

ITINERARIO INTERNAZIONALE E78 S.G.C. GROSSETO – FANO  
 Tratto Selci Lama (E45) – S. Stefano di Gaifa  
 Adeguamento a 2 corsie della Galleria della Guinza (lotto 2)  
 e del tratto Guinza – Mercatello Ovest (lotto 3)  
 1° stralcio

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD. AN58

**PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI**

**PROGETTISTI:**

*in g. VINCENZO MARZI  
 Ordine Ingegner' di Bari n. 3594*

**IL GEOLOGO**

*Geol. FRANCESCO MATALONI  
 Ordine Geologi del Lazio n. 725*

**IL RESPONSABILE DEL S.I.A.**

*Arch. GIOVANNI MAGARO'  
 Ordine Architetti di Roma n. 16183*

**COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE**

*Coor. FABIO QUONDAM*

**VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO**

*Dott. ing. ACHILLE DEVITOFRANCESCHI*

PROTOCOLLO

DATA:

**EDIFICI IMPIANTI**

**Galleria Guinza - lato Umbria**

**Relazione tecnica e di calcolo**

CODICE PROGETTO		NOME FILE			REVISIONE				
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T00FA01STRRE01_B						
L0702M	D	1801	CODICE ELAB.	T00	FA01	STR	RE01	B	varie
D									
C									
B	AGGIORNAMENTO			Luglio 19					
A	EMISSIONE			Giugno 2018					
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO			

<b>INDICE</b>		<b>Pagina</b>
<b>1</b>	<b>INQUADRAMENTO GENERALE</b>	<b>3</b>
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	3
<b>2</b>	<b>NORMATIVE DI RIFERIMENTO</b>	<b>6</b>
<b>3</b>	<b>CARATTERISTICHE DEI MATERIALI</b>	<b>7</b>
3.1	CALCESTRUZZO	7
3.1.1	Strutture in elevazione	7
3.1.2	Strutture di fondazione	7
3.2	ACCIAIO PER ARMATURA LENTA	8
<b>4</b>	<b>ANALISI DEI CARICHI</b>	<b>9</b>
4.1	PESI PROPRI STRUTTURALI (G1)	9
4.2	PERMANENTI NON STRUTTURALI (G2)	9
4.2.1	Solaio di copertura	9
4.2.2	Tamponature/tramezzature	9
4.3	CARICO NEVE (QS)	9
4.4	SOVRACCARICO VARIABILE COPERTURA (QK)	10
4.5	AZIONE DEL VENTO (QW)	11
4.6	AZIONE SISMICA (E)	12
4.6.1	Spettri di risposta di progetto per lo SLV	14
4.6.2	Spettri di risposta di progetto per lo SLO	15
<b>5</b>	<b>COMBINAZIONI DI CARICO</b>	<b>16</b>
<b>6</b>	<b>MODELLO NUMERICO</b>	<b>20</b>
6.1	RISULTATI ANALISI MODALE	21
<b>7</b>	<b>VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI</b>	<b>23</b>
7.1	SOLAIO DI COPERTURA	23
7.2	TRAVI IN DIR. LONGITUDINALE	26
7.2.1	Verifiche allo SLU	26
7.2.2	Verifiche allo SLE	29
7.3	TRAVI IN DIR. TRASVERSALE	33
7.3.1	Verifiche allo SLU	33
7.3.2	Verifiche allo SLE	35
7.4	PILASTRI	36
7.4.1	Verifiche allo SLU	36
7.4.2	Verifiche allo SLE	39

7.5	TRAVI DI FONDAZIONE	42
7.5.1	Verifiche allo SLU	42
<b>8</b>	<b>VERIFICHE DI RIGIDEZZA</b>	<b>45</b>
<b>9</b>	<b>VERIFICA PRESSIONI SUL TERRENO</b>	<b>47</b>

## 1 INQUADRAMENTO GENERALE

La presente relazione riguarda il dimensionamento dell'edificio impianti posto all'uscita della galleria sul lato Umbria, previsto nell'ambito dei lavori inerenti il progetto definitivo di "adeguamento a due corsie della Galleria della Guinza (Lotto 2°) e del Tratto Guinza - Mercatello Ovest (Lotto 3°)". L'intervento è localizzato tra le Regioni Umbria e Marche, nei Comuni di San Giustino (PG) e Mercatello sul Metauro (PU). Più dettagliatamente, il 2° Lotto comprende la Galleria della Guinza, mentre il 3° Lotto comprende tutte le opere dall'uscita della Guinza sul lato marchigiano, fino al termine dell'intervento.

Nel seguito vengono descritte le caratteristiche generali dell'opera e vengono esposte le modalità di calcolo, i risultati delle analisi e le verifiche degli elementi strutturali.

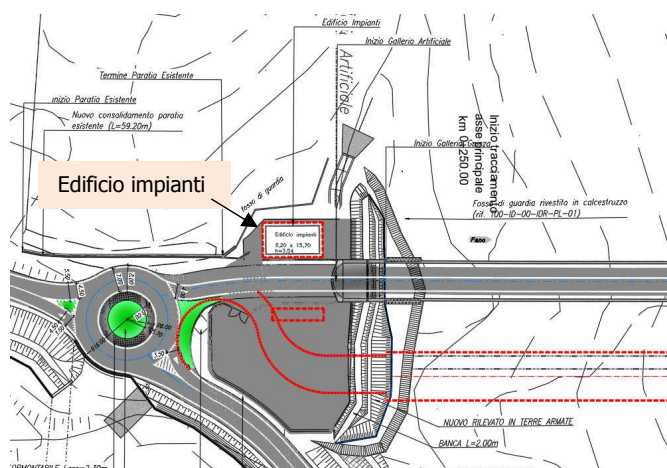


Figura 1: Inquadramento dell'opera

### 1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'edificio si sviluppa su un solo piano per un'altezza fuori tutto di 4.14 m, con dimensioni in pianta di 8.12x15.62 m. La struttura portante è a telaio in c.a. con pilastri di sezione 40x40 cm e travi 40x50 cm.

Il solaio di copertura è realizzato in laterocemento mediante l'impiego di travetti prefabbricati in c.a.p., ed è dotato di soletta collaborante avente spessore di 5 cm, per un'altezza complessiva pari a 25 cm.

Per le tamponature esterne e le tramezzature si utilizzano blocchi forati in calcestrutto a facciavista.

Le fondazioni sono costituite da un graticcio di travi rovesce connesse tra loro tramite una platea di spessore di 30 cm.

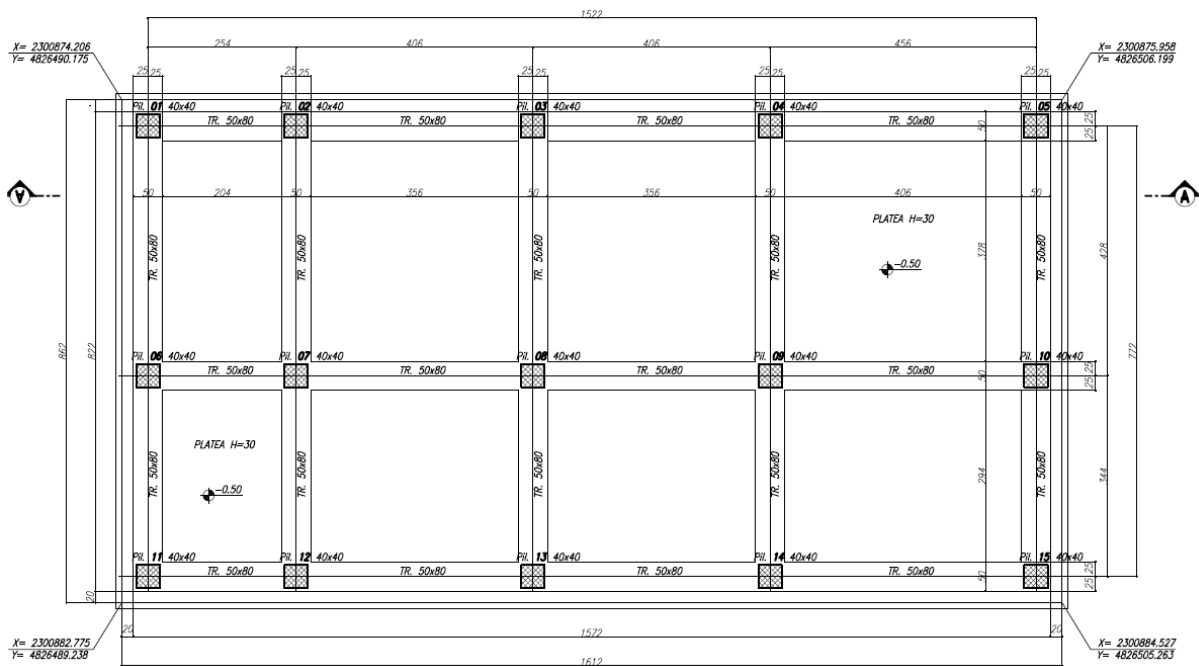


Figura 2: Carpenteria fondazioni

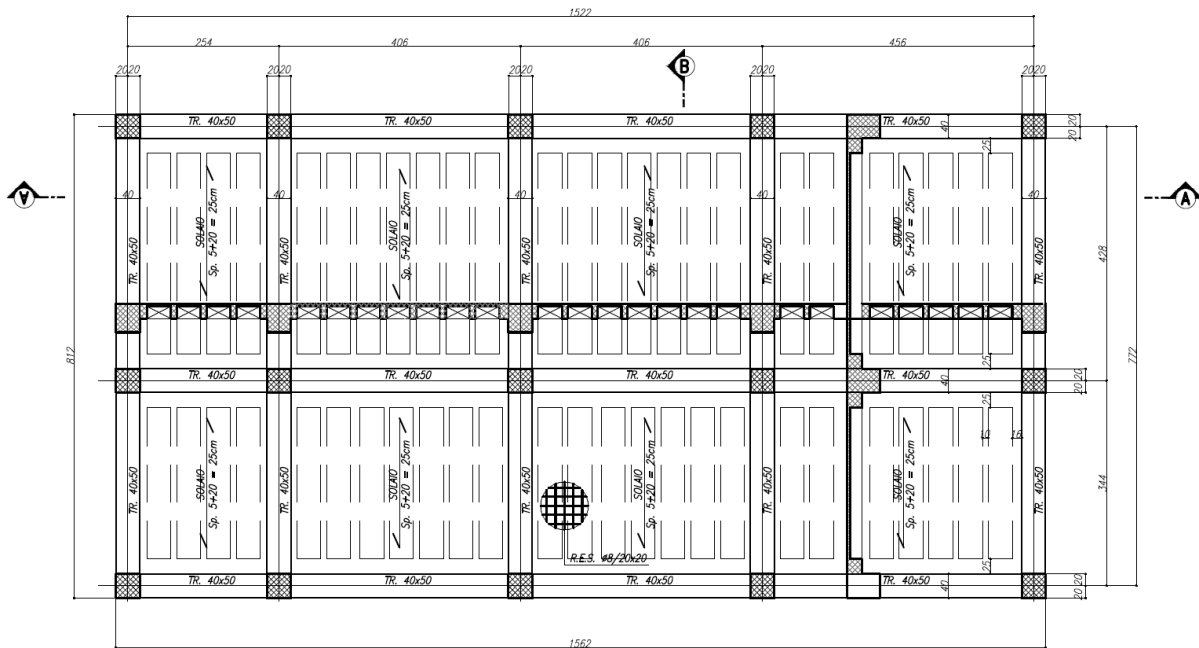


Figura 3: Carpenteria copertura

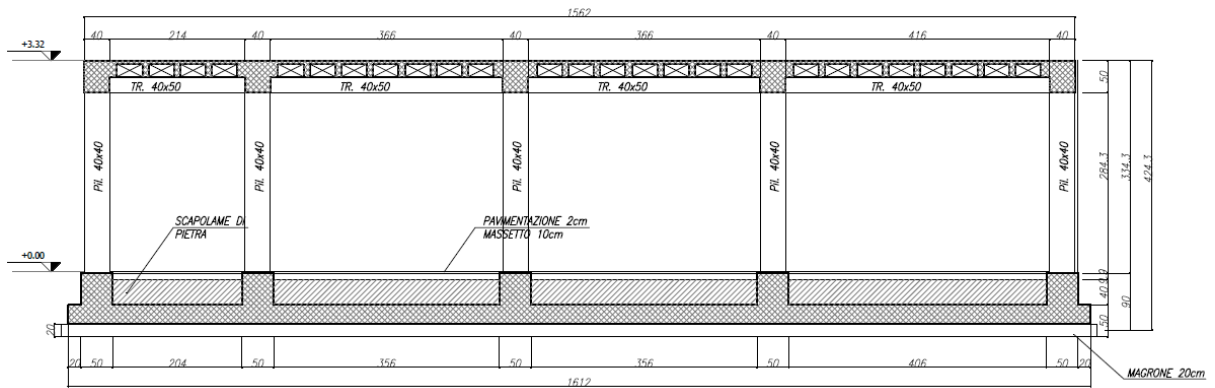


Figura 4: Sezione longitudinale

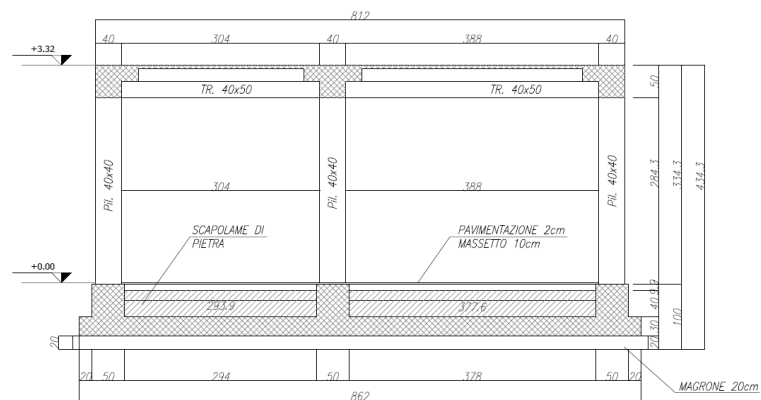


Figura 5: Sezione trasversale

## 2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

Nella progettazione sono state prese in considerazione le normative di seguito riportate:

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 - Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio armato normale e precompresso ed a struttura metallica.
- Decreto del ministero dei Lavori Pubblici 9 gennaio 1996 - Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche.
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 15 Ottobre 1996, n. 252 AA.GG/STC -Istruzioni per l'applicazione delle «Norme Tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche» di cui al decreto ministeriale del 9 Gennaio 1996».
- Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici 16 gennaio 1996 – Norme tecniche relative ai «Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi.
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 4 luglio 1996, n. 156 AA.GG/STC – Istruzioni per l'applicazione delle «Norme Tecniche relative ai Criteri generali per la verifica di sicurezza delle costruzioni e dei carichi e sovraccarichi» di cui al decreto ministeriale 16 gennaio 1996.
- Legge 5 febbraio 1974, n. 64 - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.
- Decreto del Ministero dei Lavori Pubblici 11 marzo 1988 - Norme tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione.
- Circolare del Ministero dei Lavori Pubblici 24 settembre 1988 – Norme Tecniche riguardanti le indagini sui terreni e sulle rocce, la stabilità dei pendii naturali e delle scarpate, i criteri generali e le prescrizioni per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo delle opere di sostegno delle terre e delle opere di fondazione. Istruzioni per l'applicazione.
- Decreto Ministero Infrastrutture 14 gennaio 2008 – Norme tecniche per le costruzioni.
- Circolare Ministero Infrastrutture 02 febbraio 2009 n.617 - Istruzioni per l'applicazione delle Nuove Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 14 gennaio 2008.
- Decreto Ministero Infrastrutture 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni.
- Circolare Ministero Infrastrutture 21 gennaio 2019 n.7 - Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018.
- Eurocodici UNI EN 1990:2006; UNI EN 1991; UNI EN 1992; UNI EN 1993; UNI EN 1994; UNI EN 1997; UNI EN 1998.
- Calcestruzzo - specificazione, prestazione, produzione e conformità (UNI EN 206-1:2006).

### 3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

#### 3.1 CALCESTRUZZO

##### 3.1.1 Strutture in elevazione

La classe di esposizione prevista per l'opera risulta XC2/XC4, per la quale è richiesta una classe di resistenza minima del calcestruzzo C30/37.

Il copriferro minimo prescritto è pari a 40 mm.

Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005		
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	37 [MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	30 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1.5 [-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	$\alpha_{cc}$	0.85 [-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	$f_{cm}$	38 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	$f_{ctm}$	2.9 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk,0,05}$	2.0 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk,0,95}$	3.8 [MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	$E_{cm}$	32837 [MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione $f_c$	$\epsilon_{c1}$	0.0020 [-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	$\epsilon_{cu}$	0.0035 [-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	$f_{cd}$	17.00 [MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd}$	1.35 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	18 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	13.5 [MPa]

##### 3.1.2 Strutture di fondazione

Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005		
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	30 [MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	25 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	$\gamma_c$	1.5 [-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	$\alpha_{cc}$	0.85 [-]
Valore medio della resistenza a compressione cilindrica	$f_{cm}$	33 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	$f_{ctm}$	2.6 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk,0,05}$	1.8 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk,0,95}$	3.3 [MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	$E_{cm}$	31476 [MPa]
Deformazione di contrazione nel calcestruzzo alla tensione $f_c$	$\epsilon_{c1}$	0.0020 [-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	$\epsilon_{cu}$	0.0035 [-]
Resistenza di progetto a compressione del calcestruzzo	$f_{cd}$	14.17 [MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd}$	1.20 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	15 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11.25 [MPa]



### 3.2 ACCIAIO PER ARMATURA LENTA

Acciaio - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005		
Resistenza a snervamento dell'acciaio	$f_{yk}$	450 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per l'acciaio	$\gamma_s$	1.15 [-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	$E_s$	200000 [MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	$\epsilon_{yd}$	0.001957 [-]
Deformazione ultima dell'acciaio	$\epsilon_{su}$	0.01 [-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	$f_{yd}$	391.3 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360 [MPa]

## 4 ANALISI DEI CARICHI

L'analisi dei carichi agenti è condotta sulla base delle prescrizioni di norma (D.M. 17-01-2018) e dell'effettiva geometria e destinazione d'uso dell'opera oggetto della presente relazione.

### 4.1 PESI PROPRI STRUTTURALI (g1)

Il peso proprio degli elementi strutturali in c.a. è computato automaticamente dal software di calcolo considerando per il calcestruzzo armato un peso specifico pari a  $\gamma=25.0 \text{ kN/m}^3$ .

### 4.2 PERMANENTI NON STRUTTURALI (g2)

#### 4.2.1 Solaio di copertura

Peso proprio solaio laterocemento h20+5	3.45 kN/m <sup>2</sup>
Massetto sp. 10cm	2.00 kN/m <sup>2</sup>
Impianti	0.50 kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE PERM.</b>	<b>5.95 kN/m<sup>2</sup></b>

#### 4.2.2 Tamponature/tramezzature

Parete in blocchi di cls forati sp. 20cm (facciavista)	<b>1.85 kN/m<sup>2</sup></b>
--	------------------------------

**N.B.** Per considerare la presenza di aperture nelle pareti, si considera un coefficiente riduttivo del peso delle stesse pari a 0.80.

### 4.3 CARICO NEVE (qs)

#### CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE – NTC 2018

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

$$q_s \text{ (carico neve sulla copertura [N/mq])} = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

$\mu_i$  (coefficiente di forma)

$q_{sk}$  (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])

$C_E$  (coefficiente di esposizione)

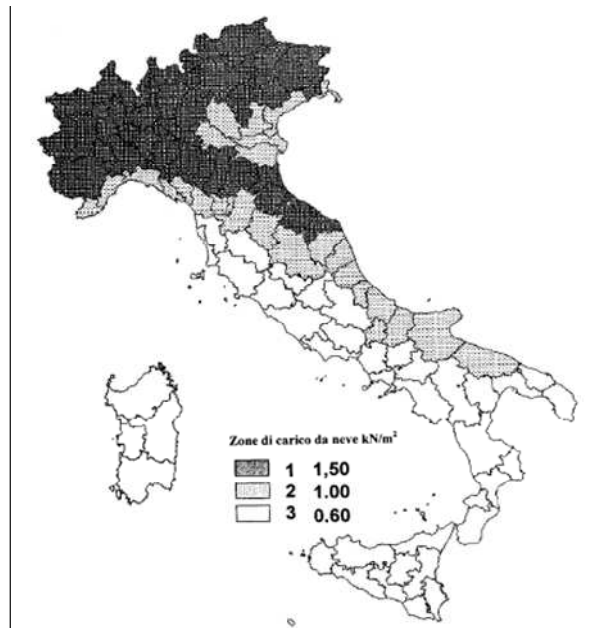
$C_t$  (coefficiente termico)

**Valore caratteristico della neve al suolo**

$a_s$ (altitudine sul livello del mare [m])	580
$q_{sk}$ (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	2.60

**Coefficiente termico**

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 **Ct = 1**.



**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

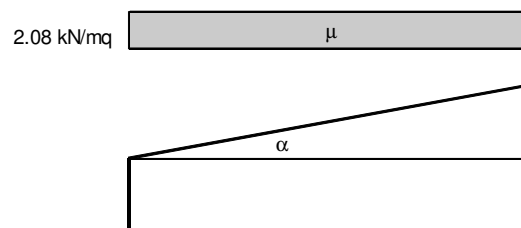
**Valore del carico della neve al suolo**

$q_s$ (carico della neve al suolo [kN/mq])	2.60
--	------

**Coefficiente di forma (copertura ad una falda)**

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

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



Si assume quindi un carico neve pari a 2.10 kN/m<sup>2</sup>.

**4.4 SOVRACCARICO VARIABILE COPERTURA (qk)**

Coperture accessibili per sola manutenzione (cat. H1)

**0.50 kN/m<sup>2</sup>**

#### 4.5 AZIONE DEL VENTO (qw)

##### CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO - NTC 2018

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]	$k_s$
3	27	500	0.37
$a_s$ (altitudine sul livello del mare [m])			580
$T_R$ (Tempo di ritorno)			50
$v_b = v_{b,0} \cdot C_a$ $C_a = 1$ per $a_s \leq a_0$			
$C_a = 1 + k_s (a_s/a_0 - 1)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m			
$v_b$ ( $T_R = 50$ anni)			28.598
$C_r$			1.00000
$V_r = v_b \cdot C_r$ [m/s]			28.598



$p$  (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

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

$q_r$ [N/mq]	511.17
--------------	--------

##### 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

##### Categoria di esposizione

ZONE 1,2,3,4,5						
costa		mare		750m		
2 km		10 km		30 km		500m
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					
costa		mare		500m	
2 km		10 km		30 km	
A	--	III	IV	V	V
B	--	II	III	IV	IV
C	--	II	III	III	IV
D	I	I	II	II	III

ZONE 7,8		
mare		costa
1,5 km		0,5 km
A	--	IV
B	--	IV
C	--	III
D	I	*

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

ZONA 9	
costa	
mare	
A	I
B	I
C	I
D	I

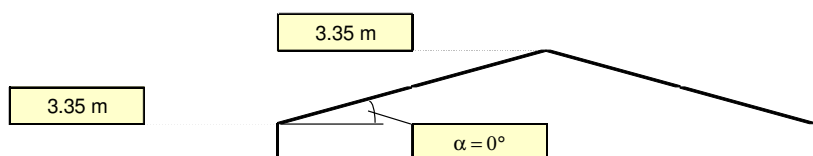
Zona	Classe di rugosità	$a_s$ [m]
3	D	580

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

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

Cat. Esposiz.	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{min}$ [m]	$C_t$
III	0.2	0.1	5	1

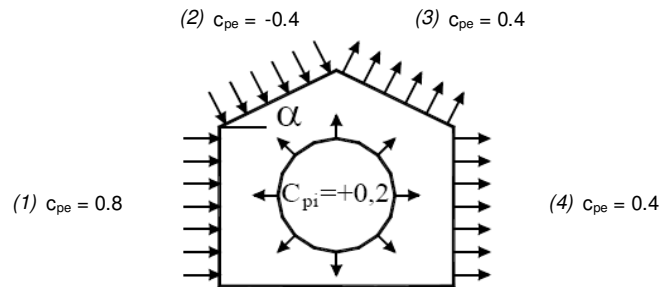
$z$ [m]	$C_e$
$z \leq 5$	1.708
$z = 3.35$	1.708
$z = 3.35$	1.708



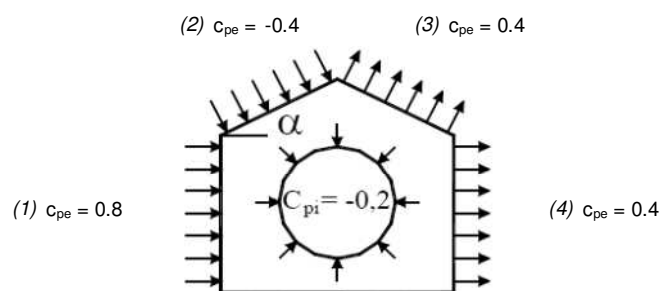
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture non stagne

(1)	$C_p$	$p$ [kN/mq]
	0.60	0.524
(2)	$C_p$	$p$ [kN/mq]
	-0.60	-0.524
(3)	$C_p$	$p$ [kN/mq]
	0.60	0.524
(4)	$C_p$	$p$ [kN/mq]
	0.60	0.524



(1)	$C_p$	$p$ [kN/mq]
	1.00	0.873
(2)	$C_p$	$p$ [kN/mq]
	-0.20	-0.175
(3)	$C_p$	$p$ [kN/mq]
	0.20	0.175
(4)	$C_p$	$p$ [kN/mq]
	0.20	0.175



#### 4.6 AZIONE SISMICA (E)

Si riportano di seguito i parametri considerati per la definizione dell'azione sismica di progetto, valutata in accordo alle indicazioni del par. 3.2 delle NTC-2018.

### FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

Ricerca per comune

REGIONE

PROVINCIA

COMUNE

**Elaborazioni grafiche**

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

---

**Elaborazioni numeriche**

Tabella parametri

**Reticolo di riferimento**

Controllo sul reticolo

Sito esterno al reticolo

Interpolazione su 3 nodi

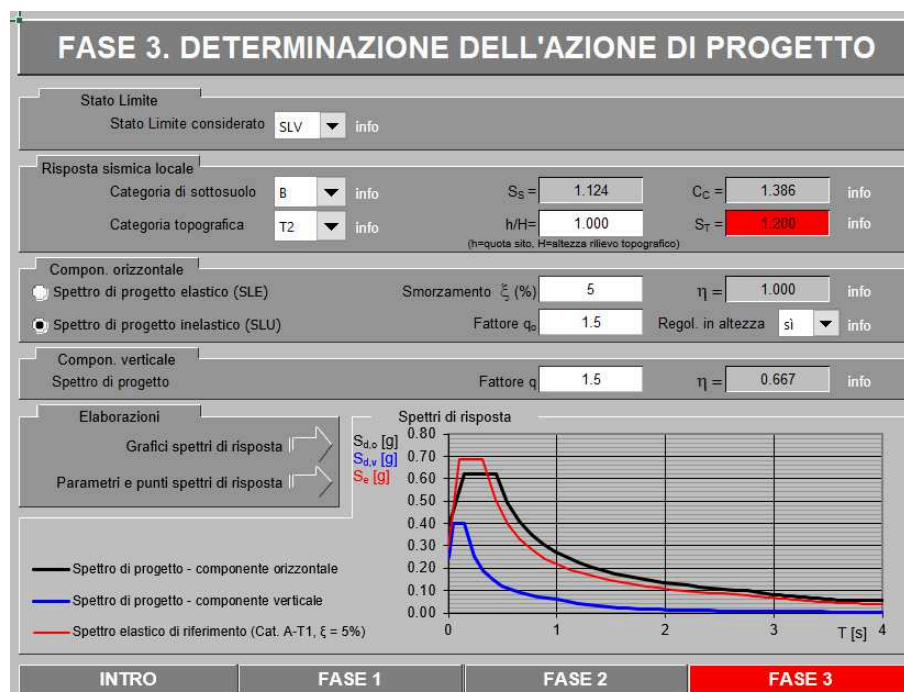
Interpolazione corretta

Interpolazione

Nodi del reticolo intorno al sito

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

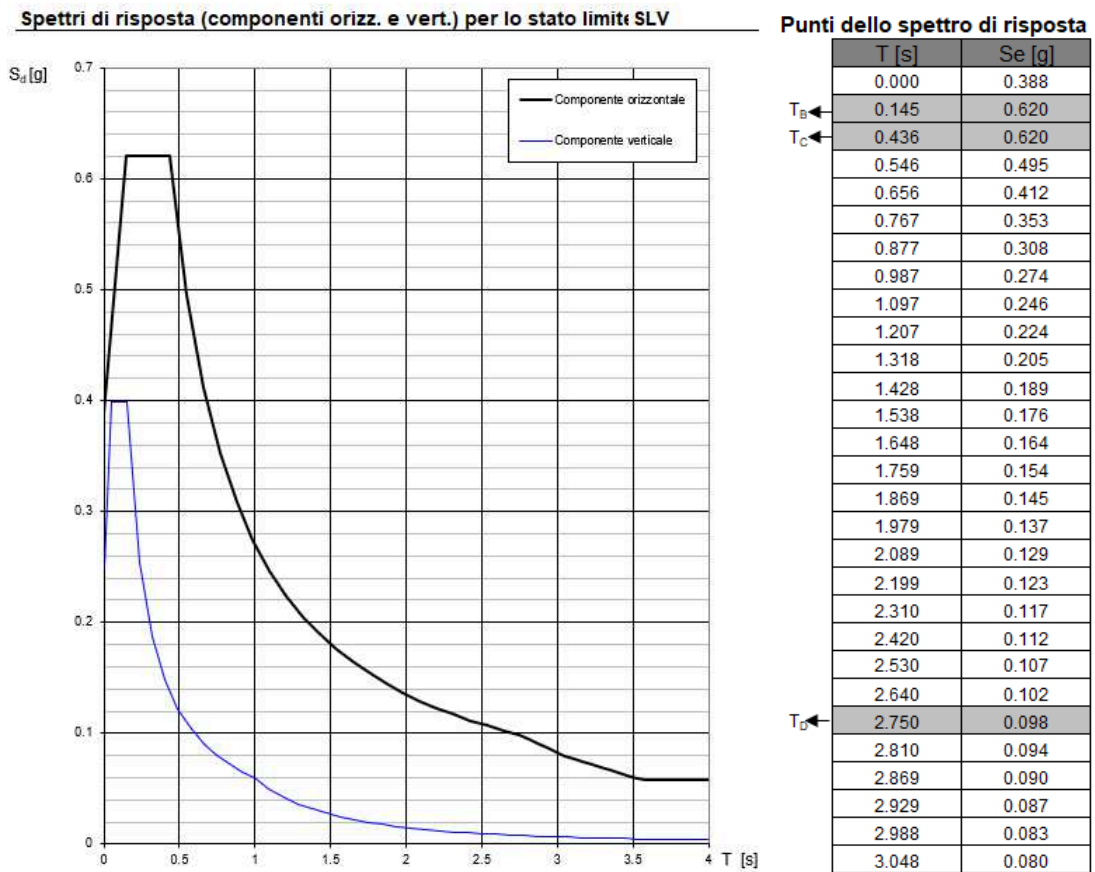
INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3



Il metodo d'analisi utilizzato per determinare gli effetti dell'azione sismica è l'analisi modale con spettro di risposta o "analisi lineare dinamica".

#### 4.6.1 Spettri di risposta di progetto per lo SLV

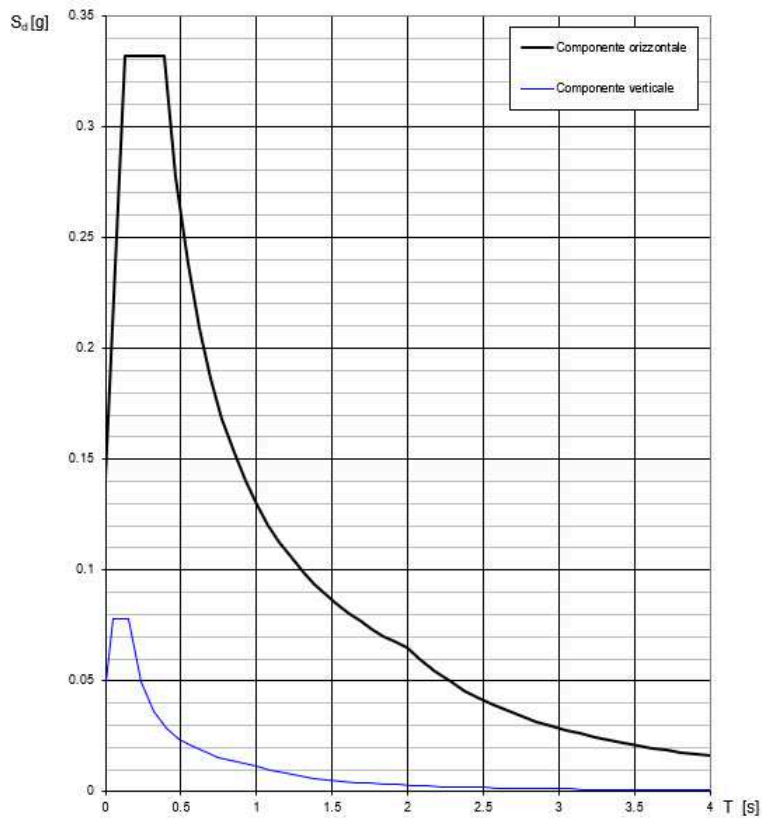
Gli spettri di progetto per lo SLV sono quelli ottenuti dagli spettri elastici abbatuti con fattore di struttura  $q=1.5$ , avendo scelto di progettare con comportamento strutturale *Non Dissipativo*.



#### 4.6.2 Spettri di risposta di progetto per lo SLO

Per lo SLO lo spettro di risposta di progetto da utilizzare è quello elastico corrispondente.

**Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite SLO**



**Punti dello spettro di risposta**

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.141
$T_B \leftarrow$	0.130	0.332
$T_C \leftarrow$	0.391	0.332
	0.467	0.277
	0.543	0.239
	0.619	0.209
	0.696	0.186
	0.772	0.168
	0.848	0.153
	0.925	0.140
	1.001	0.129
	1.077	0.120
	1.153	0.112
	1.230	0.105
	1.306	0.099
	1.382	0.094
	1.458	0.089
	1.535	0.084
	1.611	0.080
	1.687	0.077
	1.763	0.073
	1.840	0.070
	1.916	0.068
$T_D \leftarrow$	1.992	0.065
	2.088	0.059
	2.183	0.054
	2.279	0.050
	2.375	0.046
	2.470	0.042



## 5 COMBINAZIONI DI CARICO

Le condizioni di carico di cui ai paragrafi precedenti sono state combinate secondo quanto indicato dalle norme tecniche sulle costruzioni NTC18:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.1]$$

- Combinazione caratteristica, cosiddetta rara, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.2]$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{33} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.4]$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.5]$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \dots \quad [2.5.6]$$

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

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} Q_{kj} \quad [2.5.7]$$

Nelle combinazioni per SLE, si intende che vengono omessi i carichi  $Q_{kj}$  che danno un contributo favorevole ai fini delle verifiche e, se del caso, i carichi  $G_2$ .

La Tab. 2.6.I fornisce i valori dei coefficienti parziali delle azioni da assumere nell'analisi per la determinazione degli effetti delle azioni nelle verifiche agli stati limite ultimi.

I valori dei coefficienti  $\psi$  per le diverse categorie di azioni sono riportati nella Tab. 3.1.II.

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. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale</b>			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	<b>Uffici</b>			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	<b>Ambienti suscettibili di affollamento</b>			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad altri di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4 Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5 Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00
D	<b>Ambienti ad uso commerciale</b>			
	Cat. D1 Negozi	4,00	4,00	2,00
	Cat. D2 Centri commerciali, mercati, grandi magazzini	5,00	5,00	2,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita		
E	<b>Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale</b>			
	Cat. E1 Aree per accumulo di merci e relative aree d'accesso, quali biblioteche, archivi, magazzini, depositi, laboratori manifatturieri	≥ 6,00	7,00	1,00*
	Cat. E2 Ambienti ad uso industriale	da valutarsi caso per caso		
F-G	<b>Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)</b>			
	Cat. F Rimesse, aree per traffico, parcheggio e sosta di veicoli leggeri (peso a pieno carico fino a 30 kN)	2,50	2 x 10,00	1,00**
	Cat. G Aree per traffico e parcheggio di veicoli medi (peso a pieno carico compreso fra 30 kN e 160 kN), quali rampe d'accesso, zone di carico e scarico merci.	5,00	2 x 50,00	1,00**
H-I-K	<b>Coperture</b>			
	Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0,50	1,20	1,00
	Cat. I Coperture praticabili di ambienti di categoria d'uso compresa fra A e D	secondo categorie di appartenenza		
	Cat. K Coperture per usi speciali, quali impianti, eliporti.	da valutarsi caso per caso		

Si riportano a seguire le combinazioni di carico utilizzate ai fini del calcolo della struttura in oggetto.

<b>TABLE: Combination Definitions</b>				
<b>ComboName</b>	<b>ComboType</b>	<b>CaseType</b>	<b>CaseName</b>	<b>ScaleFactor</b>
Text	Text	Text	Text	Unitless
SLVx	Linear Add	Linear Static	g1 pesi propri	1
SLVx		Linear Static	g2 permanenti	1
SLVx		Linear Static	g2 peso tamponature	1
SLVx		Linear Static	qs carico neve	0
SLVx		Response Spectrum	sisma x_SLV	1
SLVx		Response Spectrum	sisma y_SLV	0.3
SLVy	Linear Add	Linear Static	g1 pesi propri	1
SLVy		Linear Static	g2 permanenti	1
SLVy		Linear Static	g2 peso tamponature	1
SLVy		Linear Static	qs carico neve	0
SLVy		Response Spectrum	sisma x_SLV	0.3
SLVy		Response Spectrum	sisma y_SLV	1
RARA1	Linear Add	Linear Static	g1 pesi propri	1
RARA1		Linear Static	g2 permanenti	1
RARA1		Linear Static	g2 peso tamponature	1
RARA1		Linear Static	qs carico neve	1
RARA2	Linear Add	Linear Static	g1 pesi propri	1
RARA2		Linear Static	g2 permanenti	1
RARA2		Linear Static	g2 peso tamponature	1
RARA2		Linear Static	qs carico neve	1
RARA2		Linear Static	qw vento dir.x	0.6
RARA3	Linear Add	Linear Static	g1 pesi propri	1
RARA3		Linear Static	g2 permanenti	1
RARA3		Linear Static	g2 peso tamponature	1
RARA3		Linear Static	qs carico neve	1
RARA3		Linear Static	qw vento dir.y	0.6
RARA4	Linear Add	Linear Static	g1 pesi propri	1
RARA4		Linear Static	g2 permanenti	1
RARA4		Linear Static	g2 peso tamponature	1
RARA4		Linear Static	qs carico neve	0.5
RARA4		Linear Static	qw vento dir.x	1
RARA5	Linear Add	Linear Static	g1 pesi propri	1
RARA5		Linear Static	g2 permanenti	1
RARA5		Linear Static	g2 peso tamponature	1
RARA5		Linear Static	qs carico neve	0.5
RARA5		Linear Static	qw vento dir.y	1
SLU1	Linear Add	Linear Static	g1 pesi propri	1.3
SLU1		Linear Static	g2 permanenti	1.5
SLU1		Linear Static	g2 peso tamponature	1.5

SLU1		Linear Static	qs carico neve	1.5
SLU2	Linear Add	Linear Static	g1 pesi propri	1.3
SLU2		Linear Static	g2 permanenti	1.5
SLU2		Linear Static	g2 peso tamponature	1.5
SLU2		Linear Static	qs carico neve	1.5
SLU2		Linear Static	qw vento dir.x	0.9
SLU3	Linear Add	Linear Static	g1 pesi propri	1.3
SLU3		Linear Static	g2 permanenti	1.5
SLU3		Linear Static	g2 peso tamponature	1.5
SLU3		Linear Static	qs carico neve	1.5
SLU3		Linear Static	qw vento dir.y	0.9
SLU4	Linear Add	Linear Static	g1 pesi propri	1.3
SLU4		Linear Static	g2 permanenti	1.5
SLU4		Linear Static	g2 peso tamponature	1.5
SLU4		Linear Static	qs carico neve	0.75
SLU4		Linear Static	qw vento dir.x	1.5
SLU5	Linear Add	Linear Static	g1 pesi propri	1.3
SLU5		Linear Static	g2 permanenti	1.5
SLU5		Linear Static	g2 peso tamponature	1.5
SLU5		Linear Static	qs carico neve	0.75
SLU5		Linear Static	qw vento dir.y	1.5
FREQ1	Linear Add	Linear Static	g1 pesi propri	1
FREQ1		Linear Static	g2 permanenti	1
FREQ1		Linear Static	g2 peso tamponature	1
FREQ1		Linear Static	qs carico neve	0.2
FREQ4	Linear Add	Linear Static	g1 pesi propri	1
FREQ4		Linear Static	g2 permanenti	1
FREQ4		Linear Static	g2 peso tamponature	1
FREQ4		Linear Static	qs carico neve	0
FREQ4		Linear Static	qw vento dir.x	0.2
FREQ5	Linear Add	Linear Static	g1 pesi propri	1
FREQ5		Linear Static	g2 permanenti	1
FREQ5		Linear Static	g2 peso tamponature	1
FREQ5		Linear Static	qs carico neve	0
FREQ5		Linear Static	qw vento dir.y	0.2
QPERM1	Linear Add	Linear Static	g1 pesi propri	1
QPERM1		Linear Static	g2 permanenti	1
QPERM1		Linear Static	g2 peso tamponature	1

## 6 MODELLO NUMERICO

L'analisi strutturale è stata condotta su un modello tridimensionale con l'ausilio del programma di calcolo agli elementi finiti "Csi Bridge v19.2.1" della *Computer and Structures Inc.*

Travi e pilastri sono modellati mediante elementi "frame", ai quali, nel caso delle travi di fondazione, sono state applicate molle reagenti solo a compressione che rappresentano terreno di fondazione.

Gli elementi di solaio sono modellati tramite elementi area privi di rigidità, usati al solo fine di ripartire sulle travi i carichi di superficie ad essi applicati, e gli orizzontamenti sono considerati infinitamente rigidi nel loro piano.

I tamponamenti e le tramezzature sono rappresentati unicamente come peso agente sulla fondazione e come masse sismiche a livello del solaio di impalcato.

Di seguito si riporta una vista del modello FEM sopra descritto.

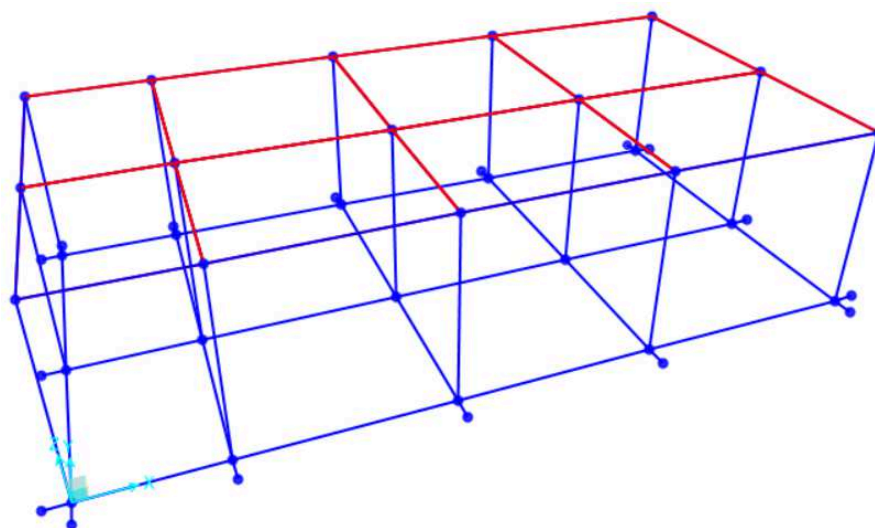


Figura 6: Vista 3D del modello (vista standard)

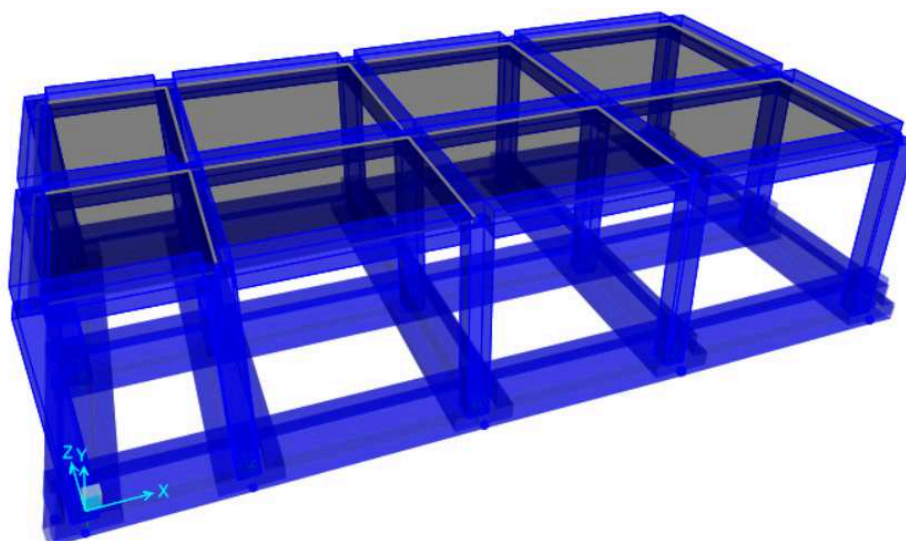


Figura 7: Vista 3D del modello (vista estrusa)



## 6.1 RISULTATI ANALISI MODALE

Si riporta a seguire una tabella riepilogativa dei risultati dell'analisi modale estratta dal software di calcolo.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.1725	0.0015	0.9490	0.0000	0.0015	0.9490	0.0000
MODAL	Mode	2	0.1639	0.9896	0.0028	0.0000	0.9910	0.9518	0.0000
MODAL	Mode	3	0.1462	0.0057	0.0415	0.0000	0.9968	0.9932	0.0000
MODAL	Mode	4	0.0435	0.0002	0.0001	0.8676	0.9969	0.9933	0.8676
MODAL	Mode	5	0.0416	0.0016	0.0000	0.0191	0.9986	0.9933	0.8867
MODAL	Mode	6	0.0414	0.0000	0.0054	0.0034	0.9986	0.9988	0.8901
MODAL	Mode	7	0.0394	0.0000	0.0002	0.0000	0.9986	0.9990	0.8901
MODAL	Mode	8	0.0386	0.0001	0.0000	0.0997	0.9986	0.9990	0.9898
MODAL	Mode	9	0.0357	0.0000	0.0007	0.0003	0.9986	0.9996	0.9900
MODAL	Mode	10	0.0325	0.0006	0.0000	0.0001	0.9992	0.9996	0.9901
MODAL	Mode	11	0.0319	0.0000	0.0002	0.0072	0.9992	0.9999	0.9973
MODAL	Mode	12	0.0293	0.0000	0.0000	0.0000	0.9992	0.9999	0.9973

Dai valori in tabella si evince che la struttura risulta ben descritta già con i primi tre modi di vibrare: il primo ed il secondo traslazionali nelle due direzioni principali e il terzo torsionale.

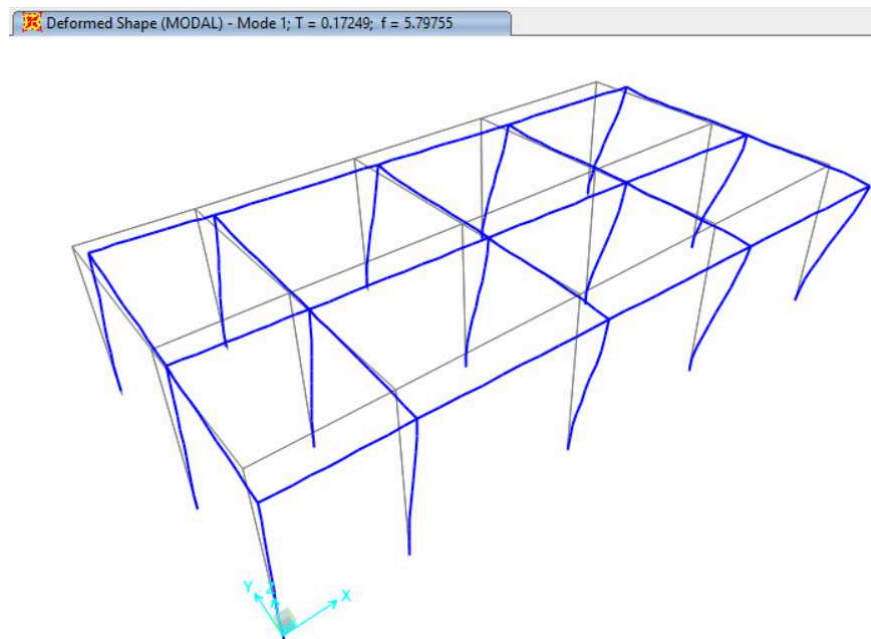
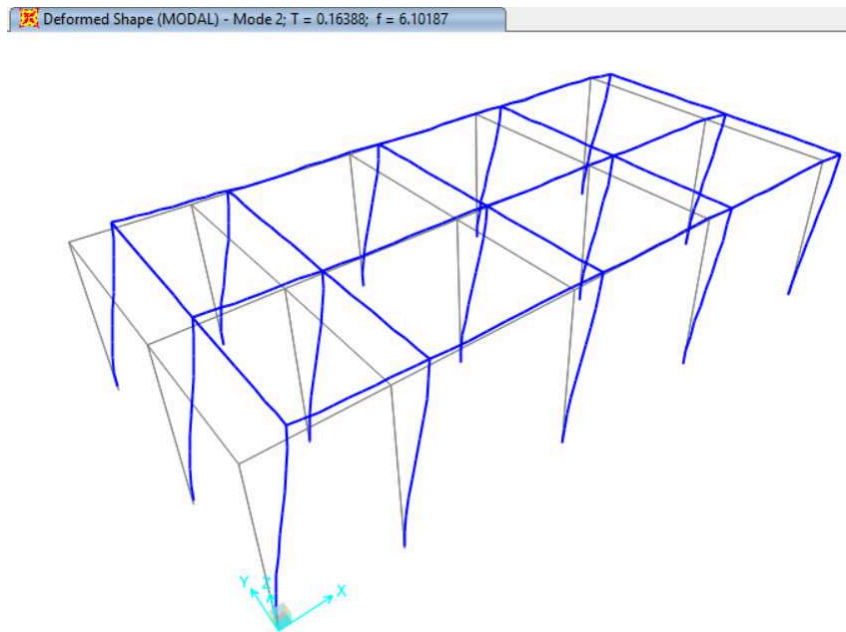
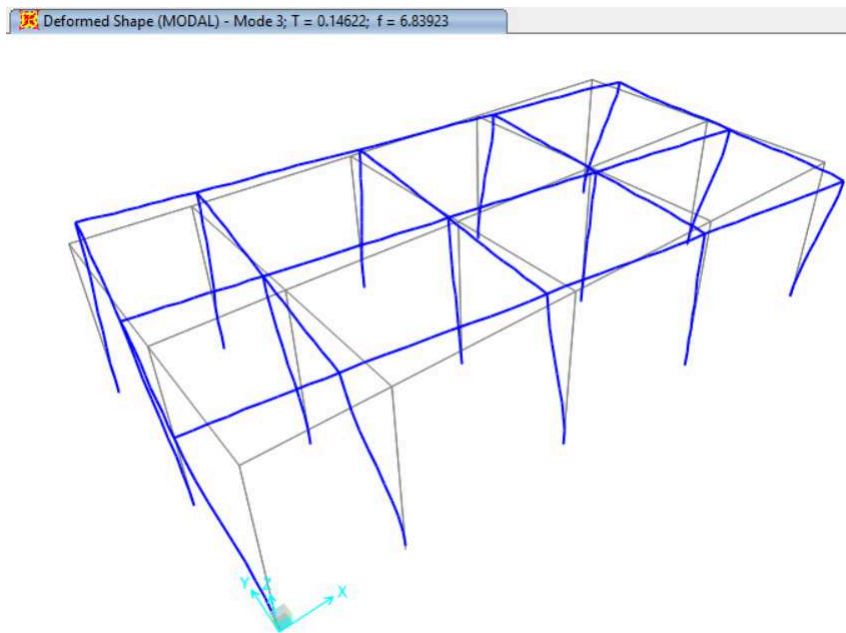


Figura 8: Primo modo di vibrare



*Figura 9: Secondo modo di vibrare*



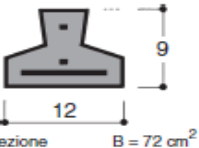
*Figura 10: Terzo modo di vibrare*

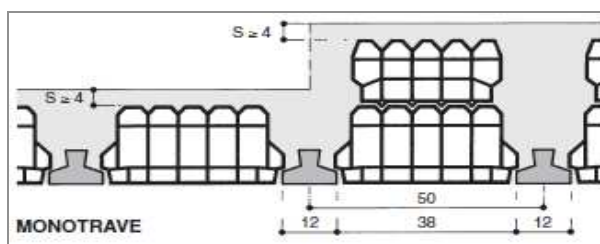
## 7 VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI

### 7.1 SOLAIO DI COPERTURA

Il solaio in esame, realizzato con travetti in c.a.p. e blocchi laterizio, è dimensionato individuando le sollecitazioni esterne di esercizio, calcolate con gli usuali metodi della scienza delle costruzioni, e confrontandole con i valori resistenti 'di servizio' di momento (positivo e negativo) e taglio individuati facendo ricorso a tabelle relative ad elementi prefabbricati di serie.

In particolare, si fa riferimento ad un solaio H20+5 cm realizzato con travetti 9x12 posti ad interasse di 50 cm, le cui caratteristiche geometriche e di armatura sono riportate nella seguente tabella.

CARATTERISTICHE TRAVETTI 9/12 Peso Kg/ml 18	1	2	4	5	6	N°	Contrassegno che individua il tipo d'armatura
	0,24	0,32	0,48	0,60	0,84	$A_p = \text{cm}^2$	Area armatura metallica contenuta nel travetto
	-41,20	-34,67	-51,21	-42,83	-51,78	$\sigma \text{ cps Kg/cm}^2$	Precompressione al lembo superiore del travetto
	-38,07	-61,72	-89,10	-119,38	-159,61	$\sigma \text{ cpi Kg/cm}^2$	Precompressione al lembo inferiore del travetto
	5,522	5,533	5,538	5,553	5,568	$x_i = \text{cm}$	Distanza baricentro sezione ideale dal lembo super.
	440,7	442,0	447,0	449,0	450,9	$J_i = \text{cm}^4$	Momento d'inerzia baricentrico sez. ideale travetto
$a \leq L \leq b$	1,2	3,6	4,4	5,8	6,6	$a = \text{m}$	Limiti inferiore e superiore delle lunghezze travetti disponibili per pronta consegna
	3,4	4,2	5,6	6,4	7,6	$b = \text{m}$	



Di seguito si utilizzano quindi i valori di sollecitazione allo SLE per le verifiche dei travetti e per il calcolo delle armature aggiuntive per momenti negativi, mentre si fa ricorso alle sollecitazioni ultime per le verifiche relative alle fasce piene e semipiene e per il calcolo dell'armatura inferiore agli appoggi.

Geometria solaio		
Altezza totale solaio = 20 + 5	$h_{\text{solaio}}$	25 cm
Altezza soletta	$h_{\text{soletta}}$	5 cm
Altezza blocchi laterizio	$h_{\text{blocchi}}$	20 cm
Larghezza blocchi laterizio	$b_{\text{blocchi}}$	38 cm
Interasse travetti	$i$	50 cm
Altezza travetto	$h_{\text{travetto}}$	9 cm
Larghezza travetto	$b_{\text{travetto}}$	12 cm
Area sezione travetto	$A_{\text{travetto}}$	72 cm <sup>2</sup>
Peso travetto	$\rho_{\text{travetto}}$	18 daN/m
Armatura travetto	$A_p$	0.48 cm <sup>2</sup>
Luce netta solaio	$L_{\text{net}}$	390 cm



Luce di calcolo solaio	$L_{calc}$	410	cm
<b>Analisi dei carichi</b>			
Peso proprio solaio ( $g_1$ )	$g_1$	345	daN/m <sup>2</sup>
Sovraccarichi permanenti	$g_2$	250	daN/m <sup>2</sup>
Sovraccarichi accidentali	$q$	210	daN/m <sup>2</sup>
Carico di esercizio per striscia di 1m	$p_{SLE}$	805	daN/m
Carico allo SLU per striscia di 1m	$p_{SLU}$	1138.5	daN/m
<b>Sollecitazioni di progetto (per striscia di 1m)</b>			
Tipo campata		interna	
<b>Sollecitazioni allo SLE</b>			
Momento positivo	$M_{pos,SLE}$	1353.2	daNm
Momento negativo	$M_{neg,SLE}$	1353.2	daNm
Taglio	$V_{SLE}$	1980.3	daN
<b>Sollecitazioni allo SLU</b>			
Momento positivo	$M_{pos,SLU}$	1913.8	daNm
Momento negativo	$M_{neg,SLU}$	1913.8	daNm
Taglio	$V_{SLU}$	2800.7	daN
<b>Verifica a momento positivo e taglio</b>			
Momento positivo di servizio per striscia di 1m	$M_{pos,serv}$	2044	daNm
<b>Tasso di lavoro a momento positivo</b>	<b>S/R</b>	<b>0.66</b>	<b>&lt; 1</b>
Taglio di servizio per striscia di 1m	$V_{serv}$	3558	daN
<b>Tasso di lavoro a taglio</b>	<b>S/R</b>	<b>0.56</b>	<b>&lt; 1</b>
<b>Verifica a momento negativo</b>			
Diametri per interasse	$D_1$	10	mm
	$D_2$	10	mm
	$D_3$	0	mm
Sezione armatura	$A_s$	3.14	cm <sup>2</sup> /m
Momento negativo di servizio per striscia di 1m	$M_{neg,serv}$	1559	daNm
<b>Tasso di lavoro a momento negativo</b>	<b>S/R</b>	<b>0.87</b>	<b>&lt; 1</b>
<b>Lunghezza armature integrative su semicampata</b>			
Lunghezza ferri per momento negativo	$L_{neg}$	102.5	cm
Lunghezza ancoraggio ferri	$L_a$	40	cm
<b>Lunghezza totale ferri</b>	<b><math>L_{tot}</math></b>	<b>142.5</b>	<b>cm</b>

<b>Verifiche agli appoggi</b>		
Copriferro di calcolo armature	c	30 mm
Altezza utile della sezione	d	220 mm
Resistenza cubica calcestruzzo	R <sub>ck</sub>	35 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente funzione di R <sub>ck</sub>	r	0.556
<b><i>Momento resistente lato calcestruzzo (fasce piene e semipiene)</i></b>		
Sezione base con due travetti	M <sub>1</sub>	3758 daNm
Sezione con fascia semipiena	M <sub>2</sub>	9707 daNm
Sezione con fascia piena	M <sub>3</sub>	15657 daNm
<b><i>Armatura inferiore agli appoggi</i></b>		
Armatura inferiore necessaria	A <sub>s,req</sub>	0.72 cm <sup>2</sup>
<b><i>Penetrazione travetto agli appoggi</i></b>		
Appoggio su murature o architravi sottosporgenti	S	10 cm
Appoggi complanari (travi a spessore o a T)	S	28 cm
<b>Verifica di deformabilità (verifica indiretta)</b>		
Rapporto tra luce di calcolo e spessore solaio	L <sub>c</sub> /H <sub>tot</sub>	16.4 < 30

## 7.2 TRAVI IN DIR. LONGITUDINALE

Le travi parallele al lato lungo dell'edificio, portanti il solaio di copertura, hanno sezione trasversale 40x50 cm e luci comprese fra 2.14 m e 4.16 m.

Avendo scelto di progettare con comportamento strutturale non dissipativo, le verifiche sono di seguito condotte unicamente in termini di resistenza (RES) senza applicare le regole specifiche dei dettagli costruttivi e delle progettazioni in capacità.

### 7.2.1 Verifiche allo SLU

#### 7.2.1.1 Sollecitazioni massime in condizioni statiche

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
79	2.51	SLU1	<b>M3</b>	<b>Max</b>	0.0	-0.3	0.0	0.0	<b>63.6</b>
79	0.20	SLU1	<b>M3</b>	<b>Min</b>	0.0	-123.0	0.0	0.0	<b>-78.9</b>
78	3.86	SLU2	<b>V2</b>	<b>Max</b>	0.0	<b>101.8</b>	0.0	0.0	-70.5
79	0.20	SLU1	<b>V2</b>	<b>Min</b>	0.0	<b>-123.0</b>	0.0	0.0	-78.9

#### 7.2.1.2 Sollecitazioni massime in condizioni sismiche

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
72	0.20	SLVx	<b>M3</b>	<b>Max</b>	0.0	49.1	0.0	0.0	<b>83.3</b>
79	0.20	SLVx	<b>M3</b>	<b>Min</b>	0.0	-95.9	0.0	0.0	<b>-95.0</b>
76	2.34	SLVx	<b>V2</b>	<b>Max</b>	0.0	<b>94.4</b>	0.0	0.0	26.4
79	0.20	SLVx	<b>V2</b>	<b>Min</b>	0.0	<b>-95.9</b>	0.0	0.0	-95.0

#### 7.2.1.3 Verifica a flessione in condizioni statiche

La verifica si effettua confrontando la sollecitazione massima con il momento resistente  $M_{Rd}$  della sezione allo SLU.

La sezione è armata a flessione con 4 $\Phi$ 14 superiori ed inferiori.

#### Sollecitazioni

Momento flettente	M	<b>78.9</b>	kN m
Sforzo normale	N	<b>0</b>	kN

#### Materiali

Res. caratteristica cls	$R_{ck}$	<b>37</b>	N/mm <sup>2</sup>
Res. di calcolo cls	$f_{cd}$	17.4	N/mm <sup>2</sup>
Res. di calcolo acciaio	$f_{yd}$	<b>391.3</b>	N/mm <sup>2</sup>
Def. ultima cls	$\epsilon_{cu}$	<b>3.50</b>	‰
Def. ultima acciaio	$\epsilon_{su}$	<b>67.5</b>	‰

#### Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	<b>50</b>	cm
Larghezza sezione	B	<b>40</b>	cm
Armatura compressa (1° strato)	$AS_1'$	6.16	cm <sup>2</sup> <b>4</b> Ø <b>14</b> $c_{s1} =$ <b>5</b> cm
Armatura compressa (2° strato)	$AS_2'$	0.00	cm <sup>2</sup> Ø $c_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	$AS_2$	0.00	cm <sup>2</sup> Ø $c_{t2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	$AS_1$	6.16	cm <sup>2</sup> <b>4</b> Ø <b>14</b> $c_{t1} =$ <b>5</b> cm

#### Momento resistente

Momento resistente ultimo	$M_{Rd}$	<b>104.6</b>	kNm	>	$M_{Sd}$
Equilibrio alla traslazione	$C+F=0$	0.0	kN		
Deformazione cls	$\epsilon_c$	<b>-3.500</b>	‰		<i>rottura lato cls</i>
Deformazione arm. tesa (1° strato)	$\epsilon_{s1}$	<b>29.646</b>	‰		-
Posizione asse neutro	x	4.75	cm		
Tensione fibra compressa estrema	$\sigma_c$	-17.40	N/mm <sup>2</sup>		<i>diag. stress block</i>
Tens. arm. tesa (1° strato)	$\sigma_{s1}$	391.30	N/mm <sup>2</sup>		

#### 7.2.1.4 Verifica a flessione in condizioni sismiche

La verifica si effettua confrontando la sollecitazione massima con il momento resistente della sezione in campo sostanzialmente elastico  $M_{y,d}$ , calcolato limitando la deformazione di picco del cls compresso ad  $\epsilon_{c2} = 0.20\%$  e quella dell'acciaio a  $\epsilon_{y,d} = f_{y,d}/E_s = 0.186\%$ .

In alternativa, considerando l'ipotesi di comportamento elastico lineare dei materiali con cls non reagente a trazione, è possibile condurre la verifica in termini tensionali controllando che risulti  $\sigma_c < f_{cd}$  e  $\sigma_s < f_{y,d}$ .

La sezione è armata a flessione con 4Φ14 superiori ed inferiori.

### Sollecitazioni

Momento flettente	M	<b>95</b>	kN m
Sforzo normale	N	<b>0</b>	kN

### Materiali

Res. caratteristica cls	$R_{ck}$	<b>37</b>	N/mm <sup>2</sup>
Res. di calcolo cls	$f_{cd}$	17.4	N/mm <sup>2</sup>
Res. di calcolo acciaio	$f_{yd}$	<b>391.3</b>	N/mm <sup>2</sup>
Def. ultima cls	$\epsilon_{cu}$	<b>2.00</b>	‰
Def. ultima acciaio	$\epsilon_{su}$	<b>1.86</b>	‰

### Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	<b>50</b>	cm
Larghezza sezione	B	<b>40</b>	cm
Armatura compressa (1° strato)	$AS_1'$	6.16	cm <sup>2</sup> <b>4</b> Ø 14 $C_{s1} = \uparrow$ <b>5</b> cm
Armatura compressa (2° strato)	$AS_2'$	0.00	cm <sup>2</sup> Ø $C_{s2} = \uparrow$ cm
Armatura tesa (2° strato)	$AS_2$	0.00	cm <sup>2</sup> Ø $C_{t2} = \uparrow$ cm
Armatura tesa (1° strato)	$AS_1$	6.16	cm <sup>2</sup> <b>4</b> Ø 14 $C_{t1} = \uparrow$ <b>5</b> cm

### Momento resistente

Momento resistente elastico	$M_{Rd}$	<b>99.1</b>	kNm > $M_{Sd}$
-----------------------------	----------	-------------	----------------

Equilibrio alla traslazione	$C+F=0$	0.0	kN
Deformazione cls	$\epsilon_c$	<b>-0.522</b>	‰    -
Deformazione arm. tesa (1° strato)	$\epsilon_{s1}$	<b>1.860</b>	‰ <i>rottura lato acciaio</i>
Posizione asse neutro	x	9.86	cm
Tensione fibra compressa estrema	$\sigma_c$	-7.90	N/mm <sup>2</sup> <i>diag. parabola-rettangolo</i>
Tens. arm. tesa (1° strato)	$\sigma_{s1}$	391.30	N/mm <sup>2</sup>

### 7.2.1.5 Verifica a taglio

La sezione è armata a taglio con staffe a due bracci Ø8 passo 20 cm. Si riporta di seguito la verifica.

<b>Calcestruzzo</b>		<b>Sollecitazioni</b>	
$R_{ck}$	37 N/mm <sup>2</sup>	$V_{Ed}$	kN <b>123</b>
$f_{ck}$	30.7 N/mm <sup>2</sup>	$N_{Ed}$	kN <b>0</b>
$\gamma_c$	1.50	<b>Armatura a taglio</b>	
$\alpha_{cc}$	0.85	Diametro	mm <b>8</b>
$f_{cd}$	17.4 N/mm <sup>2</sup>	Numero barre	<b>2</b>
<b>Acciaio</b>		$A_{sw}$	cm <sup>2</sup> 1.01
$f_{tk}$	540 N/mm <sup>2</sup>	Passo s	cm <b>20</b>
$f_{yk}$	450 N/mm <sup>2</sup>	Incl. arm. trasv. $\alpha$	° <b>90</b>
$\gamma_s$	1.15	<b>Armatura longitudinale</b>	
$f_{yd}$	391 N/mm <sup>2</sup>	$n_1$	-
<b>Sezione</b>		$\varnothing_1$	mm    -
$b_w$	cm <b>40</b>	$n_2$	-
H	cm <b>50</b>	$\varnothing_2$	mm    -
c	cm <b>5</b>	$A_{sl}$	cm <sup>2</sup> -
d	cm    45	<b>Resistenza senza armatura a taglio</b>	
k	N/mm <sup>2</sup> 1.67	$V_{Rd}$	kN <b>75</b>
$v_{min}$	N/mm <sup>2</sup> 0.42	<b>Resistenza con armatura a taglio</b>	
$\rho$	0.0000	Incl. puntone $\theta$	°    26.6
$\sigma_{cp}$	N/mm <sup>2</sup> 0.00	Cotg $\theta$	<b>2.0</b>
$\alpha_c$	1.00	$V_{RSd}$	kN    159
		$V_{RCd}$	kN    564
		$V_{Rd}$	kN <b>159</b>

## 7.2.2 Verifiche allo SLE

### 7.2.2.1 Sollecitazioni

Si riportano di seguito le massime sollecitazioni flettenti in condizioni di esercizio, rispettivamente per la combinazione caratteristica e quella quasi permanente.

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
79	2.51	RARA1	<b>M3</b>	<b>Max</b>	0.0	-0.3	0.0	0.0	<b>43.2</b>
79	0.20	RARA1	<b>M3</b>	<b>Min</b>	0.0	-83.6	0.0	0.0	<b>-53.7</b>

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
79	2.51	QPERM1	<b>M3</b>	<b>Max</b>	0.0	-0.4	0.0	0.0	<b>33.6</b>
79	0.20	QPERM1	<b>M3</b>	<b>Min</b>	0.0	-65.0	0.0	0.0	<b>-42.0</b>

### 7.2.2.2 Verifiche tensionali

#### Combinazione caratteristica

##### Sollecitazioni

Momento flettente	M	<b>53.7</b>	kN m
Sforzo normale	N	<b>0</b>	kN

##### Materiali

Res. caratteristica cls	$R_{ck}$	<b>37</b>	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile cls	$\sigma_{camm}$	18.4	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile acciaio	$\sigma_{samm}$	<b>360</b>	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	<b>15</b>	

##### Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	<b>50</b>	cm
Larghezza sezione	B	<b>40</b>	cm
Armatura compressa (1° strato)	$AS_1'$	6.16	cm <sup>2</sup>
Armatura compressa (2° strato)	$AS_2'$	0.00	cm <sup>2</sup>
Armatura tesa (2° strato)	$AS_2$	0.00	cm <sup>2</sup>
Armatura tesa (1° strato)	$AS_1$	6.16	cm <sup>2</sup>

##### Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	$\sigma_c$	<b>4.73</b>	N/mm <sup>2</sup>	<	$\sigma_{camm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	$\sigma_s$	<b>212.6</b>	N/mm <sup>2</sup>	<	$\sigma_{samm}$

Eccentricità	e	$\infty$	cm	>	H/6 Sez. parzializzata
	u	$\infty$	cm		
Posizione asse neutro	y	11.3	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	$A_{id}$	2185	cm <sup>2</sup>		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	$J_{id}$	490557	cm <sup>4</sup>		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	$J_{id*}$	127799	cm <sup>4</sup>		

### Combinazione quasi permanente

#### Sollecitazioni

Momento flettente	M	42	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

#### Materiali

Res. caratteristica cls	$R_{ck}$	37	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile cls	$\sigma_{camm}$	13.8	N/mm <sup>2</sup>
Tensione ammissibile acciaio	$\sigma_{samm}$	360	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

#### Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	50	cm
Larghezza sezione	B	40	cm
Armatura compressa (1° strato)	$AS_1'$	6.16	cm <sup>2</sup> 4 Ø 14 $C_{s1} = 5$ cm
Armatura compressa (2° strato)	$AS_2'$	0.00	cm <sup>2</sup> Ø $C_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	$AS_2$	0.00	cm <sup>2</sup> Ø $C_{t2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	$AS_1$	6.16	cm <sup>2</sup> 4 Ø 14 $C_{t1} = 5$ cm

#### Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	$\sigma_c$	3.70	N/mm <sup>2</sup> < $\sigma_{camm}$
Trazione nell'acciaio (1° strato)	$\sigma_s$	166.3	N/mm <sup>2</sup> < $\sigma_{samm}$

Eccentricità	e	∞	cm > H/6 Sez. parzializzata
	u	∞	cm
Posizione asse neutro	y	11.3	cm
Area ideale (sez. int. reagente)	$A_{id}$	2185	cm <sup>2</sup>
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	$J_{id}$	490557	cm <sup>4</sup>
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	$J_{id*}$	127799	cm <sup>4</sup>

Le tensioni calcolate risultano inferiori ai limiti imposti dalla normativa.

### 7.2.2.3 Verifiche di fessurazione

Le verifiche di fessurazione sono eseguite per condizioni ambientali aggressive considerando, a favore di sicurezza, la combinazione rara in luogo delle frequenti.

### Combinazione caratteristica

#### Sollecitazioni

Momento flettente	M	53.7	kN m
Sforzo normale	N	0.0	kN

#### Materiali

Res. caratteristica cubica cls	$R_{ck}$	37	N/mm <sup>2</sup>
Res. caratteristica cilindrica cls	$f_{ck}$	30.7	N/mm <sup>2</sup>
Res. media a trazione cls	$f_{ctm}$	2.9	N/mm <sup>2</sup>
Res. caratteristica a trazione cls	$f_{ctk}$	2.1	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

#### Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	50	cm
Larghezza sezione	B	40	cm
Armatura compressa (1° strato)	$AS_1'$	6.16	cm <sup>2</sup> 4 Ø 14 $C_{s1} = 5$ cm

Armatura compressa (2° strato)	$AS_2^1$	0.00	cm <sup>2</sup>	∅	$C_{s2} =$	cm
Armatura tesa (2° strato)	$AS_2$	0.00	cm <sup>2</sup>	∅	$C_{i2} =$	cm
Armatura tesa (1° strato)	$AS_1$	6.16	cm <sup>2</sup>	4 ∅ 14	$C_{i1} =$	5 cm

### Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione ( $f_{ctk}$ )	$M_{fess}^*$	40	kN m	La sezione è fessurata
Fattore che tiene conto della durata del carico	$k_t$	0.4		
Altezza efficace	$d_{eff}$	12.5	cm	
Area efficace	$A_{C_{eff}}$	500	cm <sup>2</sup>	
Armatura nell'area efficace	$A_s$	6.2	cm <sup>2</sup>	
	$\rho_{p,eff}$	0.01232		
Resistenza cilindrica media	$f_{cm}$	38.7	N/mm <sup>2</sup>	
Modulo elastico del cls	$E_{cm}$	33'019	N/mm <sup>2</sup>	
	$\alpha_E$	6.4		
Deform. media dell'arm. - quella del cls	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.00061		
	$k_1$	0.8		
	$k_2$	0.5		
	$k_3$	3.4		
	$k_4$	0.425		
Copriferro netto	$c'$	4.3	cm	
Diámetro equivalente delle barre	$\varnothing_{eq}$	14.0	mm	
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	33.9	cm	
Ampiezza delle fessure	$w_d = w_k$	0.21	mm	

Tipo di armatura	Poco sensibile
Condizioni ambientali	Aggressive
Stato limite	Frequente
Valore limite di apertura delle fessure	$w_2=0.3$ mm

### Combinazione quasi permanente

#### Sollecitazioni

Momento flettente	M	42.0	kN m
Sforzo normale	N	0.0	kN

#### Materiali

Res. caratteristica cubica cls	$R_{ck}$	37	N/mm <sup>2</sup>
Res. caratteristica cilindrica cls	$f_{ck}$	30.7	N/mm <sup>2</sup>
Res. media a trazione cls	$f_{ctm}$	2.9	N/mm <sup>2</sup>
Res. caratteristica a trazione cls	$f_{ctk}$	2.1	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

#### Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	50	cm	
Larghezza sezione	B	40	cm	
Armatura compressa (1° strato)	$AS_1^1$	6.16	cm <sup>2</sup>	4 ∅ 14 $C_{s1} =$ 5 cm



Armatura compressa (2° strato)	$AS_2'$	0.00	cm <sup>2</sup>	Ø	$C_{s2} =$	cm
Armatura tesa (2° strato)	$AS_2$	0.00	cm <sup>2</sup>	Ø	$C_{i2} =$	cm
Armatura tesa (1° strato)	$AS_1$	6.16	cm <sup>2</sup>	4 Ø 14	$C_{i1} =$	5 cm

### Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione ( $f_{ctk}$ )	$M_{fess}^*$	40	kN m	La sezione è fessurata
Fattore che tiene conto della durata del carico	$k_t$	0.4		
Altezza efficace	$d_{eff}$	12.5	cm	
Area efficace	$A_{C_{eff}}$	500	cm <sup>2</sup>	
Armatura nell'area efficace	$A_s$	6.2	cm <sup>2</sup>	
	$\rho_{p,eff}$	0.01232		
Resistenza cilindrica media	$f_{cm}$	38.7	N/mm <sup>2</sup>	
Modulo elastico del cls	$E_{cm}$	33'019	N/mm <sup>2</sup>	
	$\alpha_E$	6.4		
Deform. media dell'arm. - quella del cls	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.00048		
	$k_1$	0.8		
	$k_2$	0.5		
	$k_3$	3.4		
	$k_4$	0.425		
Copriferro netto	$c'$	4.3	cm	
Diámetro equivalente delle barre	$\varnothing_{eq}$	14.0	mm	
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	33.9	cm	
Ampiezza delle fessure	$w_d = w_k$	<b>0.16</b>	mm	

Tipo di armatura	Poco sensibile
Condizioni ambientali	Aggressive
Stato limite	Quasi permanente
Valore limite di apertura delle fessure	$w_1=0.2$ mm

L'ampiezza delle fessure calcolata risulta inferiore ai limiti imposti dalla normativa.

### 7.3 TRAVI IN DIR. TRASVERSALE

Le travi parallele al lato corto dell'edificio, disposte parallelamente all'orditura del solaio, hanno sezione trasversale 40x50 cm e luce di 3.04 m e 3.88 m.

Avendo scelto di progettare con comportamento strutturale non dissipativo, le verifiche sono di seguito condotte unicamente in termini di resistenza (RES) senza applicare le regole specifiche dei dettagli costruttivi e delle progettazione in capacità.

#### 7.3.1 Verifiche allo SLU

##### 7.3.1.1 Sollecitazioni massime in condizioni statiche

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
91	2.14	SLU2	<b>M3</b>	<b>Max</b>	0.0	-0.4	0.0	0.0	<b>8.1</b>
84	3.24	SLU5	<b>M3</b>	<b>Min</b>	0.0	14.2	0.0	0.0	<b>-9.9</b>
84	3.24	SLU5	<b>V2</b>	<b>Max</b>	0.0	<b>14.2</b>	0.0	0.0	-9.9
85	0.20	SLU4	<b>V2</b>	<b>Min</b>	0.0	<b>-14.2</b>	2.6	1.6	-8.3

##### 7.3.1.2 Sollecitazioni massime in condizioni sismiche

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
92	0.20	SLVy	<b>M3</b>	<b>Max</b>	0.0	54.0	0.0	0.0	<b>110.8</b>
93	4.08	SLVy	<b>M3</b>	<b>Min</b>	0.0	-39.5	0.0	0.0	<b>-112.8</b>
92	3.24	SLVy	<b>V2</b>	<b>Max</b>	0.0	<b>69.2</b>	0.0	0.0	65.9
92	0.20	SLVy	<b>V2</b>	<b>Min</b>	0.0	<b>-66.1</b>	0.0	0.0	-112.0

##### 7.3.1.3 Verifica a flessione in condizioni statiche

La verifica viene omessa essendo le sollecitazioni trascurabili.

##### 7.3.1.4 Verifica a flessione in condizioni sismiche

La verifica si effettua confrontando la sollecitazione massima con il momento resistente della sezione in campo sostanzialmente elastico  $M_{ydr}$ , calcolato limitando la deformazione di picco del cls compresso ad  $\epsilon_{c2} = 0.20\%$  e quella dell'acciaio a  $\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s = 0.186\%$ .

In alternativa, considerando l'ipotesi di comportamento elastico lineare dei materiali con cls non reagente a trazione, è possibile condurre la verifica in termini tensionali controllando che risulti  $\sigma_c < f_{cd}$  e  $\sigma_s < f_{yd}$ .

La sezione è armata a flessione con 4Φ16 superiori ed inferiori.

#### Sollecitazioni

Momento flettente	M	<b>112.8</b>	kN m
Sforzo normale	N	<b>0</b>	kN

#### Materiali

Res. caratteristica cls	$R_{ck}$	<b>37</b>	N/mm <sup>2</sup>
Res. di calcolo cls	$f_{cd}$	17.4	N/mm <sup>2</sup>
Res. di calcolo acciaio	$f_{yd}$	<b>391.3</b>	N/mm <sup>2</sup>
Def. ultima cls	$\epsilon_{cu}$	<b>2.00</b>	‰
Def. ultima acciaio	$\epsilon_{su}$	<b>1.86</b>	‰

#### Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	<b>50</b>	cm
Larghezza sezione	B	<b>40</b>	cm
Armatura compressa (1° strato)	$AS_1'$	8.04	cm <sup>2</sup> <b>4</b> Ø <b>16</b> $c_{s1} = \nabla$ <b>5</b> cm
Armatura compressa (2° strato)	$AS_2'$	0.00	cm <sup>2</sup> Ø $c_{s2} = \nabla$ cm
Armatura tesa (2° strato)	$AS_2$	0.00	cm <sup>2</sup> Ø $c_{t2} = \nabla$ cm
Armatura tesa (1° strato)	$AS_1$	8.04	cm <sup>2</sup> <b>4</b> Ø <b>16</b> $c_{t1} = \nabla$ <b>5</b> cm

#### Momento resistente

Momento resistente elastico	$M_{Rd}$	<b>128.2</b>	kNm > $M_{Sd}$
-----------------------------	----------	--------------	----------------

Equilibrio alla traslazione	C+F=0	0.0	kN
Deformazione cls	$\epsilon_c$	<b>-0.600</b>	‰    -
Deformazione arm. tesa (1° strato)	$\epsilon_{s1}$	<b>1.860</b>	‰ <i>rottura lato acciaio</i>
Posizione asse neutro	x	10.97	cm
Tensione fibra compressa estrema	$\sigma_c$	-8.87	N/mm <sup>2</sup> <i>diag. parabola-rettangolo</i>
Tens. arm. tesa (1° strato)	$\sigma_{s1}$	391.30	N/mm <sup>2</sup>

#### 7.3.1.5 Verifica a taglio

La sezione è armata a taglio con staffe a due bracci Ø8 passo 20 cm. Si riporta di seguito la verifica.

<b>Calcestruzzo</b>		<b>Sollecitazioni</b>	
$R_{ck}$	<b>37</b> N/mm <sup>2</sup>	$V_{Ed}$	kN <b>69.2</b>
$f_{ck}$	30.7 N/mm <sup>2</sup>	$N_{Ed}$	kN <b>0</b>
$\gamma_c$	<b>1.50</b>	<b>Armatura a taglio</b>	
$\alpha_{cc}$	0.85	Diametro	mm <b>8</b>
$f_{cd}$	17.4 N/mm <sup>2</sup>	Numero barre	<b>2</b>
<b>Acciaio</b>		$A_{sw}$	cm <sup>2</sup> <b>1.01</b>
$f_{tk}$	<b>540</b> N/mm <sup>2</sup>	Passo s	cm <b>20</b>
$f_{yk}$	<b>450</b> N/mm <sup>2</sup>	Incl. arm. trasv. $\alpha$	° <b>90</b>
$\gamma_s$	<b>1.15</b>	<b>Armatura longitudinale</b>	
$f_{yd}$	391 N/mm <sup>2</sup>	$n_1$	-
<b>Sezione</b>		$\varnothing_1$	mm    -
$b_w$	cm <b>40</b>	$n_2$	-
H	cm <b>50</b>	$\varnothing_2$	mm    -
c	cm <b>5</b>	$A_{sl}$	cm <sup>2</sup> -
d	cm <b>45</b>	<b>Resistenza senza armatura a taglio</b>	
k	N/mm <sup>2</sup> <b>1.67</b>	$V_{Rd}$	kN <b>75</b>
$v_{min}$	N/mm <sup>2</sup> <b>0.42</b>	<b>Resistenza con armatura a taglio</b>	
$\rho$	0.0000	Incl. puntone $\theta$	° <b>26.6</b>
$\sigma_{cp}$	N/mm <sup>2</sup> <b>0.00</b>	Cotg $\theta$	<b>2.0</b>
$\alpha_c$	<b>1.00</b>	$V_{RSd}$	kN <b>159</b>
		$V_{RCd}$	kN <b>564</b>
		$V_{Rd}$	kN <b>159</b>

## 7.3.2 Verifiche allo SLE

### 7.3.2.1 Sollecitazioni

Si riportano di seguito le massime sollecitazioni flettenti in condizioni di esercizio, rispettivamente per la combinazione caratteristica e quella quasi permanente.

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
93	2.14	RARA4	<b>M3</b>	<b>Max</b>	0.0	-1.0	0.0	-0.6	<b>5.6</b>
93	0.20	RARA4	<b>M3</b>	<b>Min</b>	0.0	-10.7	1.7	1.1	<b>-5.8</b>

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
93	2.14	QPERM1	<b>M3</b>	<b>Max</b>	0.0	-1.1	0.0	0.0	<b>5.6</b>
93	0.20	QPERM1	<b>M3</b>	<b>Min</b>	0.0	-10.8	0.0	0.0	<b>-6.0</b>

### 7.3.2.2 Verifiche tensionali

La verifiche vengono omesse essendo le sollecitazioni trascurabili.

### 7.3.2.3 Verifiche di fessurazione

La verifiche vengono omesse essendo le sollecitazioni trascurabili.

## 7.4 PILASTRI

I pilastri hanno sezione trasversale 40x40 cm, altezza netta pari a circa 2.85 m.

### 7.4.1 Verifiche allo SLU

#### 7.4.1.1 Sollecitazioni massime in condizioni statiche

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
20	0.4	SLU2	<b>M3</b>	<b>Max</b>	-155.0	16.3	-0.4	-0.3	<b>15.5</b>
20	3.65	SLU2	<b>M3</b>	<b>Min</b>	-138.1	16.3	-0.4	1.1	<b>-37.5</b>
15	0.4	SLU5	<b>M2</b>	<b>Max</b>	-90.9	9.2	4.5	<b>6.0</b>	8.0
14	3.65	SLU5	<b>M2</b>	<b>Min</b>	-151.6	-3.2	4.4	<b>-8.9</b>	7.2
20	0.40	SLU2	<b>V2</b>	<b>Max</b>	-155.0	<b>16.3</b>	-0.4	-0.3	15.5
17	0.40	SLU1	<b>V2</b>	<b>Min</b>	-232.2	<b>-5.4</b>	-0.5	-0.4	-6.4

#### 7.4.1.2 Sollecitazioni massime in condizioni sismiche

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
14	3.65	SLVx	<b>M3</b>	<b>Max</b>	-74.6	68.7	22.0	27.4	<b>118.1</b>
14	0.4	SLVx	<b>M3</b>	<b>Min</b>	-125.7	-72.5	-19.6	-36.2	<b>-117.7</b>
20	3.65	SLVy	<b>M2</b>	<b>Max</b>	-55.9	23.8	89.6	<b>147.9</b>	4.4
20	3.65	SLVy	<b>M2</b>	<b>Min</b>	-103.8	-7.8	-90.3	<b>-146.1</b>	-42.2
13	0.40	SLVx	<b>V2</b>	<b>Max</b>	-81.4	<b>70.3</b>	17.6	29.5	115.8
14	0.40	SLVx	<b>V2</b>	<b>Min</b>	-125.7	<b>-72.5</b>	-19.6	-36.2	-117.7

#### 7.4.1.3 Verifica a flessione in condizioni statiche

La verifica viene omessa essendo le sollecitazioni trascurabili rispetto a quelle in condizioni sismiche.

#### 7.4.1.4 Verifica a flessione in condizioni sismiche

La verifica è effettuata per la condizione più gravosa confrontando le sollecitazioni massime con i momenti resistenti della sezione in campo sostanzialmente elastico  $M_{ydr}$ , calcolati limitando la deformazione di picco del cls compresso ad  $\epsilon_{c2} = 0.20\%$  e quella dell'acciaio a  $\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s = 0.186\%$ .

In alternativa, considerando l'ipotesi di comportamento elastico lineare dei materiali con cls non reagente a trazione, è possibile condurre la verifica in termini tensionali controllando che risulti  $\sigma_c < f_{cd}$  e  $\sigma_s < f_{yd}$ .

La sezione è armata con 12 $\Phi$ 16 ( $\rho = 1.50\%$ ).

*CdC M2-Max*

Verifica C.A. S.L.U. - File: \_ □ ×

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

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

N° Vertici  Zoom N° barre  Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	20	20
2	-20	20
3	-20	-20
4	20	-20

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	2.011	-15	15
2	2.011	-5	15
3	2.011	5	15
4	2.011	15	15
5	2.011	-15	5
6	2.011	15	5

Sollecitazioni  
 S.L.U.  Metodo n

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

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

Tipo rottura  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione  
 Retta  Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro  $\theta^\circ$

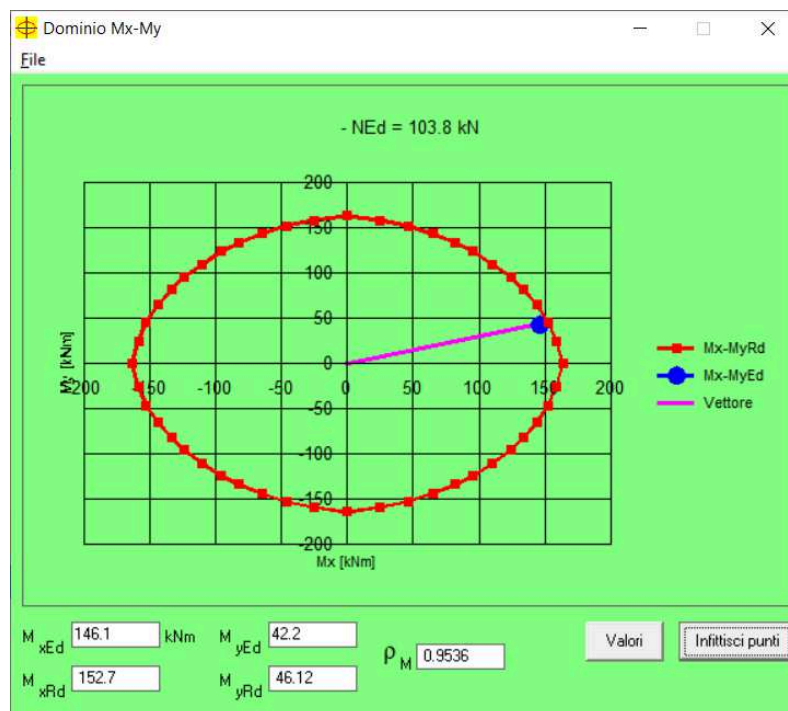
Precompresso

**Materiali**

B450C C30/37

$\epsilon_{su}$   ‰  $\epsilon_{c2}$   ‰  
 $f_{yd}$   N/mm²  $\epsilon_{cu}$   ‰  
 $E_s$   N/mm²  $f_{cd}$   ‰  
 $E_s/E_c$    $f_{cc}/f_{cd}$   ?  
 $\epsilon_{syd}$   ‰  $\sigma_{c,adm}$   ‰  
 $\sigma_{s,adm}$   N/mm²  $\tau_{co}$    $\tau_{c1}$

M<sub>xRd</sub>  kN m  
 M<sub>yRd</sub>  kN m  
 $\sigma_c$   N/mm²  
 $\sigma_s$   N/mm²  
 $\epsilon_s$   ‰  
 $\epsilon_s$   ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 $\delta$



*CdC M2-Min*

Verifica C.A. S.L.U. - File: \_ □ ×

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

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

N° Vertici  Zoom N° barre  Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	20	20
2	-20	20
3	-20	-20
4	20	-20

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	2.011	-15	15
2	2.011	-5	15
3	2.011	5	15
4	2.011	15	15
5	2.011	-15	5
6	2.011	15	5

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

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

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

**Tipo rottura**  
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

**Materiali**  
 B450C C30/37  
 ε<sub>su</sub>  ‰ ε<sub>c2</sub>  ‰  
 f<sub>yd</sub>  N/mm² ε<sub>cu</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>  N/mm² f<sub>cd</sub>  ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub>  f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub>  ?  
 ε<sub>syd</sub>  ‰ σ<sub>c,adm</sub>  ‰  
 σ<sub>s,adm</sub>  N/mm² τ<sub>co</sub>  ‰  
 τ<sub>c1</sub>  ‰

M<sub>xRd</sub>  kN m  
 M<sub>yRd</sub>  kN m  
 σ<sub>c</sub>  N/mm²  
 σ<sub>s</sub>  N/mm²  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 ε<sub>s</sub>  ‰  
 d  cm  
 x  x/d   
 δ

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

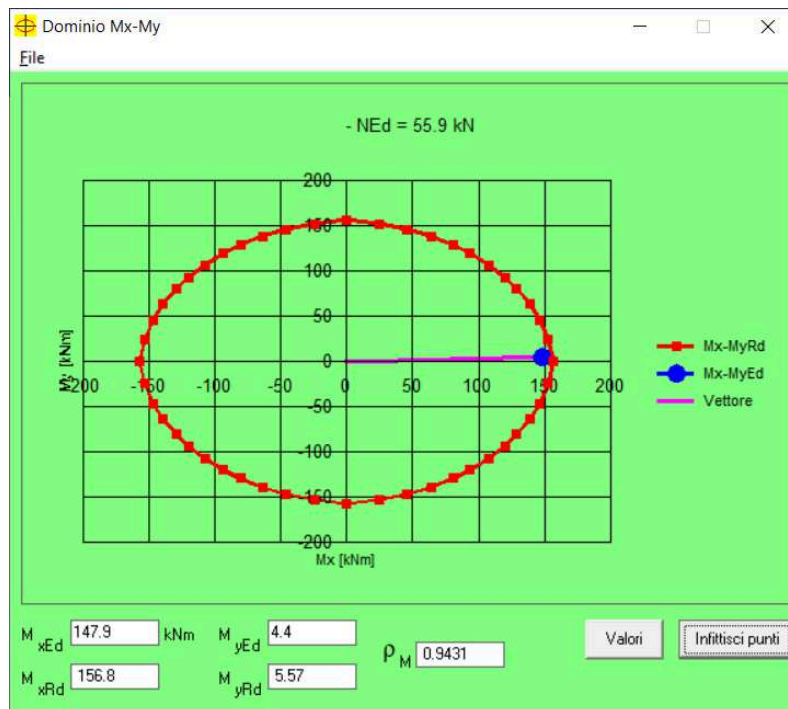
**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°

Precompresso



#### 7.4.1.5 Verifica a taglio

La sezione è armata a taglio con staffe a due bracci  $\Phi 8$  passo 20 cm. Si riporta di seguito la verifica.

Calcestruzzo			Sollecitazioni		
$R_{ck}$	37	N/mm <sup>2</sup>	$V_{Ed}$	kN	72.5
$f_{ck}$	30.7	N/mm <sup>2</sup>	$N_{Ed}$	kN	0
$\gamma_c$	1.50		<b>Armatura a taglio</b>		
$\alpha_{cc}$	0.85		Diametro	mm	8
$f_{cd}$	17.4	N/mm <sup>2</sup>	Numero barre		2
<b>Acciaio</b>			$A_{sw}$	cm <sup>2</sup>	1.01
$f_{tk}$	540	N/mm <sup>2</sup>	Passo s	cm	20
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>	Incl. arm. trasv. $\alpha$	°	90
$\gamma_s$	1.15		<b>Armatura longitudinale</b>		
$f_{yd}$	391	N/mm <sup>2</sup>	$n_1$		-
<b>Sezione</b>			$\varnothing_1$	mm	-
$b_w$	cm	40	$n_2$		-
H	cm	40	$\varnothing_2$	mm	-
c	cm	5	$A_{sl}$	cm <sup>2</sup>	-
d	cm	35	<b>Resistenza senza armatura a taglio</b>		
k	N/mm <sup>2</sup>	1.76	$V_{Rd}$	kN	63
$v_{min}$	N/mm <sup>2</sup>	0.45	<b>Resistenza con armatura a taglio</b>		
$\rho$		0.0000	Incl. puntone $\theta$	°	26.6
$\sigma_{cp}$	N/mm <sup>2</sup>	0.00	Cotg $\theta$		2.0
$\alpha_c$		1.00	$V_{RSd}$	kN	124
			$V_{RCd}$	kN	439
			$V_{Rd}$	kN	124

#### 7.4.2 Verifiche allo SLE

##### 7.4.2.1 Sollecitazioni

Si riportano di seguito le massime sollecitazioni flettenti in condizioni di esercizio, rispettivamente per la combinazione caratteristica e quella quasi permanente.

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
20	0.4	RARA2	M3	Max	-109.5	11.0	-0.3	-0.2	10.4
20	3.65	RARA2	M3	Min	-96.6	11.0	-0.3	0.9	-25.4
15	0.4	RARA5	M2	Max	-65.0	6.3	3.1	4.1	5.4
14	3.65	RARA5	M2	Min	-105.6	-2.3	3.1	-6.3	5.0

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
20	0.4	QPERM1	M3	Max	-92.9	8.0	-0.4	-0.3	7.0
20	3.65	QPERM1	M3	Min	-79.9	8.0	-0.4	0.9	-18.9
24	3.65	QPERM1	M2	Max	-79.9	-1.7	-0.9	2.3	3.8
14	3.65	QPERM1	M2	Min	-93.7	-1.9	1.2	-3.4	4.3



### 7.4.2.2 Verifiche tensionali

#### Combinazione caratteristica – CdC M3-Min

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays the following data:

**Titolo:** [Empty field]

**N° Vertici:** 4 **Zoom** **N° barre:** 12 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	20	20
2	-20	20
3	-20	-20
4	20	-20

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	2.011	-15	15
2	2.011	-5	15
3	2.011	5	15
4	2.011	15	15
5	2.011	-15	5
6	2.011	15	5

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

**N<sub>Ed</sub>:** 0 **96.6** kN  
**M<sub>xEd</sub>:** 0 **25.4** kNm  
**M<sub>yEd</sub>:** 0 **0**

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

**Materiali:** B450C C30/37

Proprietà	B450C	C30/37
$\epsilon_{su}$	67.5 ‰	$\epsilon_{c2}$ 2 ‰
$f_{yd}$	391.3 N/mm <sup>2</sup>	$\epsilon_{cu}$ 3.5 ‰
$E_s$	200'000 N/mm <sup>2</sup>	$f_{cd}$ 17
$E_s/E_c$	15	$f_{cc}/f_{cd}$ 0.8
$\epsilon_{syd}$	1.957 ‰	$\sigma_{c,adm}$ 11.5
$\sigma_{s,adm}$	255 N/mm <sup>2</sup>	$\tau_{co}$ 0.6933
		$\tau_{c1}$ 2.029

**Calcolo:**  S.L.U.+  S.L.U.-  Metodo n

**Verifica:** **N° iterazioni:** 4  Precompresso

**Results:**  
 $\sigma_c$  -3.087 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  44.56 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$  0.2228 ‰  
 d 35 cm  
 x 17.84 x/d 0.5097  
 $\delta$  1

$$\sigma_c = 3.1 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c,lim} = 0.6 f_{ck} = 16.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 44.6 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s,lim} = 0.8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

### Combinazione quasi permanente – CdC M3-min

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays various input fields and tables for section verification. The title bar indicates the file is 'pil 40x40'. The menu bar includes 'File', 'Materiali', 'Opzioni', 'Visualizza', 'Progetto Sez. Rett.', 'Sismica', and 'Normativa: NTC 2008'. The 'Tipo Sezione' panel on the right shows 'Rettangoli' and 'Coord.' selected. The 'Sollecitazioni' panel shows 'S.L.U.' and 'Metodo n' selected. The 'P.to applicazione N' panel shows 'Centro' selected. The 'Metodo di calcolo' panel shows 'Metodo n' selected. The 'Materiali' panel shows properties for B450C and C30/37. The 'Verifica' panel shows 'N\* iterazioni: 4' and 'Precompresso' unchecked.

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	20	20	1	2.011	-15	15
2	-20	20	2	2.011	-5	15
3	-20	-20	3	2.011	5	15
4	20	-20	4	2.011	15	15
			5	2.011	-15	5
			6	2.011	15	5

**Sollecitazioni**  
S.L.U.      Metodo n  
N<sub>Ed</sub> 0      79.9 kN  
M<sub>xEd</sub> 0      18.9 kNm  
M<sub>yEd</sub> 0      0

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

**Materiali**  
B450C      C30/37  
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> 17 N/mm²  
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> 11.5 N/mm²  
σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm²      τ<sub>co</sub> 0.6933  
τ<sub>c1</sub> 2.029

**Verifica**  
N\* iterazioni: 4  
Precompresso

σ<sub>c</sub> -2.301 N/mm²  
σ<sub>s</sub> 30.22 N/mm²  
ε<sub>s</sub> 0.1511 ‰  
d 35 cm  
x 18.66      x/d 0.5332  
δ 1

$$\sigma_c = 2.3 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c,lim} = 0.45 f_{ck} = 12.6 \text{ N/mm}^2$$

#### 7.4.2.3 Verifiche di fessurazione

La massima tensione nell'armatura in comb. caratteristica, pari a  $\sigma_s = 44.6 \text{ N/mm}^2$ , è di molto inferiore al valore minimo di  $160 \text{ N/mm}^2$  individuato nelle tabelle C4.1.II e C4.1.III della Circolare per la verifica a fessurazione senza calcolo diretto; la verifica risulta quindi ampiamente soddisfatta.

## 7.5 TRAVI DI FONDAZIONE

Le travi di fondazione hanno sezione trasversale a T rovescia, la cui base è individuata con una diffusione del carico a 45° fino alla base della platea a partire dall'anima.

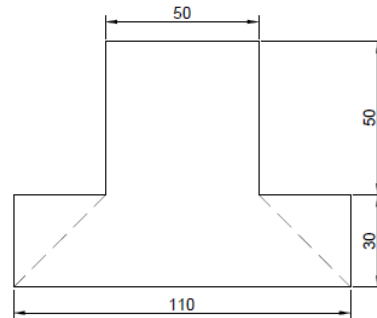


Figura 11: Sezione trasversale trave di fondazione

Le strutture di fondazione devono essere progettate assumendo un comportamento non dissipativo; non sono quindi necessarie armature specifiche per ottenere un comportamento duttile.

### 7.5.1 Verifiche allo SLU

#### 7.5.1.1 Sollecitazioni massime

$$M_{3,Max} = 167.7 \text{ kNm} \quad (\text{fibre tese inferiori})$$

$$M_{3,Min} = -135.5 \text{ kNm} \quad (\text{fibre tese superiori})$$

$$V_{2r,Max} = 116.7 \text{ kN}$$

#### 7.5.1.2 Verifica a flessione

La verifica si effettua confrontando la sollecitazione massima con il momento resistente della sezione in campo sostanzialmente elastico  $M_{ydr}$ , calcolato limitando la deformazione di picco del cls compresso ad  $\epsilon_{c2} = 0.20\%$  e quella dell'acciaio a  $\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s = 0.186\%$ .

In alternativa, considerando l'ipotesi di comportamento elastico lineare dei materiali con cls non reagente a trazione, è possibile condurre la verifica in termini tensionali controllando che risulti  $\sigma_c < f_{cd}$  e  $\sigma_s < f_{yd}$ .

La sezione è armata a flessione con 4 $\Phi$ 14 superiori e 6 $\Phi$ 14 inferiori.

CdC Mmax

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	50
2	110	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6.16	5
2	9.24	75

Rettangoli  Coord.

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

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

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

**Tipo rottura**  
 Lato acciaio - Acciaio elastico

**Materiali**  
 B450C C20/25  
 ε<sub>su</sub> 1.86 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 2 ‰  
 E<sub>s</sub> 210000 N/mm² f<sub>cd</sub> 11.33 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.863 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 8.5  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.5333  
 τ<sub>c1</sub> 1.686

M<sub>xRd</sub> 248.1 kNm  
 σ<sub>c</sub> -5.995 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 390.6 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 0.6276 ‰  
 ε<sub>s</sub> 1.86 ‰  
 d 75 cm  
 x 18.92 x/d 0.2523  
 δ 0.7554

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

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

Precompresso

M<sub>rd</sub> = 248.1 kNm > M<sub>sd</sub> = 167.7 kNm

CdC Mmin

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	50
2	110	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6.16	5
2	9.24	75

Rettangoli  Coord.

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

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

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

**Tipo rottura**  
 Lato acciaio - Acciaio elastico

**Materiali**  
 B450C C20/25  
 ε<sub>su</sub> 1.86 ‰ ε<sub>c2</sub> 2 ‰  
 f<sub>yd</sub> 391.3 N/mm² ε<sub>cu</sub> 2 ‰  
 E<sub>s</sub> 210000 N/mm² f<sub>cd</sub> 11.33 ‰  
 E<sub>s</sub>/E<sub>c</sub> 15 f<sub>cc</sub>/f<sub>cd</sub> 0.8  
 ε<sub>syd</sub> 1.863 ‰ σ<sub>c,adm</sub> 8.5  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.5333  
 τ<sub>c1</sub> 1.686

M<sub>xRd</sub> -171.1 kNm  
 σ<sub>c</sub> -3.328 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 390.6 N/mm²  
 ε<sub>c</sub> 0.3192 ‰  
 ε<sub>s</sub> 1.86 ‰  
 d 75 cm  
 x 10.98 x/d 0.1465  
 δ 0.7

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

**Tipo flessione**  
 Retta  Deviata

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

Precompresso

M<sub>rd</sub> = -171.1 kNm > M<sub>sd</sub> = -135.5 kNm

### 7.5.1.3 Verifica a taglio

La sezione è armata a taglio con staffe a due bracci  $\Phi 8$  passo 20 cm. Si riporta di seguito la verifica.

<b>Calcestruzzo</b>			<b>Sollecitazioni</b>		
$R_{ck}$	30	N/mm <sup>2</sup>	$V_{Ed}$	kN	116.7
$f_{ck}$	24.9	N/mm <sup>2</sup>	$N_{Ed}$	kN	0
$\gamma_c$	1.50		<b>Armatura a taglio</b>		
$\alpha_{cc}$	0.85		Diametro	mm	8
$f_{cd}$	14.1	N/mm <sup>2</sup>	Numero barre		2
<b>Acciaio</b>			$A_{sw}$	cm <sup>2</sup>	1.01
$f_{tk}$	540	N/mm <sup>2</sup>	Passo s	cm	20
$f_{yk}$	450	N/mm <sup>2</sup>	Incl. arm. trasv. $\alpha$	°	90
$\gamma_s$	1.15		<b>Armatura longitudinale</b>		
$f_{yd}$	391	N/mm <sup>2</sup>	$n_1$		-
<b>Sezione</b>			$\varnothing_1$	mm	-
$b_w$	cm	50	$n_2$		-
H	cm	80	$\varnothing_2$	mm	-
c	cm	5	$A_{sl}$	cm <sup>2</sup>	-
d	cm	75	<b>Resistenza senza armatura a taglio</b>		
k	N/mm <sup>2</sup>	1.52	$V_{Rd}$	kN	122
$v_{min}$	N/mm <sup>2</sup>	0.33	<b>Resistenza con armatura a taglio</b>		
$\rho$		0.0000	Incl. puntone $\theta$	°	33.7
$\sigma_{cp}$	N/mm <sup>2</sup>	0.00	Cotg $\theta$		1.5
$\alpha_c$		1.00	$V_{RSd}$	kN	199
			$V_{RCd}$	kN	1099
			$V_{Rd}$	kN	199

## 8 VERIFICHE DI RIGIDEZZA

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto allo SLO non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

Questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi sismica siano inferiori al seguente limite:

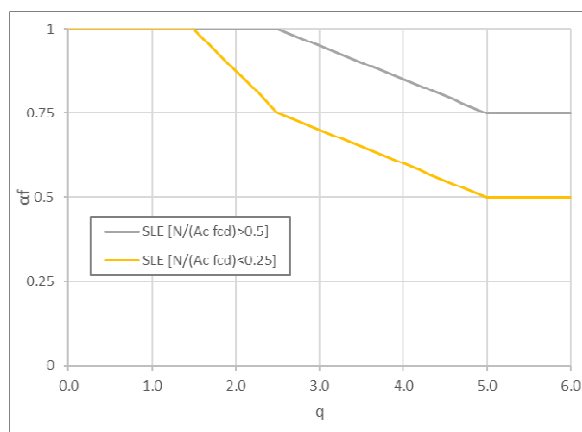
$$d_r < (2/3) \cdot 0.005 h$$

dove h è l'altezza del piano.

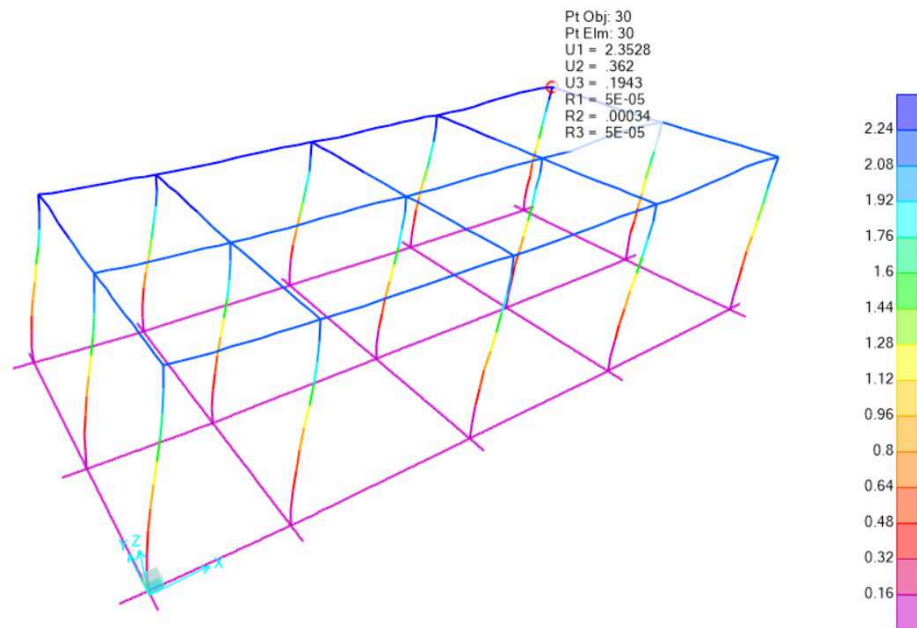
Per tenere in conto la fessurazione degli elementi in c.a., lo spostamento  $d_r$  è calcolato considerando una rigidezza allo SLE ridotta del fattore  $\alpha_f$  definito al par. C.7.2.6 della Circolare n.7 del 2019, di seguito calcolato.

### Coefficiente di fessurazione - Par. C.7.2.6 CIRC. n.7 2019

Sforzo normale in combinazione sismica	N	165	kN
Area della sezione di calcestruzzo	$A_c$	1600	cm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	$R_{ck}$	37	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	17.4	N/mm <sup>2</sup>
Azione assiale adimensionale	$N/A_c f_{cd}$	0.059	-
Fattore di struttura	q	1.5	-
Coefficiente di fessurazione allo SLE	$\alpha_{f,SLE}$	1.000	-

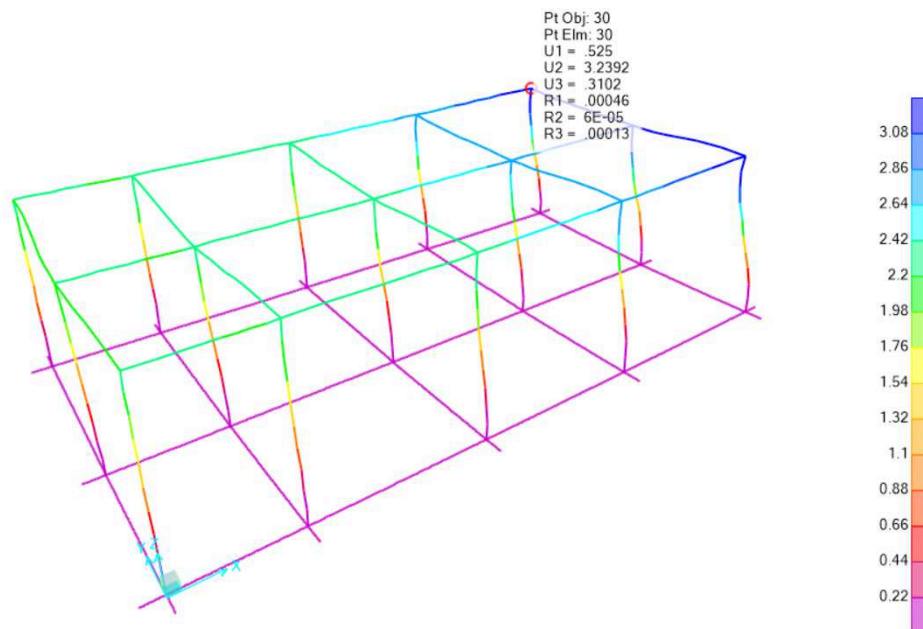


Verifica in dir. x



$d_{r,x} = 2.35 \text{ mm} < (2/3) \cdot 0.005 h = (2/3) \cdot 0.005 \cdot 3100 = 10.33 \text{ mm} \rightarrow \text{Verificato}$

Verifica in dir. y



$d_{r,y} = 3.24 \text{ mm} < (2/3) \cdot 0.005 h = (2/3) \cdot 0.005 \cdot 3100 = 10.33 \text{ mm} \rightarrow \text{Verificato}$



## 9 VERIFICA PRESSIONI SUL TERRENO

Carico limite fondazioni superficiali - Formulazione di Meyerhof (1963)

Condizioni drenate, terreno non stratificato, assenza di falda

$$q_{adm} = cN_c s_c d_c i_c + qN_q s_q d_q i_q + 0,5\gamma B' N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma$$

Fattori di capacità portante per terreni

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_q = e^{\pi \tan \phi} \tan^2 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (\phi \text{ in gradi})$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan(1,4\phi)$$

Fattori di capacità portante per rocce

$$N_c = 5 \tan^4 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_q = \tan^4 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

### Dati di input

Peso specifico del terreno al di sopra della fondazione	$\gamma_1$	1800 daN/m <sup>3</sup>
Peso specifico del terreno al di sotto della fondazione	$\gamma_2$	2100 daN/m <sup>3</sup>
Angolo di attrito interno del terreno di posa	$\Phi$	35 °
Coesione del terreno	c	2 daN/cm <sup>2</sup>
Tipologia di suolo di fondazione		roccia
Designazione qualità della roccia (solo fond. su roccia)	RQD	25 %
Approfondimento del piano di posa	D	1.0 m
Considerare fattori correttivi di profondità		NO
Larghezza della fondazione (lato minore)	B	1.1 m
Lunghezza della fondazione (lato maggiore)	L	16.1 m
Angolo di inclinazione del carico rispetto alla verticale	$\theta$	0 °
Eccentricità del carico lungo la larghezza B della fondazione	eB	0 m
Eccentricità del carico lungo la lunghezza L della fondazione	eL	0 m

### Dati di output

Dimensioni efficaci della fondazione per carico eccentrico	B'	1.1 m
	L'	16.1 m
Coefficiente di spinta passiva	Kp	3.69
Fattori di capacità portante <i>secondo Stagg &amp; Zienkiewicz</i>	Nc	68.087
	Nq	50.250
	N $\gamma$	51.250
Fattori correttivi di forma	sc	1.050
	sq	1.025
	sy	1.025
Fattori correttivi di profondità	dc	1.000
	dq	1.000
	dy	1.000
Fattori correttivi di inclinazione del carico	ic	1.000
	iq	1.000
	iy	1.000
Contributo alla resistenza della coesione	c Nc sc dc ic	143.040 daN/cm <sup>2</sup>
Contributo alla resistenza del sovraccarico	q Nq sq dq iq	9.273 daN/cm <sup>2</sup>
Contributo alla resistenza del peso del terreno	0,5 $\gamma_2$ B' N $\gamma$ sy dy iy	6.069 daN/cm <sup>2</sup>
Carico limite fondazione-terreno	q,ult (RQD) <sup>2</sup>	9.90 daN/cm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_R$	2.3
<b>Carico ammissibile sul terreno</b>	<b>q,amm</b>	<b>4.30 daN/cm<sup>2</sup></b>

Il terreno è schematizzato secondo il modello di Winkler con  $k = 3,90 \text{ kg/cm}^3$ .



Per quanto riguarda la verifica delle pressioni sul terreno, dal tabulato di calcolo risulta:

<b>TABLE: Joint Reactions</b>					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F3	$\sigma$
Text	Text	Text	Text	KN	kg/cm2
49	SLVy	Combination	Max	28.93	<b>1.05</b>

$$\sigma_{\max} = 1.05 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{amm}} = 4.30 \text{ daN/cm}^2$$