

COMMITTENTE



PROGETTAZIONE:



DIREZIONE TECNICA

U.O. TECNOLOGIE CENTRO

PROGETTO DEFINITIVO

RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA – VITERBO

TRATTA CESANO – VIGNA DI VALLE

CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di calcolo strutture e fondazioni

SCALA:

-

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

NR1J 01 D 18 CL SE0200 023 A

Rev.	Descrizione	Redatto	Data	Verificato	Data	Approvato	Data	Autorizzato Data
A	Emissione definitiva	F. Serrau	Ott. 2018	L. Ebbi	Ott. 2018	T. Raoletti	Ott. 2018	G. Guidi Buffarini Ott. 2018

File: NR1J01D18CLSE0200023A.doc

n. Elab.: 558

## INDICE

1.	PREMESSA .....	5
2.	NORMATIVA DI RIFERIMENTO .....	6
2.1	NORMATIVE DI RIFERIMENTO .....	6
2.2	DOCUMENTI PROGETTUALI DI RIFERIMENTO .....	6
3.	UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA .....	8
4.	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI .....	10
4.1	CALCESTRUZZO .....	10
4.1.1	<i>Magrone</i> .....	13
4.1.2	<i>Conglomerato cementizio per fondazioni</i> .....	13
4.1.3	<i>Conglomerato cementizio per elevazioni</i> .....	13
4.2	ACCIAIO .....	14
4.2.1	<i>Acciaio di Armatura - Barre</i> .....	14
5.	MODELLO GEOTECNICO .....	16
6.	CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO .....	17
6.1	CLASSIFICAZIONE SISMICA .....	17
6.2	CATEGORIA DI SOTTOSUOLO .....	17
6.3	DEFINIZIONE DELLA PERICOLOSITÀ SISMICA DI BASE .....	18
6.3.1	<i>Vita Nominale</i> .....	19
6.3.2	<i>Classe d'uso</i> .....	19

6.3.3	Periodo di riferimento per l'azione sismica .....	20
6.3.4	Fattore di struttura.....	20
6.3.5	Spettri di risposta .....	21
7.	ANALISI DEI CARICHI .....	29
7.1	PESI PROPRI ( $G_{1k}$ ).....	29
7.2	SOVRACCARICO PERMANENTE .....	29
7.3	CARICHI VARIABILI ( $Q_k$ ).....	31
7.3.1	Neve.....	31
7.3.2	Vento.....	33
7.4	VALUTAZIONE DELL'AZIONE SISMICA .....	35
8.	COMBINAZIONI DI CARICO .....	37
9.	ANALISI STRUTTURALE .....	41
9.1	DESCRIZIONE MODELLO DI CALCOLO.....	41
9.1.1	Costanti elastiche di sottofondo.....	42
9.2	CARATTERISTICHE DELLE SOLLECITAZIONI .....	45
9.2.1	Inviluppo SLU.....	46
9.2.2	Inviluppo SLV.....	50
10.	CRITERI DI VERIFICA STR .....	54
10.1	VERIFICHE PER GLI STATI LIMITE ULTIMI A FLESSIONE-PRESSOFLESSIONE .....	54
10.2	VERIFICA AGLI STATI LIMITE ULTIMI A TAGLIO .....	54
10.3	VERIFICA AGLI STATI LIMITE D'ESERCIZIO .....	55

11. VERIFICHE STR.....	57
11.1 SOLAIO.....	57
11.1.1 Posa del solaio.....	57
11.1.2 Verifiche SLU.....	60
11.1.3 Verifiche SLE.....	61
11.2 TRAVI DI COPERTURA.....	66
11.2.1 Travi di bordo.....	69
11.2.2 Travi di testa.....	73
11.3 PILASTRI.....	77
11.4 FONDAZIONI.....	87
11.4.1 Travi rovesce.....	87
11.4.2 Travi di collegamento.....	95
12. VERIFICA A CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI.....	102
13. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI.....	108
14. RIEPILOGO ARMATURE ED INCIDENZA.....	110



**RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA – VITERBO  
TRATTA CESANO – VIGNA DI VALLE  
PROGETTO DEFINITIVO**

**CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di  
calcolo strutture e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 18	CL	SE0200023	A	5 di 110

## **1. PREMESSA**

Il tratto di linea Viterbo-Cesano-Roma fa parte del Sistema Ferroviario Regionale del Lazio (FR3) ed è interessato da un forte traffico pendolari da e verso le città di Roma.

La linea attualmente è a doppio binario da Roma a Cesano e prosegue fino a Viterbo con il semplice binario. Nell'ambito dello sviluppo e potenziamento della direttrice Roma-Viterbo è previsto al momento il raddoppio da Cesano a Bracciano.

	<b>RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA – VITERBO</b> <b>TRATTA CESANO – VIGNA DI VALLE</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di calcolo strutture e fondazioni</b>	COMMESSA NR1J	LOTTO 01 D 18	CODIFICA CL	DOCUMENTO SE0200023	REV. A

## 2. **NORMATIVA DI RIFERIMENTO**

### 2.1 **Normative di riferimento**

Le analisi strutturali e le verifiche di sicurezza sono state effettuate in accordo con le prescrizioni contenute nelle seguenti normative:

- [1] D.M. 17.01.2018 Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- [2] Circolare n. 617 del 2 febbraio 2009 - Istruzioni per l’Applicazione Nuove Norme Tecniche Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 14 gennaio 2008;
- [3] RFI DTC SI PS SP ISF 001 B del 22-12-17: “Capitolato generale tecnico di appalto delle opere civili parte II - sezione 6: opere in conglomerato cementizio e in acciaio”;
- [4] RFI DTC SI PS MA IFS 001 B del 22-12-17: “Manuale di Progettazione delle Opere Civili” (Mdp 2018) Parte II - Sezione 2: Ponti e strutture;
- [5] UNI EN 206-1:2016. “Calcestruzzo – Parte 1: Specificazione, prestazione, produzione e conformità”;
- [6] UNI 11104-2016: Calcestruzzo,” Classi di esposizione per calcestruzzo strutturale, in funzione delle condizioni ambientali”;
- [7] UNI EN 1992-1-1:2015. “Eurocodice 2: Progettazione delle strutture in calcestruzzo – Parte 1-1: Regole generali e regole per gli edifici”;
- [8] UNI EN 1997-1:2013 – “Eurocodice 7 – Progettazione geotecnica - Parte 1: Regole generali”;
- [9] UNI EN 1998-5:2005 – “Eurocodice 8 – Progettazione delle strutture per la resistenza sismica - Parte 5: Fondazioni, strutture di contenimento ed aspetti geotecnici”;
- [10] D.G.R. 545/10 Regione Lazio - Linee Guida per l’utilizzo degli Indirizzi e Criteri generali negli Studi di Microzonazione Sismica nella Regione Lazio in applicazione alla DGR Lazio n. 387 del 22 maggio 2009.

### 2.2 **Documenti progettuali di riferimento**

Nella presente relazione, si è fatto riferimento ai seguenti elaborati di progetto:

**CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di calcolo strutture e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 18	CL	SE0200023	A	7 di 110

CTE Vigna di Valle – Fabbricato – Prospetti esterni	Varie	N	R	1	J	0	0	D	1	8	P	B	S	E	0	2	0	0	0	2	2
CTE Vigna di Valle – Fabbricato – Pianta fondazioni	Varie	N	R	1	J	0	0	D	1	8	P	9	S	E	0	2	0	0	0	2	5
CTE Vigna di Valle – Fabbricato – Pianta elevazioni	Varie	N	R	1	J	0	0	D	1	8	P	9	S	E	0	2	0	0	0	2	6
CTE Vigna di Valle – Fabbricato – Quote e caratteristiche ambienti	Varie	N	R	1	J	0	0	D	1	8	P	A	S	E	0	2	0	0	0	3	3
Indagini Geognostiche integrative e Prove in Situ	Varie	N	R	1	J	0	1	D	6	9	S	G	G	E	0	0	0	1	0	0	1
Relazione geotecnica	Varie	N	R	1	J	0	0	D	2	9	G	E	G	E	0	0	0	5	0	0	1
Profilo geotecnico di linea	Varie	N	R	1	J	0	0	D	2	9	F	6	G	E	0	0	0	5	0	0	8

### 3. UNITÀ DI MISURA E SIMBOLOGIA

Si utilizza il Sistema Internazionale (SI):

unità di misura principali

<b>N</b>	(Newton)	unità di forza
<b>m</b>	(metro)	unità di lunghezza
<b>kg</b>	(kilogrammo-massa)	unità di massa
<b>s</b>	(secondo)	unità di tempo

unità di misura derivate

<b>kN</b>	(kiloNewton)	$10^3$ N
<b>MN</b>	(megaNewton)	$10^6$ N
<b>kgf</b>	(kilogrammo-forza)	1 kgf = 9.81 N
<b>cm</b>	(centimetro)	$10^{-2}$ m
<b>mm</b>	(millimetro)	$10^{-3}$ m
<b>Pa</b>	(Pascal)	1 N/m <sup>2</sup>
<b>kPa</b>	(kiloPascal)	$10^3$ N/m <sup>2</sup>
<b>MPa</b>	(megaPascal)	$10^6$ N/m <sup>2</sup>
<b>N/m<sup>3</sup></b>	(peso specifico)	
<b>g</b>	(accelerazione di gravità)	$\sim 9.81$ m/s <sup>2</sup>

Corrispondenze notevoli

$$1 \text{ MPa} = 1 \text{ N/mm}^2$$



1 MPa ~ 10 kgf/cm<sup>2</sup>

1 kN/m<sup>3</sup> ~ 100 kgf/m<sup>3</sup>

Si utilizzano i seguenti principali simboli con le relative unità di misura normalmente adottate:

$\gamma$ (gamma)	peso dell'unità di volume	(kN/m <sup>3</sup> )
$\sigma$ (sigma)	tensione normale	(N/mm <sup>2</sup> )
$\tau$ (tau)	tensione tangenziale	(N/mm <sup>2</sup> )
$\epsilon$ (epsilon)	deformazione	(m/m - adimensionale)
$\varphi$ (fi)	angolo di resistenza	(° sessagesimali)

#### 4. CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

Le caratteristiche dei materiali sono ricavate con riferimento alle indicazioni contenute nei capitoli 4 e 11 del D.M. 17 gennaio 2018. Nelle tabelle che seguono sono indicate le principali caratteristiche e i riferimenti dei paragrafi del D.M. citato.

##### 4.1 Calcestruzzo

Per la definizione delle classi minime di calcestruzzo in base alla classe di esposizione si è fatto riferimento alla UNI EN 206-1:2016 (in particolare alla Tabella F.1 sotto richiamata) e al RFI DTC SI PS SP ISF 001 B (in particolare alla Tabella 6.5.5.1 sotto richiamata).

**Tabella 1: Tabella F1 di UNI EN 206-1:2016**

**Table F.1 — Recommended limiting values for composition and properties of concrete**

	Exposure classes																	
	No risk of corrosion or attack	Carbonation-induced corrosion				Chloride-induced corrosion						Freeze/thaw attack				Aggressive chemical environments		
						Sea water			Chloride other than from sea water									
X0	XC 1	XC 2	XC 3	XC 4	XS 1	XS 2	XS 3	XD 1	XD 2	XD 3	XF 1	XF 2	XF 3	XF 4	XA 1	XA 2	XA 3	
Maximum $w/c^c$	-	0,65	0,60	0,55	0,50	0,50	0,45	0,45	0,55	0,55	0,45	0,55	0,55	0,50	0,45	0,55	0,50	0,45
Minimum strength class	C12/15	C20/25	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45	C35/45	C30/37	C30/37	C35/45	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37	C30/37	C30/37	C35/45
Minimum cement content <sup>a</sup> (kg/m <sup>3</sup> )	-	260	280	280	300	300	320	340	300	300	320	300	300	320	340	300	320	360
Minimum air content (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,0 <sup>a</sup>	4,0 <sup>a</sup>	4,0 <sup>a</sup>	-	-	-
Other requirements	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	Aggregate in accordance with EN 12620 with sufficient freeze/thaw resistance				-	Sulfate-resisting cement <sup>b</sup>	

<sup>a</sup> Where the concrete is not air entrained, the performance of concrete should be tested according to an appropriate test method in comparison with a concrete for which freeze/thaw resistance for the relevant exposure class is proven.

<sup>b</sup> Where sulfate in the environment leads to exposure classes XA2 and XA3, it is essential to use sulfate-resisting cement conforming to EN 197-1 or complementary national standards.

<sup>c</sup> Where the  $k$ -value concept is applied the maximum  $w/c$  ratio and the minimum cement content are modified in accordance with 5.2.5.2.

**Tabella 2: Estratto della Tabella 6.5.5.1 di RFI DTC SI PS SP ISF 001 B: Classi minime dei calcestruzzi**
**Tabella 6.5.5.1 – Requisiti minimi delle miscele**

I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	
Tipo di calcestruzzo	Campi di impiego	Classe di esposizione ambientale (UNI EN 206) <sup>1</sup>	Rapporto a/c max	Classe di resistenza minima [C(fck/Rck) <sub>min</sub> ]	Classe di consistenza	Tipo di cemento	Classe di resistenza di calcolo (MPa)	
A	1*	Impalcati ed Elementi in c.a.p. prefabbricati	[XC3]	0.45	C35/45	S4-S5	CEM I,II,III,IV,V	Rck
	2	Impalcati ed Elementi in c.a.p. gettati in opera	[XC3]	0.45	C35/45	S5	CEM I,II,III,IV,V	Rck
B*	1	Elementi prefabbricati in c.a. per strutture fuori terra	[XC3]	0.45	C35/45	S4	CEM I,II,III,IV,V	Rck
	2	Conci prefabbricati in c.a. per rivestimento di gallerie	[XA2]	0.45	C35/45	S2-S3-S4	CEM III,IV,V	Rck
	3	Canalette portacavi prefabbricate Cunette prefabbricate Elementi prefabbricati senza funzioni strutturali	XC1	0.55	C25/30	S3,S4	CEM III,IV,V	Rck
C**	1	Impalcati in c.a. ordinari Solette in c.a. in elevazione	XC3	0.55	C30/37	S4,S5	CEM I,II,III,IV,V	Rck
	2	Pile e spalle Baggioli e pulvini Strutture in c.a. in elevazione	XC4	0.50	C32/40	S3,S4	CEM III,IV,V	Rck
G**	1	Muri di controripa/sottoscarpa in c.a. (armatura ≥ 30 Kg/mc)	XC3	0.55	C30/37	S3, S4	CEM III,IV,V	Rck
	2	Muri di controripa/sottoscarpa debolmente armati (armatura < 30 kg/mc) o non armati Solettoni di fondazione Fondazioni armate Rivestimenti di tubazioni	XC2	0.60	C25/30	S3, S4	CEM III,IV,V	30
	3	Fondazioni non armate (pozzi, sottoplinti, prismi per difese spondali, ecc...)	XC2	0.60	C25/30	S3,S4	CEM III,IV,V	30
	4	Cunette, canalette e cordoli	XC1	0.60	C25/30	S3,S4	CEM III,IV,V	Rck

Nella tabella 4.1.IV di seguito riportata e tratta dalla NTC 2018 sono indicati i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento alle condizioni ambientale e al tipo di armatura.

Gruppi di esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w <sub>d</sub>	Stato limite	w <sub>d</sub>
a	Ordinarie	frequente	ap. fessure	≤ w <sub>2</sub>	ap. fessure	≤ w <sub>3</sub>
		quasi permanente	ap. fessure	≤ w <sub>2</sub>	ap. fessure	≤ w <sub>2</sub>
b	Aggressive	frequente	ap. fessure	≤ w <sub>2</sub>	ap. fessure	≤ w <sub>2</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>
c	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>
		quasi permanente	decompressione	-	ap. fessure	≤ w <sub>1</sub>

Per quanto riguarda la scelta dei copriferri di progetto, si è fatto riferimento a RFI DTC SI PS MA IFS 001 B, secondo la Tabella 2.5.2.2.3.2.-1 sotto richiamata.

Elemento strutturale	Copriferro minimo
Pali (di paratie o opere di sostegno), diaframmi e relativi cordoli di collegamento gettati in opera	60mm
Pali/diaframmi di fondazione gettati in opera	60mm
Pali di fondazione prefabbricati	60mm
Solettoni di fondazione, fondazioni armate	40mm
Fondazioni non armate (pozzi, sottoplinti, ecc.)	40mm
Cunette canalette e cordoli	40mm
Opere in elevazione in viste (pile, spalle, pulvini, baggioli)	40mm
Opere in elevazione con superfici interrato o non ispezionabili	40mm
Solette estradosso	35mm
Solette intradosso (getto in opera)	35mm
Impalcato armatura ordinaria	40mm
Impalcato in C.A.P. - cavi pre-tesi	Max (3 $\phi_{TR}$ ; 50mm)
Impalcato in C.A.P. cavi post-tesi	Max ( $\phi_G$ ; 60mm)
Predalles prefabbricate con funzioni strutturali	25mm
Predalles senza funzioni strutturali	Max ( $\phi_{inf}$ ; 20mm)

#### 4.1.1 Magrone

Classe di resistenza = C12/15

#### 4.1.2 Conglomerato cementizio per fondazioni

–  $\gamma_c$  = peso specifico = 25,00 kN/m<sup>3</sup>

– Classe di esposizione = XC2

– Classe di resistenza = C25/30

–  $R_{ck}$  = resistenza cubica = 30.00 N/mm<sup>2</sup>

–  $f_{ck}$  = resistenza cilindrica caratteristica = 0.83  $R_{ck}$  = 24.9 N/mm<sup>2</sup>

–  $f_{cm}$  = resistenza cilindrica media =  $f_{ck} + 8$  = 32.9 N/mm<sup>2</sup>

–  $f_{ctm}$  = resistenza a trazione media =  $0.30 \times f_{ck}^{2/3}$  = 2.56 N/mm<sup>2</sup>

–  $f_{ctm}$  = resistenza a traz. per flessione media =  $1.20 \times f_{ctm}$  = 3.07 N/mm<sup>2</sup>

–  $f_{ctk}$  = resistenza a traz. per flessione caratt. =  $0.70 \times f_{ctm}$  = 1.79 N/mm<sup>2</sup>

–  $E_{cm}$  = modulo elast. tra 0 e  $0.40f_{cm}$  =  $22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3}$  = 31447 N/mm<sup>2</sup>

#### 4.1.3 Conglomerato cementizio per elevazioni

–  $\gamma_c$  = peso specifico = 25,00 kN/m<sup>3</sup>

– Classe di esposizione = XC4

– Classe di resistenza = C32/40

–  $R_{ck}$  = resistenza cubica = 40.00 N/mm<sup>2</sup>

–  $f_{ck}$  = resistenza cilindrica caratteristica = 0.83  $R_{ck}$  = 33.2 N/mm<sup>2</sup>

–  $f_{cm}$  = resistenza cilindrica media =  $f_{ck} + 8$  = 41.2 N/mm<sup>2</sup>

–  $f_{ctm}$  = resistenza a trazione media =  $0.30 \times f_{ck}^{2/3}$  = 3.10 N/mm<sup>2</sup>

$$-f_{cfm} = \text{resistenza a traz. per flessione media} = 1.20 \times f_{ctm} = 3.72 \text{ N/mm}^2$$

$$-f_{cfk} = \text{resistenza a traz. per flessione caratt.} = 0.70 \times f_{cfm} = 2.17 \text{ N/mm}^2$$

$$-E_{cm} = \text{modulo elast. tra 0 e } 0.40f_{cm} = 22000 \times (f_{cm}/10)^{0.3} = 33642 \text{ N/mm}^2$$

## 4.2 Acciaio

### 4.2.1 Acciaio di Armatura - Barre

Tipo = B 450 C

- $\gamma_a = \text{peso specifico} = 78,50 \text{ kN/m}^3$
- $f_{y \text{ nom}} = \text{tensione nominale di snervamento} = 450 \text{ N/mm}^2$
- $f_{t \text{ nom}} = \text{tensione nominale di rottura} = 540 \text{ N/mm}^2$
- $f_{yk \text{ min}} = \text{minima tensione caratteristica di snervamento} = 450 \text{ N/mm}^2$
- $f_{tk \text{ min}} = \text{minima tensione caratteristica di rottura} = 540 \text{ N/mm}^2$
- $(f_t/f_y)_{k \text{ min}} = \text{minimo rapporto tra i valori caratteristici} = 1,15$
- $(f_t/f_y)_{k \text{ max}} = \text{massimo rapporto tra i valori caratteristici} = 1,35$
- $(f_y/f_{y \text{ nom}})_k = \text{massimo rapporto tra i valori nominali} = 1,25$
- $(A_{gt})_k = \text{allungamento caratteristico sotto carico massimo} = 7,5 \%$
- $\varnothing_{\text{min}} = \text{minimo diametro consentito delle barre} = 10 \text{ mm}$
- $\varnothing_{\text{max}} = \text{massimo diametro consentito delle barre} = 40 \text{ mm}$
- $E = \text{modulo di elasticità dell'acciaio} = 206000 \text{ N/mm}^2$

Diametro del mandrino per prove di piegamento a 90° e successivo raddrizzamento senza cricche:

- $\varnothing < 12 \text{ mm}$       4  $\varnothing$
- $12 \leq \varnothing \leq 16 \text{ mm}$     5  $\varnothing$



**RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA – VITERBO  
TRATTA CESANO – VIGNA DI VALLE  
PROGETTO DEFINITIVO**

**CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di  
calcolo strutture e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 18	CL	SE0200023	A	15 di 110

- $16 < \varnothing \leq 25 \text{ mm}$  8  $\varnothing$
- $25 < \varnothing \leq 40 \text{ mm}$  10  $\varnothing$ .

## 5. MODELLO GEOTECNICO

Il fabbricato risulta alla progressiva 38+200.00, in prossimità del sondaggio S1 (prelevato a 4.5 m, limo sabbioso debolmente argilloso con  $c=6.5$  e  $\varphi=24.75$ , inerente alla campagna integrativa del 2018) secondo la relazione Indagini Geonostiche integrative e Prove in Situ (NR1J01D69SGGE0001001A).



Figura 5-1: Ubicazione dei sondaggi riportati in NR1J01D69SGGE0001001A

Si riporta la caratterizzazione geotecnica tratta dalla Relazione Geotecnica (NR1J00D29GEGE0005001A):

Dalla pk 38+000 alla pk 39+497									
Descrizione	z iniz (m)	z fin (m)	spessore (m)	Peso di volume (kN/m <sup>3</sup> )	Tipo di terreno	Angolo di resistenza al taglio $\phi'$ (°)	C' (kPa)	Modulo elastico Eop (MPa)	K media (m/s)
Terreno vegetale sabbioso limoso con frammenti antropici	0	1	1	-	-	-	-	-	-
Limo sabbioso debolmente argilloso	1	3	2	17	GF	26	5	20	-
Sabbia limosa mediamente addensata con presenza di ghiaia	3	19	16	17	GG	32	0	50	-
Sabbia debolmente limosa con rari clasti di litici vulcanici	19	30	11	17	GG	30	0	50	1,71*10 <sup>-2</sup>

Per la valutazione delle costanti elastiche di sottofondo si abbassa cautelativamente il valore del modulo elastico a 15 MPa.



## 6. CARATTERIZZAZIONE SISMICA DEL SITO

L'azione sismica di progetto si definisce a partire dalla "Pericolosità Sismica di base", che rappresenta, in senso probabilistico, lo scuotimento atteso in un dato sito, in un dato intervallo di tempo (finestra temporale).

La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa  $a_g$  in condizioni di campo libero (field free) su sito di riferimento rigido, con superficie topografica orizzontale (di categoria A), con prefissate probabilità di eccedenza  $P_{V_r}$ , nel periodo di riferimento  $V_r$ .

Le forme spettrali, sono definite per ciascuna probabilità di superamento nel periodo di riferimento  $P_{V_r}$ , a partire dai seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima al sito;
- $F_0$  valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T^*_C$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

In allegato al D.M.17/01/2018 sono forniti i valori di  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T^*_C$  necessari per la determinazione delle azioni sismiche, riferiti ai punti di un reticolo di riferimento i cui nodi non distano più di 10 km.

### 6.1 Classificazione sismica

Si riporta la tabella che individua ciascuna zona secondo i valori di accelerazione di picco orizzontale del suolo ( $a_g$ ), con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

Zona sismica	Accelerazione orizzontale con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni [ $a_g/g$ ]	Accelerazione orizzontale di ancoraggio dello spettro di risposta elastico [ $a_w/g$ ]
1	> 0.25	0.35
2	0.15 – 0.25	0.25
<b>3</b>	<b>0.05 – 0.15</b>	<b>0.15</b>
4	< 0.05	0.05

### 6.2 Categoria di sottosuolo

Il D.M.17/01/2018 definisce cinque categorie principali del terreno di fondazione, individuate in base ai valori della velocità delle onde di taglio  $V_{S30}$  nei primi 30 metri del sottosuolo, secondo la relazione  $V_{S30} = 30 / \sum (h_i / V_i)$ , dove  $h_i$  e  $V_i$  sono lo spessore e la velocità nello strato  $i$ -esimo degli  $N$  strati che formano i primi 30 metri di sottosuolo, o, analogamente, in funzione dei risultati di prove NSPT eseguite alla stessa profondità. Con riferimento alla

	<b>RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA – VITERBO</b> <b>TRATTA CESANO – VIGNA DI VALLE</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di calcolo strutture e fondazioni</b>	COMMESSA NR1J	LOTTO 01 D 18	CODIFICA CL	DOCUMENTO SE0200023	REV. A

relazione geotecnica di riferimento (Tabella 10.2 di NR1J00D29GEGE0005001A), le informazioni raccolte permettono di classificare il profilo stratigrafico, ai fini della determinazione dell'azione sismica, di categoria B.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Dalla categoria di sottosuolo è possibile determinare il coefficiente di amplificazione stratigrafica secondo le indicazioni della seguente tabella estratta dal D.M.17/01/2018:

Coefficiente di amplificazione stratigrafica - D.M. 17/01/2018 – Tabella 3.2.V		
CATEGORIA di SOTTOSUOLO	$S_s$	$C_c$
A	1.00	1.00
B	$1.00 \leq 1.40 - 0.40 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.20$	$1.10 \cdot (T_C^*)^{-0.20}$
C	$1.00 \leq 1.70 - 0.60 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.50$	$1.05 \cdot (T_C^*)^{-0.33}$
D	$0.90 \leq 2.40 - 1.50 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.80$	$1.25 \cdot (T_C^*)^{-0.50}$
E	$1.00 \leq 2.00 - 1.10 \cdot F_0 \cdot a_g/g \leq 1.60$	$1.15 \cdot (T_C^*)^{-0.40}$

Il coefficiente di amplificazione stratigrafica viene combinato al coefficiente di amplificazione topografica definito dalla seguente tabella:

Coefficiente di amplificazione topografica - D.M. 17/01/2018 – Tabella 3.2.IV		
CATEGORIA	Caratteristiche della superficie topografica	$S_T$
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$	1,00
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$	1,20
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$	1,20
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$	1,40

### 6.3 Definizione della pericolosità sismica di base

### 6.3.1 Vita Nominale

La vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

Nel presente caso l'opera viene inserita nella seguente tipologia di costruzione:

TIPO DI COSTRUZIONE <sup>(1)</sup>	Vita Nominale $V_N$ [Anni] <sup>(2)</sup>
OPERE NUOVE SU INFRASTRUTTURE FERROVIARIE PROGETTATE CON LE NORME VIGENTI PRIMA DEL DM 14/01/2008 A VELOCITÀ CONVENZIONALE ( $V < 250$ Km/h)	50
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V < 250$ Km/h	75
ALTRE OPERE NUOVE A VELOCITÀ $V \geq 250$ km/h	100
OPERE DI GRANDI DIMENSIONI: PONTI E VIADOTTI CON CAMPATE DI LUCE MAGGIORE DI 150 m	$\geq 100$ <sup>(2)</sup>
(1) – La stessa $V_N$ si applica anche ad apparecchi di appoggio, coprigiunti e impermeabilizzazione delle stesse opere.	
(2) - Da definirsi per il singolo progetto a cura di FERROVIE.	

*Tab. 2.5.1.1.1-1 – Vita nominale delle infrastrutture ferroviarie*

La vita nominale (rif. par. 2.5.1.1.1. Manuale RFI 2018) è pari a: 75 anni.

### 6.3.2 Classe d'uso

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di un' interruzione di operatività o di un eventuale collasso, i fabbricati tecnologici si ritengono appartenenti alla seguente classe d'uso:

TIPO DI COSTRUZIONE	Classe d'uso	Coefficiente d'uso [CU]
GRANDI STAZIONI	C IV	2,00
OPERE D'ARTE DEL SISTEMA DI GRANDE VIABILITÀ FERROVIARIA	C III	1,50
ALTRE OPERE D'ARTE	C II	1,00

*Tabella 2.5.1.1.2-1 - Coefficienti d'uso per le infrastrutture ferroviarie*

Il coefficiente d'uso (rif. par. 2.5.1.1.2. Manuale RFI 2018) è pari a: 1.

### 6.3.3 Periodo di riferimento per l'azione sismica

Le azioni sismiche su ciascuna costruzione vengono valutate in relazione al periodo di riferimento  $V_R$  ricavato, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_u$ .

Pertanto  $V_R = 75 \times 1 = 75$  anni

### 6.3.4 Fattore di struttura

Secondo il §7.3.1 delle NTC2018, nel caso di comportamento dissipativo della struttura, il valore del fattore di comportamento  $q$ , da utilizzare per lo stato limite considerato e nella direzione considerata per l'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione. Il limite superiore del fattore di comportamento relativo allo SLV è calcolato tramite l'espressione:

$$q_{lim} = q_0 \times K_R$$

dove  $q_0$  (valore di base del fattore di comportamento) può essere valutato secondo la Tab.7.3.II:

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base  $q_0$  del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	$q_0$	
	CD "A"	CD "B"
<b>Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)</b>		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	4,5 $\alpha_w/\alpha_1$	3,0 $\alpha_w/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	4,0 $\alpha_w/\alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5
<b>Costruzioni con struttura prefabbricata (§ 7.4.5.1)</b>		
Strutture a pannelli	4,0 $\alpha_w/\alpha_1$	3,0
Strutture monolitiche a cella	3,0	2,0
Strutture con pilastri incastrati e orizzontamenti incernierati	3,5	2,5
<b>Costruzioni d'acciaio (§ 7.5.2.2) e composte di acciaio-calcestruzzo (§ 7.6.2.2)</b>		
Strutture intelaiate	5,0 $\alpha_w/\alpha_1$	4,0
Strutture con controventi eccentrici		
Strutture con controventi concentrici a diagonale tesa attiva	4,0	4,0
Strutture con controventi concentrici a V	2,5	2,0
Strutture a mensola o a pendolo inverso	2,0 $\alpha_w/\alpha_1$	2,0
Strutture intelaiate con controventi concentrici	4,0 $\alpha_w/\alpha_1$	4,0
Strutture intelaiate con tamponature in murature	2,0	2,0
<b>Costruzioni di legno (§ 7.7.3)</b>		
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi incollati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni	3,0	2,0
Strutture reticolari iperstatiche con giunti chiodati		
Portali iperstatici con mezzi di unione a gambo cilindrico	4,0	2,5
Pannelli di parete a telaio leggero chiodati con diaframmi chiodati, collegati mediante chiodi, viti e bulloni.	5,0	3,0
Pannelli di tavole incollate a strati incrociati, collegati mediante chiodi, viti, bulloni		2,5
Strutture reticolari con collegamenti a mezzo di chiodi, viti, bulloni o spinotti		

Per strutture regolari in pianta, possono essere adottati i seguenti valori di  $\alpha_u/\alpha_1$ :

a) Strutture a telaio o miste equivalenti a telai

- strutture a telaio di un piano	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
- strutture a telaio con più piani ed una sola campata	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$
- strutture a telaio con più piani e più campate	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$

Nel nostro caso  $q_0 = 3 \times 1.1 = 3.3$

$K_R$  è un fattore che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione e vale 1 per le costruzioni regolari in altezza.

Per cui si sceglie:

$q = 3.3$

### 6.3.5 Spettri di risposta

I valori utilizzati per la definizione dell'azione sismica, sono puntualmente definiti da un reticolo di riferimento (griglia di 10751 punti) sulla base delle coordinate geografiche (latitudine e longitudine) del sito di studio.

L'intervento ricade interamente nella frazione Vigna di Valle del Comune di Bracciano. Le coordinate geografiche sono scelte baricentriche rispetto all'estensione dell'intervento.

Per quanto riguarda la determinazione dei parametri sismici di riferimento si è fatto riferimento alle Linee guida della Regione Lazio del 2010 per il comune di Bracciano; in particolare in merito alla accelerazione di picco al suolo si riporta il confronto tra le suddette linee guida e la vigente normativa tecnica:

VR	TR(SLV)	NTC2008	Linee Guida Regione Lazio	
anni	anni	ag/g	ag/g	K
50	475	0.067	0.0715	1.067
75	712	0.073	0.0779	
100	949	0.078	0.0832	
112.5	1068	0.080	0.0854	

Il valore di ag/g indicato da Regione Lazio per VR = 50 anni (\*) è più severo rispetto a quello ottenuto con NTC2018 e viene pertanto assunto in progetto. Il valore ag/g riferito a VR = 75 anni viene ottenuto dal corrispondente valore dato dalle NTC per il sito, amplificandolo del fattore K che per le coordinate geografiche selezionate vale  $0.0715/0.067 = 1.067$ .

In definitiva lo spettro di risposta elastico riferito ad un periodo VR è stato ottenuto a partire dal corrispondente spettro calcolato con le NTC amplificando le ordinate dello spettro con il fattore K (= 1.067 per le coordinate geografiche selezionate).

### FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) -  $V_N$   info

Coefficiente d'uso della costruzione -  $C_U$   info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) -  $V_R$   info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) -  $T_R$  info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="45"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="75"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="712"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="1462"/>

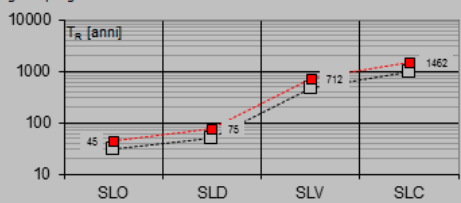
Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

Strategia di progettazione



LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

#### 6.3.5.1 Spettri SLV e SLD per $q = 1$

Lo spettro di risposta allo SLV ( $V_R = 75$  anni,  $T_R = 712$  anni) per  $q = 1$  (struttura non dissipativa) è caratterizzato dai seguenti valori:

- $ag/g = 0.0779$
- $F_0 = 2.907$
- $T_C^* = 0.343$  s
- $S = S_s \times S_t = 1.20$
- $\eta = 1.0$
- $T_B = 0.156$  s
- $T_C = 0.467$  s
- $T_D = 1.891$  s

In particolare, il valore di  $a_{max}$  vale ( $V_R=75$  anni):

$$Se(T=0) = ag/g \times S = \mathbf{0.0935}$$

Stato Limite

Stato Limite considerato SLV [info](#)

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo B [info](#)       $S_g = 1.200$        $C_c = 1.362$  [info](#)

Categoria topografica T1 [info](#)       $h/H = 1.000$        $S_T = 1.000$  [info](#)

(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE)      Smorzamento  $\xi$  (%) 5       $\eta = 1.000$  [info](#)

Spettro di progetto inelastico (SLU)      Fattore  $q_0$  1      Regol. in altezza sì [info](#)

Compon. verticale

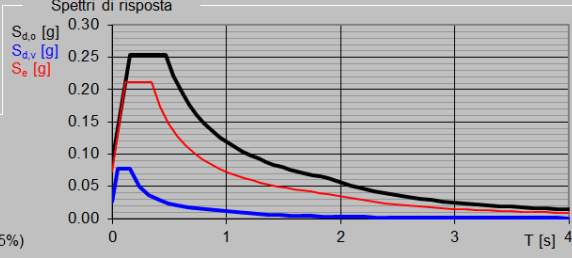
Spettro di progetto      Fattore  $q$  1       $\eta = 1.000$  [info](#)

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta [▶▶](#)

Parametri e punti spettri di risposta [▶▶](#)

Spettri di risposta



— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1,  $\xi = 5\%$ )

INTRO    FASE 1    FASE 2    FASE 3

### Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV

#### Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.073 g
$F_o$	2.907
$T_c$	0.343 s
$S_s$	1.200
$C_c$	1.362
$S_T$	1.000
$q$	1.000

#### Parametri dipendenti

$S$	1.200
$\eta$	1.000
$T_B$	0.156 s
$T_C$	0.467 s
$T_D$	1.891 s

#### Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

#### Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot T_B} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_o(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

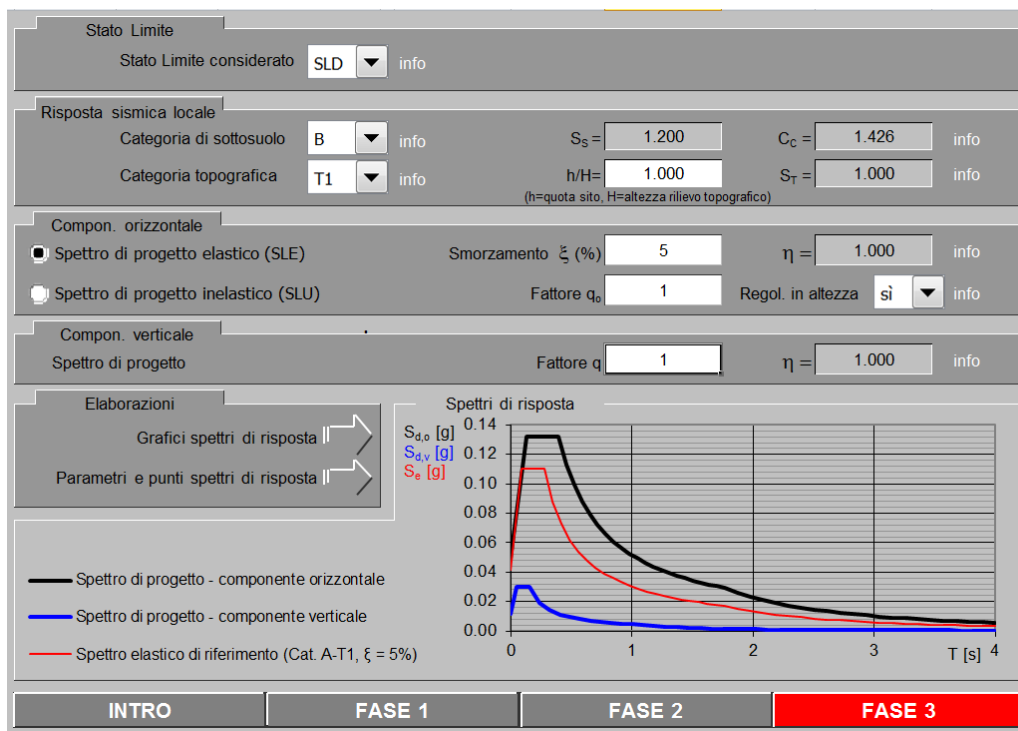
#### Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.087
$T_B$	0.156	0.254
$T_C$	0.467	0.254
	0.535	0.222
	0.603	0.197
	0.671	0.177
	0.739	0.161
	0.806	0.147
	0.874	0.136
	0.942	0.126
	1.010	0.118
	1.078	0.110
	1.145	0.104
	1.213	0.098
	1.281	0.093
	1.349	0.088
	1.417	0.084
	1.485	0.080
	1.552	0.077
	1.620	0.073
	1.688	0.070
	1.756	0.068
	1.824	0.065
$T_D$	1.891	0.063
	1.992	0.057
	2.092	0.051
	2.193	0.047
	2.293	0.043
	2.393	0.039
	2.494	0.036
	2.594	0.033
	2.695	0.031
	2.795	0.029
	2.896	0.027
	2.996	0.025
	3.096	0.023
	3.197	0.022
	3.297	0.021
	3.398	0.019
	3.498	0.018
	3.598	0.017
	3.699	0.016
	3.799	0.016
	3.900	0.015
	4.000	0.015



Lo spettro di risposta allo SLD (VR = 75 anni, TR = 75 anni) per  $q = 1$  (struttura non dissipativa) è caratterizzato dai seguenti valori:

- $ag/g = 0.044$
- $F_0 = 2.672$
- $T_C^* = 0.273$  s
- $S = S_s \times S_t = 1.20$
- $\eta = 1.0$
- $T_B = 0.130$  s
- $T_C = 0.390$  s
- $T_D = 1.765$  s



**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLD**
**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLD
$a_g$	0.041 g
$F_o$	2.672
$T_c$	0.273 s
$S_s$	1.200
$C_c$	1.426
$S_T$	1.000
$q$	1.000

**Parametri dipendenti**

$S$	1.200
$\eta$	1.000
$T_B$	0.130 s
$T_C$	0.390 s
$T_D$	1.765 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 \cdot (S + \xi)} \geq 0,55; \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot E_s} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

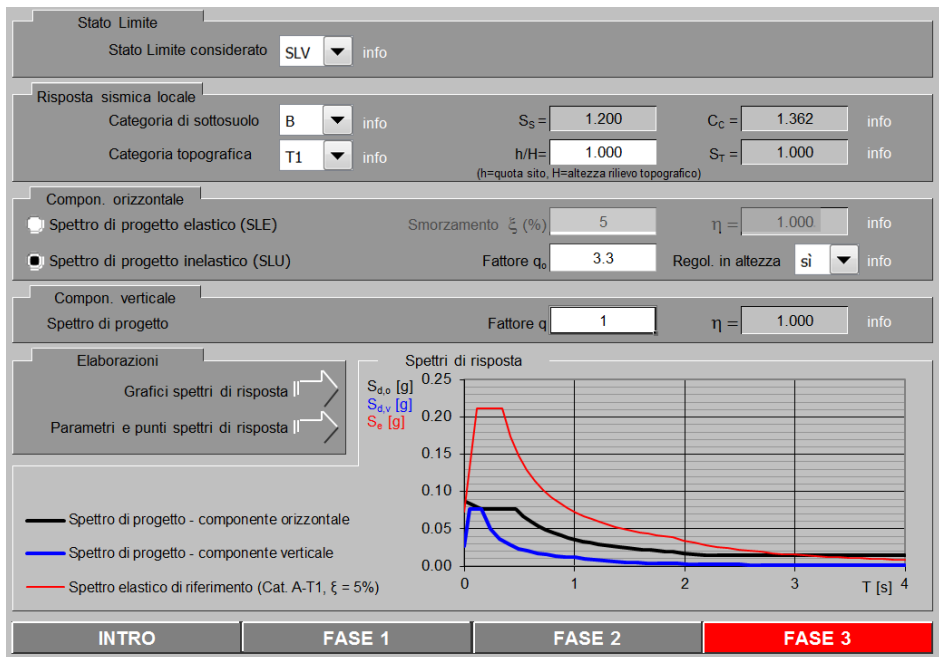
$$T_D \leq T \quad S_o(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_o(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

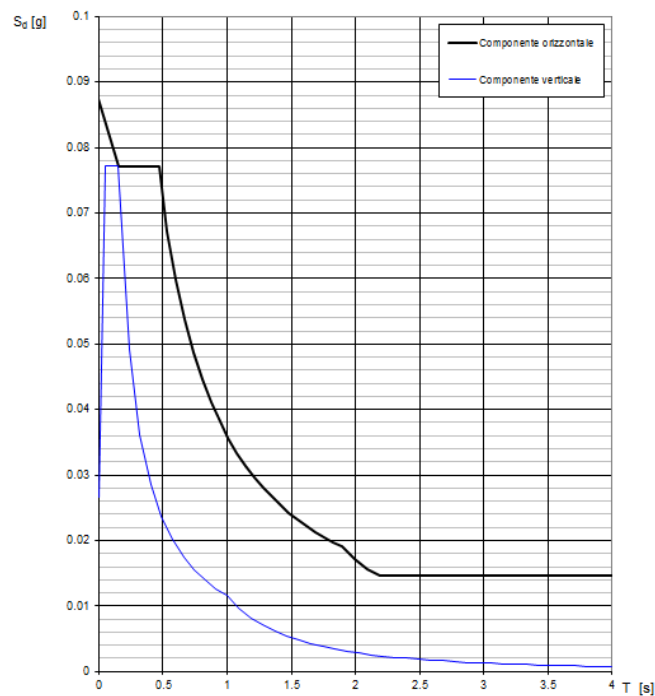
**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.050
$T_B \leftarrow$	0.130	0.132
$T_C \leftarrow$	0.390	0.132
	0.455	0.113
	0.521	0.099
	0.586	0.088
	0.652	0.079
	0.717	0.072
	0.783	0.066
	0.848	0.061
	0.914	0.056
	0.979	0.053
	1.045	0.049
	1.110	0.046
	1.176	0.044
	1.241	0.042
	1.307	0.039
	1.372	0.038
	1.438	0.036
	1.503	0.034
	1.569	0.033
	1.634	0.032
	1.700	0.030
$T_D \leftarrow$	1.765	0.029
	1.872	0.026
	1.978	0.023
	2.084	0.021
	2.191	0.019
	2.297	0.017
	2.404	0.016
	2.510	0.014
	2.617	0.013
	2.723	0.012
	2.829	0.011
	2.936	0.011
	3.042	0.010
	3.149	0.009
	3.255	0.009
	3.361	0.008
	3.468	0.008
	3.574	0.007
	3.681	0.007
	3.787	0.006
	3.894	0.006
	4.000	0.006

6.3.5.2 Spettro di progetto SLV ( $q = 3.3$ )



**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLV**



**Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato \$LV\$**
**Parametri indipendenti**

STATO LIMITE	SLV
$a_g$	0.073 g
$F_o$	2.907
$T_c$	0.343 s
$S_s$	1.200
$C_c$	1.362
$S_T$	1.000
$q$	3.300

**Parametri dipendenti**

$S$	1.200
$\eta$	0.303
$T_B$	0.156 s
$T_C$	0.467 s
$T_D$	1.891 s

**Espressioni dei parametri dipendenti**

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10 / (5 + \xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_g / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

**Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)**

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[ \frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left( \frac{T_C T_D}{T} \right)$$

Lo spettro di progetto  $S_d(T)$  per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico  $S_e(T)$  sostituendo  $\eta$  con  $1/q$ , dove  $q$  è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.087
$T_B$	0.156	0.077
$T_C$	0.467	0.077
	0.535	0.067
	0.603	0.060
	0.671	0.054
	0.739	0.049
	0.806	0.045
	0.874	0.041
	0.942	0.038
	1.010	0.036
	1.078	0.033
	1.145	0.031
	1.213	0.030
	1.281	0.028
	1.349	0.027
	1.417	0.025
	1.485	0.024
	1.552	0.023
	1.620	0.022
	1.688	0.021
	1.756	0.021
	1.824	0.020
$T_D$	1.891	0.019
	1.992	0.017
	2.092	0.016
	2.193	0.015
	2.293	0.015
	2.393	0.015
	2.494	0.015
	2.594	0.015
	2.695	0.015
	2.795	0.015
	2.896	0.015
	2.996	0.015
	3.096	0.015
	3.197	0.015
	3.297	0.015
	3.398	0.015
	3.498	0.015
	3.598	0.015
	3.699	0.015
	3.799	0.015
	3.900	0.015
	4.000	0.015

## 7. ANALISI DEI CARICHI

Nel seguente paragrafo si descrivono i carichi elementari che agiscono sulla struttura in oggetto. Tali azioni sono definite secondo le normative e sono utilizzate per la generazione delle combinazioni di carico nell'ambito delle verifiche di resistenza, in esercizio ed in presenza dell'evento sismico.

### 7.1 Pesì propri ( $G_{1k}$ )

Il peso proprio degli elementi strutturali è computato considerando un peso specifico del c.a. pari a  $\gamma_{cls} = 25.00$  kN/m<sup>3</sup>.

### 7.2 Sovraccarico permanente

#### Solaio di copertura

P.P. del solaio (lastre celerpan) 4 kN/m<sup>2</sup>

Permanenti di copertura:

Descrizione	Spessore [cm]	Densità [kg/m <sup>3</sup> ]	Carico – $G_2$ [kN/m <sup>2</sup> ]
Manto di copertura in tegole di laterizio	1,5		0,51
Guaina Impermeabilizzante	0,2	219	0,00
Massetto in cls alleggerito	4	1.200	0,48
Isolamento in XPS	12	50	0,06
TOTALE	17,7		1,05

$$G_{2,solaio} = 5.05 \text{ kN/m}^2$$

#### Cornicione

Le travi di bordo del telaio sostengono un elemento aggettante di dimensioni 15 × 40 cm collegato attraverso un elemento di dimensioni 15 × 25 cm. Questi elementi vengono applicati come carico lineare sulle travi di bordo e il loro contributo vale:

$$G_{2,cornice} = (0.15 \text{ m} \times 0.40 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3) + (0.15 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3) = 2.44 \text{ kN/m}$$

#### Tamponature

Le tamponature esterne sono in muratura a cassa vuota, in mattoni e malta cementizia, costituita da doppia parete di laterizio e camera d'aria rivestiti esternamente da intonaco premiscelato posato al grezzo (a base di cemento, calce idrata, perlite espansa, inerti minerale e additivi chinici dosati e miscelati).

Il rivestimento interno è come il precedente sebbene tirato fine ad eccezione del solo locale servizi, che prevede un rivestimento con gres ceramicato fino ad altezza 2.20 m.

Descrizione	Spessore [cm]	Densità [kg/m <sup>3</sup> ]	Carico – G <sub>2</sub> [kN/m <sup>2</sup> ]
Intonaco interno	1.5	1400	0.2
Muratura	12+12	900	2.16
Lastre di porfido	1.5	1400	0.2
TOTALE			2.56

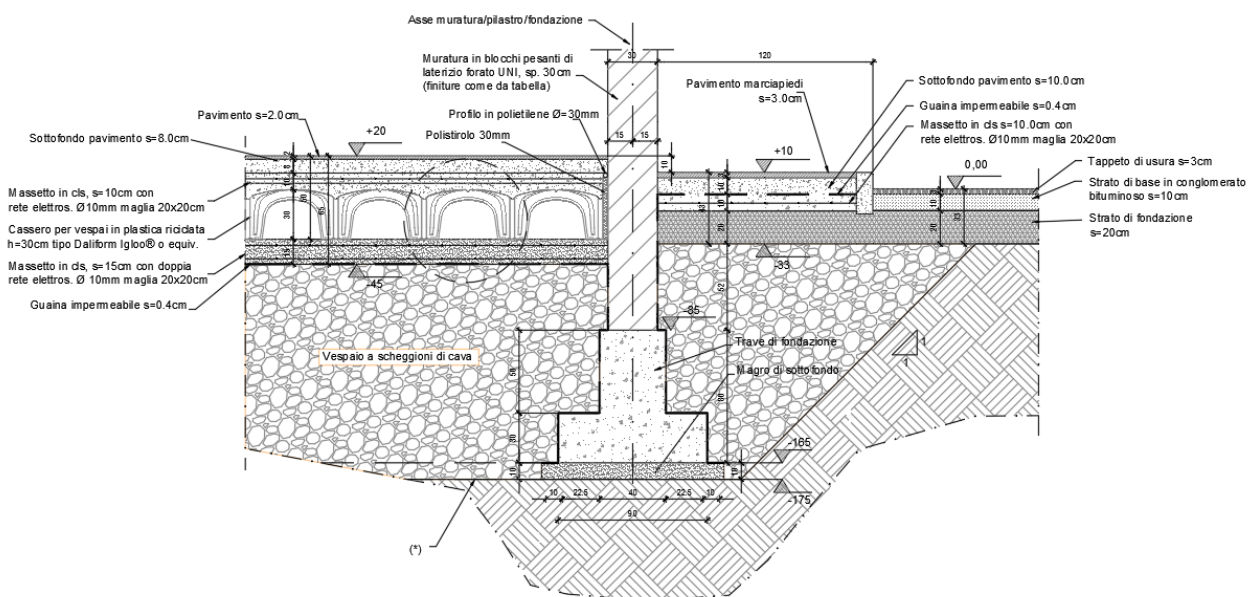
Si può considerare un'altezza complessiva del tamponamento esterno pari a  $H_{\text{tamp}} = 4.90$  m.

Il carico agente sui cordoli laterali della fondazione può essere assunto pari a:

$$G_{2\_Tamp} = 12.54 \text{ kN/m}$$

### Pavimento ed elementi divisori interni

Il pavimento tra trave rovescia e trave rovescia è costituito da un massetto di pavimentazione appoggiato su un vespaio.



	<b>RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA – VITERBO</b> <b>TRATTA CESANO – VIGNA DI VALLE</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di calcolo strutture e fondazioni</b>					
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	
NR1J	01 D 18	CL	SE0200023	A	31 di 110	

Non avendo questa stratigrafia una sua rigidità, si considerano i carichi accidentali e permanenti agenti sulla pavimentazione come scaricati direttamente sul terreno e non incidenti sulle travi di fondazione.

I tramezzi sono di mattoni laterizi forati.

### 7.3 Carichi variabili ( $Q_k$ )

La copertura è una copertura piana accessibile per sola manutenzione (Categoria H). Il valore del carico verticale uniformemente distribuito definito in Tab.3.1.II delle NTC2018 per questa classe di coperture è cautelativamente aumentato a:

$$q_{k,cop(H)} = 1.00 \text{ kN/m}^2$$

#### 7.3.1 Neve

Il carico della neve sulla copertura è valutato secondo il §3.4.1 delle NTC2018 mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \times \mu_1 \times C_E \times C_T$$

dove:

$q_{sk}$  è il valore di riferimento del carico della neve al suolo

$\mu_1$  è il coefficiente di forma della copertura

$C_E$  è il coefficiente di esposizione

$C_T$  è il coefficiente termico

#### Valore di riferimento del carico della neve al suolo

Il fabbricato sorge a Vigna di Valle, frazione del comune di Bracciano in provincia di Roma, dunque si trova in Zona III secondo la zonazione nazionale esposta al §3.4.2 delle NTC2018.

○	<b>Zona I - Alpina</b> Aosta, Belluno, Bergamo, Biella, Bolzano, Brescia, Como, Cuneo, Lecco, Pordenone, Sondrio, Torino, Trento, Udine, Verbania, Vercelli, Vicenza.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,39 [1+(a_s/728)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	<b>Zona I - Mediterranea</b> Alessandria, Ancona, Asti, Bologna, Cremona, Forlì-Cesena, Lodi, Milano, Modena, Novara, Parma, Pavia, Pesaro e Urbino, Piacenza, Ravenna, Reggio Emilia, Rimini, Treviso, Varese.	$q_{sk} = 1,50 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 1,35 [1+(a_s/602)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
○	<b>Zona II</b> Arezzo, Ascoli Piceno, Bari, Campobasso, Chieti, Ferrara, Firenze, Foggia, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona.	$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,85 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$
●	<b>Zona III</b> Agrigento, Avellino, Benevento, Brindisi, Cagliari, Caltanissetta, Carbonia-Iglesias, Caserta, Catania, Catanzaro, Cosenza, Crotone, Enna, Frosinone, Grosseto, L'Aquila, Latina, Lecce, Livorno, Matera, Medio Campidano, Messina, Napoli, Nuoro, Ogliastra, Olbia Tempio, Oristano, Palermo, Pisa, Potenza, Ragusa, Reggio Calabria, Rieti, Roma, Salerno, Sassari, Siena, Siracusa, Taranto, Terni, Trapani, Vibo Valentia, Viterbo.	$q_{sk} = 0,60 \text{ kN/mq}$ $q_{sk} = 0,51 [1+(a_s/481)^2] \text{ kN/mq}$	$a_s \leq 200 \text{ m}$ $a_s > 200 \text{ m}$

La frazione di Vigna di Valle ha altitudine di 250 m s.l.m., dunque il valore di riferimento del carico della neve al suolo risulta  $q_{sk} = 0.65 \text{ kN/m}^2$ .

#### Coefficiente di forma della copertura

Per copertura a una falda con inclinazione compresa fra 0 e 30° il valore di  $\mu_1$  è 0.8.

$\alpha$ (inclinazione falda [°])	0
-----------------------------------	---

$\mu$	0.8
-------	-----

#### Coefficiente di esposizione

Topografia	Descrizione	$C_E$
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi.	1

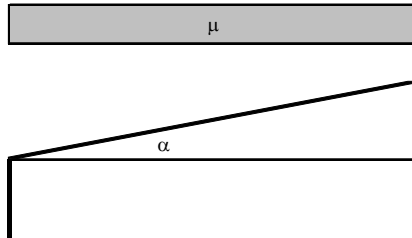
#### Coefficiente di esposizione

Il coefficiente termico può essere utilizzato per tener conto della riduzione del carico neve a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente tiene conto delle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio, deve essere utilizzato **C<sub>t</sub> = 1**.

Risulta dunque  $q_s = q_{sk} \times \mu_1 \times C_E \times C_T = 0.65 \times 0.8 \times 1 \times 1 = 0.52 \text{ kN/m}^2$



0.52 kN/mq



### 7.3.2 Vento

L'azione del vento è stata valutata in conformità con le prescrizioni contenute nelle NTC 2018. Di seguito viene riportato il dettaglio del calcolo.

3) Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_a$ [1/s]
3	27	500	0.02
$a_s$ (altitudine sul livello del mare [m])			250
$T_R$ (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$			
$v_b = v_{b,0} + k_a (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
$v_b$ ( $T_R = 50$ [m/s])			27.000
$\alpha_R$ ( $T_R$ )			1.00073
$v_b$ ( $T_R$ ) = $v_b \times \alpha_R$ [m/s]			27.020



$p$ (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$
$q_b$ (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
$c_e$ (coefficiente di esposizione)
$c_p$ (coefficiente di forma)
$c_d$ (coefficiente dinamico)

#### Pressione cinetica di riferimento

$$q_b = 1/2 \cdot \rho \cdot v_b^2 \quad (\rho = 1,25 \text{ kg/mc})$$

$q_b$ [N/mq]	456.29
--------------	--------

#### Coefficiente di forma

E' il coefficiente di forma (o coefficiente aerodinamico), funzione della tipologia e della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento. Il suo valore può essere ricavato da dati suffragati da opportuna documentazione o da prove sperimentali in galleria del vento.

#### Coefficiente dinamico

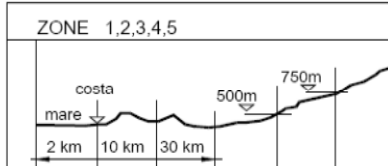
Esso può essere assunto autelativamente pari ad 1 nelle costruzioni di tipologia ricorrente, quali gli edifici di forma regolare non eccedenti 80 m di altezza ed i capannoni industriali, oppure può essere determinato mediante analisi specifiche o facendo riferimento a dati di comprovata affidabilità.

#### Coefficiente di esposizione

#### Classe di rugosità del terreno

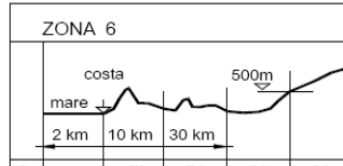
B) Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive

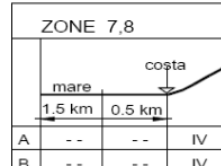
Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
						
A	--	IV	IV	V	V	V
B	--	III	III	IV	IV	IV
C	--	*	III	III	IV	IV
D	I	II	II	II	III	**


\* Categoria II in zona 1,2,3,4  
Categoria III in zona 5

\*\* Categoria III in zona 2,3,4,5  
Categoria IV in zona 1

ZONA 6					
					
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8			
			
A	--	--	IV
B	--	--	IV
C	--	--	III
D	I	II	*

\* Categoria II in zona 8  
Categoria III in zona 7

ZONA 9		
		
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

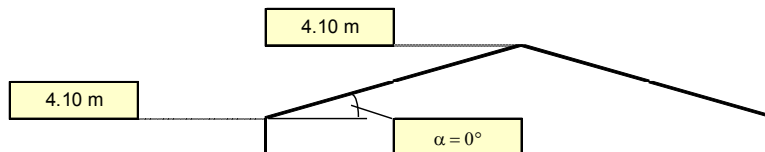
Zona	Classe di rugosità	a <sub>s</sub> [m]
3	B	250

$$C_e(z) = K_r^2 \cdot c_t \cdot \ln(z/z_0) [7 + c_t \cdot \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$C_e(z) = C_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

Cat. Esposiz.	k <sub>r</sub>	z <sub>0</sub> [m]	z <sub>min</sub> [m]	c <sub>t</sub>
III	0.2	0.1	5	1

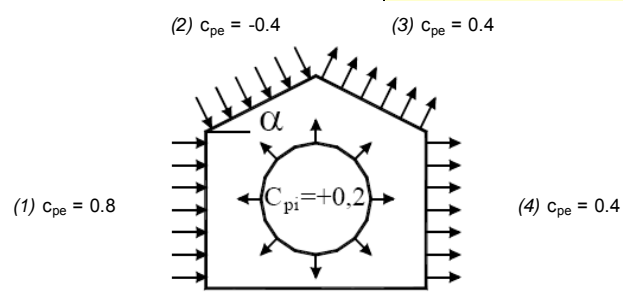
z [m]	C <sub>e</sub>
z ≤ 5	1.708
z = 4.1	1.708
z = 4.1	1.708



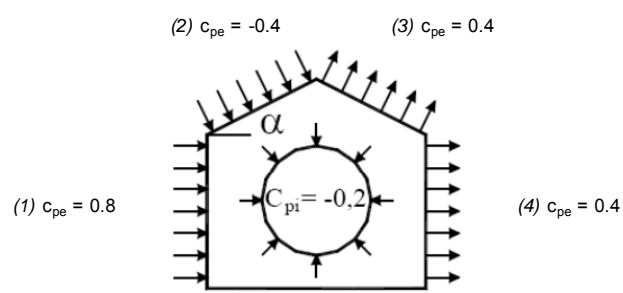
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture non stagne

(1)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	0.60	0.467
(2)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	-0.60	-0.467
(3)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	0.60	0.467
(4)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	0.60	0.467

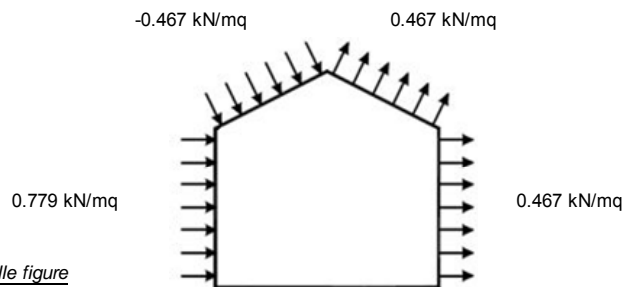


(1)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	1.00	0.779
(2)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	-0.20	-0.156
(3)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	0.20	0.156
(4)	c <sub>p</sub>	p [kN/mq]
	0.20	0.156



Combinazione più sfavorevole:

	p [kN/mq]
(1)	0.779
(2)	-0.467
(3)	0.467
(4)	0.467



**N.B.** - Se  $p (o c_{pe}) \dot{e} > 0$  il verso è concorde con le frecce delle figure

In copertura il vento agisce come azione di sollevamento e per questo viene trascurato.

Forze orizzontali uniformemente distribuite agenti sui pilastri per un'altezza di 4.10 m (altezza tamponatura fuori terra):

- In direzione X:

$$F_{vx,I} = 0.779 \text{ kN/m}^2 \times 7.70 \text{ m} / 2 = 3 \text{ kN/m}$$

$$F_{vx,II} = 0.467 \text{ kN/m}^2 \times 7.70 \text{ m} / 2 = 1.5 \text{ kN}$$

- In direzione Y:

$$F_{vy,I} = 0.779 \text{ kN/m}^2 \times 4.25 \text{ m} = 3.31 \text{ kN/m}$$

$$F_{vy,II} = 0.467 \text{ kN/m}^2 \times 4.25 \text{ m} = 1.67 \text{ kN}$$

$$F_{vy,I,corner} = 0.779 \text{ kN/m}^2 \times 4.25 \text{ m} / 2 = 1.67 \text{ kN/m}$$

$$F_{vy,II,corner} = 0.467 \text{ kN/m}^2 \times 4.25 \text{ m} / 2 = 0.83 \text{ kN}$$

#### 7.4 Valutazione dell'azione sismica

Si conduce un'analisi lineare statica, ovvero si applicano forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica.

A favore di sicurezza si assume il valore di accelerazione di plateau pari a 0.082 g, si moltiplica per la massa ( $G1 + G2$ ) e si applica la forza orizzontale ai nodi di testa delle colonne.

Per valutare le masse interessate si è costruito un modello della sola sovrastruttura con i soli carichi propri e permanenti portati agenti e si è ricavato il valore di risultante in direzione verticale dal Software (validato con un calcolo manuale di confronto).

DIRECT SUMMATION OF NODE REACTION FORCES

Case	FX	FY	FZ	MX	MY	MZ	Name
1	5.68434E-14	-4.54747E-13	2.75580E+05	-1.36424E-12	3.75167E-12	2.07478E-12	"G1"
2	-1.13687E-13	-3.15544E-30	3.92700E+05	-1.74768E-13	4.77485E-12	3.83987E-14	"G1:solaio cop."
3	0.00000E+00	7.88861E-31	1.03084E+05	-7.51417E-15	2.95586E-12	-2.01710E-14	"G2:solaio"
4	0.00000E+00	0.00000E+00	5.31896E+05	8.64020E-12	2.67164E-12	-4.74643E-12	"G2:tamp"

$$G1 = 276 \text{ kN} + 393 \text{ kN} = 669 \text{ kN}$$

$$G2 = 103 \text{ kN}$$

Dal momento che le tamponature scaricano direttamente in fondazione, si considera cautelativamente solo metà del loro contributo in termini di peso (G2):

$$G2 = 532 \text{ kN} / 2 + 103 \text{ kN} = 369 \text{ kN}$$

$$G1 + G2 \approx 1040 \text{ kN}$$

$$F_h = (G1+G2) / n_{col} \times a_{g, plateau} = 10.66 \text{ kN}$$

## 8. COMBINAZIONI DI CARICO

Il progetto e la verifica di tutti gli elementi strutturali verrà eseguito mediante il Metodo Semiprobabilistico agli Stati Limite. Per quanto concerne le verifiche agli stati limite ultimi (SLU) e quelle agli stati limite d'esercizio (SLE), le condizioni elementari di carico vengono tra loro combinate in modo da determinare le sollecitazioni più sfavorevoli.

Le combinazioni di carico che verranno considerate nel calcolo delle sollecitazioni rispettano le prescrizioni fornite dalle NTC 2018.

Le combinazioni di carico prese in considerazione nelle verifiche sono state definite in base a quanto prescritto dalle NTC-2018 al par.2.5.3:

- Combinazione **fondamentale**, impiegata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots;$$

- Combinazione caratteristica **rara**, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili, da utilizzarsi nelle verifiche delle tensioni d'esercizio:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} \dots;$$

- Combinazione caratteristica **frequente**, impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots;$$

- Combinazione **quasi permanente**, impiegata per gli effetti a lungo termine, da utilizzarsi nelle verifiche a fessurazione:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} \dots;$$

- Combinazione **sismica**, generalmente impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots$$

L'analisi mira a garantire la sicurezza e le prestazioni attese attraverso il conseguimento dei seguenti requisiti:

- sicurezza nei confronti degli Stati Limite di Esercizio
- sicurezza nei confronti degli Stati Limite Ultimi

I valori dei coefficienti da utilizzare sono stati adottati seguendo il vigente D.M. 2018 §2.6.1 secondo la tabella 2.6.I. e §2.5.2 secondo la tabella 2.5.I. di seguito riportate.

**Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU**

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_1$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

**Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso < 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)	da valutarsi caso per caso		
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota < 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

In particolare, sono state effettuate le verifiche con riferimento ai seguenti stati limite:

- SLU di tipo geotecnico (GEO):  
collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno (Approccio 2 – A1 + M1 + R3);
- SLU di tipo strutturale (STR)  
raggiungimento della resistenza negli elementi strutturali.

Le combinazioni di carico sono di seguito riportate:

	G1	G2	Qneve	QventoY	QventoX	Qacc.cop.	EX	EY	EdX	EdY
SLU1	1.3	1.5	1.5	0.9	0	0	0	0	0	0
SLU2	1.3	1.5	1.5	0	0.9	0	0	0	0	0
SLU3	1.3	1.5	1.5	-0.9	0	0	0	0	0	0
SLU4	1.3	1.5	1.5	0	-0.9	0	0	0	0	0
SLU5	1.3	1.5	0.75	0.9	0	1.5	0	0	0	0
SLU6	1.3	1.5	0.75	0	0.9	1.5	0	0	0	0
SLU7	1.3	1.5	0.75	-0.9	0	1.5	0	0	0	0
SLU8	1.3	1.5	0.75	0	-0.9	1.5	0	0	0	0
SLU9	1.3	1.5	0.75	1.5	0	0	0	0	0	0
SLU10	1.3	1.5	0.75	0	1.5	0	0	0	0	0
SLU11	1.3	1.5	0.75	-1.5	0	0	0	0	0	0
SLU12	1.3	1.5	0.75	0	-1.5	0	0	0	0	0
SLErara1	1	1	1	0.6	0	0	0	0	0	0
SLErara2	1	1	1	0	0.6	0	0	0	0	0
SLErara3	1	1	1	-0.6	0	0	0	0	0	0
SLErara4	1	1	1	0	-0.6	0	0	0	0	0
SLErara5	1	1	0.5	0.6	0	1	0	0	0	0
SLErara6	1	1	0.5	0	0.6	1	0	0	0	0
SLErara7	1	1	0.5	-0.6	0	1	0	0	0	0
SLErara8	1	1	0.5	0	-0.6	1	0	0	0	0
SLErara9	1	1	0.5	1	0	0	0	0	0	0
SLErara10	1	1	0.5	0	1	0	0	0	0	0
SLErara11	1	1	0.5	-1	0	0	0	0	0	0
SLErara12	1	1	0.5	0	-1	0	0	0	0	0
SLEfreq1	1	1	0.2	0	0	0	0	0	0	0
SLEfreq2	1	1	0	0.2	0	0	0	0	0	0
SLEfreq3	1	1	0	0	0.2	0	0	0	0	0
SLEfreq4	1	1	0	-0.2	0	0	0	0	0	0
SLEfreq5	1	1	0	0	-0.2	0	0	0	0	0
SLEq.p.	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0
SLV1	1	1	0	0	0	0	1	0.3	0	0
SLV2	1	1	0	0	0	0	1	-0.3	0	0
SLV3	1	1	0	0	0	0	-1	0.3	0	0
SLV4	1	1	0	0	0	0	-1	-0.3	0	0
SLV5	1	1	0	0	0	0	0.3	1	0	0
SLV6	1	1	0	0	0	0	-0.3	1	0	0
SLV7	1	1	0	0	0	0	0.3	-1	0	0
SLV8	1	1	0	0	0	0	-0.3	-1	0	0

**CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di  
calcolo strutture e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 18	CL	SE0200023	A	40 di 110

SLD1	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0.3
SLD2	1	1	0	0	0	0	0	0	1	-0.3
SLD3	1	1	0	0	0	0	0	0	-1	0.3
SLD4	1	1	0	0	0	0	0	0	-1	-0.3
SLD5	1	1	0	0	0	0	0	0	0.3	1
SLD6	1	1	0	0	0	0	0	0	-0.3	1
SLD7	1	1	0	0	0	0	0	0	0.3	-1
SLD8	1	1	0	0	0	0	0	0	-0.3	-1

Sono inoltre stati creati gli involuipi delle combinazioni SLU, SLE e SLV.



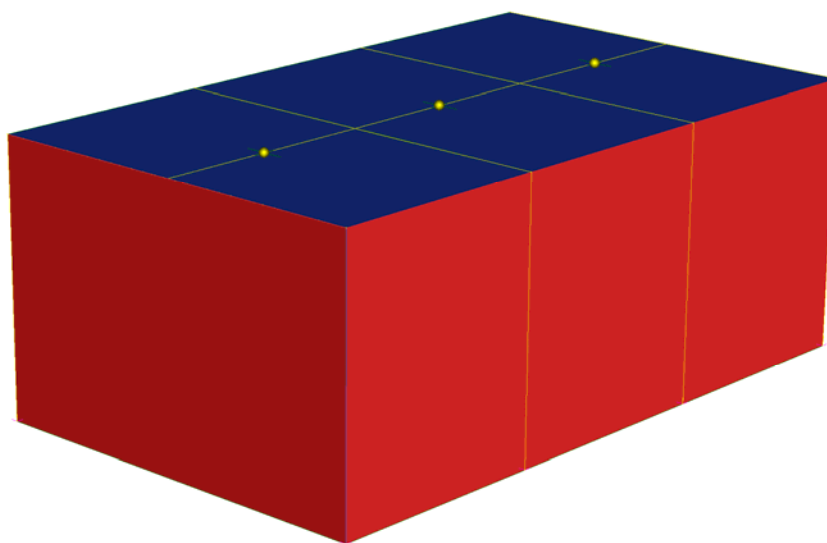
	<b>RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA – VITERBO</b> <b>TRATTA CESANO – VIGNA DI VALLE</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di calcolo strutture e fondazioni</b>					
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO	
NR1J	01 D 18	CL	SE0200023	A	41 di 110	

## 9. ANALISI STRUTTURALE

### 9.1 Descrizione modello di calcolo

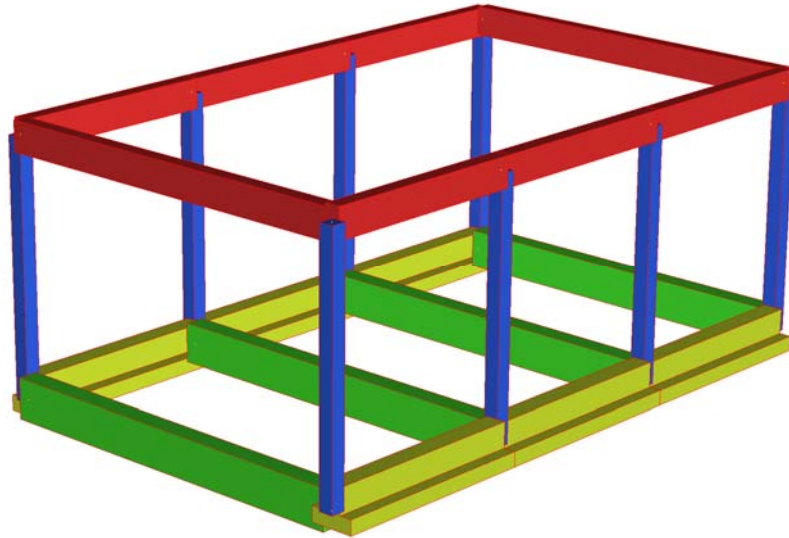
L'analisi della struttura è condotta con il programma agli elementi finiti Straus7.

Per individuare le sollecitazioni che interessano gli elementi della struttura in elevazione, viene realizzato un modello tridimensionale in cui sono inseriti gli elementi strutturali principali (travi e pilastri modellati con elementi finiti tipo *beam*). Le tamponature e i solai non vengono modellati direttamente, ma sono rappresentati unicamente in termini di masse applicate utilizzando *load patch* (comando che consente di affidare carichi areali o masse alle travi su cui poggiano gli elementi *plate*).

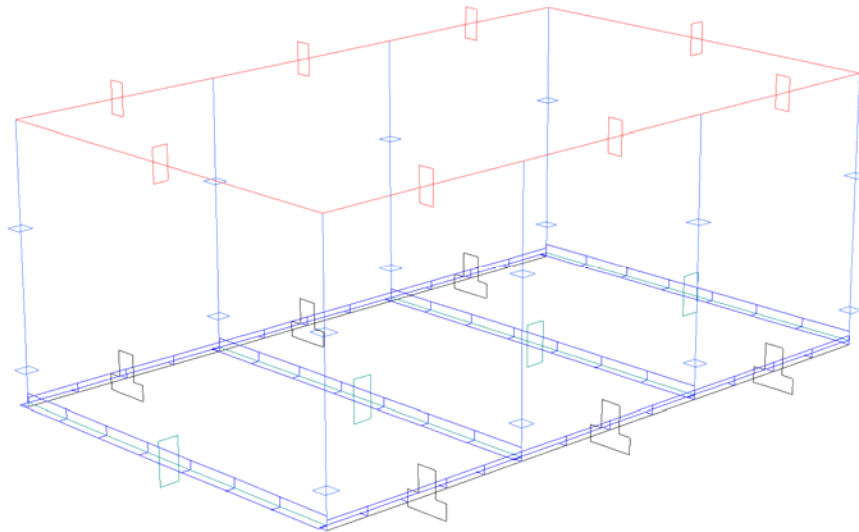


**Figura 9-1: Modello: ripartizione dei carichi attraverso load patch**

Le fondazioni sono modellate con elementi *beam* ai quali sono stati assegnati supporti lineari che schematizzano il vincolo dato dal terreno.



*Figura 9-2: Modello - Vista assonometrica struttura - elementi frame*



*Figura 9-3: Molle lineari applicate agli elementi beam di fondazione*

### 9.1.1 Costanti elastiche di sottofondo

Si può fare ricorso alle correlazioni di Viggiani e utilizzare la formula semplificata di Vesic per valutare la costante di Winkler:

$$K = E_{\text{terr}} / [I_w \times B \times (1 - \nu^2) \times F_p]$$

Dove:

$E_{terr}$  modulo di Young del terreno pari a 20 MPa

$\nu$  coefficiente di Poisson pari a 0.3

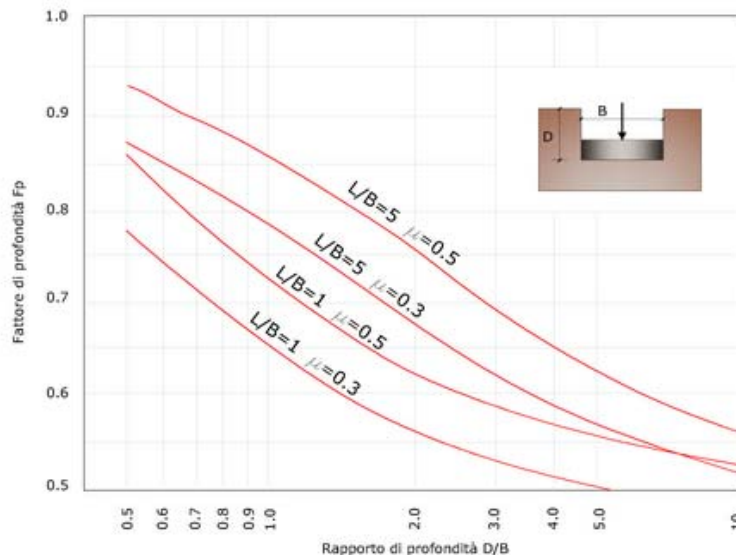
$B$  dimensione minima della fondazione

$L$  dimensione massima della fondazione

$I_w$  coefficiente di forma per fondazioni rigide secondo la tabella seguente:

forma fondaz.	fond. flessibile			fond. rigida
	centro	angolo	medio	
circolare	1	0.64	0.85	0.86
quadrata	1.12	0.56	0.95	0.82
rettangolare L/B=1,5	1.36	0.68	1.15	1.06
rettangolare L/B=2	1.53	0.77	1.3	1.2
rettangolare L/B=3	1.78	0.88	1.52	1.44
rettangolare L/B=5	2.1	1.05	1.83	1.7
rettangolare L/B=10	2.54	1.27	2.25	2.1
rettangolare L/B=100	4.01	2	3.69	3.4
rettangolare L/B=1000	5.47	2.75	5.15	
rettangolare L/B=10000	6.9	3.5	6.6	

$F_p$  fattore di profondità, da grafico seguente:



Data la natura empirica di questa formulazione e la possibilità di considerare il sistema fondativo sia considerando ogni trave come isolata sia tenendo conto del funzionamento a graticcio, sono stati adottati due approcci per la determinazione delle costanti elastiche.

### Approccio 1 – graticcio

$E_{terr}$  modulo di Young del terreno pari a 20 MPa

$\nu$  coefficiente di Poisson pari a 0.3

$B$  dimensione minima del sistema fondale pari a 8.60 m

$L$  dimensione massima della fondazione pari a 14.35 m

$I_w$  coefficiente di forma per fondazioni rigide dipendente da  $L/B$  ( $L$  e  $B$  si riferiscono alla sezione dell'elemento e non alla geometria dell'intero sistema):

Per travi rovesce:  $L=3.85$  m e  $B=0.90$  m;  $L/B = 4.28 \rightarrow I_w = 1.6$

Per travi di collegamento:  $L=7.30$  m e  $B=0.40$  m;  $L/B = 18.25 \rightarrow I_w = 2.22$

$F_p$  fattore di profondità dipendente da  $D/B$ :

$D = 0.85$  m +  $0.80$  m =  $1.65$  m;  $\mu = \nu = 0.3$

Per travi rovesce:  $B = 0.90$  m;  $D/B = 1.83$ ;  $L/B = 4 \rightarrow F_p \approx 0.65$

Per travi di collegamento:  $B = 0.40$  m;  $D/B = 4.13$ ;  $L/B \gg 5 \rightarrow F_p = 1$

Per cui risulta:

Travi rovesce:  $K = 20 \text{ MPa} / [1.6 \times 8.6 \text{ m} \times (1 - 0.3^2) \times 0.65] = 2457.29 \text{ kN/m}^3$

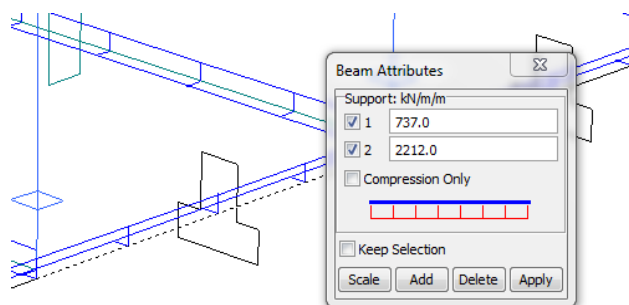
Travi collegamento:  $K = 20 \text{ MPa} / [2.22 \times 8.6 \text{ m} \times (1 - 0.3^2) \times 1] = 1151.16 \text{ kN/m}^3$

Nel modello di calcolo sono quindi stati assegnati support lineari ai beam differentemente per

travi rovesce pari a  $2457.29 \text{ kN/m}^3 \times 0.90 \text{ m} = 2212 \text{ kN/m}^2$

per le travi di collegamento pari a  $1151.16 \text{ kN/m}^3 \times 0.40 \text{ m} = 460.46 \text{ kN/m/m}$ .

Per vincolare le fondazioni agli spostamenti orizzontali è stato considerato un valore del modulo di reazione orizzontale pari a  $1/3$  di  $K_v$ .



**Figura 9-4: Esempio di applicazione dei "support" agli elementi "beam"**

### Approccio 2 – singole travi

$E_{terr}$  modulo di Young del terreno pari a 20 MPa

$\nu$  coefficiente di Poisson pari a 0.3

$B$  dimensione minima della fondazione pari a 0.9 m per travi rovesce e 0.4 m per travi di collegamento

$L$  dimensione massima della fondazione pari a 3.85 m per travi rovesce e 7.30 m per travi di collegamento

$I_w$  coefficiente di forma per fondazioni rigide dipendente da  $L/B$

Per travi rovesce:  $L=3.85$  m e  $B=0.90$  m;  $L/B = 4.28 \rightarrow I_w = 1.6$

Per travi di collegamento:  $L=7.30$  m e  $B=0.40$  m;  $L/B = 18.25 \rightarrow I_w = 2.22$

$F_p$  fattore di profondità dipendente da  $D/B$ :

$D = 0.85$  m +  $0.80$  m =  $1.65$  m;  $\mu = \nu = 0.3$

Per travi rovesce:  $B = 0.90$  m;  $D/B = 1.83$ ;  $L/B = 4 \rightarrow F_p \approx 0.65$

Per travi di collegamento:  $B = 0.40$  m;  $D/B = 4.13$ ;  $L/B \gg 5 \rightarrow F_p = 1$

Per cui risulta:

$$\text{Travi rovesce: } K = 20 \text{ MPa} / [1.6 \times 0.9 \text{ m} \times (1 - 0.3^2) \times 0.65] = 23480.8 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Travi collegamento: } K = 20 \text{ MPa} / [2.22 \times 0.4 \text{ m} \times (1 - 0.3^2) \times 1] = 24750 \text{ kN/m}^3$$

Nel modello di calcolo sono quindi stati assegnati support lineari ai beam differentemente per

travi rovesce pari a  $23480.8 \text{ kN/m}^3 \times 0.90 \text{ m} = 21133 \text{ kN/m/m}$

per le travi di collegamento pari a  $24750 \text{ kN/m}^3 \times 0.40 \text{ m} = 9900 \text{ kN/m/m}$ .

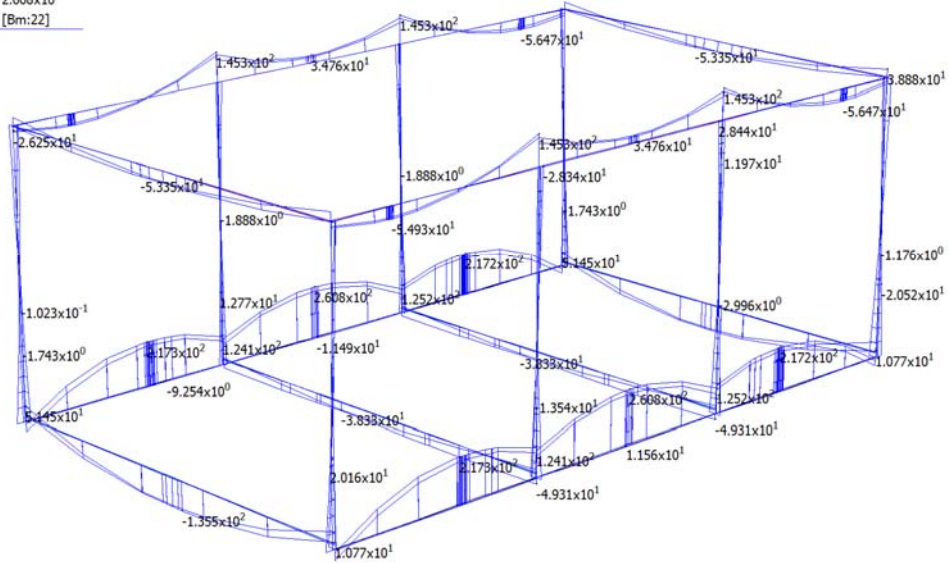
Per vincolare le fondazioni agli spostamenti orizzontali è stato considerato un valore del modulo di reazione orizzontale pari a 1/3 di  $K_v$ .

## 9.2 Caratteristiche delle sollecitazioni

Si riportano i diagrammi delle principali sollecitazioni per gli involucri SLU e SLV.

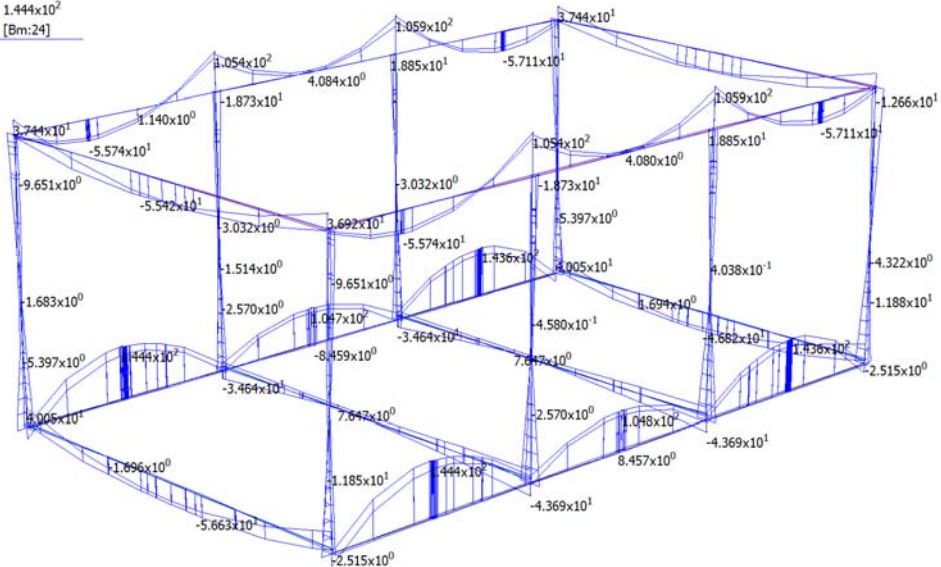
### 9.2.1 Involuppo SLU

	MIN	MAX
BM1(kN.m)	$-1.355 \times 10^2$	$1.453 \times 10^2$
	[Bm:17]	[Bm:14]
BM2(kN.m)	$-4.711 \times 10^1$	$2.608 \times 10^2$
	[Bm:21]	[Bm:22]



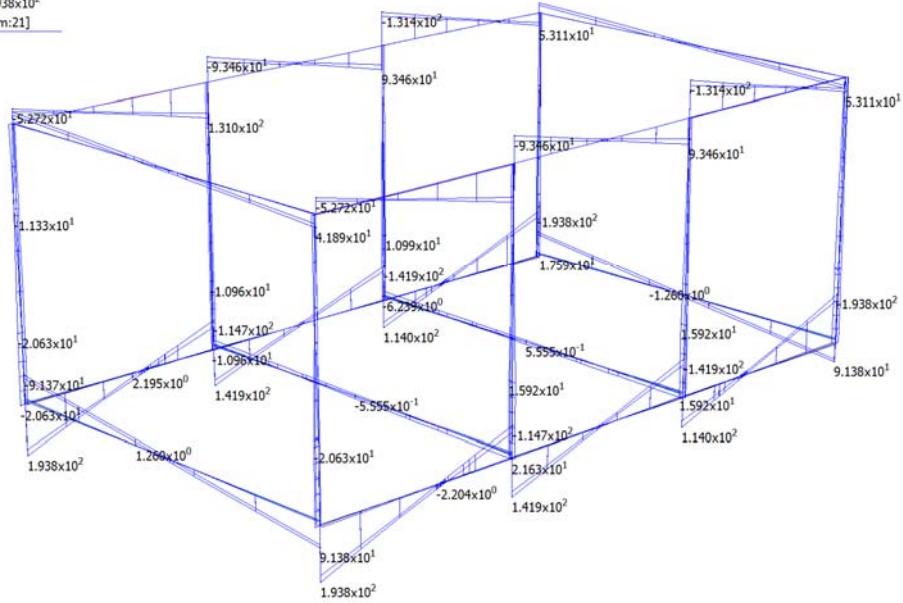
**Figura 9-5: Involuppo SLU - Diagramma del momento flettente Mx - APPROCCIO 1**

	MIN	MAX
BM1(kN.m)	$-5.711 \times 10^1$	$1.059 \times 10^2$
	[Bm:11]	[Bm:11]
BM2(kN.m)	$-3.228 \times 10^1$	$1.444 \times 10^2$
	[Bm:32]	[Bm:24]



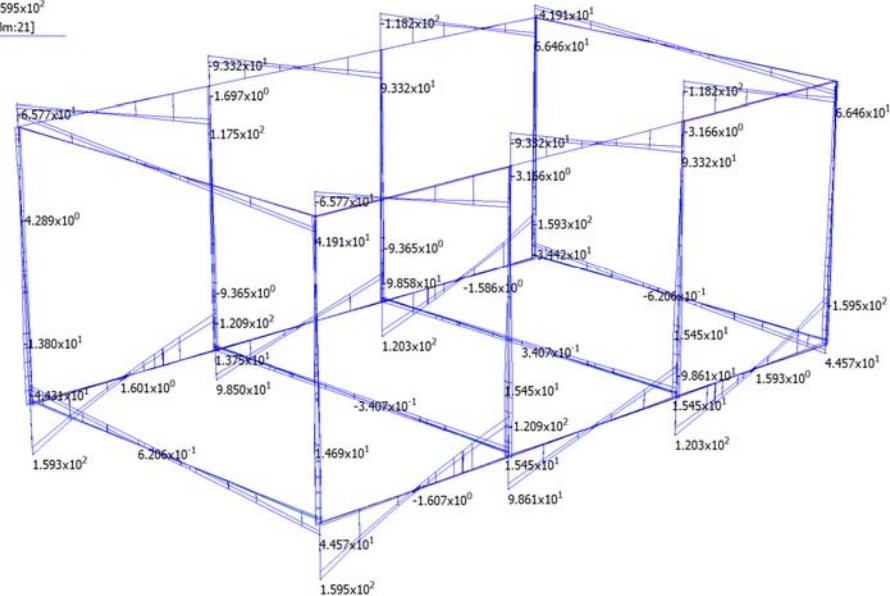
**Figura 9-6: Involuppo SLU - Diagramma del momento flettente Mx - APPROCCIO 2**

	MIN	MAX
SF1(kN)	-1.314x10 <sup>2</sup>	1.310x10 <sup>2</sup>
	[Bm:14]	[Bm:12]
SF2(kN)	-1.938x10 <sup>2</sup>	1.938x10 <sup>2</sup>
	[Bm:23]	[Bm:21]



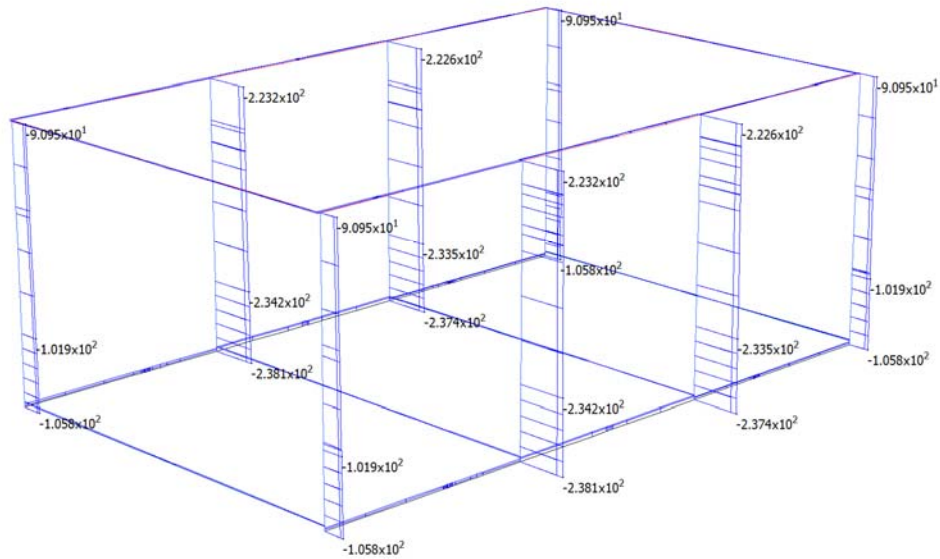
**Figura 9-7: Involuppo SLU - Diagramma del taglio Ty - APPROCCIO 1**

	MIN	MAX
SF1(kN)	-1.182x10 <sup>2</sup>	1.175x10 <sup>2</sup>
	[Bm:11]	[Bm:9]
SF2(kN)	-1.595x10 <sup>2</sup>	1.595x10 <sup>2</sup>
	[Bm:23]	[Bm:21]



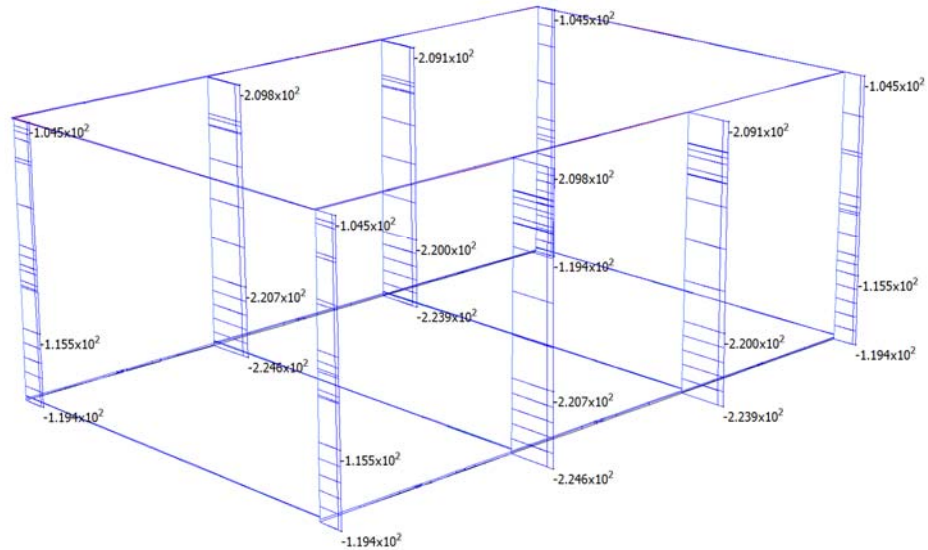
**Figura 9-8: Involuppo SLU - Diagramma del taglio Ty - APPROCCIO 2**

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-2.381x10 <sup>2</sup>	2.013x10 <sup>1</sup>
	[Bm:32]	[Bm:13]



**Figura 9-9: Involuppo SLU - Diagramma dello sforzo normale N - APPROCCIO 1**

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-2.246x10 <sup>2</sup>	1.090x10 <sup>1</sup>
	[Bm:32]	[Bm:9]

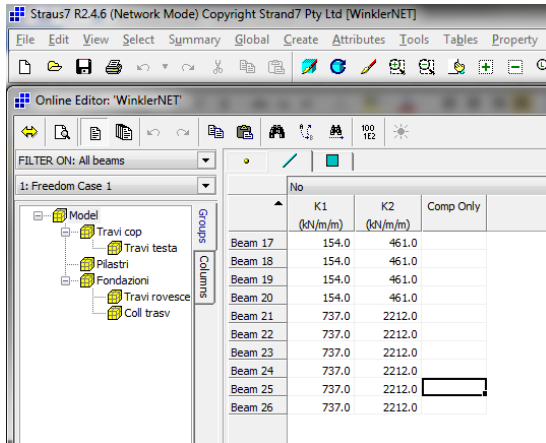


**Figura 9-10: Involuppo SLU - Diagramma dello sforzo normale N - APPROCCIO 2**



**Confronto:**

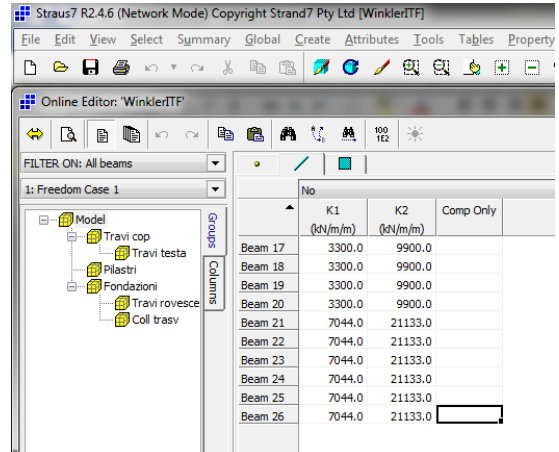
Approccio 1:



No	K1 (kN/m/m)	K2 (kN/m/m)	Comp Only
Beam 17	154.0	461.0	
Beam 18	154.0	461.0	
Beam 19	154.0	461.0	
Beam 20	154.0	461.0	
Beam 21	737.0	2212.0	
Beam 22	737.0	2212.0	
Beam 23	737.0	2212.0	
Beam 24	737.0	2212.0	
Beam 25	737.0	2212.0	
Beam 26	737.0	2212.0	

	MIN	MAX
SF1(kN)	$-1.314 \times 10^2$ [Bm:14]	$1.310 \times 10^2$ [Bm:12]
BM1(kN.m)	$-1.355 \times 10^2$ [Bm:17]	$1.453 \times 10^2$ [Bm:14]
SF2(kN)	$-1.938 \times 10^2$ [Bm:23]	$1.938 \times 10^2$ [Bm:21]
BM2(kN.m)	$-4.711 \times 10^1$ [Bm:21]	$2.608 \times 10^2$ [Bm:22]

Approccio 2:



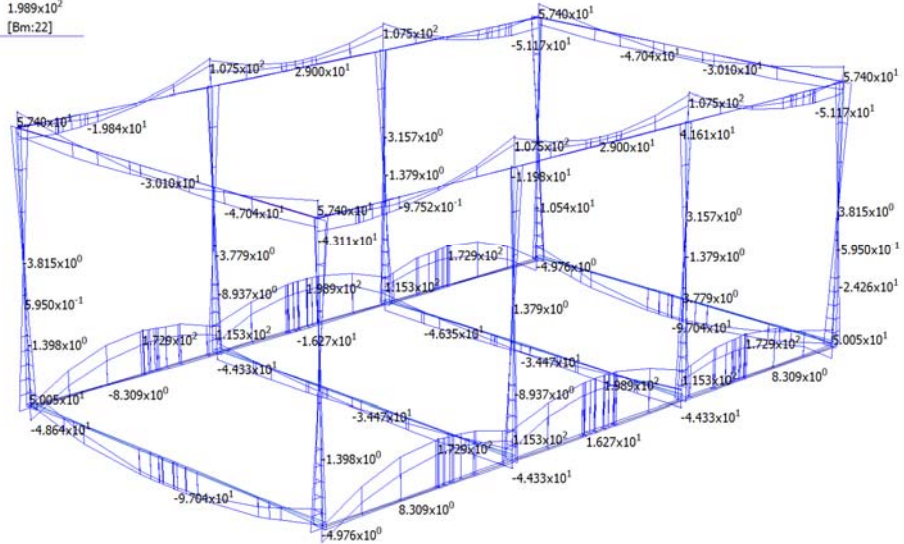
No	K1 (kN/m/m)	K2 (kN/m/m)	Comp Only
Beam 17	3300.0	9900.0	
Beam 18	3300.0	9900.0	
Beam 19	3300.0	9900.0	
Beam 20	3300.0	9900.0	
Beam 21	7044.0	21133.0	
Beam 22	7044.0	21133.0	
Beam 23	7044.0	21133.0	
Beam 24	7044.0	21133.0	
Beam 25	7044.0	21133.0	
Beam 26	7044.0	21133.0	

	MIN	MAX
SF1(kN)	$-1.182 \times 10^2$ [Bm:11]	$1.175 \times 10^2$ [Bm:9]
BM1(kN.m)	$-5.711 \times 10^1$ [Bm:11]	$1.059 \times 10^2$ [Bm:11]
SF2(kN)	$-1.595 \times 10^2$ [Bm:23]	$1.595 \times 10^2$ [Bm:21]
BM2(kN.m)	$-3.228 \times 10^1$ [Bm:32]	$1.444 \times 10^2$ [Bm:24]

Come si può notare, l'approccio 1 risulta più sfavorevole e viene dunque scelto per il dimensionamento degli elementi.

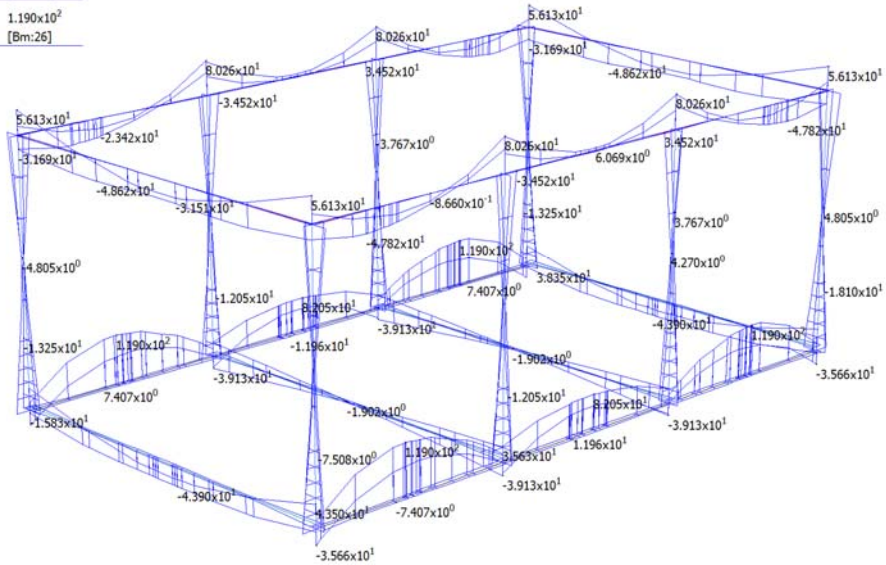
## 9.2.2 Involuppo SLV

	MIN	MAX
BM1(kN.m)	-9.704x10 <sup>1</sup>	1.075x10 <sup>2</sup>
	[Bm:17]	[Bm:14]
BM2(kN.m)	-4.864x10 <sup>1</sup>	1.989x10 <sup>2</sup>
	[Bm:21]	[Bm:22]



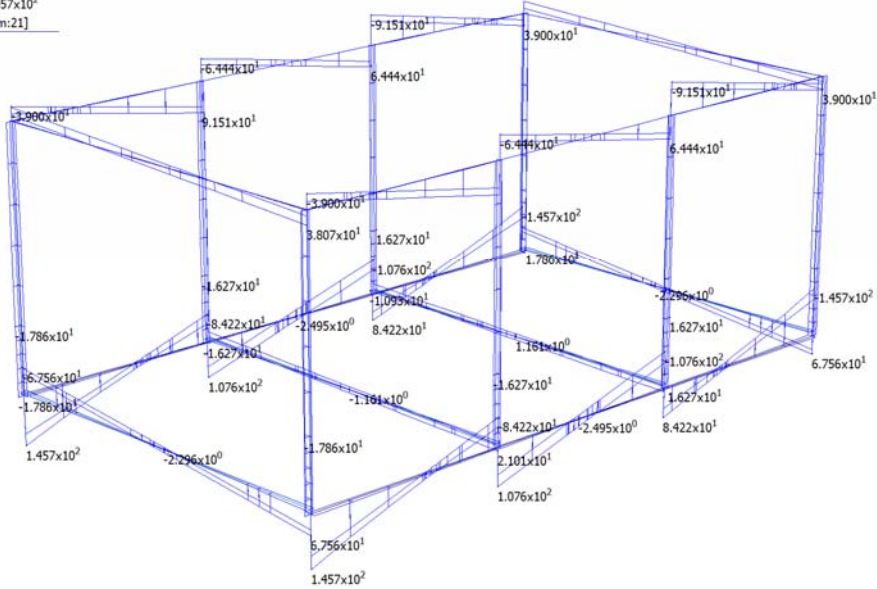
**Figura 9-11: Involuppo SLV - Diagramma del momento flettente Mx - APPROCCIO 1**

	MIN	MAX
BM1(kN.m)	-4.862x10 <sup>1</sup>	8.026x10 <sup>1</sup>
	[Bm:15]	[Bm:11]
BM2(kN.m)	-3.899x10 <sup>1</sup>	1.190x10 <sup>2</sup>
	[Bm:1]	[Bm:26]



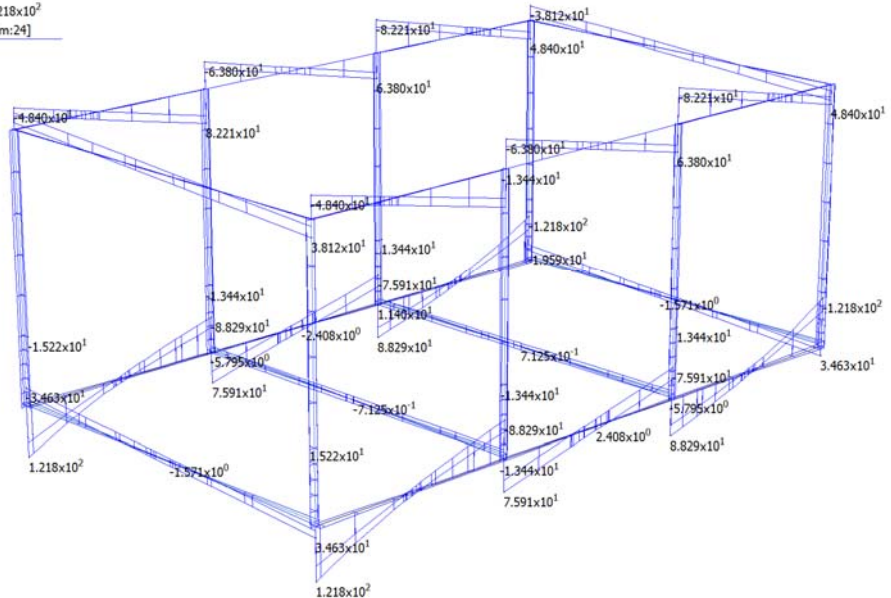
**Figura 9-12: Involuppo SLV - Diagramma del momento flettente Mx - APPROCCIO 2**

	MIN	MAX
SF1(kN)	-9.151x10 <sup>1</sup>	9.151x10 <sup>1</sup>
	[Bm:14]	[Bm:12]
SF2(kN)	-1.457x10 <sup>2</sup>	1.457x10 <sup>2</sup>
	[Bm:26]	[Bm:21]



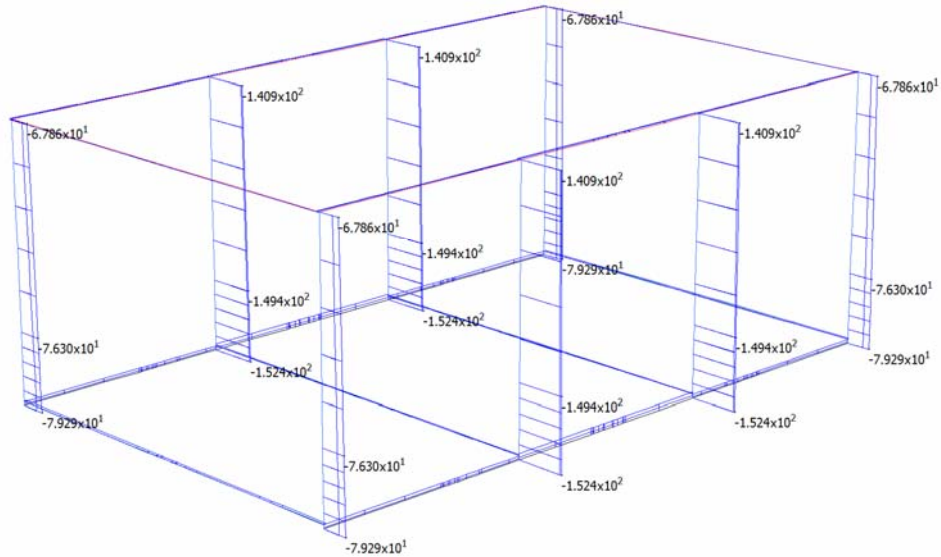
**Figura 9-13: Involuppo SLV - Diagramma del taglio Ty – APPROCCIO 1**

	MIN	MAX
SF1(kN)	-8.221x10 <sup>1</sup>	8.221x10 <sup>1</sup>
	[Bm:11]	[Bm:9]
SF2(kN)	-1.218x10 <sup>2</sup>	1.218x10 <sup>2</sup>
	[Bm:26]	[Bm:24]



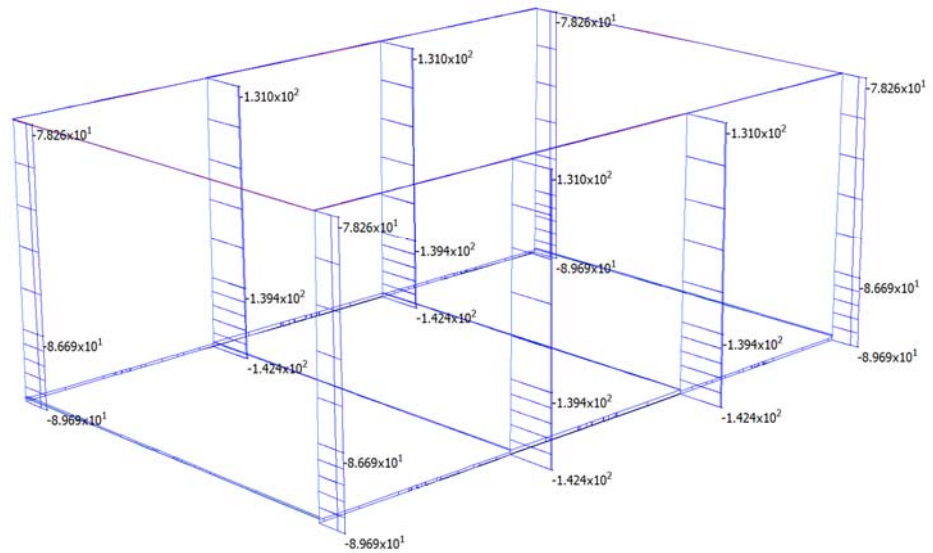
**Figura 9-14: Involuppo SLV - Diagramma del taglio Ty - APPROCCIO 2**

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-1.524x10 <sup>2</sup>	1.492x10 <sup>1</sup>
	[Bm:29]	[Bm:10]



**Figura 9-15: Inviluppo SLV - Diagramma dello sforzo normale N – APPROCCIO 1**

	MIN	MAX
AxForce(kN)	-1.424x10 <sup>2</sup>	6.853x10 <sup>0</sup>
	[Bm:29]	[Bm:10]



**Figura 9-16: Inviluppo SLV - Diagramma dello sforzo normale N - APPROCCIO 2**

**Confronto:**

Approccio 1:

	MIN	MAX
SF1(kN)	$-9.151 \times 10^1$	$9.151 \times 10^1$
	[Bm:14]	[Bm:12]
BM1(kN.m)	$-9.704 \times 10^1$	$1.075 \times 10^2$
	[Bm:17]	[Bm:14]
SF2(kN)	$-1.457 \times 10^2$	$1.457 \times 10^2$
	[Bm:26]	[Bm:21]
BM2(kN.m)	$-4.864 \times 10^1$	$1.989 \times 10^2$
	[Bm:21]	[Bm:22]

Approccio 2:

	MIN	MAX
SF1(kN)	$-8.221 \times 10^1$	$8.221 \times 10^1$
	[Bm:11]	[Bm:9]
BM1(kN.m)	$-4.862 \times 10^1$	$8.026 \times 10^1$
	[Bm:15]	[Bm:11]
SF2(kN)	$-1.218 \times 10^2$	$1.218 \times 10^2$
	[Bm:26]	[Bm:24]
BM2(kN.m)	$-3.899 \times 10^1$	$1.190 \times 10^2$
	[Bm:1]	[Bm:26]

Come si può notare, l'approccio 1 risulta più sfavorevole e viene dunque scelto per il dimensionamento degli elementi.

	<b>RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA – VITERBO</b> <b>TRATTA CESANO – VIGNA DI VALLE</b> <b>PROGETTO DEFINITIVO</b>					
	<b>CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di calcolo strutture e fondazioni</b>	COMMESSA NR1J	LOTTO 01 D 18	CODIFICA CL	DOCUMENTO SE0200023	REV. A

## 10. CRITERI DI VERIFICA STR

Le verifiche sono condotte nel rispetto di quanto dichiarato nell'istruttoria RFI DTC INC PO SP IFS 001 A § 1.8.3. Le verifiche di resistenza delle sezioni sono eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sono i seguenti:

- coefficiente parziale di sicurezza per il calcestruzzo: 1.50;
- coefficiente parziale di sicurezza per l'acciaio in barre: 1.15.

Il paragrafo in oggetto illustra nel dettaglio i criteri generali adottati per le verifiche strutturali e geotecniche condotte nel progetto. Ulteriori dettagli di carattere specifico, laddove impiegati, sono dichiarati e motivati nelle relative risultanze delle verifiche.

Per le sezioni in cemento armato si effettuano:

- verifiche per gli stati limite ultimi a presso-flessione;
- verifiche per gli stati limite ultimi a taglio;
- verifiche per gli stati limite di esercizio.

### 10.1 Verifiche per gli stati limite ultimi a flessione-pressoflessione

Allo stato limite ultimo, le verifiche a flessione o presso-flessione sono condotte confrontando (per le sezioni più significative) le resistenze ultime e le sollecitazioni massime agenti, valutando di conseguenza il corrispondente fattore di sicurezza.

### 10.2 Verifica agli stati limite ultimi a taglio

La verifica allo stato limite ultimo per azioni di taglio è condotta secondo quanto prescritto dal DM14/01/2018, per elementi con armatura a taglio verticali.

Si fa, pertanto, riferimento ai seguenti valori della resistenza di calcolo:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[ \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} + 0.15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{\min} + 0.15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

resistenza di calcolo dell'elemento privo di armatura a taglio;

$$V_{Rd,s} = 0.9 \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot (\cot \alpha + \cot \vartheta) \cdot \sin \alpha$$

valore di progetto dello sforzo di taglio che può essere sopportato dall'armatura a taglio alla tensione di snervamento;

$$V_{Rd,max} = 0.9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot f'_{cd} (\cot \alpha + \cot \vartheta) / (1 + \cot^2 \vartheta)$$

valore di progetto del massimo sforzo di taglio che può essere sopportato dall'elemento, limitato dalla rottura delle bielle compresse.

Nelle espressioni precedenti, i simboli hanno i seguenti significati:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2 \text{ con } d \text{ in mm};$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0.02;$$

$A_{sl}$  è l'area dell'armatura tesa;

$b_w$  è la larghezza minima della sezione in zona tesa;

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} < 0.2 \cdot f_{cd};$$

$N_{Ed}$  è la forza assiale nella sezione dovuta ai carichi;

$A_c$  è l'area della sezione di calcestruzzo;

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

$1 \leq \cot \vartheta \leq 2.5$  è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave

$A_{sw}$  è l'area della sezione trasversale dell'armatura a taglio;

$s$  è il passo delle staffe;

$f_{ywd}$  è la tensione di snervamento di progetto dell'armatura a taglio;

$f'_{cd} = 0.5 \cdot f_{cd}$  è la resistenza ridotta a compressione del calcestruzzo d'anima;

$\alpha_{cw} = 1$  è un coefficiente che tiene conto dell'interazione tra la tensione nel corrente compresso e qualsiasi tensione di compressione assiale.

### 10.3 Verifica agli stati limite d'esercizio

Si effettuano le seguenti verifiche agli stati limite di esercizio:

- stato limite delle tensioni in esercizio;
- stato limite di fessurazione.

Nel primo caso, si esegue il controllo delle tensioni nei materiali supponendo una legge costitutiva tensioni-deformazioni di tipo lineare. In particolare si controlla la tensione massima di compressione del calcestruzzo e di trazione dell'acciaio, verificando che:

- $\sigma_c < 0.55 f_{ck}$  per combinazione di carico caratteristica (rara);
- $\sigma_c < 0.40 f_{ck}$  per combinazione di carico quasi permanente;
- $\sigma_s < 0.75 f_{yk}$  per combinazione di carico caratteristica (rara).

Nel secondo caso, si assume che le condizioni ambientali del sito in cui sorge l'opera siano ordinarie e aggressive, rispettivamente per la zattera di fondazione e per il paramento verticale, e si verifica che il valore limite di apertura della fessura, calcolato per armature poco sensibili, sia al più pari ai seguenti valori nominali:

- $w_1 = 0.2 \text{ mm}$  per condizioni ambientali aggressive (comb. Rara e quasi permanente).
- $w_2 = 0.3 \text{ mm}$  per condizioni ambientali ordinarie (comb. Rara e quasi permanente).



## 11. VERIFICHE STR

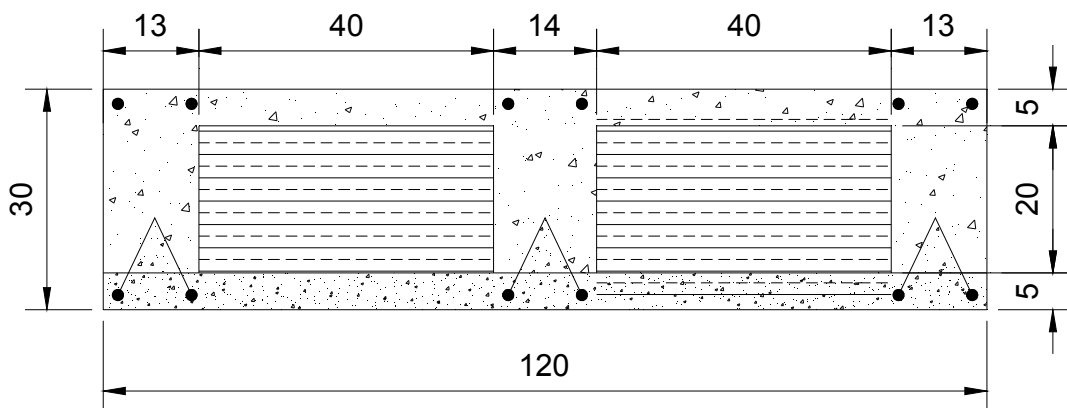
### 11.1 Solaio

Il solaio piano di copertura è di tipo CELERPAN e possiede le seguenti caratteristiche:

- altezza complessiva del solaio 30cm (5+20+5cm);
- larghezza delle lastre prefabbricate: lastre da 120cm;
- schema statico di appoggio;
- carico distribuito sulla superficie:

peso proprio solaio G1	4 kN/m <sup>2</sup>
permanenti di copertura G2	1.05 kN/m <sup>2</sup>
accidentali da neve Qs	0.52 kN/m <sup>2</sup>

Il travetto misura 14cm, e l'armatura prevista è costituita da una rete elettrosaldata superiore ø8mm 10x10cm e dalle armature inferiori delle lastre prefabbricate 2xø5mm.



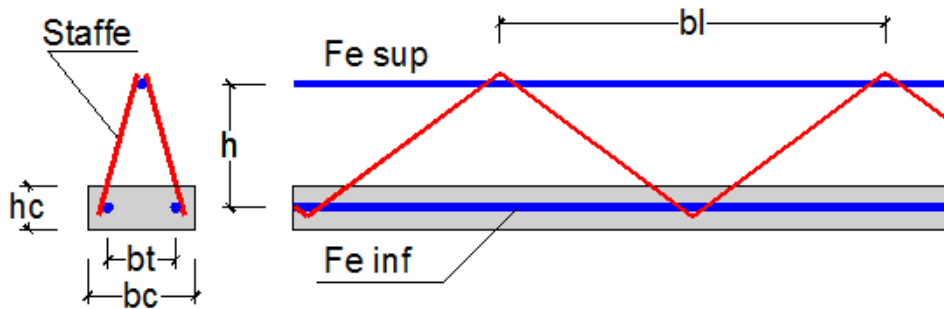
#### 11.1.1 Posa del solaio

In primo luogo è necessario dimensionare il traliccio metallico affogato nelle lastre predalle, in modo da garantire che sia in grado di sostenere i carichi cui è sottoposto in fase di getto, quando ancora il calcestruzzo non risulta collaborante. Assumendo di puntellare i solai soltanto alle estremità, in questa fase lo schema statico è di trave

doppiamente appoggiata, soggetta a un carico distribuito fornito dal peso proprio del solaio e da un carico accidentale rappresentativo della manodopera.

Si considera dunque la seguente condizione di carico:

Luce netta Solaio Predalle	$L_1$	7.70	m
Carichi Permanenti Strutturali	$G_1$	4.00	$\text{kN/m}^2$
Carichi Accidentali	$Q_K$	0.50	$\text{kN/m}^2$
Carico $G_1$ sul singolo travetto		1.33	$\text{kN/m}$
Carico $Q$ sul singolo travetto		0.17	$\text{kN/m}$
Combinazione SLU		1.98	$\text{kN/m}$



$f_{yk} =$	450	$\text{N/mm}^2$	
$E_{fe} =$	210000	$[\text{N/mm}^2]$	
$\gamma_{M1} =$	1.05		Tabella 4.2V NTC18 § 4.2.4.1.1
$f_{ck} =$	45	$[\text{N/mm}^2]$	
$\varnothing_s =$	20	$[\text{mm}]$	diametro Fe superiore
$\varnothing_{st} =$	12	$[\text{mm}]$	diametro staffe
$\varnothing_i =$	20		diametro Fe inferiori
$n_i =$	2		numero Fe inferiori
$b_c =$	0.14	$[\text{m}]$	
$h_c =$	0.05	$[\text{m}]$	
$b_t =$	0.07	$[\text{m}]$	
$b_l =$	0.2	$[\text{m}]$	
$h =$	0.2	$[\text{m}]$	
$q_{G1} =$	1330	$[\text{N/m}]$	
$q_{Acc} =$	500	$[[\text{N/m}]$	
$q = q_{G1} \cdot 1.3 + q_{Acc} \cdot 1.5 =$	2479	$[\text{N/m}]$	

L=	7.7 [m]	Lunghezza travetto
nC=	1	numero campate

### Calcolo sollecitazioni

kc=	8	k per il calcolo del momento max in mezzeria
ka=	1E+100	k per il calcolo del momento sull'appoggio
kv=	0.5	k per il calcolo del taglio massimo
kf=	5	k per il calcolo della freccia
Lc=L/(nC)=	7.7 [m]	Luce di una singola campata
Mc=q·Lc <sup>2</sup> /kc=	18372.5 [Nm]	Momento massimo campata
Ma=q·Lc <sup>2</sup> /ka=	0.0 [Nm]	Momento appoggio
V= q·Lc/kv=	9544.2 [N]	Taglio massimo
Fc=Mc/h=	91862 [N]	Forza compressione/trazione in campata
Fa=Ma/h=	0.00 [N]	Forza compressione/trazione sull'appoggio
Lst= $\sqrt{(bt^2/4 + bl^2/4 + h^2)}$ =	0.226 [m]	Lunghezza staffa
Fst=V·Lst/(2·h)=	5400 [N]	Forza braccio staffa

### Verifiche

$\chi_{st}$ =	0.4781	§ 4.2.4.1.3.1 NTC18
f <sub>yd</sub> = f <sub>yk</sub> /γ <sub>M1</sub> =	428.6 [N/mm <sup>2</sup> ]	
verSt= Fst/(f <sub>yd</sub> *χ <sub>st</sub> *π*Ø <sub>st</sub> <sup>2</sup> /4)=	0.233	Coef. Verifica Staffe
χ <sub>Sup</sub> =	0.7917	§ 4.2.4.1.3.1 NTC18
As <sub>Sup</sub> = π*Ø <sub>s</sub> <sup>2</sup> /4=	314.16 [mm <sup>2</sup> ]	
verFe <sub>Sup</sub> '=		
Fc/(f <sub>yd</sub> *χ <sub>Sup</sub> * As <sub>Sup</sub> )=	0.862	Coef. Verifica Ferro Superiore compressione
verFe <sub>Sup</sub> = Fa/(f <sub>yd</sub> *As <sub>Sup</sub> )=	5E-100	Coef. Verifica Ferro Superiore trazione
As <sub>Inf</sub> = π*ni*Ø <sub>s</sub> <sup>2</sup> /4=	628.32 [mm <sup>2</sup> ]	
verFe <sub>Inf</sub> = Fc/(f <sub>yd</sub> *As <sub>Inf</sub> )=	0.34114	Coef. Verifica Ferro Inferiore trazione
f <sub>cd</sub> =	25.50 [N/mm <sup>2</sup> ]	
E <sub>c</sub> =22000*(0.8+f <sub>ck</sub> /10) <sup>0.3</sup> =	36283.2 [N/mm <sup>2</sup> ]	
σ <sub>c</sub> =Fa/(bc*hc+(E/E <sub>c</sub> )*As <sub>Inf</sub> )=	7E-99 [N/mm <sup>2</sup> ]	E/E <sub>c</sub> = 6,67 per carichi di breve durata
verCls= σ <sub>c</sub> /f <sub>cd</sub> =	3E-100	Coef. Verifica Cls inferiore

### 11.1.2 Verifiche SLU

Il travetto di solaio è soggetto alle seguenti massime azioni sollecitanti (rapportate a una larghezza collaborante pari a 14 cm + 40 cm):

	l	kN/m <sup>2</sup>	kN/m
G1	0.54	1.05	0.57
G2	0.54	4.00	2.16
Qs	0.54	0.52	0.28
Qk	0.54	1.00	0.54

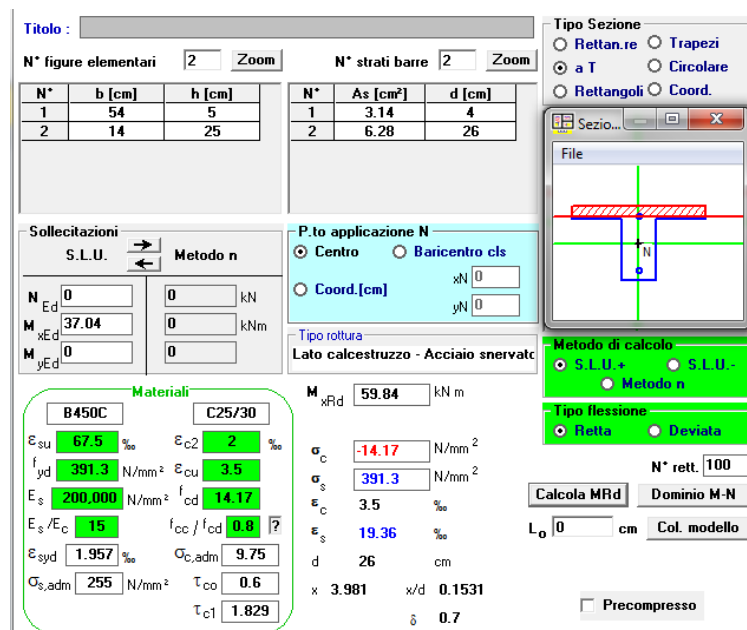
$$M_{Ed}^+ = 37.04 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 19.24 \text{ kN}$$

L'armatura inferiore è costituita da 2 $\phi$ 20. L'armatura superiore è costituita da 1 $\phi$ 20 (trascurando, a favore di sicurezza, il contributo della rete elettrosaldata).

#### 11.1.2.1 Verifica a flessione

Si utilizza il software VCAslu per verificare il travetto di solaio per il massimo momento sollecitante (mezzeria):



The screenshot shows the VCAslu software interface for a beam verification. Key parameters include:

- Titolo:** (empty)
- N° figure elementari:** 2 (Zoom)
- N° strati barre:** 2 (Zoom)
- Table 1:**

N°	b [cm]	h [cm]
1	54	5
2	14	25
- Table 2:**

N°	As [cm <sup>2</sup> ]	d [cm]
1	3.14	4
2	6.28	26
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n
- Materiali:** B450C, C25/30
- Material Properties:**
  - $\epsilon_{su}$ : 67.5 ‰
  - $f_{yd}$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>
  - $E_s$ : 200.000 N/mm<sup>2</sup>
  - $\epsilon_{sc}/\epsilon_c$ : 15
  - $\epsilon_{syd}$ : 1.957 ‰
  - $\sigma_{s,adm}$ : 255 N/mm<sup>2</sup>
  - $\epsilon_{c2}$ : 2 ‰
  - $\epsilon_{cu}$ : 3.5 ‰
  - $f_{cd}$ : 14.17
  - $f_{cc}/f_{cd}$ : 0.8
  - $\sigma_{c,adm}$ : 9.75
  - $\tau_{co}$ : 0.6
  - $\tau_{c1}$ : 1.829
- P.to applicazione N:** Centro
- Coordinate:** xN: 0, yN: 0
- Tipo rottura:** Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
- M<sub>xRd</sub>:** 59.84 kNm
- Stress:**  $\sigma_c$ : -14.17 N/mm<sup>2</sup>,  $\sigma_s$ : 391.3 N/mm<sup>2</sup>
- Strain:**  $\epsilon_c$ : 3.5 ‰,  $\epsilon_s$ : 19.36 ‰
- Dimensions:** d: 26 cm, x: 3.981, x/d: 0.1531,  $\delta$ : 0.7
- Metodo di calcolo:** S.L.U. + Metodo n
- Tipo flessione:** Retta
- Buttons:** Calcola MRd, Precompresso

Figura 11-1: verifica SLU per massimo momento sollecitante (mezzeria) – FS = 1.62

### 11.1.2.2 Verifica a taglio

Si considera la sola sezione di calcestruzzo 14 cm × 30 cm:

#### • Caratteristiche della sezione

$b_w = 140$	mm larghezza	$f_{yk} = 450$	MPa	resist. caratteristica
$h = 300$	mm altezza	$\gamma_s = 1.15$		coeff. sicurezza
$c = 40$	mm copriferro	$f_{yd} = 391.3$	MPa	resist. di calcolo
$f_{ck} = 45$	MPa resist. caratteristica	Armatura longitudinale tesa:		
$\gamma_c = 1.50$	coeff. sicurezza	$A_{sl,1} = 1 \text{ } \emptyset \text{ } 20$	= 3.14	cm <sup>2</sup>
$\alpha_{cc} = 0.85$	coeff. riduttivo	$A_{sl,2} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0$	= 0.00	cm <sup>2</sup>
$d = 260$	mm altezza utile	$A_{sl,3} = 0 \text{ } \emptyset \text{ } 0$	= 0.00	cm <sup>2</sup>
$f_{cd} = 25.50$	MPa resist. di calcolo		3.14	cm <sup>2</sup>

#### • Sollecitazioni (compressione <0, trazione >0, taglio in valore assoluto)

$$N_{ed} = 0.0 \text{ kN} \quad V_{ed} = 19.2 \text{ kN}$$

#### • Elementi senza armature trasversali resistenti a taglio

$$k = 1 + (200/d)^{1/2} < 2 \quad k = 1.877 < 2$$

$$v_{min} = 0,035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad v_{min} = 0.604$$

$$\rho_1 = A_{sl}/(b_w \times d) < 0.02 \quad \rho_1 = 0.0086 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c < 0.2 f_{cd} \quad \sigma_{cp} = 0.00 \text{ MPa} < 0.2 f_{cd}$$

$$V_{Rd} = (0,18 \times k \times (100 \times \rho_1 \times f_{ck})^{1/3} / \gamma_c + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d > (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d$$

$$V_{Rd} = 27.8 \text{ kN}; \quad (\text{con } (v_{min} + 0,15 \times \sigma_{cp}) \times b_w \times d = 22.0 \text{ kN})$$

$$V_{Rd} = 27.8 \text{ kN} \quad \text{valore di calcolo}$$

la sezione è verificata in assenza di armature per il taglio

## 11.1.3 Verifiche SLE

### 11.1.3.1 Combinazione rara – verifiche di limitazione delle tensioni

Si verifica la sezione per il momento sollecitante più sfavorevole.

$$M_{Ed} = 25.25 \text{ kNm}$$

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

N° figure elementari  **Zoom**      N° strati barre  **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	54	5
2	14	25

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3.14	4
2	6.28	26

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

**Sezio...** (Sezione diagramma)

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

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

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

**Materiali**  
   

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

$\sigma_c$  -4.977 N/mm²  
 $\sigma_s$  170.8 N/mm²

$\epsilon_s$  0.8537 ‰  
d 26 cm  
x 7.91    x/d 0.3042  
 $\delta$  0.8203

**Verifica**      N° iterazioni:

Precompresso

Secondo quanto specificato al §4.1.2.2.5.1 delle NTC08, la massima tensione di compressione del calcestruzzo deve rispettare la seguente limitazione:

$$\sigma_c = |-4.98| \text{ MPa} < 0.6 \times f_{ck} = 14.94 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

Per quanto riguarda le barre d'armatura:

$$\sigma_s = 170.8 \text{ MPa} < 0.8 \times f_{yk} = 360 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

### 11.1.3.2 Combinazione frequente – verifiche di fessurazione

Si verifica la sezione per il momento sollecitante più sfavorevole.

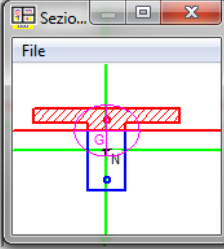
$$M_{Ed} = 20.63 \text{ kNm}$$

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

N° figure elementari  Zoom  N° strati barre  Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	54	5	1	3.14	4
2	14	25	2	6.28	26

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

Sezio... 

Sollecitazioni: S.L.U.  Metodo n

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

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

Materiali: **B450C** **C25/30**

$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$	2 ‰	$\sigma_c$	-4.067 N/mm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391.3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$	3.5 ‰	$\sigma_s$	139.5 N/mm <sup>2</sup>
$E_s$	200,000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$	14.17	$\epsilon_s$	0.6975 ‰
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$	0.8	d	26 cm
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$	9.75	x	7.91
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$	0.6	x/d	0.3042
		$\tau_{c1}$	1.829	$\delta$	0.8203

Verifica  N° iterazioni:

Precompresso

L'apertura massima delle fessure deve invece rispettare le limitazioni di cui al §4.1.2.2.4.5 delle NTC18:

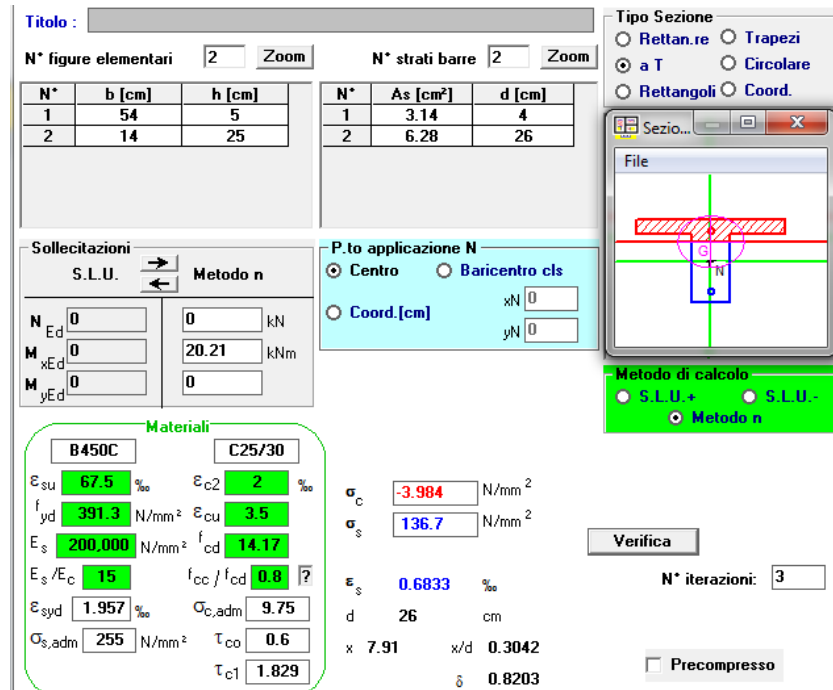
$$w_d = \epsilon_{sm} \times \Delta_{sm} < w_3 = 0.4 \text{ mm VERIFICATO}$$

$\sigma_s$	139.5000 N/mm <sup>2</sup>		
$E_c$	29961		
$E_s$	210000		
$f_{ctm}$	2.21		
c	4		
$\Phi$	20		
kt	0.6		
$h_{eff}$	72.4177928		
$A_{c,eff}$	10138.49099		
$\rho_{eff}$	0.030971078		
$\alpha_e$	7.009111845		
$\epsilon_{sm}$	0.000416151	≥	0.6* $\sigma_s$ / $E_s$
k1	0.8		
k2	0.5		
k3	3.4		
k4	0.425		
$\Delta_{s,max}$	245.7798388		
w <sub>d</sub>	0.102281608 mm		

### 11.1.3.3 Combinazione Quasi Permanente – verifiche di limitazione delle tensioni e di fessurazione

Si verifica la sezione per il momento sollecitante più sfavorevole.

$$M_{Ed} = 20.21 \text{ kNm}$$



**Titolo :** [ ]

N° figure elementari: 2 Zoom      N° strati barre: 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	54	5	1	3.14	4
2	14	25	2	6.28	26

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

N<sub>Ed</sub> 0      0 kN  
M<sub>xEd</sub> 0      20.21 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0      0

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

**Materiali**

B450C		C25/30	
ε <sub>su</sub>	67.5 ‰	ε <sub>c2</sub>	2 ‰
f <sub>yd</sub>	391.3 N/mm²	ε <sub>cu</sub>	3.5 ‰
E <sub>s</sub>	200.000 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> -3.984 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 136.7 N/mm²  
ε<sub>s</sub> 0.6833 ‰  
d 26 cm  
x 7.91    x/d 0.3042  
δ 0.8203

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

**Verifica**  
N° iterazioni: 3  
 Precompresso

$$\sigma_c = |-3.98| \text{ MPa} < 0.45 \times f_{ck} = 11.21 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

Per quanto riguarda le barre d'armatura:

$$\sigma_s = 136.7 \text{ MPa} < 0.8 \times f_{yk} = 360 \text{ MPa} \rightarrow \text{OK}$$

L'apertura massima delle fessure deve invece rispettare le limitazioni di cui al §4.1.2.2.4.5 delle NTC18:

$$w_d = \epsilon_{sm} \times \Delta_{sm} < w_2 = 0.3 \text{ mm VERIFICATO}$$



$\sigma_s$	136.7000	N/mm <sup>2</sup>		
$E_c$	29961			
$E_s$	210000			
$f_{ctm}$	2.21			
$c$	4			
$\Phi$	20			
$k_t$	0.6			
$h_{eff}$	72.4177928			
$A_{c,eff}$	10138.49099			
$\rho_{eff}$	0.030971078			
$\alpha_e$	7.009111845			
$\epsilon_{sm}$	0.000402818		$\geq$	$0.6 \cdot \sigma_s / E_s$
$k_1$	0.8			
$k_2$	0.5			
$k_3$	3.4			
$k_4$	0.425			
$\Delta_{s,max}$	245.7798388			
$w_d$	0.099004544	mm		

#### 11.1.3.4 Deformabilità

Si valuta la freccia in mezzeria per lo schema di trave semplicemente appoggiata:

$$f_c = \frac{5}{384} \frac{pL^4}{EJ''}$$

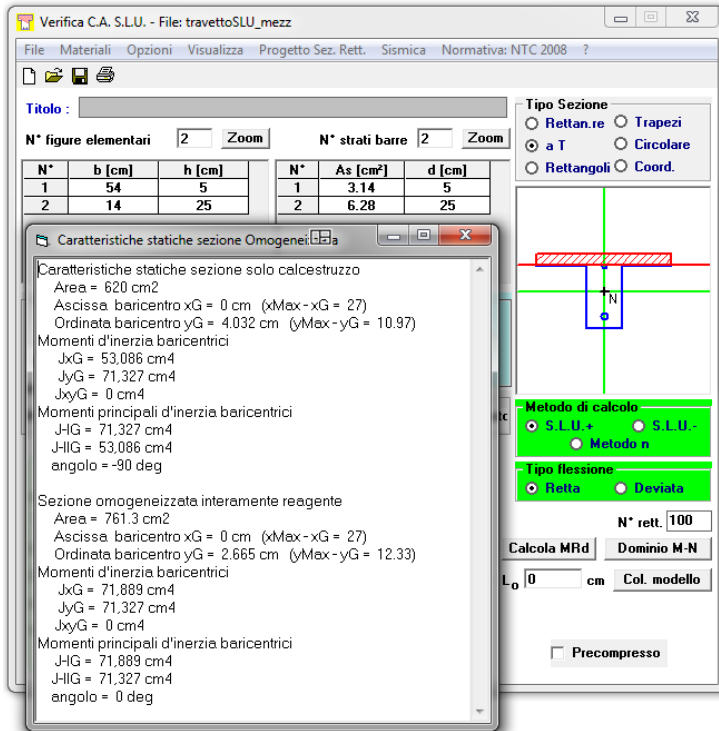
Dove:

$p$  = carico uniformemente distribuito in combinazione di esercizio quasi permanente

$L$  = lunghezza della campata

$E$  = modulo elastico del calcestruzzo

$J''$  = momento di inerzia della sezione omogeneizzata



$E_c = 31000 \text{ [N/mm}^2\text{]}$   
 $I' = 71000 \text{ [cm}^4\text{]}$   
 $L = 770 \text{ [cm]}$   
 $q_{perm} = 2.73 \text{ [kN/m]}$   
 $v = 0.006 \text{ [m]} < L/500 = 0.015$

La verifica risulta soddisfatta.

## 11.2 Travi di copertura

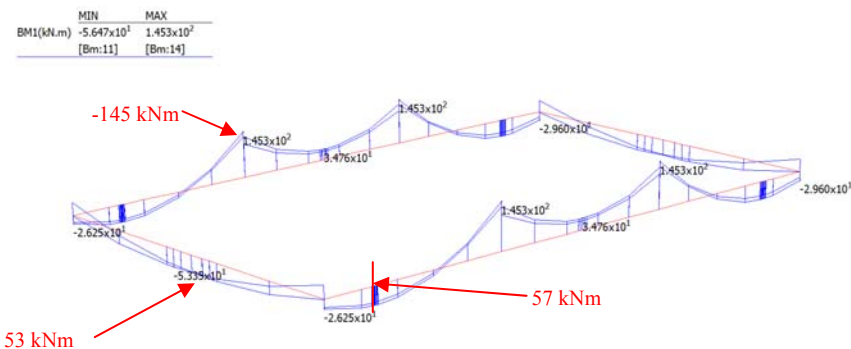
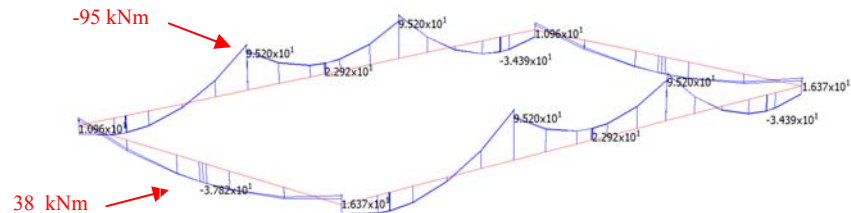


Figura 11-2: Involuppo SLU – Momento flettente Mx

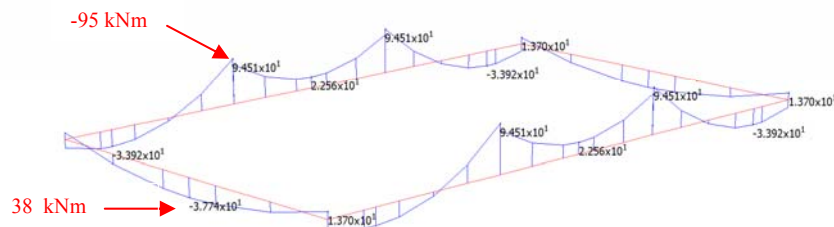


MIN	MAX
BM1(kN.m)	-3.782x10 <sup>1</sup> 9.520x10 <sup>1</sup>
[Bm:16]	[Bm:14]



**Figura 11-7: Inviluppo SLE frequente – Momento flettente Mx**

MIN	MAX
BM1(kN.m)	-3.774x10 <sup>1</sup> 9.451x10 <sup>1</sup>
[Bm:15]	[Bm:14]



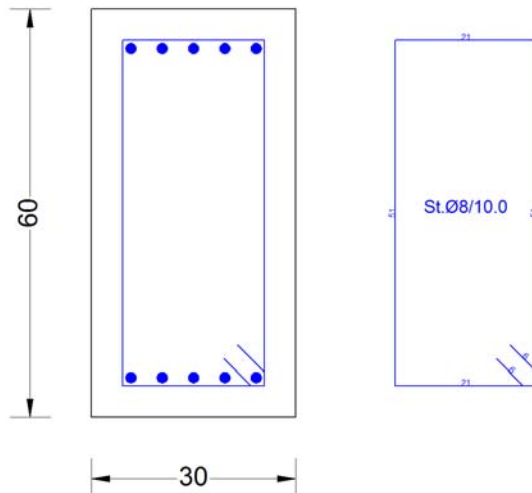
**Figura 11-8: SLE quasi permanente – Momento flettente Mx**

Combinazione	M [kNm]	T [kN]
TRAVI DI BORDO 30x60 cm		
SLU5	-145	131
SLU8	57	0
SLE rara5	-104	
SLE freq1	-95	
SLE q.p.	-95	
TRAVI DI TESTA 30x60 cm		
SLV7	-57	38
SLU11	53	0
SLE rara11	39	
SLE freq4	38	
SLE q.p.	38	

Le verifiche sono effettuate con l'ausilio del software RC-SEC.

### 11.2.1 Travi di bordo

Si considerano  $5\phi 16$  sia superiormente che inferiormente e staffe  $\phi 8/10$  cm.



Descrizione Sezione:	Stati Limite Ultimi
Metodo di calcolo resistenza:	N.T.C.
Normativa di riferimento:	Sezione predefinita di Trave
Tipologia sezione:	Rettangolare
Forma della sezione:	A Sforzo Norm. costante
Percorso sollecitazione:	Moderat. aggressive
Condizioni Ambientali:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento Sforzi assegnati:	Zona sismica (CD'B')
Riferimento alla sismicità:	In zona critica
Posizione sezione nell'asta:	

### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resistenza compress. di progetto fcd:	17.00 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	8.500 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	18.000 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	18.000 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	13.500 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa	



**RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA – VITERBO  
TRATTA CESANO – VIGNA DI VALLE  
PROGETTO DEFINITIVO**

**CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di  
calcolo strutture e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 18	CL	SE0200023	A	70 di 110

Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00
Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50
Comb.Rare - Sf Limite:	360.00 MPa

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Base:	30.0	cm
Altezza:	60.0	cm
Barre inferiori:	5Ø16	(10.1 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	5Ø16	(10.1 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	5.8	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	5.8	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.8	cm

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	-145.00	131.00	0.00
2	0.00	57.00	0.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	-104.00

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	-95.00 (-69.27)

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	-95.00 (-69.27)

**RISULTATI DEL CALCOLO**



**RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA – VITERBO  
TRATTA CESANO – VIGNA DI VALLE  
PROGETTO DEFINITIVO**

**CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di  
calcolo strutture e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 18	CL	SE0200023	A	71 di 110

Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	5.0	cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	3.0	cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.2	cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
N	Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)
Mx	Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico
N Ult	Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)
Mx rd	Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico
Mis.Sic.	Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd, Mx rd) e (N, Mx) Verifica positiva se tale rapporto risulta $\geq 1.000$
Yn	Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) [§ 4.1.2.1.2.1 NTC]; deve essere $< 0.45$
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	0.00	-145.00	0.09	-198.76	1.371	6.9	0.13	0.70	10.1 (5.6)
2	S	0.00	57.00	0.09	198.76	3.487	53.1	0.13	0.70	10.1 (5.6)

**DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	0.0	0.00055	5.8	-0.02411	54.2
2	0.00350	60.0	0.00055	54.2	-0.02411	5.8

**LARGHEZZA MINIMA hc [cm] DEL PILASTRO DI APPOGGIO PER EVITARE LO SCORRIMENTO DELLE BARRE [eq(7.4.26) NTC]**

Diametro barre superiori:	16	mm	
Ro:	0.0056		% area tesa barre superiori
Ro':	0.0056		% area barre inferiori compresse
v	0.00-0.50		sforzo assiale normalizzato nel pilastro = $N/(fcd \cdot Ac)$

	hc(v=0.00)	hc(v=0.05)	hc(v=0.10)	hc(v=0.15)	hc(v=0.20)	hc(v=0.25)	hc(v=0.30)	hc(v=0.40)	hc(v=0.50)
Nodo interno	44	42	40	39	38	36	35	33	31
Nodo esterno	29	28	27	26	25	24	24	22	21

**ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

Diametro staffe:	8	mm	
Passo staffe:	10.0	cm	[Passo massimo di normativa = 12.8 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	10.1	cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima NTC = 4.5 cm <sup>2</sup> /m]

**VERIFICHE A TAGLIO E DUTTILITA'**

**CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di calcolo strutture e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 18	CL	SE0200023	A	72 di 110

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw d	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro   Altezza utile sezione
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Owd	Rapporto meccanico di armatura staffe+legature nelle due direzioni: eq. (7.4.30)NTC (il suo prodotto per il fattore Alfa di efficienza deve risultare superiore al secondo membro della (7.4.30)NTC) (tra parentesi è indicato il rapporto meccanico complessivo minimo di normativa)

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	Owd
1	S	131.00	83.02	428.94	479.72	30.0 54.2	2.500	1.000	2.7
2	S	0.00	83.02	621.96	191.89	30.0 54.2	1.000	1.000	0.0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre
Ac eff.	Area di congl. [cm²] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm²] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	6.20	0.0	0.00	16.5	-212.8	5.8	14.5	435	10.1	4.6

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

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00123	0.00047	0.50	0.60	0.000638 (0.000638)	288	0.184 (990.00)	-69.27

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	5.66	0.0	0.00	16.5	-194.4	5.8	14.5	435	10.1	4.6

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
--------	-----	----	----	----	----	------	-----	----	---------



**CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di calcolo strutture e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 18	CL	SE0200023	A	73 di 110

1	S	-0.00112	0.00042	0.50	0.60	0.000583 (0.000583)	288	0.168 (0.30)	-69.27
---	---	----------	---------	------	------	---------------------	-----	--------------	--------

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

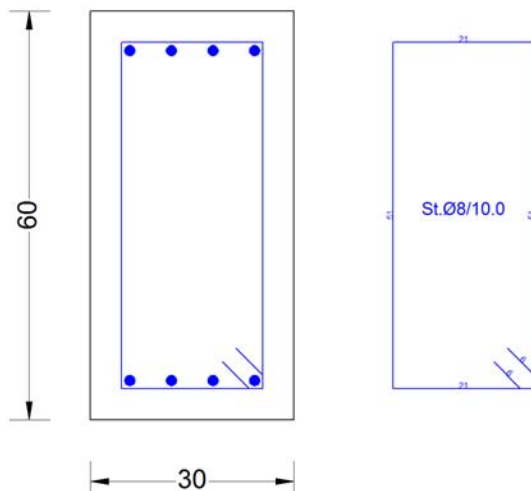
N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	5.66	0.0	0.00	16.5	-194.4	5.8	14.5	435	10.1	4.6

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00112	0.00042	0.50	0.40	0.000686 (0.000583)	288	0.197 (0.20)	-69.27

**11.2.2 Travi di testa**

Si considerano 4 $\phi$ 14 sia superiormente che inferiormente e staffe  $\phi$ 8/10 cm.



Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:

Normativa di riferimento:

Tipologia sezione:

Forma della sezione:

Percorso sollecitazione:

Condizioni Ambientali:

Riferimento Sforzi assegnati:

Riferimento alla sismicità:

Posizione sezione nell'asta:

Stati Limite Ultimi

N.T.C.

Sezione predefinita di Trave

Rettangolare

A Sforzo Norm. costante

Moderat. aggressive

Assi x,y principali d'inerzia

Zona sismica (CD'B')

In zona critica

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resistenza compress. di progetto fcd:	17.00 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	8.500 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa

**CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di calcolo strutture e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 18	CL	SE0200023	A	74 di 110

Resis. media a trazione $f_{ctm}$ :	2.900	MPa
Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00	
Sc limite S.L.E. comb. Rare:	18.000	MPa
Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	18.000	MPa
Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300	mm
Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	13.500	MPa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200	mm

ACCIAIO -	Tipo:	B450C	
	Resist. caratt. a snervamento $f_{yk}$ :	450.00	MPa
	Resist. caratt. a rottura $f_{tk}$ :	450.00	MPa
	Resist. a snerv. di progetto $f_{yd}$ :	391.30	MPa
	Resist. ultima di progetto $f_{td}$ :	391.30	MPa
	Deform. ultima di progetto $E_{pu}$ :	0.068	
	Modulo Elastico $E_f$ :	200000.0	MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito	
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00	
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50	
	Comb.Rare - Sf Limite:	360.00	MPa

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Base:	30.0	cm
Altezza:	60.0	cm
Barre inferiori:	4Ø14	(6.2 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	4Ø14	(6.2 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	5.7	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	5.7	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.7	cm

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	53.00	0.00	0.00
2	0.00	-57.00	38.00	0.00

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

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (positivo se di compress.)	
Mx	Coppia [kNm] applicata all'asse x baricentrico (tra parentesi il Momento di fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione	
N°Comb.	N	Mx
1	0.00	39.00

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

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



**RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA – VITERBO  
TRATTA CESANO – VIGNA DI VALLE  
PROGETTO DEFINITIVO**

**CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di calcolo strutture e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 18	CL	SE0200023	A	75 di 110

1 0.00 38.00 (62.74)

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

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

N°Comb. N Mx  
1 0.00 38.00 (62.74)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali: 5.0 cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali: 4.8 cm  
Copriferro netto minimo staffe: 4.2 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)  
Mx Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
N Ult Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx rd Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
Yn Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
x/d Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere  $< 0.45$   
C.Rid. Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	0.00	53.00	-0.25	124.89	2.356	54.2	0.11	0.70	6.2 (5.6)
2	S	0.00	-57.00	-0.25	-124.89	2.191	5.8	0.11	0.70	6.2 (5.6)

**DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es min Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)  
Ys min Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)  
es max Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)  
Ys max Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	60.0	0.00003	54.3	-0.02954	5.7
2	0.00350	0.0	0.00003	5.7	-0.02954	54.3

**LARGHEZZA MINIMA hc [cm] DEL PILASTRO DI APPOGGIO PER EVITARE LO SCORRIMENTO DELLE BARRE [eq(7.4.26) NTC]**

Diametro barre superiori: 14 mm  
Ro: 0.0034 % area tesa barre superiori  
Ro': 0.0034 % area barre inferiori compresse  
v 0.00-0.50 sforzo assiale normalizzato nel pilastro =  $N/(fcd \cdot Ac)$

**CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di calcolo strutture e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 18	CL	SE0200023	A	76 di 110

	hc(v=0.00)	hc(v=0.05)	hc(v=0.10)	hc(v=0.15)	hc(v=0.20)	hc(v=0.25)	hc(v=0.30)	hc(v=0.40)	hc(v=0.50)
Nodo interno	38	37	35	34	33	32	31	29	27
Nodo esterno	26	25	24	23	22	21	21	20	18

**ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

Diametro staffe:	8	mm	
Passo staffe:	10.0	cm	[Passo massimo di normativa = 11.2 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	10.1	cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima NTC = 4.5 cm <sup>2</sup> /m]

**VERIFICHE A TAGLIO E DUTTILITA'**

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata		
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)		
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]		
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]		
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]		
bw d	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro   Altezza utile sezione		
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato		
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione		
Owd	Rapporto meccanico di armatura staffe+legature nelle due direzioni: eq. (7.4.30)NTC (il suo prodotto per il fattore Alfa di efficienza deve risultare superiore al secondo membro della (7.4.30)NTC) (tra parentesi è indicato il rapporto meccanico complessivo minimo di normativa)		

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	Owd
1	S	0.00	70.57	623.10	192.24	30.0 54.3	1.000	1.000	0.0
2	S	38.00	70.57	429.73	480.61	30.0 54.3	2.500	1.000	0.8

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata		
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])		
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)		
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])		
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)		
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]		
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)		
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre		
Ac eff.	Area di congl. [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)		
As eff.	Area Barre tese di acciaio [cm <sup>2</sup> ] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)		
D barre	Distanza in cm tra le barre tese efficaci. (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)		

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	3.21	60.0	0.00	46.0	-138.0	54.3	14.3	428	6.2	6.2

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

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



**RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA – VITERBO  
TRATTA CESANO – VIGNA DI VALLE  
PROGETTO DEFINITIVO**

**CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di  
calcolo strutture e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 18	CL	SE0200023	A	77 di 110

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00079	0.00024	0.50	0.60	0.000414 (0.000414)	335	0.139 (990.00)	62.74

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	3.13	60.0	0.00	46.0	-134.8	54.3	14.3	428	6.2	6.2

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00077	0.00023	0.50	0.60	0.000404 (0.000404)	335	0.136 (0.30)	62.74

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	3.13	60.0	0.00	46.0	-134.8	54.3	14.3	428	6.2	6.2

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00077	0.00023	0.50	0.40	0.000404 (0.000404)	335	0.136 (0.20)	62.74

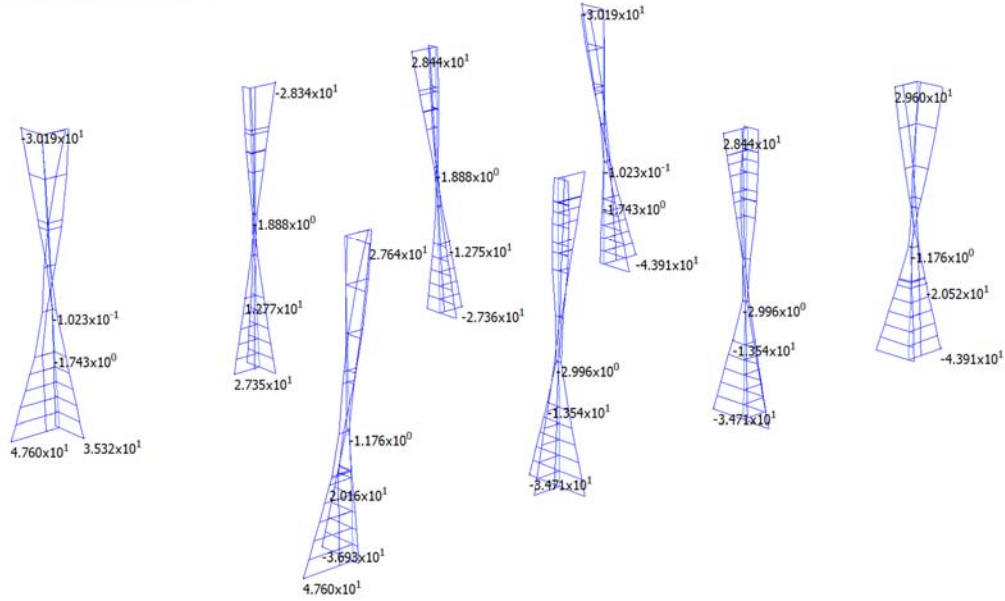
### 11.3 Pilastri

Le combinazioni SLV si rivelano le più sfavorevoli per i pilastri.

**CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di calcolo strutture e fondazioni**

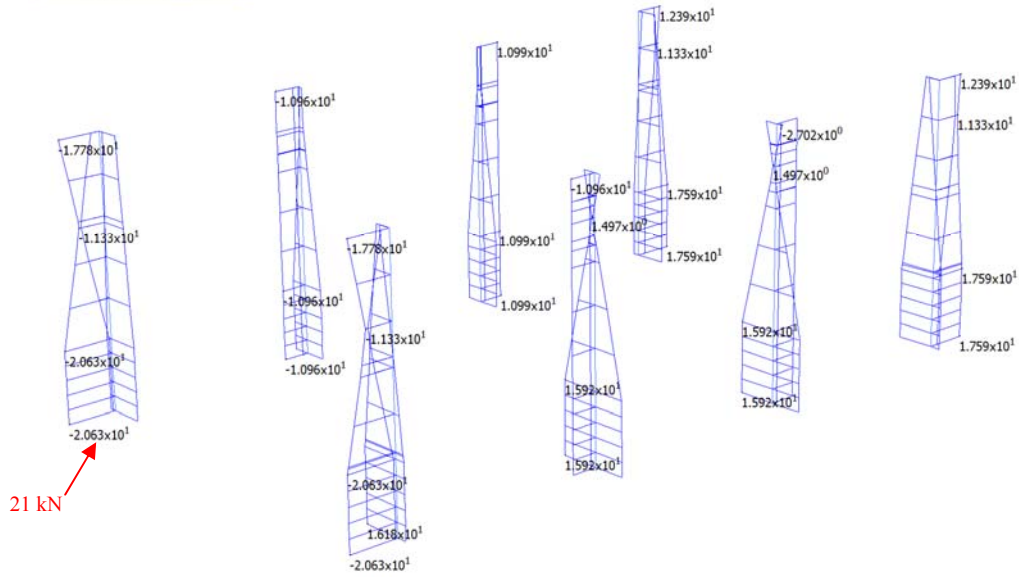
COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 18	CL	SE0200023	A	78 di 110

	MIN	MAX
BM1(kN.m)	-4.391x10 <sup>1</sup>	4.760x10 <sup>1</sup>
	[Bm:34]	[Bm:31]
BM2(kN.m)	-3.693x10 <sup>1</sup>	3.532x10 <sup>1</sup>
	[Bm:34]	[Bm:27]

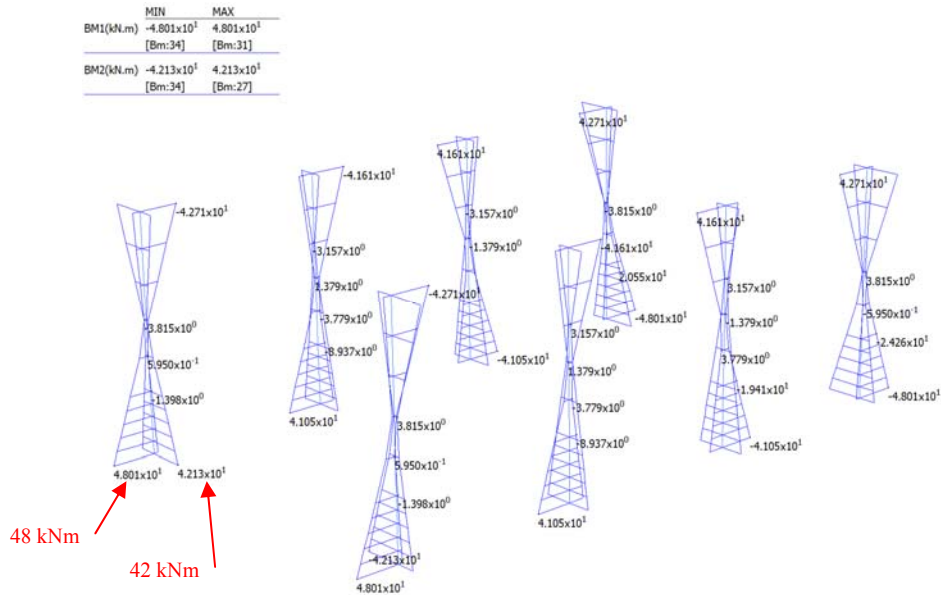


**Figura 11-9: involuppo SLU – Momento flettente Mx e My**

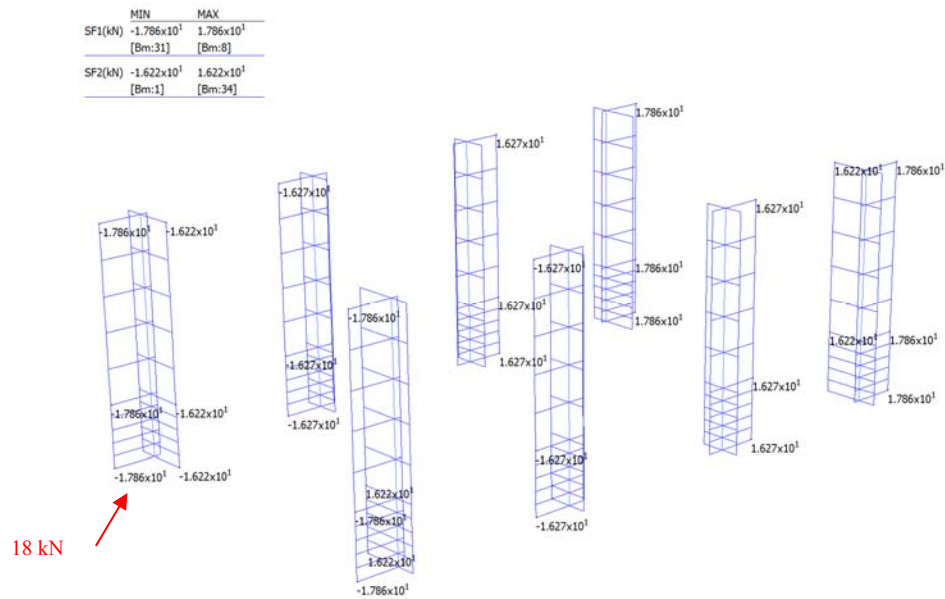
	MIN	MAX
SF1(kN)	-2.063x10 <sup>1</sup>	1.759x10 <sup>1</sup>
	[Bm:31]	[Bm:8]
SF2(kN)	-1.462x10 <sup>1</sup>	1.618x10 <sup>1</sup>
	[Bm:1]	[Bm:34]



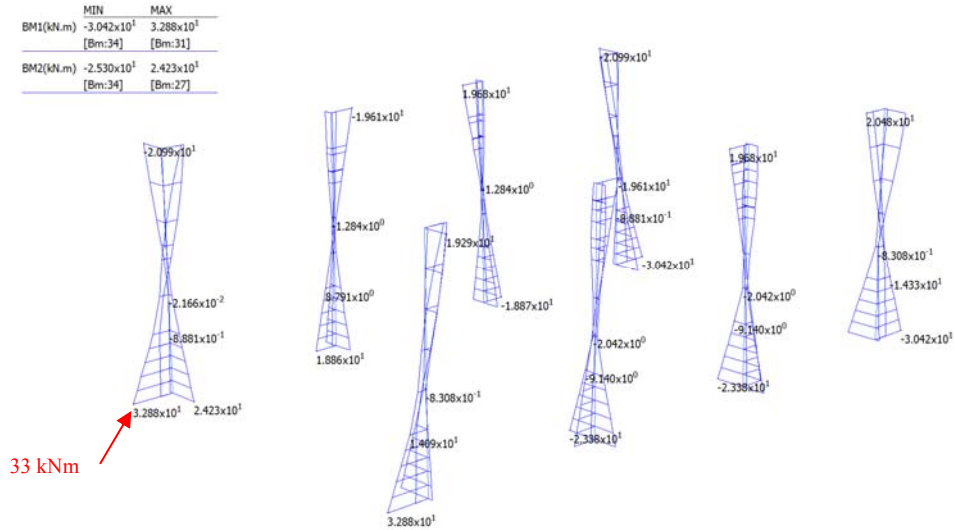
**Figura 11-10: Involuppo SLU – Taglio Ty e Tx**



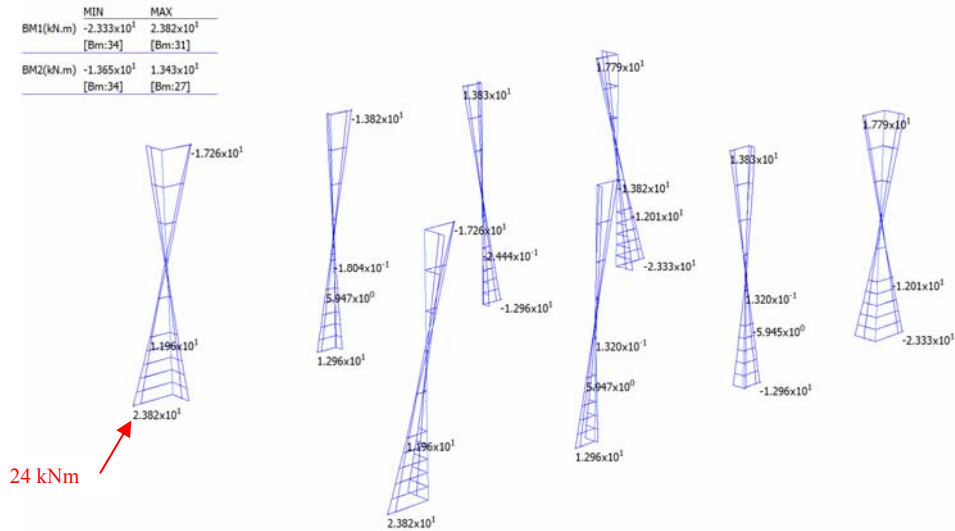
**Figura 11-11: Involuppo SLV – Momento flettente Mx e My**



**Figura 11-12: Involuppo SLV – Taglio Ty e Tx**

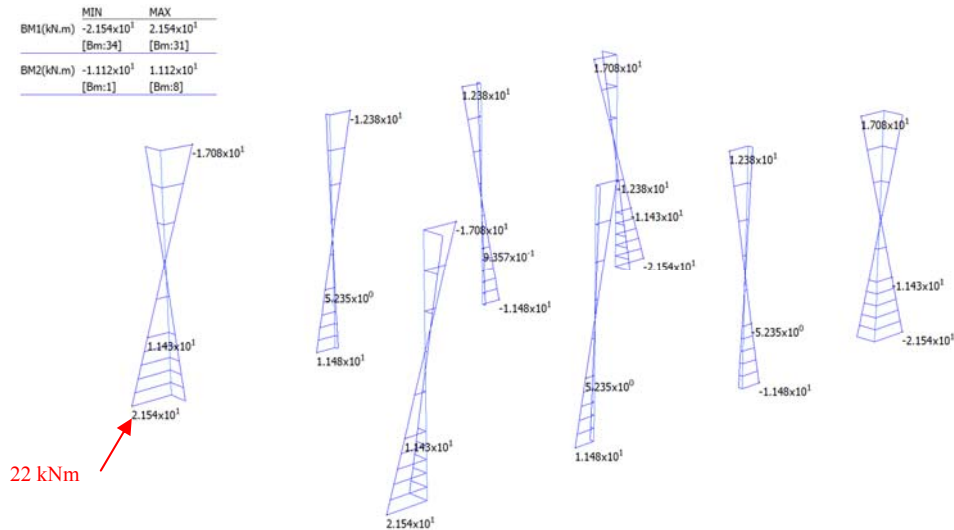


**Figura 11-13: Inviluppo SLE rara – Momento flettente Mx e My**



**Figura 11-14: Inviluppo SLE frequente – Momento flettente Mx e My**





**Figura 11-15: SLE quasi permanente – Momento flettente  $M_x$  e  $M_y$**

Trattandosi di un unico piano fuori terra, non è necessario progettare i nodi trave-pilastro in gerarchia delle resistenze (come indicato al §7.4.4.2.1 delle NTC2018) e si terrà semplicemente in conto un fattore di sicurezza incrementato attraverso  $\gamma_{Rd}$  (Tab.7.2.I di NTC2018).

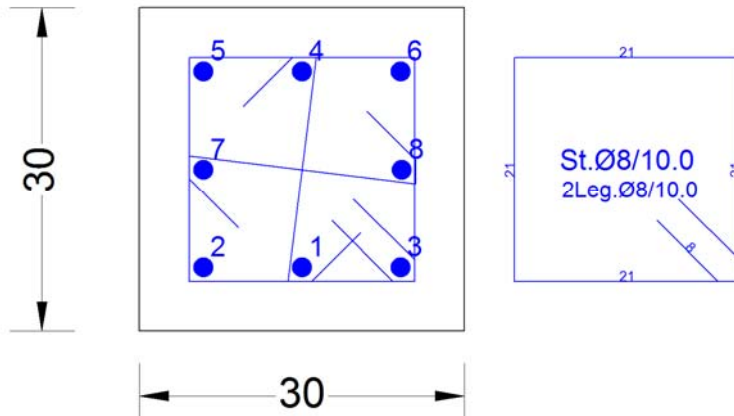
Si considera il momento più alto alle estremità del pilastro per la determinazione dell'armatura, che, in questa fase, si applica omogeneamente lungo tutta l'estensione.

Combinazione	$M_x$ [kNm]	$M_y$ [kNm]	$T_y$ [kN]	$T_x$ [kN]
SLV1/5	±48	±42	18*	18*
SLE rara10	33	11		
SLE freq3	24	11		
SLE q.p.	22	11		

\*il valore massimo del taglio, pari a 21 kN, si riscontra nell'involuppo delle combinazioni SLU. Tale valore è comparabile a quello di 18 kN che si desume dal grafico di involuppo per le combinazioni sismiche SLV. In valore assoluto tali entità di taglio sono trascurabili per la sezioni di cemento armato considerata. Per semplicità e brevità si considera nelle verifiche seguenti solo la combinazione di SLV cui corrisponde un taglio massimo di 18 kN.

Le verifiche sono effettuate con l'ausilio del software RC-SEC.

Si considera armatura simmetrica per un totale di  $8\phi 18$  e staffe a due bracci più due legature  $\phi 8/10$  cm.



Descrizione Sezione:	
Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Pilastro
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Moderat. aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona sismica (CD'B)
Posizione sezione nell'asta:	In zona critica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C30/37
	Resis. compr. di progetto fcd:	17.000 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	8.500 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	32836.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.900 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	180.00 daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.300 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa
Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.200 mm	
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo β1*β2 :	1.00
	Coeff. Aderenza differito β1*β2 :	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa	

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

**CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di calcolo strutture e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 18	CL	SE0200023	A	83 di 110

Forma del Dominio: Poligonale  
 Classe Conglomerato: C30/37

N°vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-15.0	0.0
2	-15.0	30.0
3	15.0	30.0
4	15.0	0.0

**DATI BARRE ISOLATE**

N°Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	0.0	5.9	18
2	-9.1	5.9	18
3	9.1	5.9	18
4	0.0	24.1	18
5	-9.1	24.1	18
6	9.1	24.1	18
7	-9.1	15.0	18
8	9.2	15.0	18

**ARMATURE A TAGLIO**

Diametro staffe: 8 mm  
 Passo staffe e legature: 10.0 cm  
 Staffe: Una sola staffa chiusa perimetrale  
 N° Legature: 2  
 Diam. Legature: 8

**Indicazione Barre Longitudinali di estremità delle legature:**

N°Legat.	Barra 1	Barra 2
1	7	8
2	1	4

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
 Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
 Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N°Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	-48.00	-42.00	18.00	18.00

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

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

**CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di calcolo strutture e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 18	CL	SE0200023	A	84 di 110

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	33.00	11.00

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	24.00 (11.46)	11.00 (5.25)

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	22.00 (11.15)	11.00 (5.57)

**RISULTATI DEL CALCOLO**
**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.9 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	7.3 cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.1 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
 As Totale Area totale barre longitudinali [cm²]. [Tra parentesi il valore minimo di normativa]

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Totale
1	S	0.00	-48.00	-42.00	0.00	-56.04	-49.24	1.17	20.4(9.0)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
 Xc max Deform. unit. massima del conglomerato a compressione  
 Xc max Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)  
 Yc max Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)

**CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di calcolo strutture e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 18	CL	SE0200023	A	85 di 110

es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	-15.0	0.0	0.00168	-9.1	5.9	-0.00392	9.1	24.1

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c	Coeff. a, b, c nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette) § 4.1.2.1.2.1 NTC: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	-0.000143617	-0.000164134	0.001345745		

**VERIFICHE A TAGLIO E DUTTILITA'**

Diam. Staffe:	8 mm
Diam. Legature:	8 mm
Passo staffe e legature:	10.0 cm [Passo massimo di normativa = 14.4 cm]

Ver	S = comb. verificata / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiezz. di $V_x$ e $V_y$ sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
d   z	Altezza utile media pesata sezione ortogonale all'asse neutro   Braccio coppia interna [cm] Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm <sup>2</sup> /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm <sup>2</sup> /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore $L/d_{max}$ con $L$ =lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e $d_{max}$ = massima altezza utile nella direz.del taglio.
Alfa	Coeff. di riduzione (efficienza) dell'armatura di confinamento [(7.4.29)NTC-(5.15)EC8]
Owd	Rapporto meccanico di armatura staffe nella sola direzione del taglio di cui al primo membro della (7.4.29)NTC (tra parentesi vi è il 1/2 del rapporto meccanico minimo di normativa riferito quindi alla sola dir. del taglio)

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	d   z	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff	Alfa	Owd
1	S	25.40	162.02	301.28	26.3  20.4	27.1	2.500	1.000	1.3	15.1(5.0)	0.430	0.194(0.040)

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]
Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
--------	-----	--------	--------	--------	--------	--------	--------	---------	---------

**CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di calcolo strutture e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 18	CL	SE0200023	A	86 di 110

1 S 12.91 15.0 30.0 -228.7 -9.1 5.9 98 2.5

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	10.41	15.0	30.0	-177.9	-9.1	5.9	91	2.5

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Ver.	La sezione viene assunta sempre fessurata anche nel caso in cui la trazione minima del calcestruzzo sia inferiore a $f_{ctm}$ Esito della verifica
e1	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
e2	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
kt	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k2	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k3	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
k4	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace $A_c$ eff [eq.(7.11)EC2]
Cf	Copri ferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
e sm - e cm	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC] Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
sr max	Massima distanza tra le fessure [mm]
wk	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \max \cdot (e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
Mx fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
My fess.	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00130	0	0.500	18.0	50	0.00053 (0.00053)	279	0.149 (0.30)	11.46	5.25

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	9.85	15.0	30.0	-166.8	-9.1	5.9	89	2.5

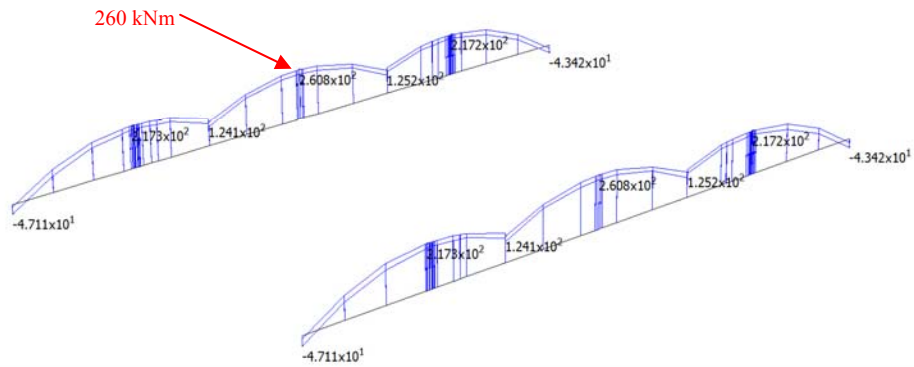
**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00122	0	0.500	18.0	50	0.00060 (0.00050)	277	0.165 (0.20)	11.15	5.57

## 11.4 Fondazioni

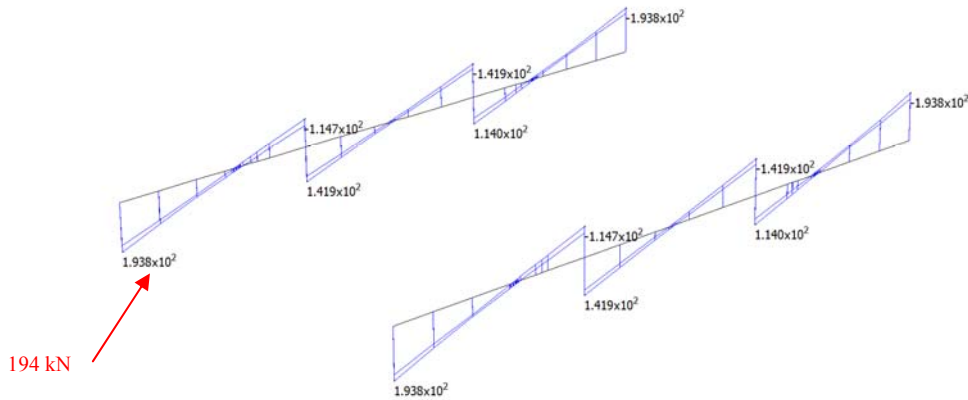
### 11.4.1 Travi rovesce

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	$-4.711 \times 10^1$	$2.608 \times 10^2$
	[Bm:21]	[Bm:22]



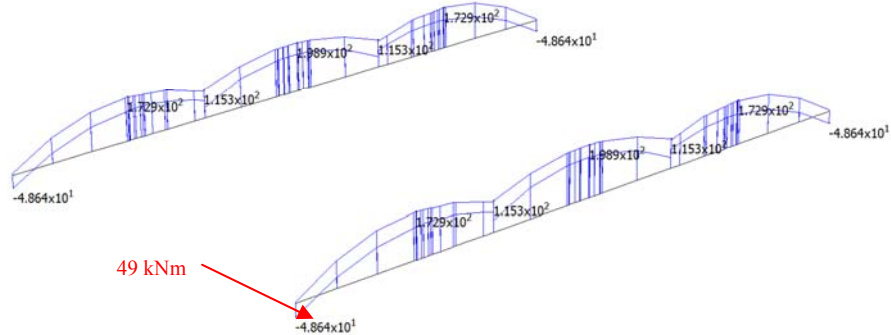
**Figura 11-16: Involuppo SLU – Momento flettente Mx**

	MIN	MAX
SF2(kN)	$-1.938 \times 10^2$	$1.938 \times 10^2$
	[Bm:23]	[Bm:21]



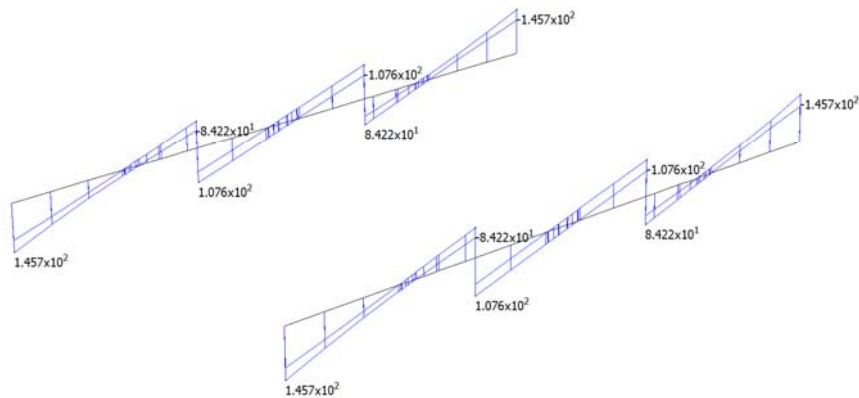
**Figura 11-17: Involuppo SLU – Taglio Ty**

	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-4.864x10 <sup>1</sup>	1.989x10 <sup>2</sup>
	[Bm:21]	[Bm:22]



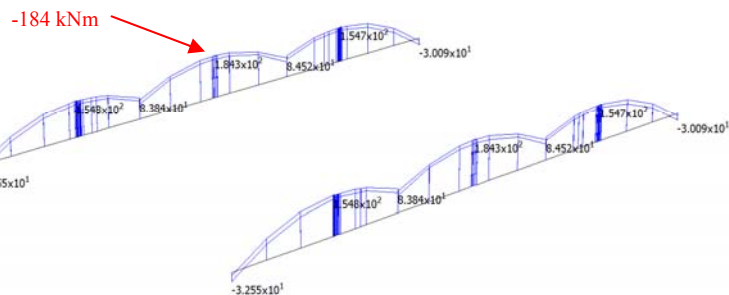
**Figura 11-18: Inviluppo SLV – Momento flettente Mx**

	MIN	MAX
SF2(kN)	-1.457x10 <sup>2</sup>	1.457x10 <sup>2</sup>
	[Bm:26]	[Bm:21]



**Figura 11-19: Inviluppo SLV – Taglio Ty**

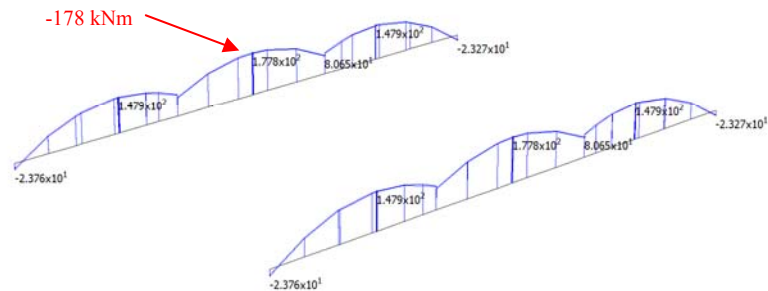
	MIN	MAX
BM2(kN.m)	-3.255x10 <sup>1</sup>	1.843x10 <sup>2</sup>
	[Bm:21]	[Bm:22]



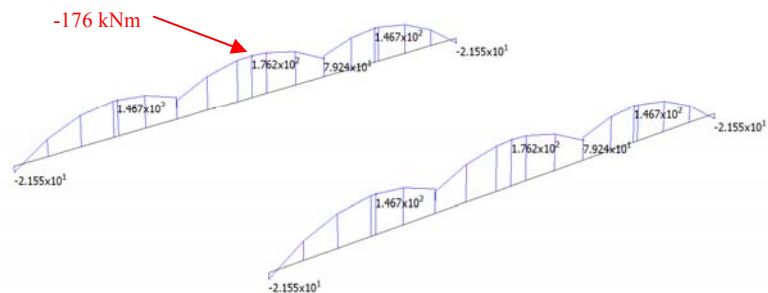
**Figura 11-20: Inviluppo SLE rara – Momento flettente Mx**



MIN	MAX
BM2(kN.m)	-2.376x10 <sup>1</sup> 1.778x10 <sup>2</sup>
[Bm:21]	[Bm:22]


**Figura 11-21: Involuppo SLE frequente – Momento flettente Mx**

MIN	MAX
BM2(kN.m)	-2.155x10 <sup>1</sup> 1.762x10 <sup>2</sup>
[Bm:21]	[Bm:22]

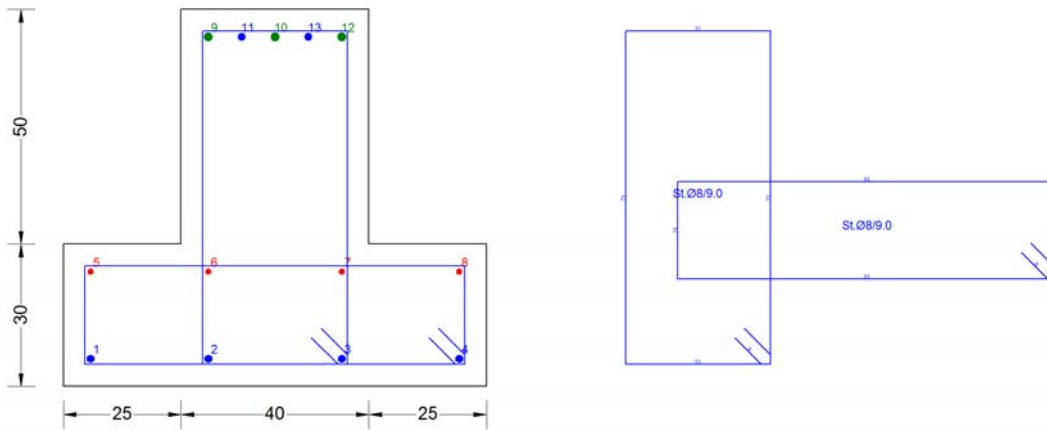

**Figura 11-22: SLE quasi permanente – Momento flettente Mx**

Combinazione	Mx [kNm]	My [kNm]	Ty [kN]	Tx [kN]
SLU9	-260	12	0	0
SLV1	49	10	126*	1
SLE rara9	-184	8		
SLE freq2	-178	3		
SLE q.p.	-176	2		

\*Per la verifica a taglio si confronta il valore del taglio resistente con  $T_y = 194$  kN derivante dall'involuppo SLU.

Le verifiche sono effettuate con l'ausilio del software RC-SEC.

Si considerano 3 $\phi$ 18+2 $\phi$ 16 superiormente, 4 $\phi$ 16 inferiormente, 4 $\phi$ 12 reggistaffa e staffe a due bracci  $\phi$ 8/9 cm.



Descrizione Sezione:

Metodo di calcolo resistenza:	Resistenze agli Stati Limite Ultimi
Tipologia sezione:	Sezione generica di Trave di fondazione in combinazione sismica
Normativa di riferimento:	N.T.C.
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicità:	Zona sismica (CD'B')
Posizione sezione nell'asta:	Non in zona critica

#### CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI

CALCESTRUZZO -	Classe:	C20/25
	Resis. compr. di progetto fcd:	11.330 MPa
	Resis. compr. ridotta fcd':	5.665 MPa
	Def.unit. max resistenza ec2:	0.0020
	Def.unit. ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensione-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	29960.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.210 MPa
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Coeff. Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	120.00 daN/cm <sup>2</sup>
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	0.00 Mpa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. snervam. fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef	2000000 daN/cm <sup>2</sup>
	Diagramma tensione-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istantaneo $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50
Sf limite S.L.E. Comb. Rare:	360.00 MPa	

#### CARATTERISTICHE DOMINIO CONGLOMERATO

Forma del Dominio: Poligonale

**CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di calcolo strutture e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 18	CL	SE0200023	A	91 di 110

Classe Conglomerato: C20/25

N° vertice:	X [cm]	Y [cm]
1	-45.0	0.0
2	-45.0	30.0
3	-20.0	30.0
4	-20.0	80.0
5	20.0	80.0
6	20.0	30.0
7	45.0	30.0
8	45.0	0.0

**DATI BARRE ISOLATE**

N° Barra	X [cm]	Y [cm]	DiamØ[mm]
1	-39.2	5.8	16
2	-14.2	5.8	16
3	14.2	5.8	16
4	39.2	5.8	16
5	-39.2	24.2	12
6	-14.2	24.2	12
7	14.2	24.2	12
8	39.2	24.2	12
9	-14.2	74.2	18
10	0.0	74.2	18
11	-7.1	74.2	16
12	14.2	74.2	18
13	7.1	74.2	16

**ARMATURE A TAGLIO**

Diametro staffe: 8 mm  
Passo staffe: 9.0 cm

**Indicazione Barre Longitudinali di risvolto per ogni staffa:**

N° Staffa	Barra	Barra	Barra	Barra
1	3	2	9	12
2	4	1	5	8

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baric. (+ se di compressione)  
Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sez.  
My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sez.  
Vy Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia y  
Vx Componente del Taglio [kN] parallela all'asse princ.d'inerzia x

N° Comb.	N	Mx	My	Vy	Vx
1	0.00	-260.00	12.00	0.00	0.00
2	0.00	49.00	10.00	126.00	1.00

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

**CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di calcolo strutture e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 18	CL	SE0200023	A	92 di 110

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-184.00	8.00

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-178.00 (-132.25)	3.00 (2.23)

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N Sforzo normale [kN] applicato nel Baricentro (+ se di compressione)  
 Mx Momento flettente [kNm] intorno all'asse x princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo superiore della sezione  
 My Momento flettente [kNm] intorno all'asse y princ. d'inerzia (tra parentesi Mom.Fessurazione) con verso positivo se tale da comprimere il lembo destro della sezione

N°Comb.	N	Mx	My
1	0.00	-176.00 (-132.63)	2.00 (1.51)

**RISULTATI DEL CALCOLO**
**Sezione verificata**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:	4.9 cm
Interferro netto minimo barre longitudinali:	5.4 cm
Copriferro netto minimo staffe:	4.1 cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
 N Sforzo normale assegnato [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compressione)  
 Mx Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Componente del momento assegnato [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 N Res Sforzo normale resistente [kN] nel baricentro B sezione cls.(positivo se di compress.)  
 Mx Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse x princ. d'inerzia  
 My Res Momento flettente resistente [kNm] riferito all'asse y princ. d'inerzia  
 Mis.Sic. Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N r,Mx Res,My Res) e (N,Mx,My)  
 Verifica positiva se tale rapporto risulta >=1.000  
 As Tesa Area armature trave [cm²] in zona tesa. [Tra parentesi l'area minima ex § 7.2.6 NTC

N°Comb	Ver	N	Mx	My	N Res	Mx Res	My Res	Mis.Sic.	As Tesa
1	N	0.00	-260.00	12.00	0.00	-361.03	16.71	1.39	16.2(73.1) 12)



**RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA – VITERBO  
TRATTA CESANO – VIGNA DI VALLE  
PROGETTO DEFINITIVO**

**CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di  
calcolo strutture e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 18	CL	SE0200023	A	93 di 110

2 S 0.00 49.00 10.00 0.00 295.68 61.64 6.04 15.1(73.1)

**METODO AGLI STATI LIMITE ULTIMI - DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO ULTIMO**

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
x/d	Rapporto di duttilità [§ 4.1.2.1.2.1 NTC] deve essere < 0.45
Xc max	Ascissa in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Xs min	Ascissa in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compress.)
Xs max	Ascissa in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	x/d	Xc max	Yc max	es min	Xs min	Ys min	es max	Xs max	Ys max
1	0.00350	0.098	45.0	0.0	0.00071	39.2	5.8	-0.03210	-14.2	74.2
2	0.00350	0.221	20.0	80.0	0.00214	14.2	74.2	-0.01237	-39.2	5.8

**POSIZIONE ASSE NEUTRO PER OGNI COMB. DI RESISTENZA**

a, b, c	Coeff. a, b, c. nell'eq. dell'asse neutro $aX+bY+c=0$ nel rif. X,Y,O gen.
x/d	Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere < 0.45
C.Rid.	Coeff. di riduz. momenti per sola flessione in travi continue

N°Comb	a	b	c	x/d	C.Rid.
1	0.000005590	-0.000475338	0.003248441	0.098	0.700
2	0.000104125	0.000130741	-0.009041789	0.221	0.716

**VERIFICHE A TAGLIO**

Diam. Staffe: 8 mm  
Passo staffe: 9.0 cm [Passo massimo di normativa = 33.0 cm]

Ver	S = comb. verificata a taglio / N = comb. non verificata
Ved	Taglio di progetto [kN] = proiezz. di $V_x$ e $V_y$ sulla normale all'asse neutro
Vcd	Taglio resistente ultimo [kN] lato conglomerato compresso [(4.1.28) NTC]
Vwd	Taglio resistente [kN] assorbito dalle staffe [(4.1.18) NTC]
Dmed	Altezza utile media pesata [cm] valutata lungo strisce ortog. all'asse neutro. Vengono prese nella media le strisce con almeno un estremo compresso. I pesi della media sono costituiti dalle stesse lunghezze delle strisce.
bw	Larghezza media resistente a taglio [cm] misurate parallel. all'asse neutro E' data dal rapporto tra l'area delle sopradette strisce resistenti e Dmed.
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Ast	Area staffe+legature strettam. necessarie a taglio per metro di pil.[cm <sup>2</sup> /m]
A.Eff	Area staffe+legature efficaci nella direzione del taglio di combinaz.[cm <sup>2</sup> /m] Tra parentesi è indicata la quota dell'area relativa alle sole legature. L'area della legatura è ridotta col fattore $L/d_{max}$ con $L$ =lungh.legat.proietta- ta sulla direz. del taglio e $d_{max}$ = massima altezza utile nella direz.del taglio.

N°Comb	Ver	Ved	Vcd	Vwd	Dmed	bw	Ctg	Acw	Ast	A.Eff
1	S	0.00	1086.46	290.21	57.8	73.7	1.000	1.000	0.0	14.2(0.0)
2	S	99.18	562.26	388.48	63.7	34.6	1.000	1.000	4.4	17.3(0.0)

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

Ver	S = comb. verificata/ N = comb. non verificata
Sc max	Massima tensione (positiva se di compressione) nel conglomerato [Mpa]

**CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di calcolo strutture e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 18	CL	SE0200023	A	94 di 110

Xc max, Yc max	Ascissa, Ordinata [cm] del punto corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)	
Sf min	Minima tensione (negativa se di trazione) nell'acciaio [Mpa]	
Xs min, Ys min	Ascissa, Ordinata [cm] della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)	
Ac eff.	Area di calcestruzzo [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerata aderente alle barre	
As eff.	Area barre [cm <sup>2</sup> ] in zona tesa considerate efficaci per l'apertura delle fessure	

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	4.07	45.0	0.0	-226.1	-14.2	74.2	616	11.7

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.74	45.0	0.0	-217.7	-14.2	74.2	594	11.7

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Ver.	La sezione viene assunta come fessurata solo se la trazione nel calcestruzzo supera $f_{ctm}$ in almeno una combinazione
e1	Esito della verifica
e2	Massima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
k1	Minima deformazione unitaria di trazione nel calcestruzzo (trazione -) valutata in sezione fessurata
kt	= 0.8 per barre ad aderenza migliorata [eq.(7.11)EC2]
k2	= 0.4 per comb. quasi permanenti / = 0.6 per comb.frequenti [cfr. eq.(7.9)EC2]
k3	= 0.5 per flessione; $=(e1 + e2)/(2 \cdot e1)$ per trazione eccentrica [eq.(7.13)EC2]
k4	= 3.400 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Ø	= 0.425 Coeff. in eq.(7.11) come da annessi nazionali
Cf	Diametro [mm] equivalente delle barre tese comprese nell'area efficace Ac eff [eq.(7.11)EC2]
e sm - e cm	Copriferro [mm] netto calcolato con riferimento alla barra più tesa
sr max	Differenza tra le deformazioni medie di acciaio e calcestruzzo [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]
wk	Tra parentesi: valore minimo = $0.6 S_{max} / E_s$ [(7.9)EC2 e (C4.1.8)NTC]
Mx fess.	Massima distanza tra le fessure [mm]
My fess.	Apertura fessure in mm calcolata = $sr \cdot \max(e_{sm} - e_{cm})$ [(7.8)EC2 e (C4.1.7)NTC]. Valore limite tra parentesi
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse X [kNm]
	Componente momento di prima fessurazione intorno all'asse Y [kNm]

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00120	0	0.500	17.3	49	0.00071 (0.00065)	316	0.223 (0.40)	-132.25	2.23

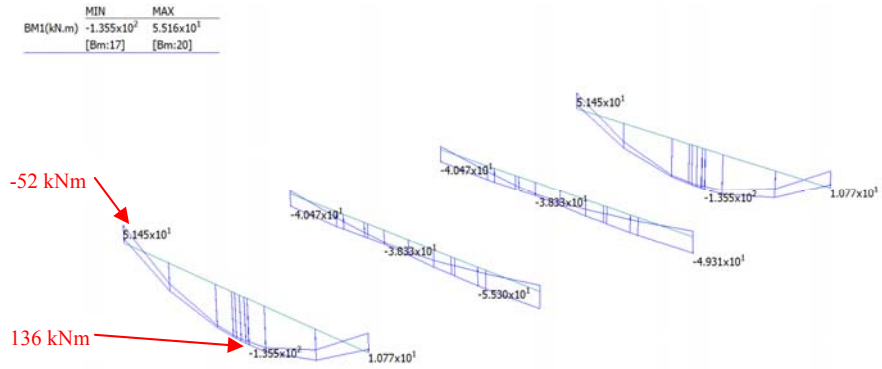
**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - MASSIME TENSIONI NORMALI ED APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	Sc max	Xc max	Yc max	Sf min	Xs min	Ys min	Ac eff.	As eff.
1	S	3.66	45.0	0.0	-215.1	-14.2	74.2	589	11.7

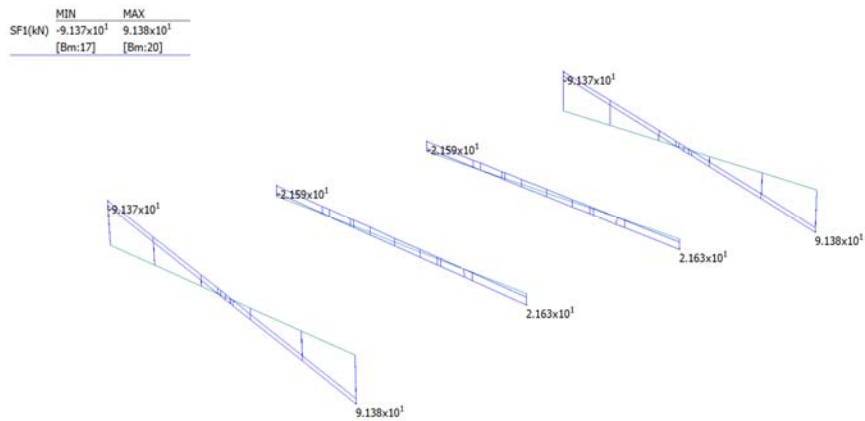
**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - APERTURA FESSURE [§ 7.3.4 EC2]**

Comb.	Ver	e1	e2	k2	Ø	Cf	e sm - e cm	sr max	wk	Mx fess	My fess
1	S	-0.00118	0	0.500	17.3	49	0.00082 (0.00065)	315	0.259 (0.30)	-132.63	1.51

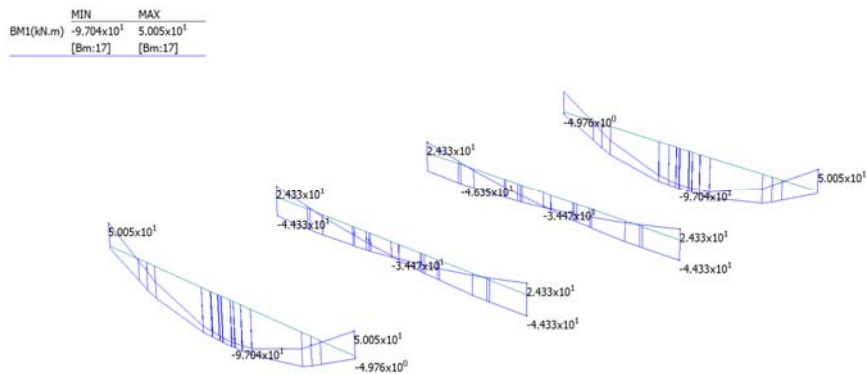
### 11.4.2 Travi di collegamento



**Figura 11-23: Involuppo SLU – Momento flettente Mx**

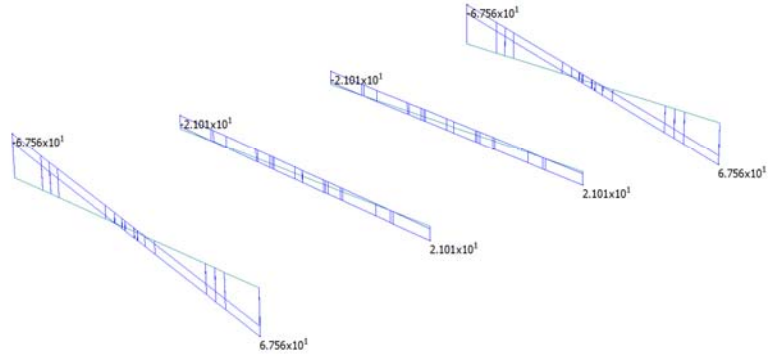


**Figura 11-24: Involuppo SLU – Taglio Ty**



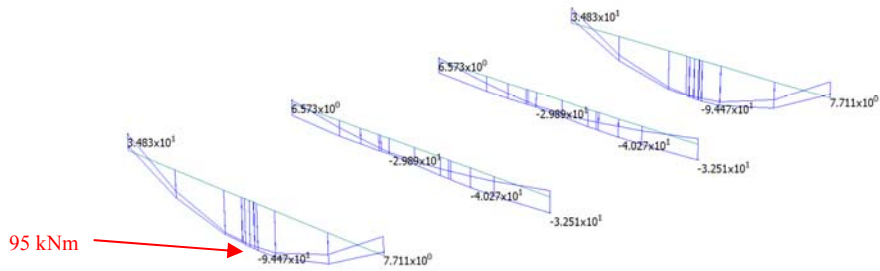
**Figura 11-25: Involuppo SLV – Momento flettente Mx**

	MIN	MAX
SF1(kN)	-6.756x10 <sup>1</sup>	6.756x10 <sup>1</sup>
	[Bm:17]	[Bm:20]



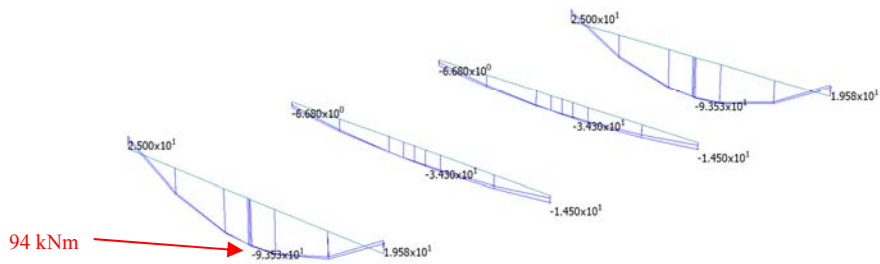
**Figura 11-26: Involuppo SLV – Taglio ty**

	MIN	MAX
BM1(kN.m)	-9.447x10 <sup>1</sup>	3.730x10 <sup>1</sup>
	[Bm:17]	[Bm:20]



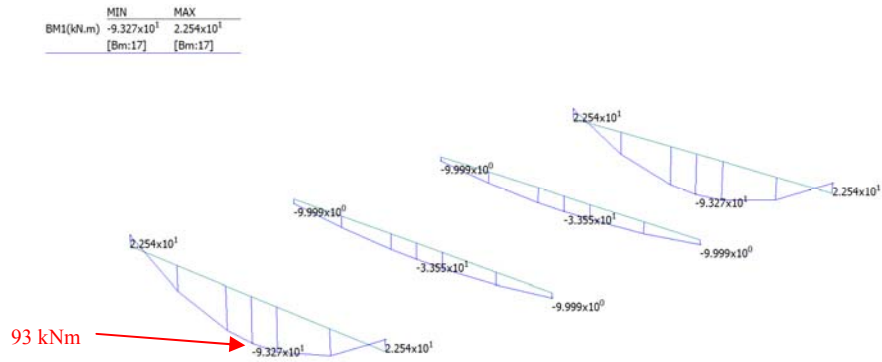
**Figura 11-27: Involuppo SLE rara – Momento flettente Mx**

	MIN	MAX
BM1(kN.m)	-9.353x10 <sup>1</sup>	2.549x10 <sup>1</sup>
	[Bm:17]	[Bm:20]



**Figura 11-28: Involuppo SLE frequente – Momento flettente Mx**



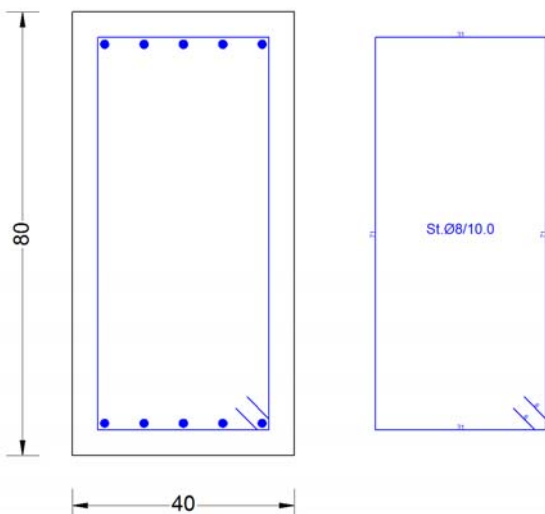


**Figura 11-29: SLE quasi permanente – Momento flettente Mx**

Combinazione	M [kNm]	T [kN]
SLU7	136	0
SLU9	-52	91
SLE rara9	95	
SLE freq2	94	
SLE q.p.	93	

Le verifiche sono effettuate con l'ausilio del software RC-SEC.

Si considerano 5 $\phi$ 16 sia superiormente che inferiormente e staffe a due bracci  $\phi$ 8/10 cm.



Descrizione Sezione:  
Metodo di calcolo resistenza:  
Normativa di riferimento:

Stati Limite Ultimi  
N.T.C.

**CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di calcolo strutture e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 18	CL	SE0200023	A	98 di 110

Tipologia sezione:	Sezione predefinita di trave di fondazione in combinazione sismica
Forma della sezione:	Rettangolare
Percorso sollecitazione:	A Sforzo Norm. costante
Condizioni Ambientali:	Poco aggressive
Riferimento Sforzi assegnati:	Assi x,y principali d'inerzia
Riferimento alla sismicit�:	Zona sismica (CD'B')
Posizione sezione nell'asta:	In zona critica
	Sezione appartenente a trave di fondazione (arm.minima ex §7.2.5NTC)

**CARATTERISTICHE DI RESISTENZA DEI MATERIALI IMPIEGATI**

CALCESTRUZZO -	Classe:	C25/30
	Resistenza compress. di progetto fcd:	14.16 MPa
	Resistenza compress. ridotta fcd':	7.080 MPa
	Deform. unitaria max resistenza ec2:	0.0020
	Deformazione unitaria ultima ecu:	0.0035
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Parabola-Rettangolo
	Modulo Elastico Normale Ec:	31475.0 MPa
	Resis. media a trazione fctm:	2.560 MPa
	Coeff.Omogen. S.L.E.:	15.00
	Sc limite S.L.E. comb. Rare:	15.000 MPa
	Sc limite S.L.E. comb. Frequenti:	15.000 MPa
	Ap.Fessure limite S.L.E. comb. Frequenti:	0.400 mm
	Sc limite S.L.E. comb. Q.Permanenti:	11.250 MPa
	Ap.Fess.limite S.L.E. comb. Q.Perm.:	0.300 mm
ACCIAIO -	Tipo:	B450C
	Resist. caratt. a snervamento fyk:	450.00 MPa
	Resist. caratt. a rottura ftk:	450.00 MPa
	Resist. a snerv. di progetto fyd:	391.30 MPa
	Resist. ultima di progetto ftd:	391.30 MPa
	Deform. ultima di progetto Epu:	0.068
	Modulo Elastico Ef:	200000.0 MPa
	Diagramma tensioni-deformaz.:	Bilineare finito
	Coeff. Aderenza istant. $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	1.00
	Coeff. Aderenza differito $\beta_1 \cdot \beta_2$ :	0.50
Comb.Rare - Sf Limite:	360.00 MPa	

**CARATTERISTICHE GEOMETRICHE ED ARMATURE SEZIONE**

Base:	40.0	cm
Altezza:	80.0	cm
Barre inferiori:	5Ø16	(10.1 cm <sup>2</sup> )
Barre superiori:	5Ø16	(10.1 cm <sup>2</sup> )
Coprif.Inf.(dal baric. barre):	5.8	cm
Coprif.Sup.(dal baric. barre):	5.8	cm
Coprif.Lat. (dal baric.barre):	5.8	cm

**CALCOLO DI RESISTENZA - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

N	Sforzo normale [kN] applicato nel baricentro (posit. se di compress.)			
Mx	Momento flettente [kNm] intorno all'asse x baric. della sezione con verso positivo se tale da comprimere il lembo sup. della sezione			
Vy	Taglio [kN] in direzione parallela all'asse Y del riferim. generale			
MT	Momento torcente [kN m]			
N°Comb.	N	Mx	Vy	MT
1	0.00	-52.00	91.00	0.00



**RADDOPPIO LINEA FERROVIARIA ROMA – VITERBO  
TRATTA CESANO – VIGNA DI VALLE  
PROGETTO DEFINITIVO**

**CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di  
calcolo strutture e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 18	CL	SE0200023	A	99 di 110

2                      0.00                      136.00                      0.00                      0.00

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

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

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	95.00

**COMB. FREQUENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

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

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	94.00 (131.80)

**COMB. QUASI PERMANENTI (S.L.E.) - SFORZI PER OGNI COMBINAZIONE ASSEGNATA**

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

N°Comb.	N	Mx
1	0.00	93.00 (131.80)

**RISULTATI DEL CALCOLO**

**Sezione verificata per tutte le combinazioni assegnate**

Copriferro netto minimo barre longitudinali:                      5.0    cm  
Interferro netto minimo barre longitudinali:                      5.5    cm  
Copriferro netto minimo staffe:    4.2    cm

**VERIFICHE DI RESISTENZA IN PRESSO-TENSO FLESSIONE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

Ver                      S = combinazione verificata / N = combin. non verificata  
N                      Sforzo normale baricentrico assegnato [kN] (positivo se di compressione)  
Mx                      Momento flettente assegnato [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
N Ult                      Sforzo normale alla massima resistenza [kN] nella sezione (positivo se di compress.)  
Mx rd                      Momento resistente ultimo [kNm] riferito all'asse x baricentrico  
Mis.Sic.                      Misura sicurezza = rapporto vettoriale tra (N rd,Mx rd) e (N,Mx)  
Verifica positiva se tale rapporto risulta  $\geq 1.000$   
Yn                      Ordinata [cm] dell'asse neutro alla massima resistenza nel sistema di rif. X,Y,O sez.  
x/d                      Rapp. di duttilità (travi e solette)[§ 4.1.2.1.2.1 NTC]: deve essere  $< 0.45$   
C.Rid.                      Coeff. di riduz. momenti in travi continue [formula (4.1.1)NTC]

N°Comb	Ver	N	Mx	N rd	Mx rd	Mis.Sic.	Yn	x/d	C.Rid.	
1	S	0.00	-52.00	0.18	-278.38	5.353	6.6	0.09	0.70	10.1 (10.0)
2	S	0.00	136.00	0.18	278.38	2.047	73.4	0.09	0.70	10.1 (10.0)

**DEFORMAZIONI UNITARIE ALLO STATO LIMITE ULTIMO**

**CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di calcolo strutture e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 18	CL	SE0200023	A	100 di 110

ec max	Deform. unit. massima del conglomerato a compressione
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a ec max (sistema rif. X,Y,O sez.)
es min	Deform. unit. minima nell'acciaio (negativa se di trazione)
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a es min (sistema rif. X,Y,O sez.)
es max	Deform. unit. massima nell'acciaio (positiva se di compressione)
Ys max	Ordinata in cm della barra corrisp. a es max (sistema rif. X,Y,O sez.)

N°Comb	ec max	Yc max	es min	Ys min	es max	Ys max
1	0.00350	0.0	0.00044	5.8	-0.03561	74.2
2	0.00350	80.0	0.00044	74.2	-0.03561	5.8

**LARGHEZZA MINIMA hc [cm] DEL PILASTRO DI APPOGGIO PER EVITARE LO SCORRIMENTO DELLE BARRE [eq(7.4.26) NTC]**

Diametro barre superiori:	16	mm							
Ro:	0.0031		% area tesa barre superiori						
Ro':	0.0031		% area barre inferiori compresse						
v	0.00-0.50		sforzo assiale normalizzato nel pilastro = $N/(fcd \cdot Ac)$						
	hc(v=0.00)	hc(v=0.05)	hc(v=0.10)	hc(v=0.15)	hc(v=0.20)	hc(v=0.25)	hc(v=0.30)	hc(v=0.40)	hc(v=0.50)
Nodo interno	49	48	46	44	43	41	40	37	35
Nodo esterno	33	32	31	30	29	28	27	25	24

**ARMATURE A TAGLIO E/O TORSIONE DI INVILUPPO PER LE COMBINAZIONI ASSEGNATE**

Diametro staffe:	8	mm	
Passo staffe:	10.0	cm	[Passo massimo di normativa = 12.8 cm]
N.Bracci staffe:	2		
Area staffe/m :	10.1	cm <sup>2</sup> /m	[Area Staffe Minima NTC = 6.0 cm <sup>2</sup> /m]

**VERIFICHE A TAGLIO E DUTTILITA'**

Ver	S = comb.verificata a taglio-tors./ N = comb. non verificata
Ved	Taglio agente [kN] uguale al taglio Vy di comb. (sollecit. retta)
Vrd	Taglio resistente [kN] in assenza di staffe [formula (4.1.23)NTC]
Vcd	Taglio compressione resistente [kN] lato conglomerato [formula (4.1.28)NTC]
Vwd	Taglio trazione resistente [kN] assorbito dalle staffe [formula (4.1.27)NTC]
bw d	Larghezza minima [cm] sezione misurata parallelam. all'asse neutro   Altezza utile sezione
Ctg	Cotangente dell'angolo di inclinazione dei puntoni di conglomerato
Acw	Coefficiente maggiorativo della resistenza a taglio per compressione
Owd	Rapporto meccanico di armatura staffe+legature nelle due direzioni: eq. (7.4.30)NTC (il suo prodotto per il fattore Alfa di efficienza deve risultare superiore al secondo membro della (7.4.30)NTC) (tra parentesi è indicato il rapporto meccanico complessivo minimo di normativa)

N°Comb	Ver	Ved	Vrd	Vcd	Vwd	bw d	Ctg	Acw	Owd
1	S	91.00	110.28	652.15	656.74	40.0  74.2	2.500	1.000	1.4
2	S	0.00	110.28	945.61	262.70	40.0  74.2	1.000	1.000	0.0

**COMBINAZIONI RARE IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

Ver	S = combinazione verificata / N = combin. non verificata
Sc max	Massima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])
Yc max	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc max (sistema rif. X,Y,O)
Sc min	Minima tensione di compress.(+) nel conglom. in fase fessurata ([Mpa])
Yc min	Ordinata in cm della fibra corrisp. a Sc min (sistema rif. X,Y,O)
Sf min	Minima tensione di trazione (-) nell'acciaio [Mpa]
Ys min	Ordinata in cm della barra corrisp. a Sf min (sistema rif. X,Y,O)
Dw Eff.	Spessore di conglomerato [cm] in zona tesa considerata aderente alle barre

**CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di calcolo strutture e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 18	CL	SE0200023	A	101 di 110

Ac eff. Area di congl. [cm<sup>2</sup>] in zona tesa aderente alle barre (verifica fess.)  
 As eff. Area Barre tese di acciaio [cm<sup>2</sup>] ricadente nell'area efficace(verifica fess.)  
 D barre Distanza in cm tra le barre tese efficaci.  
 (D barre = 0 indica spaziatura superiore a 5(c+Ø/2) e nel calcolo di fess. si usa la (C4.1.11)NTC/(7.14)EC2)

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.99	80.0	0.00	61.8	-138.6	74.2	14.5	580	10.1	7.1

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

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

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00076	0.00022	0.50	0.60	0.000416 (0.000416)	327	0.136 (990.00)	131.80

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.96	80.0	0.00	61.8	-137.1	74.2	14.5	580	10.1	7.1

**COMBINAZIONI FREQUENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00076	0.00022	0.50	0.60	0.000411 (0.000411)	327	0.134 (0.40)	131.80

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA MASSIME TENSIONI NORMALI**

N°Comb	Ver	Sc max	Yc max	Sc min	Yc min	Sf min	Ys min	Dw Eff.	Ac Eff.	As Eff.	D barre
1	S	2.93	80.0	0.00	61.8	-135.6	74.2	14.5	580	10.1	7.1

**COMBINAZIONI QUASI PERMANENTI IN ESERCIZIO - VERIFICA APERTURA FESSURE (NTC/EC2)**

N°Comb	Ver	e1	e2	K2	Kt	e sm	srm	wk	M Fess.
1	S	-0.00075	0.00022	0.50	0.40	0.000407 (0.000407)	327	0.133 (0.30)	131.80

## 12. VERIFICA A CAPACITÀ PORTANTE DELLE FONDAZIONI

Per la verifica a collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno prevista secondo il §6.4.21 di NTC2018 si utilizza la combinazione (A1 + M1 + R3) di coefficienti parziali prevista dall'Approccio 2, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle tabelle seguenti:

**Tabella 3: Tab.6.2.I di NTC2018 per i coefficienti parziali per le azioni (A1)**

	Effetto	Coefficiente Parziale $\gamma_F$ (o $\gamma_E$ )	EQU	(A1)	(A2)
Carichi permanenti $G_1$	Favorevole	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevole		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti $G_2^{(1)}$	Favorevole	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevole	$\gamma_Q$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevole		1,5	1,5	1,3

<sup>(1)</sup> Per i carichi permanenti  $G_2$  si applica quanto indicato alla Tabella 2.6.I. Per la spinta delle terre si fa riferimento ai coefficienti  $\gamma_{G1}$

**Tabella 4: Tab.6.2.II di NTC2018 per i coefficienti parziali per i parametri geotecnici (M1)**

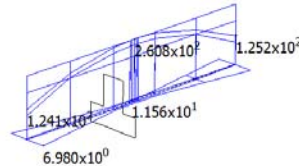
Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale $\gamma_M$	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coazione efficace	$c'_k$	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	$c_{uk}$	$\gamma_{cu}$	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	$\gamma_V$	$\gamma_V$	1,0	1,0

**Tabella 5: Tab.6.4.I di NTC2018 per i coefficienti parziali per le verifiche (R3)**

Verifica	Coefficiente parziale (R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Come si può notare, i valori per i coefficienti parziali per le azioni della combinazione (A1+M1+R3) corrispondono a quelli delle combinazioni SLU implementate nel modello, per cui si verifica la fondazione per i massimi valori sollecitanti ricavati dall'involuppo SLU senza amplificare tali azioni nel foglio di calcolo riportato successivamente. In particolare le sollecitazioni più sfavorevoli per le travi rovesce sono:

	MIN	MAX
SF1(kN)	-6.980x10 <sup>0</sup> [Bm:22]	6.980x10 <sup>0</sup> [Bm:22]
BM1(kN.m)	-5.873x10 <sup>0</sup> [Bm:22]	1.156x10 <sup>1</sup> [Bm:22]
BM2(kN.m)	9.794x10 <sup>1</sup> [Bm:22]	2.608x10 <sup>2</sup> [Bm:22]
AxForce(kN)	-2.053x10 <sup>1</sup> [Bm:22]	-1.495x10 <sup>1</sup> [Bm:22]



**Figura 12-1: Involuppo SLU su trave rovescia centrale (L=4.25 m)**

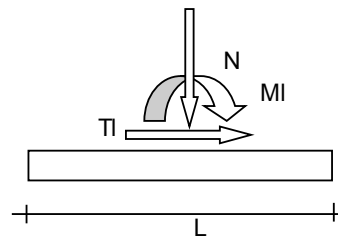
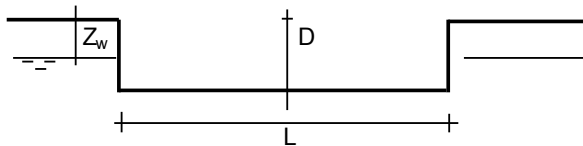
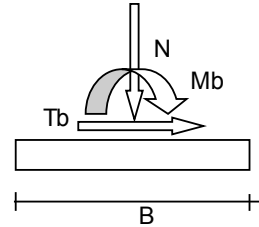
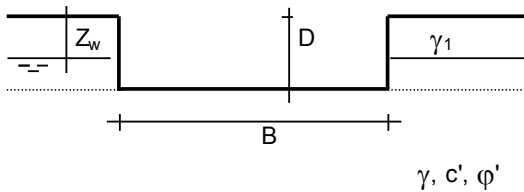
N	Tx	MX	MY
21	7	-261	-12

Per calcolare la reazione verticale agente in fondazione si considera lo scarico su uno dei pilastri centrali attraverso le aree di influenza:

- G1: pilastro  $4.90 \text{ m} \times 0.09 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3$   
 trave rovescia  $1 \text{ m} \times 0.47 \text{ m}^2 \times 25 \text{ kN/m}^3$   
 solaio  $4.25 \text{ m} \times 3.85 \text{ m} \times 4 \text{ kN/m}^2$
- G2: copertura  $4.25 \text{ m} \times 3.85 \text{ m} \times 1.05 \text{ kN/m}^2$   
 tamponatura  $4.90 \text{ m} \times 4.25 \times 2.56 \text{ kN/m}^2$
- Q: neve  $4.25 \text{ m} \times 3.85 \text{ m} \times 0.52 \text{ kN/m}^2$   
 accidentali  $4.25 \text{ m} \times 3.85 \text{ m} \times 1 \text{ kN/m}^2$

$$F_{z,SLU_{\max}} = G1 \times 1.3 + G2 \times 1.5 + Qh \times 1.5 + Qs \times 0.75 = 251.36 \text{ kN}$$

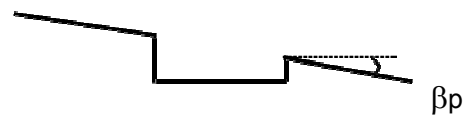
Si riporta di seguito la verifica a capacità portante per le sollecitazioni ricavate.



$B = 0.90$  (m)  
 $L = 4.25$  (m)  
 $D = 1.65$  (m)



$\beta_f = 0.00$  (°)



$\beta_p = 0.00$  (°)

**AZIONI**

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	251.00	0.00	251.00
Mb [kNm]	-12.00	0.00	-12.00
MI [kNm]	-260.00	0.00	-260.00
Tb [kN]	7.00	0.00	7.00
Tl [kN]	21.00	0.00	21.00
H [kN]	22.14	0.00	22.14

*Peso unità di volume del terreno*

$\gamma_1 = 17.00$  (kN/mc)  
 $\gamma = 17.00$  (kN/mc)

*Valori caratteristici di resistenza del terreno*

$c' = 0.00$  (kN/mq)  
 $\phi' = 26.00$  (°)

*Valori di progetto*

$c' = 0.00$  (kN/mq)  
 $\phi' = 26.00$  (°)

*Profondità della falda*

$Z_w = 2.00$  (m)



**CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di  
 calcolo strutture e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 18	CL	SE0200023	A	105 di 110

$$e_B = -0.05 \quad (m) \qquad B^* = 1.00 \quad (m)$$

$$e_L = -1.04 \quad (m) \qquad L^* = 6.32 \quad (m)$$

**q : sovraccarico alla profondità D**

$$q = 28.05 \quad (kN/mq)$$

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

$$\gamma = 10.89 \quad (kN/mc)$$

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

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

$$N_q = 11.85$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 22.25$$

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

$$N_\gamma = 12.54$$

 **$s_c, s_q, s_\gamma$  : fattori di forma**

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

$$s_c = 1.08$$

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

$$s_q = 1.08$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0.94$$

 **$i_c, i_q, i_\gamma$  : fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.86 \qquad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 18.43 \quad (^\circ)$$

**CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di  
 calcolo strutture e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 18	CL	SE0200023	A	106 di 110

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.14 \quad m = 1.21 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

( $m=2$  nel caso di fondazione nastriforme e  
 $m=(m_b \sin^2 \theta + m_c \cos^2 \theta)$  in tutti gli altri casi)

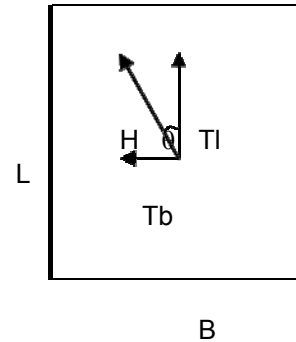
$$i_q = 0.89$$

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

$$i_c = 0.88$$

$$i_\gamma = (1 - H / (N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0.82$$


 **$d_c, d_q, d_\gamma$  : fattori di profondità del piano di appoggio**

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

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

$$d_q = 1.32$$

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

$$d_c = 1.35$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1.00$$

 **$b_c, b_q, b_\gamma$  : fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2$$

$$\beta_f + \beta_p = 0.00$$

$$\beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1.00$$

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

$$b_c = 1.00$$

$$b_\gamma = b_q$$

**CTE Vigna di Valle - Fabbricato - Relazione di calcolo strutture e fondazioni**

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 18	CL	SE0200023	A	107 di 110

$$b_{\gamma} = 1.00$$

**$g_c, g_q, g_{\gamma}$  : fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan\beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1.00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan\phi')$$

$$g_c = 1.00$$

$$g_{\gamma} = g_q$$

$$g_{\gamma} = 1.00$$

**Carico limite unitario**

$$q_{lim} = 473.46 \quad (\text{kN/m}^2) \quad R3 \quad 2.30$$

$$q_{rd} = 206 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Pressione massima agente**

$$q = N / B * L *$$

$$q = 39.88 \quad (\text{kN/m}^2)$$

**Coefficiente di sicurezza**

$$F_s = q_{lim} / q = 11.87 \quad \text{OK}$$

### **13. VERIFICHE DEGLI ELEMENTI STRUTTURALI IN TERMINI DI CONTENIMENTO DEL DANNO AGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI**

Secondo quanto riportato dalle NTC 2018 al § 7.3.6.1, per le costruzioni ricadenti in classe d'uso II si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

In particolare, si può considerare che il caso in esame ricada nel punto a) descritto in normativa, che riguarda gli edifici con tamponamenti collegati rigidamente alla struttura e che interferiscono con la deformabilità della stessa, per i quali è previsto di contenere gli spostamenti interpiano entro il 5‰ dell'altezza di piano:

$$d_r \leq 0.005 h$$

dove:

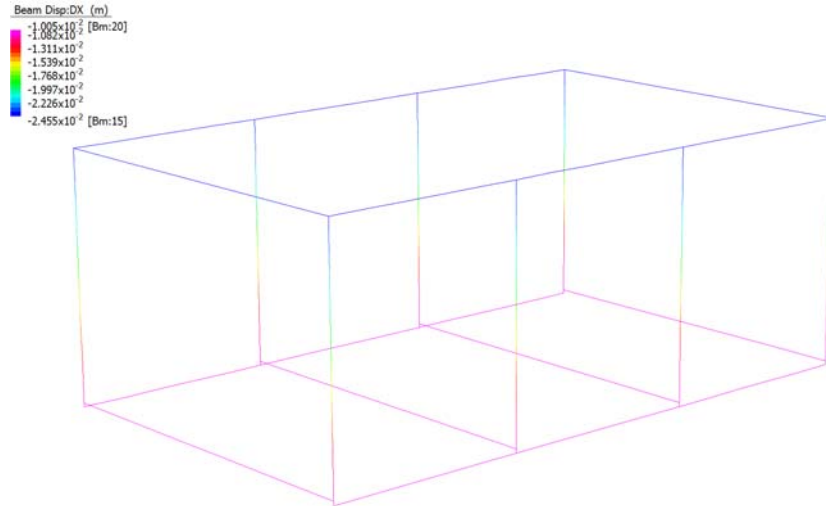
h = altezza di piano;

$d_r$  = spostamento interpiano, ovvero la differenza tra gli spostamenti al solaio superiore ed inferiore, determinato per lo SLD.

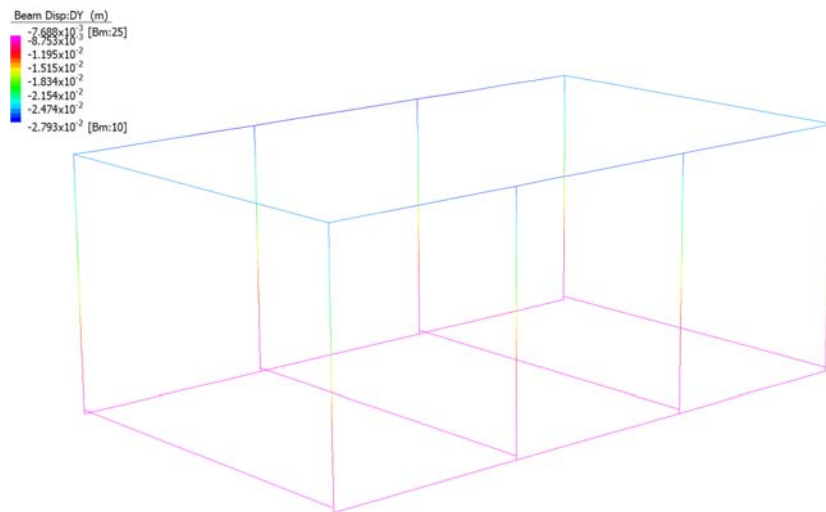
Essendo l'altezza di interpiano  $h_1 = 4.90$  m, il limite massimo degli spostamenti nel caso in esame è:

$$d_{r,1} \leq 0,005 * 490 = 2.45 \text{ cm}$$

COMMESSA	LOTTO	CODIFICA	DOCUMENTO	REV.	FOGLIO
NR1J	01 D 18	CL	SE0200023	A	109 di 110



**Figura 13-1: Spostamenti in X**



**Figura 13-2: Spostamenti in Y**

Il massimo spostamento (relativo) per l' SLD in direzione Y è pari a 2.02 cm, mentre in direzione X è pari a 1.45 cm. Entrambi gli spostamenti sono sotto il limite.

**14. RIEPILOGO ARMATURE ED INCIDENZA**

Elemento strutturale	Armatura Principale	Armatura a taglio	Incidenza* [kg/m <sup>3</sup> ]
<b>ELEVAZIONI</b>			
Travi di bordo	φ16/20 inf. e sup.	staffe φ8/10	135
Travi di testa	φ14/25 inf. e sup.	staffe φ8/10	95
Pilastrini	3φ18 inf. e sup. 2φ18 intermedi	staffe φ8/10 2 legature φ8/10 cm	280
<b>FONDAZIONI</b>			
Travi rovesce	3φ18+2φ16 sup. 4φ16 inf. 4φ12 reggistaffa	staffe φ8/9	90
Travi di collegamento	φ16/20 inf. e sup.	staffe φ8/10	85

\*per tener conto delle sovrapposizioni si è aggiunto un 8% al peso risultante dal calcolo.