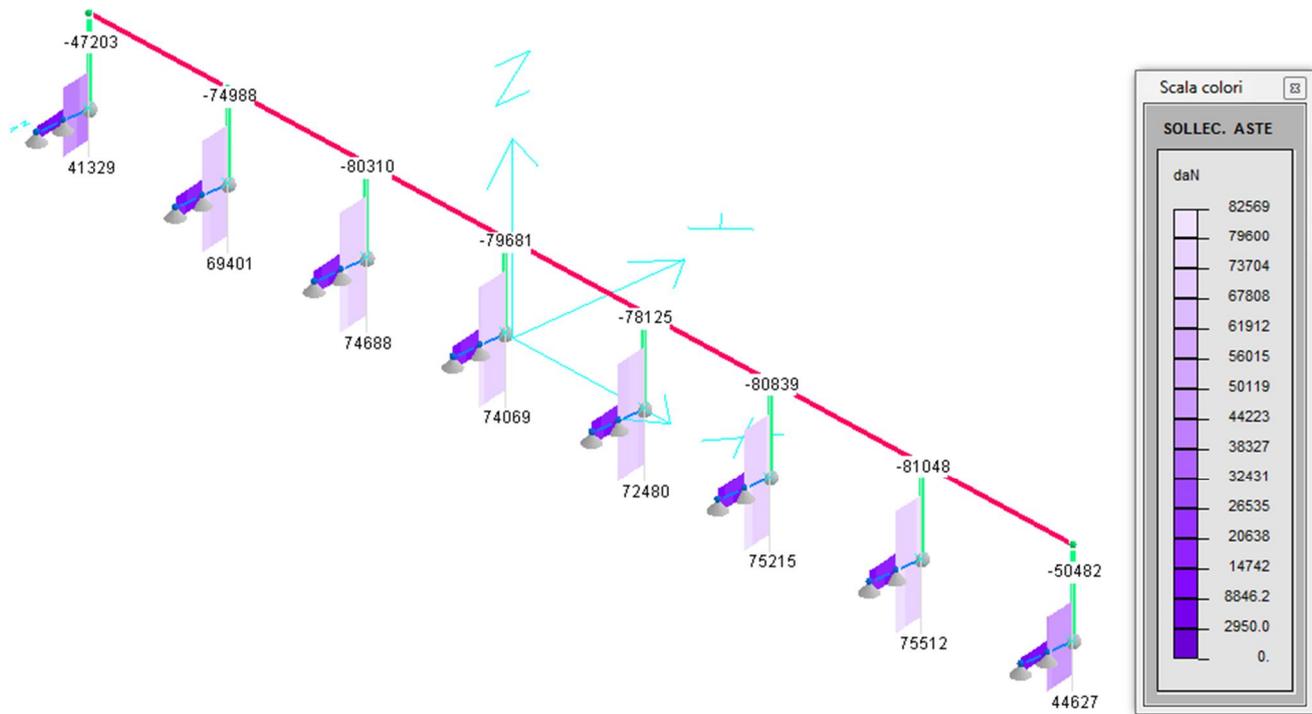
M_{xRd} 1'337 kNm

σ_c -14.17 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 2.921 %
 ϵ_s 67.5 %
 d 115 cm
 x 4.77 x/d 0.04148
 δ 0.7



Taglio - V

A tal proposito si riportano gli involuipi dei diagrammi di taglio calcolati per i casi di carico n. 1, 2, 5 e 6.



$$V_{Sd} = 810 \text{ kN}$$

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.

$$A_{Sw} = 2 \text{ staffe } \varnothing 12/150 = 452 \text{ mm}^2$$

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

dove: $b_w = 2000 \text{ mm}$; $d = 1150 \text{ mm}$; $\alpha = 90^\circ$;

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

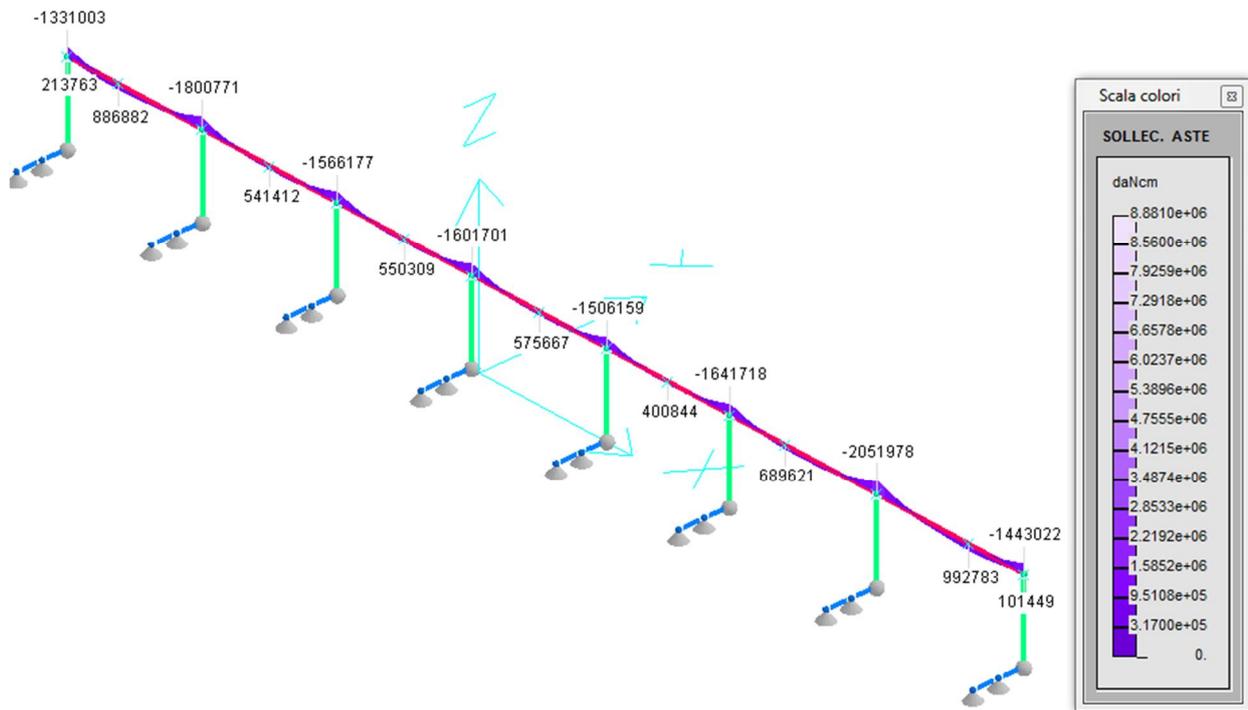
pertanto :

$$V_{wd} = 1220 \text{ kN} > V_{Sdu} = 810 \text{ kN}$$

11.2. VERIFICHE TRAVE IN ELEVAZIONE

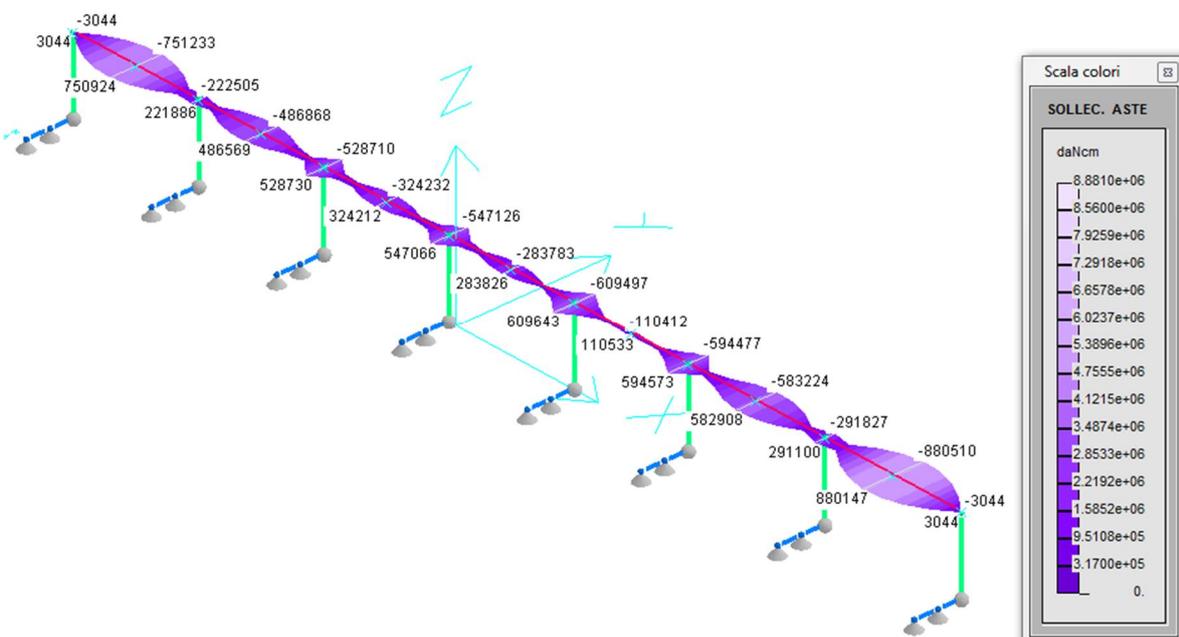
Nel presente paragrafo si riportano le verifiche della trave in elevazione del sistema strutturale. A tal proposito si riportano i diagrammi di involuppo delle principali sollecitazioni calcolate per i casi di carico n. 1, 2, 5 e 6.

Momento flettente - M_x (flessione nel piano verticale)



$$M_{sd}^{(-)} = 205 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{sd}^{(+)} = 99 \text{ kNm}$$

Momento flettente - M_y (flessione nel piano orizzontale)



$$M_{sd}^{(-)} = 88 \text{ kNm} \quad ; \quad M_{sd}^{(+)} = 88 \text{ kNm}$$

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

$$A_s = A_{\phi_s} = 7 \text{ } \varnothing 22;$$

$$A_{\text{Scentrale}} = 2+2 \text{ } \varnothing 18.$$

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]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0	0	14	3.8	93.6	73.6
2	100	0	15	2.54	6.4	29
3	100	80	16	2.54	6.4	51
4	0	80	17	2.54	93.6	29
			18	2.54	93.6	51

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd} kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C		C32/40	
ϵ_{su}	67.5 %	ϵ_{c2}	2 %
f_{yd}	391.3 N/mm²	ϵ_{cu}	3.5 %
E_s	200'000 N/mm²	f_{cd}	0
E_s/E_c	15	f_{cc}/f_{cd}	0.8
ϵ_{syd}	1.957 %	$\sigma_{c,adm}$	12.25
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm²	τ_{co}	0.7333
		τ_{c1}	2.114

M_{xRd} kNm
 M_{yRd} kNm
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c %
 ϵ_s %
 d cm
 x x/d
 δ

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

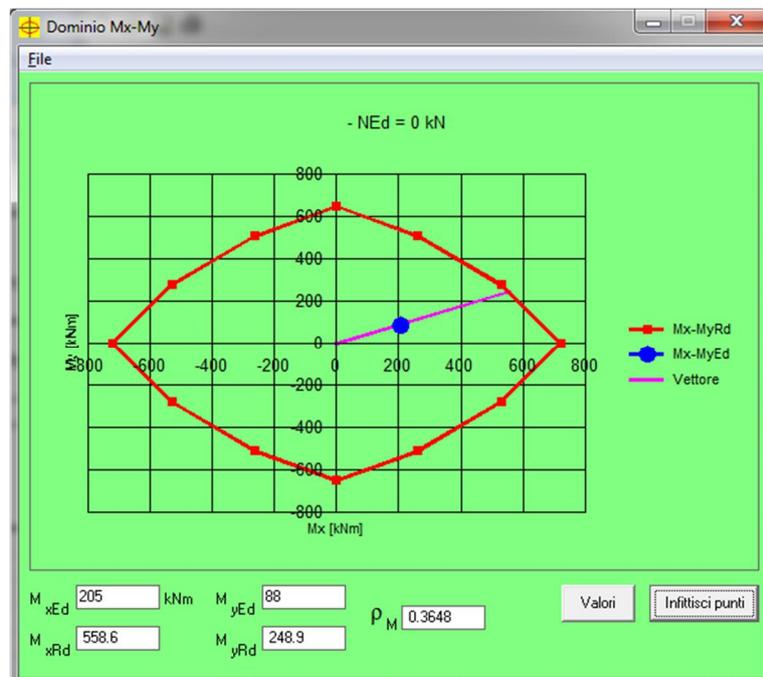
Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

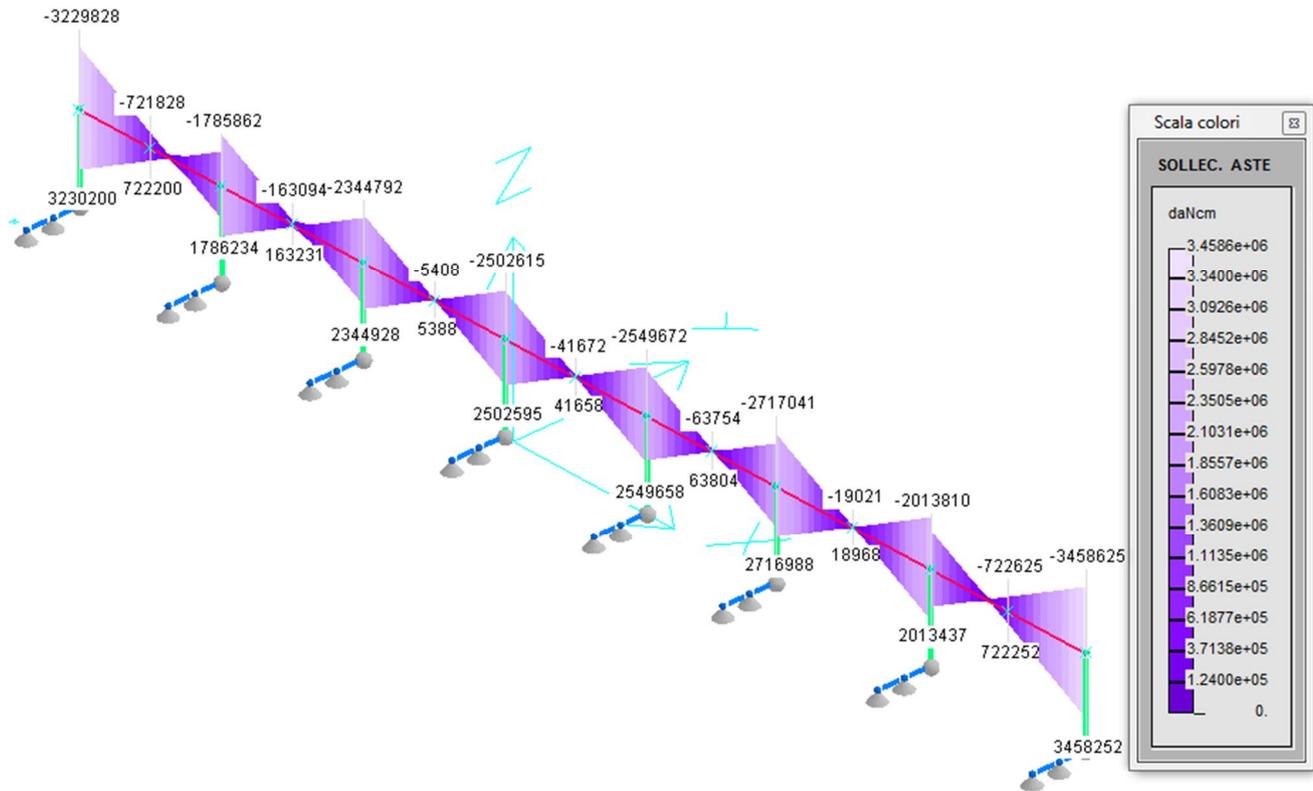
angolo asse neutro θ°

Precompresso



$$M_{Rd,x} = 568 \text{ kNm} > M_{Sd,x} = 205 \text{ kNm}$$

$$M_{Rd,y} = 239 \text{ kNm} > M_{Sd,y} = 88 \text{ kNm}$$

Momento torcente - T

$$T_{Sd} = 345 \text{ kNm}$$

Si riporta la verifica della trave a torsione.

$$A_{Sl} = 12 \text{ } \varnothing 18 = 30.54 \text{ cm}^2;$$

$$A_{Sw} = \text{staffa chiusa } \varnothing 12/100 = 1.13 \text{ cm}^2$$

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

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

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

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

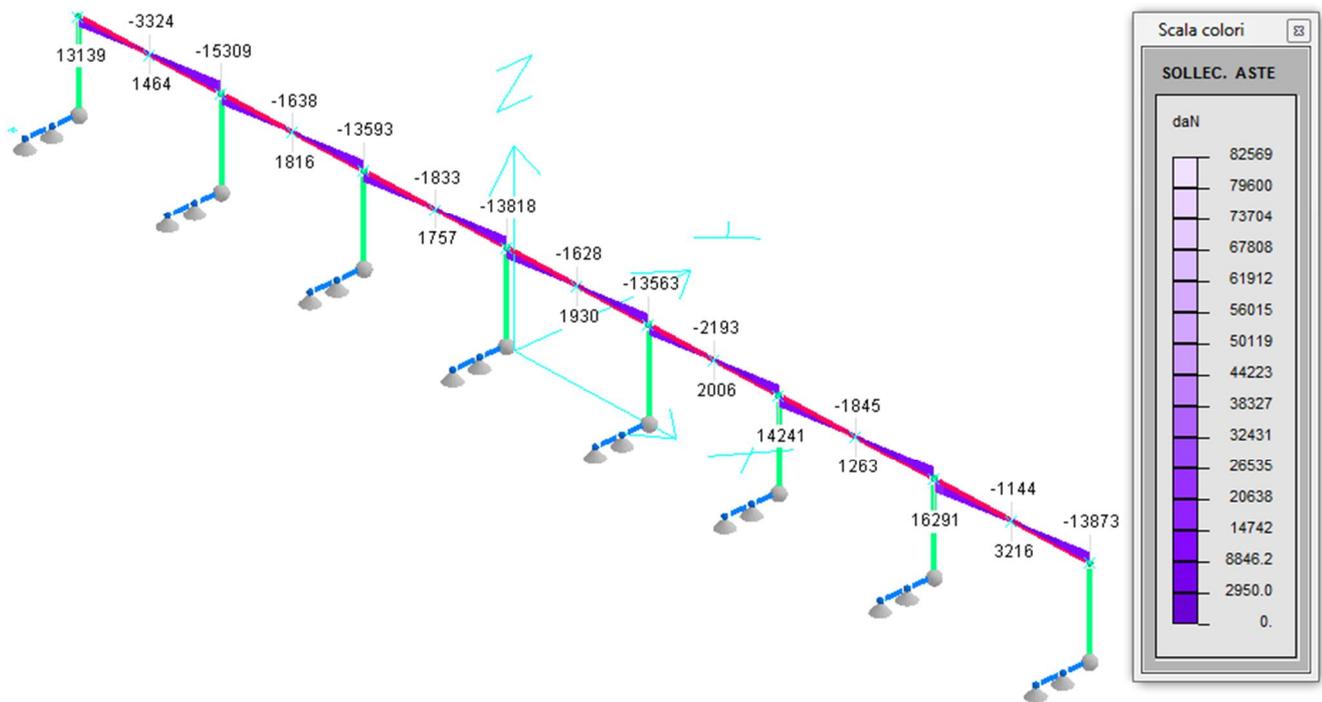
$$h_s = d_e / 6 = 11.3 \text{ cm} ;$$

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

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

$$T_{Rsd} = 529 \text{ kNm}$$

$$T_{Rld} = 459 \text{ kNm} > T_{Sd} = 345 \text{ kNm}$$

Taglio - V_z 

$$V_{Sd,z} = 163 \text{ kN}$$

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 in direzione Z delle travi.

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

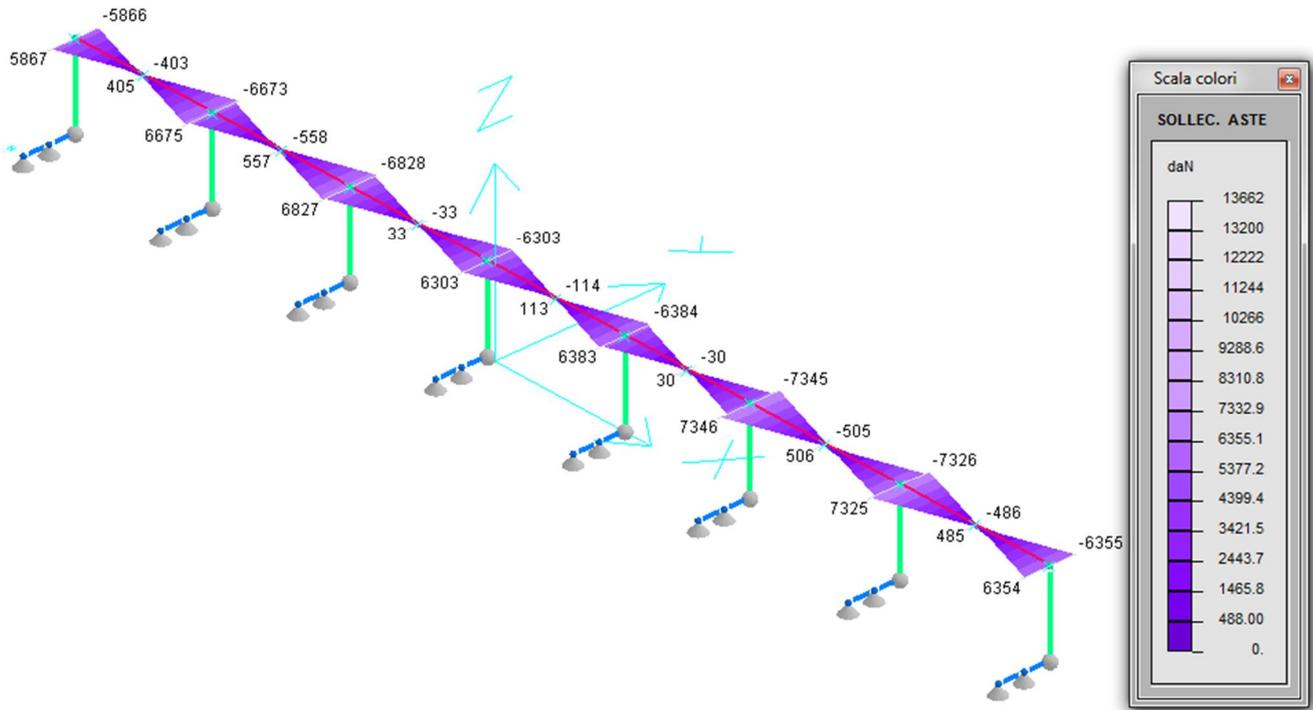
$$V_{wd} = 0.9 \cdot d \cdot A_{Sw} / s \cdot f_{yd} \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

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

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

pertanto :

$$V_{wd} = 409 \text{ kN} > V_{Sdu} = 163 \text{ kN}$$

Taglio ó V_y 

$$V_{Sd,y} = 74 \text{ kN}$$

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 in direzione Y delle travi.

$$A_{S_w} = 1 \text{ spillo } \varnothing 10/150 = 79 \text{ mm}^2$$

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

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

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

pertanto :

$$V_{wd} = 174 \text{ kN} > V_{Sdu} = 74 \text{ kN}$$

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:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} + \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1 \Rightarrow \frac{345}{615} + \frac{163}{4025} \leq 1 \Rightarrow 0.60 \leq 1$$

dove:

$$V_{Rd} = 0.30 \cdot V_{Rd} \cdot \eta \cdot \nu$$

Armature minime secondo DM 16/01/1996

Travi

Armatura longitudinale tesa minima mmq

0.15% < ρ

In direzione "z"

1200 < **2660**

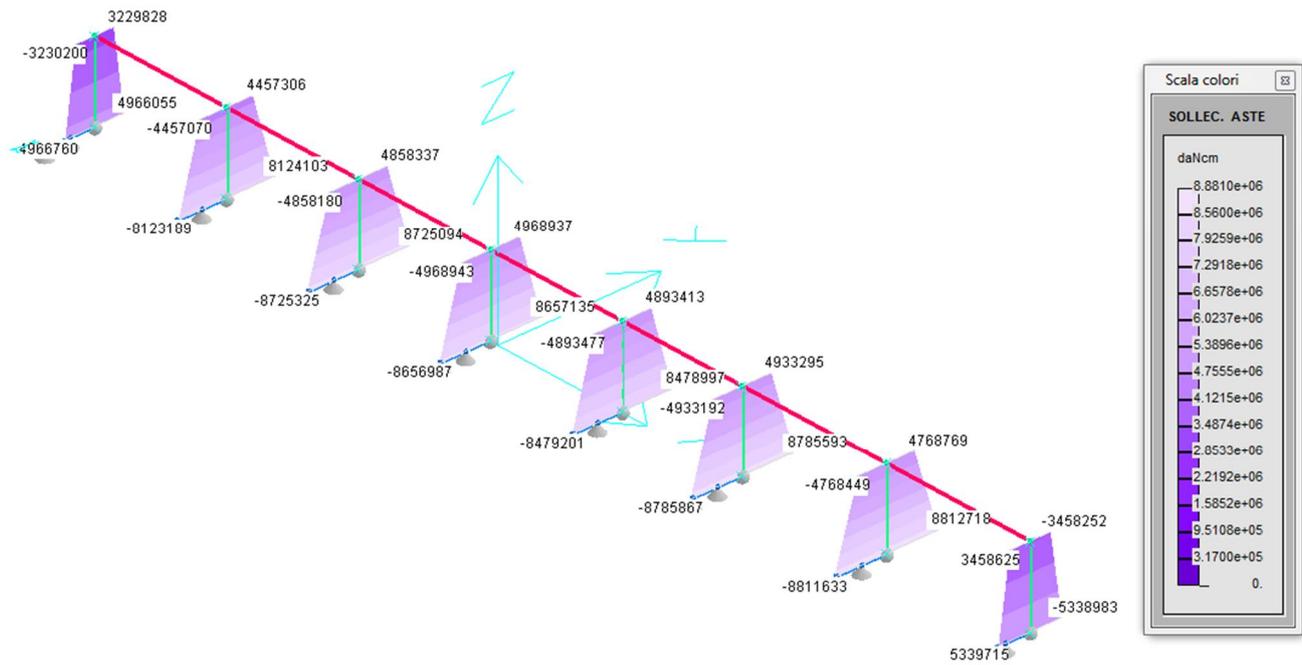
In direzione "y"

1200 < **1268**

11.3. VERIFICHE SETTI

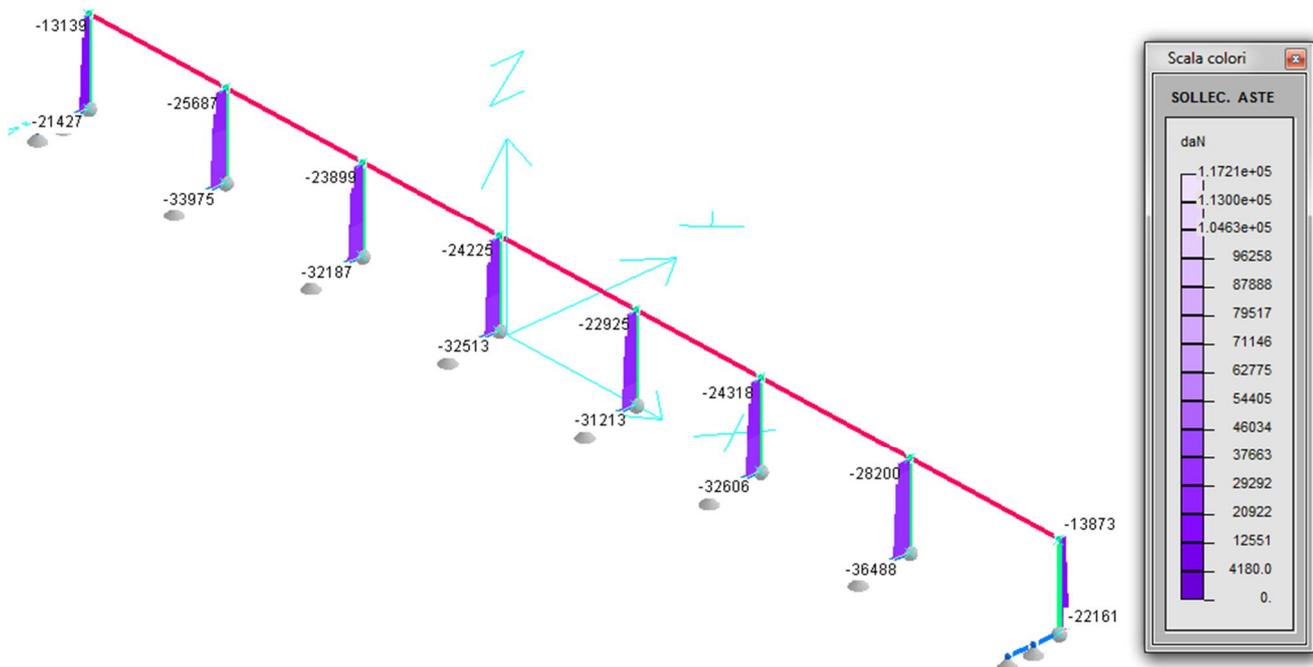
Nel presente paragrafo si riportano le verifiche dei setti del sistema strutturale. A tal proposito si riportano i diagrammi di involuppo delle principali sollecitazioni calcolate per i casi di carico n. 1, 2, 5 e 6.

Momento flettente - M



$$M_{Sd} = 881 \text{ kNm}$$

Sforzo Normale - N



$$N_{Sd,min} = 365 \text{ kN}$$

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

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

$$A_{\text{Scentrale}} = 4+4 \text{ } \varnothing 22.$$

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: 28 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]
1	3.8	6.4	6.4
2	3.8	16.09	6.4
3	3.8	25.77	6.4
4	3.8	35.46	6.4
5	0	45.16	6.4
6	3.8	54.84	6.4

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 365 kN
M_{xEd}: 881 kNm
M_{yEd}: 0

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

Tipo rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

M_{xRd}: 1'583 kNm

Materiali: B450C C32/40

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

σ_c : -18.13 N/mm²
 σ_s : 391.3 N/mm²
 ϵ_c : 3.5 ‰
 ϵ_s : 20.85 ‰
d: 93.6 cm
x: 13.45 x/d: 0.1437
 δ : 0.7

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

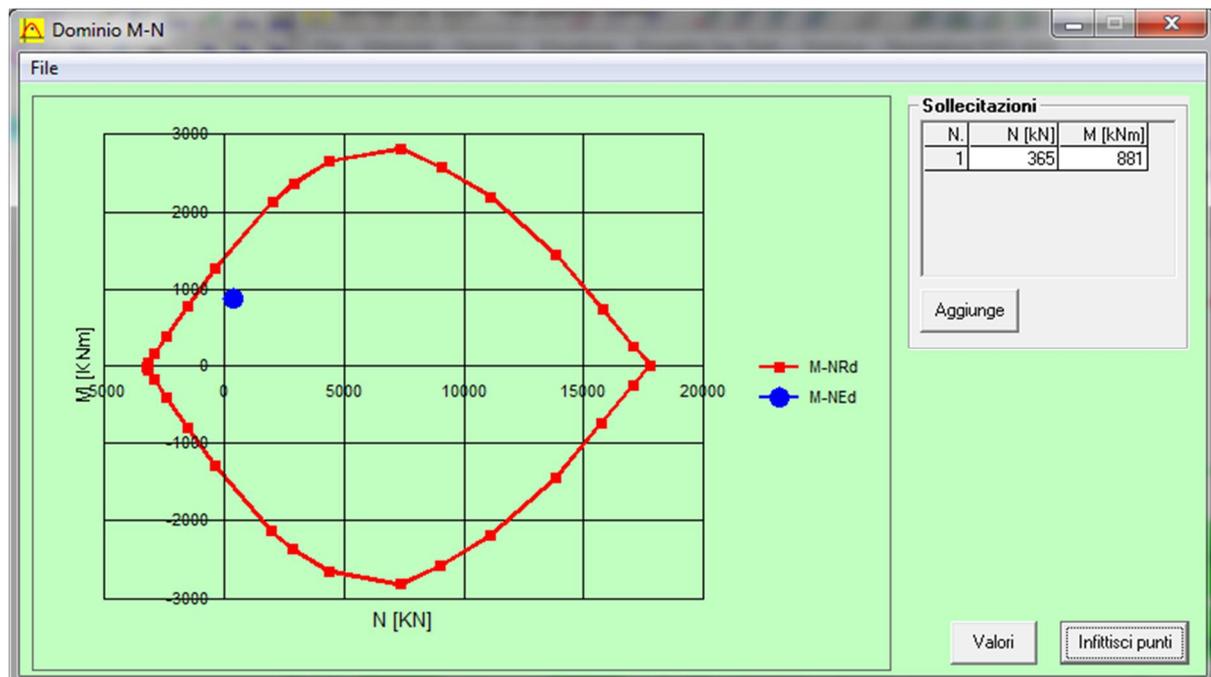
Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: 100

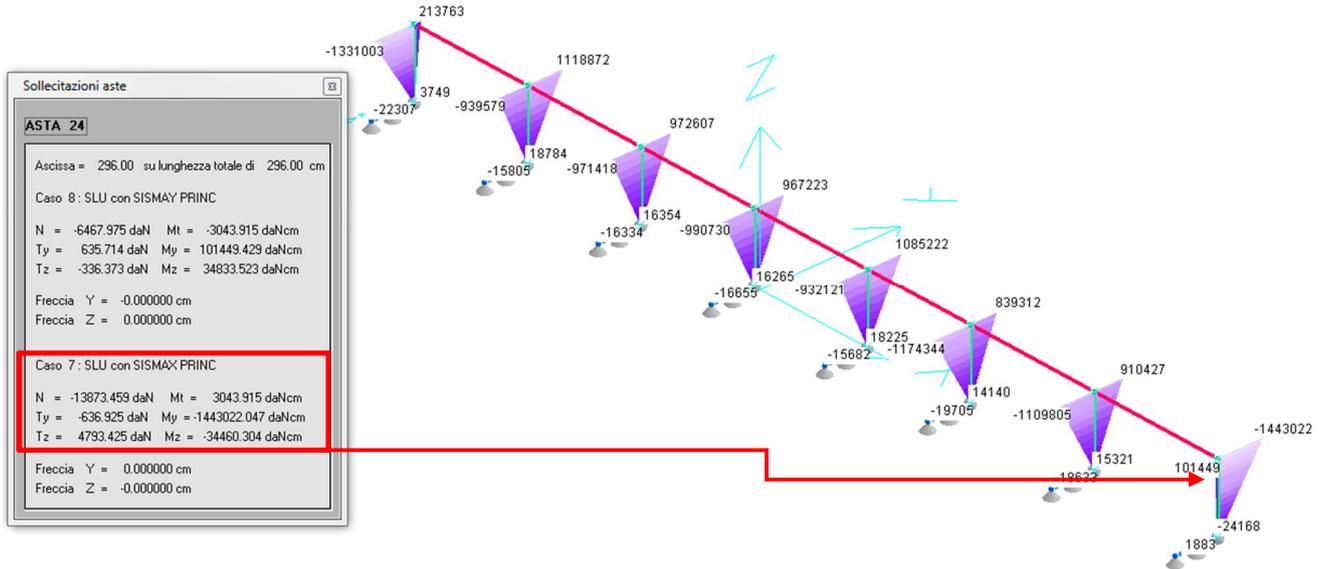
Calcola MRd Dominio M-N
L₀: 0 cm Col. modello

Precompresso



$$M_{Rd} = 1583 \text{ kNm} > M_{Sd} = 881 \text{ kNm}$$

Momentoflettente δM_y



$M_{Sd,y} = 144 \text{ kNm}$; $M_{Sd,x} = 3.5 \text{ kNm}$ (trascurabile)

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

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

$A_{S, laterale} = 4+4 \text{ } \varnothing 22$.

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 28 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]
1	3.8	6.4	6.4
2	3.8	16.09	6.4
3	3.8	25.77	6.4
4	3.8	35.46	6.4
5	0	45.16	6.4
6	3.8	54.84	6.4

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 144 kNm

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali

B450C **C32/40**

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

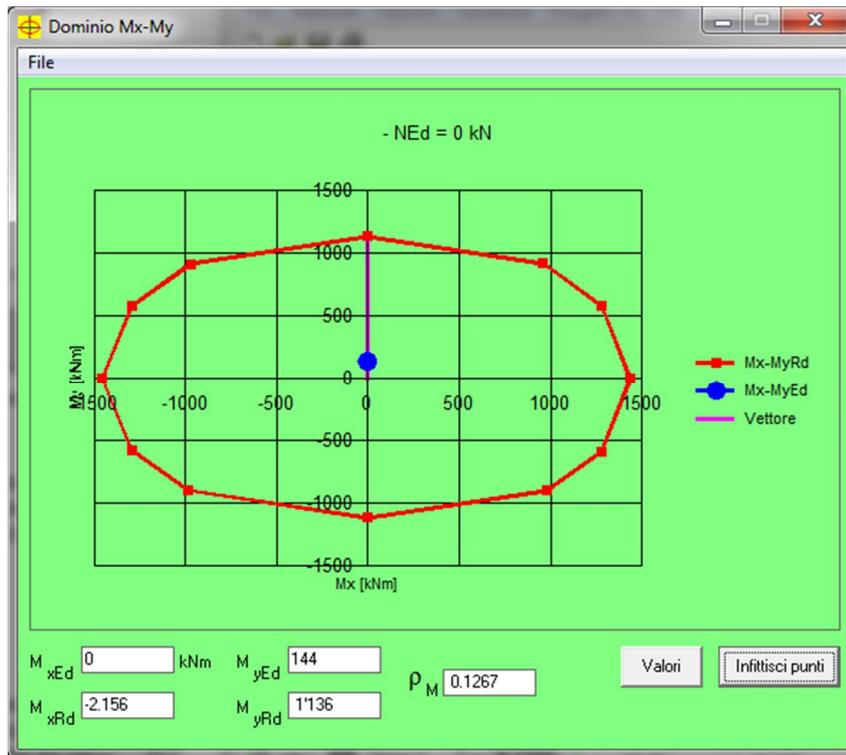
M_{xRd} -2.156 kNm
 M_{yRd} 1'136 kNm
 σ_c -18.13 N/mm²
 σ_s 391.3 N/mm²
 ϵ_c 3.5 %
 ϵ_s 20.31 %
 d 73.6 cm
 x 10.82 x/d 0.147
 δ 0.7

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

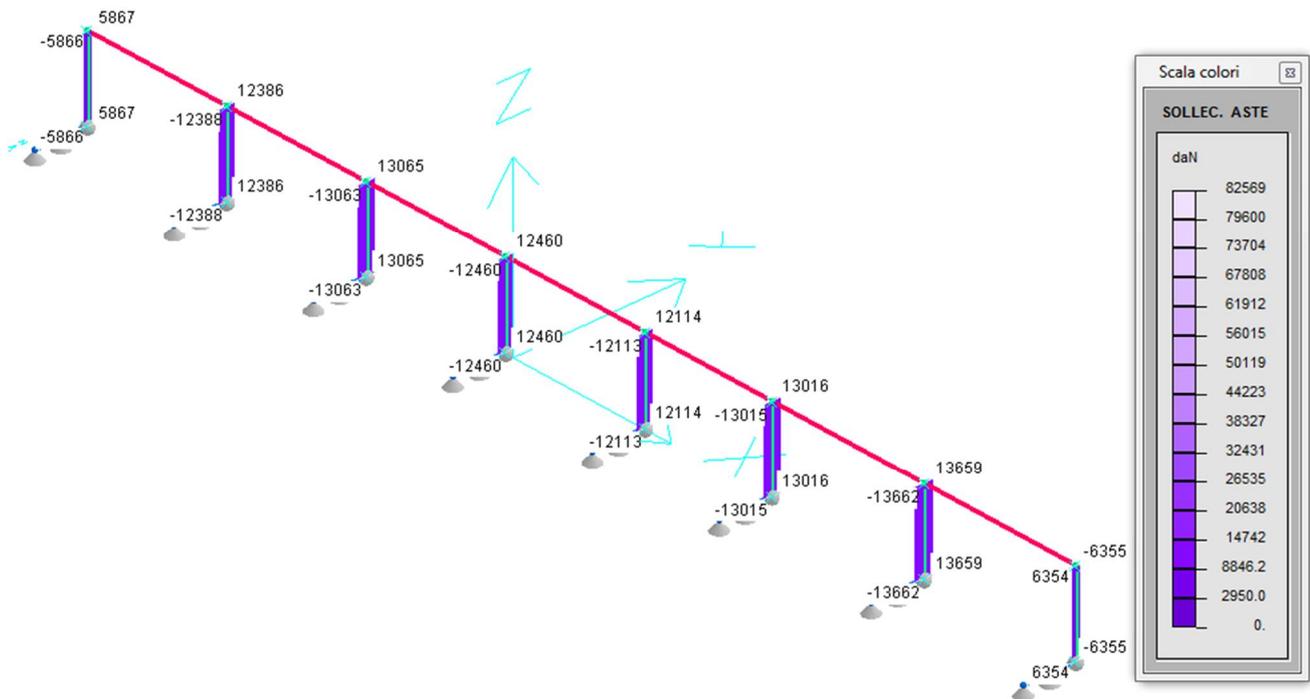
Metodo di calcolo
 S.L.U.+ S.L.U.-
 Metodo n

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio Mx-My
 angolo asse neutro θ° 270
 Precompresso



$$M_{Rd,y} = 1136 \text{ kNm} > M_{Sd,y} = 144 \text{ kNm}$$

Taglio - V

$$V_{Sd,z} = 137 \text{ kN}$$

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.

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

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

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

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

pertanto :

$$V_{wd} = 519 \text{ kN} > V_{Sdu} = 137 \text{ kN}$$

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

Armatura longitudinale minima mmq

$$0.3\% < \frac{A_{s,min}}{A_c} < 6\%$$

$$2400 < \mathbf{8360} < 48000$$

Armatura longitudinale minima mmq

$$0.15 \frac{f_{ct}}{f_{ctk}} < \frac{A_{s,min}}{A_c}$$

$$140 < \mathbf{8360}$$

GENERAL CONTRACTOR  Consorzio Collegamenti Integrati Veloci	ALTA SORVEGLIANZA  GRUPPO FERROVIE DELLO STATO ITALIANE	
A301-00-D-CV-CL-BAVC-00-005-D00		Foglio 46 di 46

11.4. INCIDENZA ARMATURE

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

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

Portale continuo AREA 6	sez. [cm]	B	H	Armatura fuori calcolo [kg/m ³]	As=A's	As _{laterale}	As _{torsione}	Staffe torsione	Staffe taglio	V _{,staffe} [cm ³ /m]	V _c [cm ³ /m]	Asl,tot [cm ²]	Vsl,tot [cm ³ /m]	Vs,tot [cm ³ /m]	ω [%]	incidenza armatura [kg/m ³]
FONDAZIONI	200 x 120 (h)	200	120	32	14Φ20 15Φ16	4+4Φ20	//	//	2Φ12/150	8306	2400000	124.0	12404	20709	0.86	100
SETTI	80 x 100 (h)	80	100	7	7Φ22	4+4Φ22	//	//	Φ10/200	1501	800000	100.3	10032	11533	1.44	120
TRAVI	100 x 80 (h)	100	80	5	7Φ22	2+2Φ18	12Φ18	Φ12/100	1Φ10/200 1Φ10/150	3933	800000	113.5	11355	15288	1.91	155

Alla luce di tali considerazioni e della tabella riassuntiva delle armature calcolate si ipotizza un'incidenza di armatura media di 100 kg/m³ di calcestruzzo per le fondazioni, 120 kg/m³ per i setti e 155 kg/m³ per le travi.