

**S.S. 45bis - Gardesana Occidentale**

Opere di costruzione della galleria in variante tra il km 86+567 e il km 88+800 finalizzata a sottendere le attuali gallerie ogivali a sezione ristretta

**PROGETTO DEFINITIVO**

COD. MI92

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

PROGETTISTA:

*Dott. Ing. Antonio Scalamandrè  
Ordine Ing. di Frosinone n. 1063*

IL GEOLOGO

*Dott. Geol. Serena Majetta  
Ordine Geol. di Roma n. 928*

IL RESPONSABILE DEL S.I.A.

*Dott. Ing. Laura Troiani  
Ordine Ing. di Roma n. 31890*

COORDINATORE DELLA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

*Geom. Fabio Quondam*

ViSTO IL RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO

*Dott. Ing. Giancarlo Luongo*

PROTOCOLLO

DATA

**OPERE D'ARTE  
EDIFICIO IMPIANTI**

**CABINA ELETTRICA - RELAZIONE TECNICA E DI CALCOLO**

CODICE PROGETTO		NOME FILE .pdf		REVISIONE	SCALA
PROGETTO	LIV. PROG.	CODICE ELAB.			
DPMI0092	D 18	T00FA02STRRE01		A	-
D					
C					
B					
A	EMISSIONE		Gen 2020		
REV.	DESCRIZIONE	DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO



<b>INDICE</b>		<b>Pagina</b>
<b>1</b>	<b>INQUADRAMENTO GENERALE</b>	<b>4</b>
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
<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	SOVRACCARICHI VARIABILI (QK)	9
4.4	AZIONE SISMICA (E)	10
4.4.1	Spettri di risposta di progetto per lo SLV	11
4.4.2	Spettri di risposta di progetto per lo SLO	12
<b>5</b>	<b>COMBINAZIONI DI CARICO</b>	<b>13</b>
<b>6</b>	<b>MODELLO NUMERICO</b>	<b>17</b>
6.1	RISULTATI ANALISI MODALE	18
<b>7</b>	<b>VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI</b>	<b>20</b>
7.1	SOLAIO DI COPERTURA	20
7.2	TRAVI PORTANTI	23
7.2.1	Verifiche allo SLU	23
7.2.2	Verifiche allo SLE	26
7.3	TRAVI SECONDARIE	29
7.3.1	Verifiche allo SLU	29
7.3.2	Verifiche allo SLE	31
7.4	PILASTRI	32
7.4.1	Verifiche allo SLU	32
7.4.2	Verifiche allo SLE	34
7.5	PLATEA DI FONDAZIONE	37
7.5.1	Verifiche allo SLU	37
7.5.2	Verifiche allo SLE	40

<b>8</b>	<b>VERIFICHE DI RIGIDEZZA</b>	<b>44</b>
<b>9</b>	<b>VERIFICA PRESSIONI SUL TERRENO</b>	<b>46</b>

## 1 INQUADRAMENTO GENERALE

La presente relazione ha per oggetto i calcoli strutturali relativi all'edificio impianti previsto nell'ambito dei lavori inerenti il progetto definitivo delle "opere di costruzione della Galleria in variante tra il km 86+567 e il km 88+800 - S.S. n.45bis Gardesana occidentale", finalizzata a sottendere le attuali gallerie ogivali a sezione ristretta.

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.

### 1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'edificio si sviluppa su un solo piano per un'altezza fuori tutto di 4.17m, con dimensioni in pianta di 4.00m x 18.60m. La struttura portante è a telaio in c.a. con pilastri di sezione 30x40cm e travi portanti 30x50cm. Le travi secondarie sono a spessore di solaio, aventi sezione 40x22cm.

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 4cm, per un'altezza complessiva pari a 22cm.

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

La fondazione è a platea di spessore pari a 70cm, nella quale sono previsti dei ribassamenti di 40cm in corrispondenza di una serie di cunicoli.

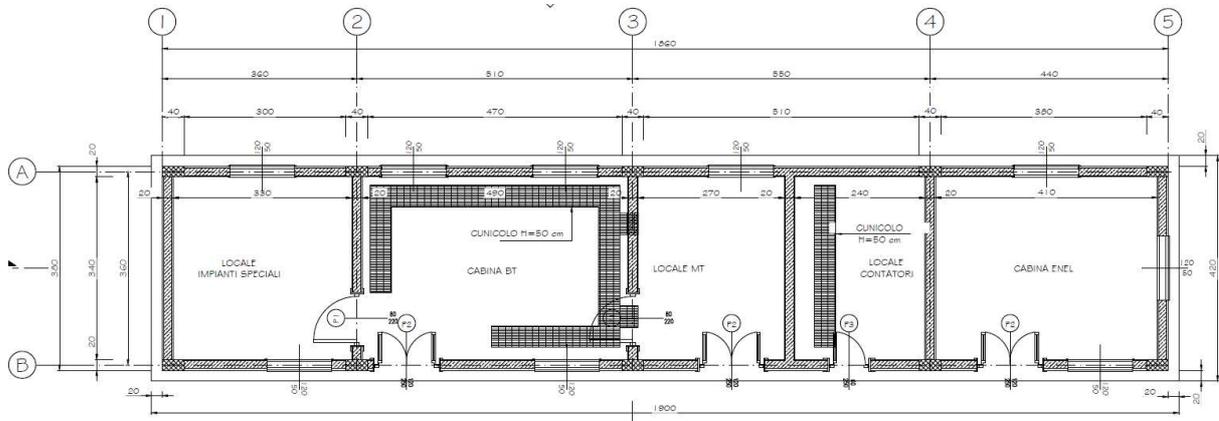


Figura 1: Vista in pianta

CABINA ELETTRICA – Relazione Tecnica e di Calcolo

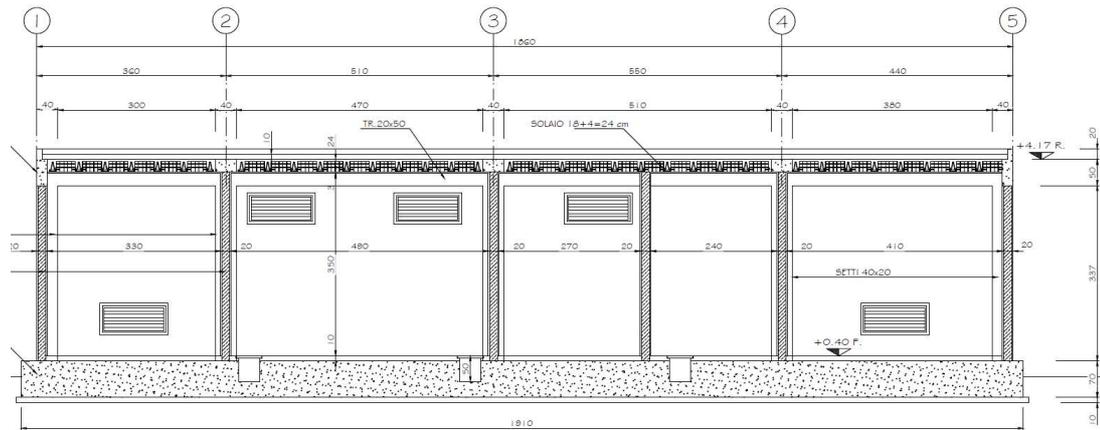


Figura 2: Sezione longitudinale

## 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 è XC3 (condizioni ordinarie), per la quale si adotta una classe di resistenza del calcestruzzo C28/35. Il copriferro minimo prescritto è pari a 35 mm.

Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005		
Resistenza caratteristica cubica	$R_{ck}$	35 [MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	$f_{ck}$	28 [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	$f_{cm}$	36 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione assiale del calcestruzzo	$f_{ctm}$	2.8 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 5%)	$f_{ctk,0,05}$	1.9 [MPa]
Valore caratteristico della resistenza a trazione assiale (frattile 95%)	$f_{ctk,0,95}$	3.6 [MPa]
Modulo di elasticità secante del calcestruzzo	$E_{cm}$	32308 [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	$f_{cd}$	15.87 [MPa]
Resistenza di progetto a trazione del calcestruzzo	$f_{ctd}$	1.29 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16.8 [MPa]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.6 [MPa]

##### 3.1.2 Strutture di fondazione

La classe di esposizione prevista è XC2 (condizioni ordinarie), per la quale si adotta una classe di resistenza del calcestruzzo C25/30. Il copriferro minimo prescritto è pari a 45 mm.

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 dell'opera oggetto della presente relazione.

### 4.1 PESI PROPRI STRUTTURALI (g1)

Il peso proprio degli elementi strutturali in c.a. (travi, pilastri, platea) 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 h18+4	3.00 kN/m <sup>2</sup>
Sovraccarico permanente (massetto sp. 10cm)	2.00 kN/m <sup>2</sup>
<b>TOTALE PERM.</b>	<b>5.00 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 SOVRACCARICHI VARIABILI (qk)

In assenza di specifiche indicazioni, per i locali tecnici e le cabine elettriche si fa riferimento ai sovraccarichi accidentali (uniformemente distribuiti) indicati nella Tabella B-1 del documento *Unified Facilities Criteria (UFC) - Structural Load Data*, emanato dal *Dipartimento della difesa degli Stati Uniti d'America* ad integrazione dell'*International Building Code (IBC)*, di cui si riporta di seguito un estratto.

OCCUPANCY OR USE	UNIFORM		CONCENTRATED	
	kPa	(psf)	kN	(lbs.)
25. Generator rooms	9.6	200	---	---
39. Mechanical room (HVAC)	6.0	125	---	---
38. Mechanical equipment room (general)	4.8	100	---	---

Ad integrazione della Tab. Tab. 3.1.II delle NTC18, si assumono pertanto i seguenti valori dei sovraccarichi accidentali per ambienti ad uso industriale (Cat E2) e per le relative coperture (Cat. K):

- Cabine elettriche (*Generator room*) **10.00 kN/m<sup>2</sup>**
- Coperture locali tecnici (*General mechanical equipment*) **5.00 kN/m<sup>2</sup>**

rispettivamente agenti sulla platea di fondazione e sul solaio di copertura.

#### 4.4 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

LATTITUDINE

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  
superficie rigata

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

### 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 style="width: 90%; border: 1px solid #ccc;" type="text" value="60"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input style="width: 90%; border: 1px solid #ccc;" type="text" value="101"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input style="width: 90%; border: 1px solid #ccc;" type="text" value="949"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input style="width: 90%; border: 1px solid #ccc;" type="text" value="1950"/>

**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

### FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

**Stato Limite**  
 Stato Limite considerato: SLV info

**Risposta sismica locale**

Categoria di sottosuolo: B info       $S_S = 1.198$        $C_C = 1.422$  info

Categoria topografica: T2 info       $h/H = 1.000$        $S_T = 1.200$  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  $q_0$ : 1.5      Regol. in altezza: si info

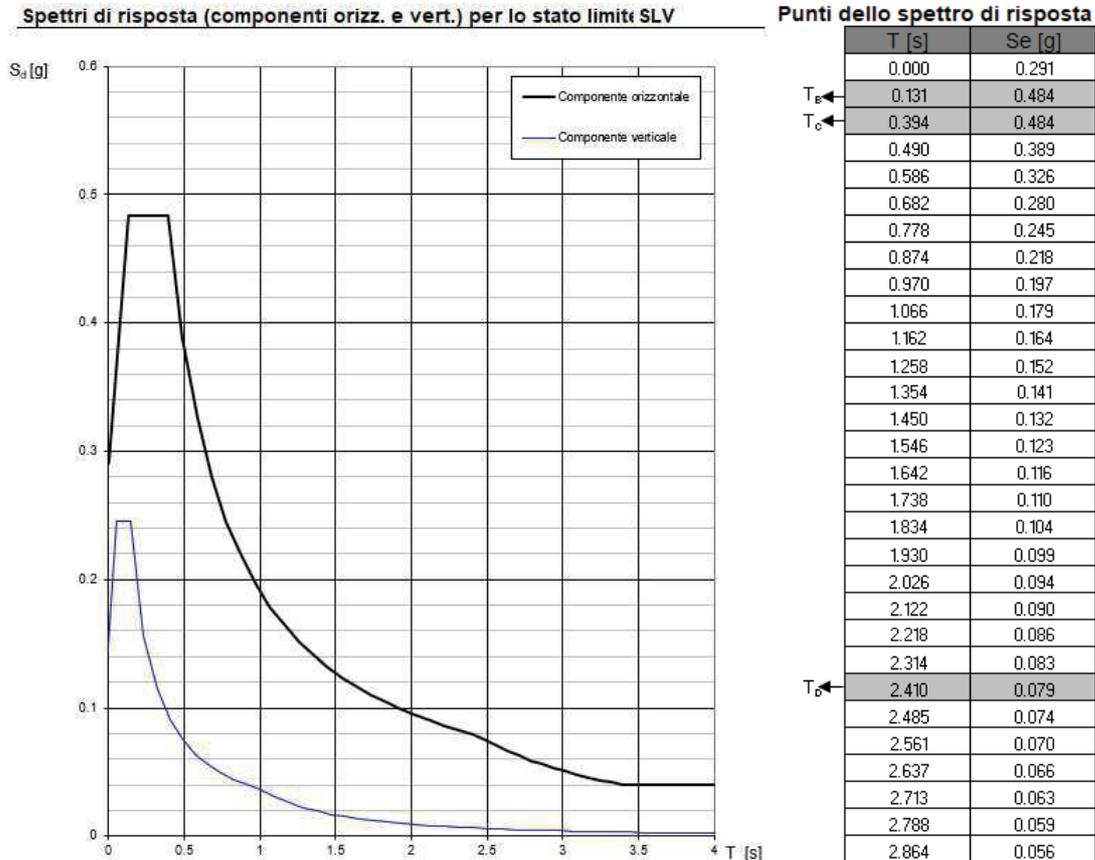
**Compon. verticale**

Spettro di progetto      Fattore  $q$ : 1.5       $\eta = 0.667$  info

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

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

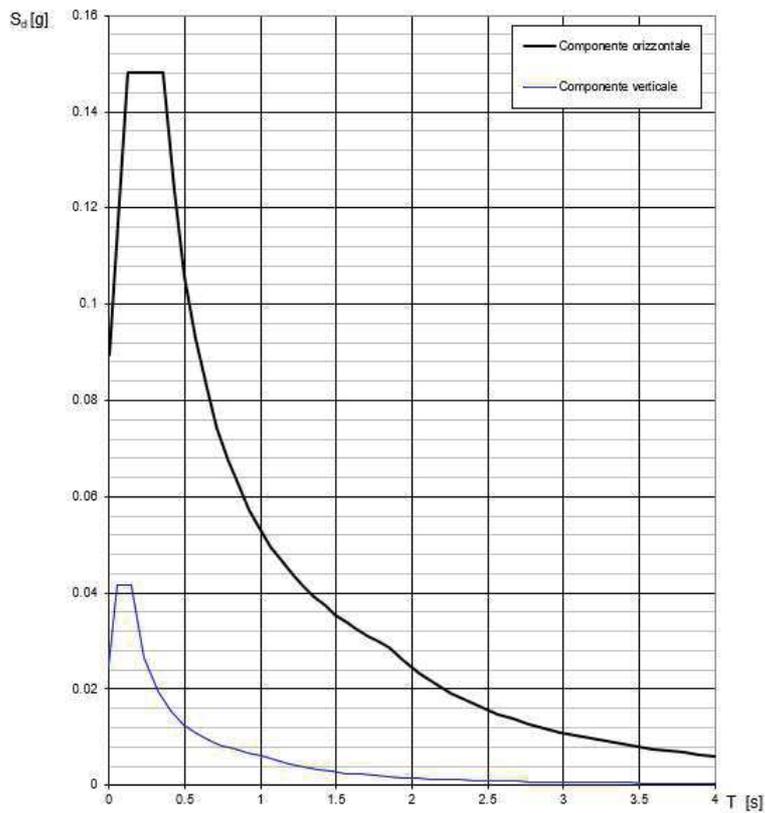
Gli spettri di progetto per lo SLV sono quelli ottenuti dagli spettri elastici abbattuti con fattore di struttura  $q=1.5$ , avendo scelto di progettare con comportamento strutturale *Non Dissipativo*.



#### 4.4.2 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	0.089
0.120	0.148
0.359	0.148
0.430	0.124
0.500	0.106
0.571	0.093
0.642	0.083
0.713	0.074
0.784	0.068
0.855	0.062
0.926	0.057
0.997	0.053
1.068	0.050
1.139	0.047
1.210	0.044
1.281	0.041
1.352	0.039
1.423	0.037
1.494	0.036
1.565	0.034
1.636	0.032
1.707	0.031
1.777	0.030
1.848	0.029
1.951	0.026
2.053	0.023
2.156	0.021
2.258	0.019
2.361	0.018
2.463	0.016

## 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:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \dots \quad [2.5.3]$$

- 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.

CABINA ELETTRICA – Relazione Tecnica e di Calcolo

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.

TABLE: Combination Definitions					
ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless
SLVx	Linear Add	No	Linear Static	g1 pesi propri	1
SLVx			Linear Static	g2 permanenti	1
SLVx			Linear Static	g2 peso tamponature	1
SLVx			Linear Static	q1 variabile copertura	0.8
SLVx			Linear Static	q2 variabile platea	0.8
SLVx			Response Spectrum	sisma x_SLV	1
SLVx			Response Spectrum	sisma y_SLV	0.3
SLVy	Linear Add	No	Linear Static	g1 pesi propri	1
SLVy			Linear Static	g2 permanenti	1
SLVy			Linear Static	g2 peso tamponature	1
SLVy			Linear Static	q1 variabile copertura	0.8
SLVy			Linear Static	q2 variabile platea	0.8
SLVy			Response Spectrum	sisma x_SLV	0.3
SLVy			Response Spectrum	sisma y_SLV	1
RARA1	Linear Add	No	Linear Static	g1 pesi propri	1
RARA1			Linear Static	g2 permanenti	1
RARA1			Linear Static	g2 peso tamponature	1
RARA1			Linear Static	q1 variabile copertura	1
RARA1			Linear Static	q2 variabile platea	1
RARA2	Linear Add	No	Linear Static	g1 pesi propri	1
RARA2			Linear Static	g2 permanenti	1
RARA2			Linear Static	g2 peso tamponature	1
RARA2			Linear Static	q1 variabile copertura	0
RARA2			Linear Static	q2 variabile platea	1
SLU1	Linear Add	No	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	q1 variabile copertura	1.5
SLU1			Linear Static	q2 variabile platea	1.5
SLU2	Linear Add	No	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	q1 variabile copertura	0
SLU2			Linear Static	q2 variabile platea	1.5
QPERM1	Linear Add	No	Linear Static	g1 pesi propri	1
QPERM1			Linear Static	g2 permanenti	1
QPERM1			Linear Static	g2 peso tamponature	1
QPERM1			Linear Static	q1 variabile copertura	0.8
QPERM1			Linear Static	q2 variabile platea	0.8

*CABINA ELETTRICA* – Relazione Tecnica e di Calcolo

---

QPERM2	Linear Add	No	Linear Static	g1 pesi propri	1
QPERM2			Linear Static	g2 permanenti	1
QPERM2			Linear Static	g2 peso tamponature	1
QPERM2			Linear Static	q1 variabile copertura	0
QPERM2			Linear Static	q2 variabile platea	0.8
Enve_var platea	Envelope	No	Linear Static	q2 variabile platea	1
Enve_var platea			Linear Static	q2 variabile platea Max	1
Enve_var platea			Linear Static	q2 variabile platea Mmin	1
SLU3_platea	Linear Add	No	Linear Static	g1 pesi propri	1.3
SLU3_platea			Linear Static	g2 permanenti	1.5
SLU3_platea			Linear Static	g2 peso tamponature	1.5
SLU3_platea			Response Combo	Enve_var platea	1.5
SLU3_platea			Linear Static	q1 variabile copertura	1.5
SLU4_platea	Linear Add	No	Linear Static	g1 pesi propri	1.3
SLU4_platea			Linear Static	g2 permanenti	1.5
SLU4_platea			Linear Static	g2 peso tamponature	1.5
SLU4_platea			Response Combo	Enve_var platea	1.5
SLU4_platea			Linear Static	q1 variabile copertura	0

## 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", mentre per la platea di fondazione si è ricorso ad elementi "shell thick" ai quali 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.

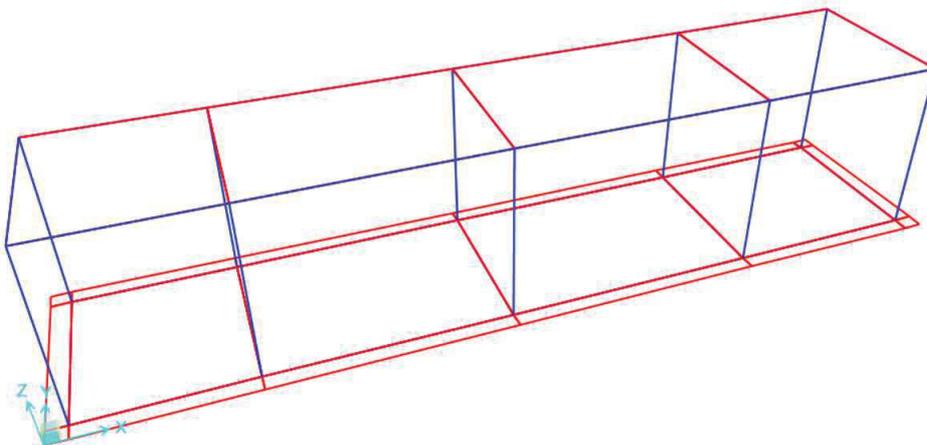


Figura 3: Vista 3D del modello (vista standard)

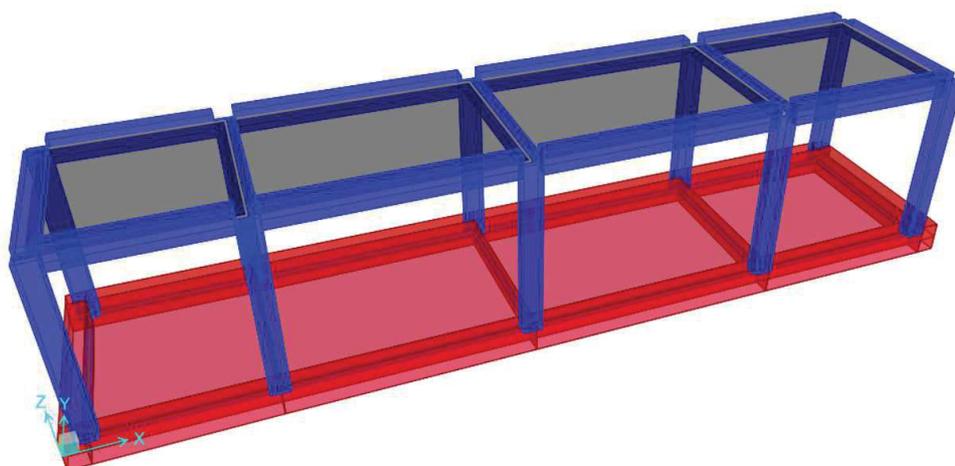


Figura 4: Vista 3D del modello (vista estrusa)

## 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	<b>0.2783</b>	0.0000	<b>0.9900</b>	0.0000	0.0000	0.9900	0.0000
MODAL	Mode	2	0.2217	0.0000	0.0030	0.0000	0.0000	0.9900	0.0000
MODAL	Mode	3	<b>0.1920</b>	<b>1.0000</b>	0.0000	0.0000	1.0000	0.9900	0.0000
MODAL	Mode	4	0.0535	0.0000	0.0082	0.0000	1.0000	1.0000	0.0000
MODAL	Mode	5	0.0454	0.0015	0.0000	0.0614	1.0000	1.0000	0.0614
MODAL	Mode	6	0.0448	0.0002	0.0000	0.8000	1.0000	1.0000	0.8600
MODAL	Mode	7	0.0430	0.0000	0.0000	0.1400	1.0000	1.0000	1.0000
MODAL	Mode	8	0.0429	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000
MODAL	Mode	9	0.0358	0.0012	0.0000	0.0006	1.0000	1.0000	1.0000
MODAL	Mode	10	0.0329	0.0000	0.0001	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000
MODAL	Mode	11	0.0301	0.0004	0.0000	0.0003	1.0000	1.0000	1.0000
MODAL	Mode	12	0.0266	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000

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

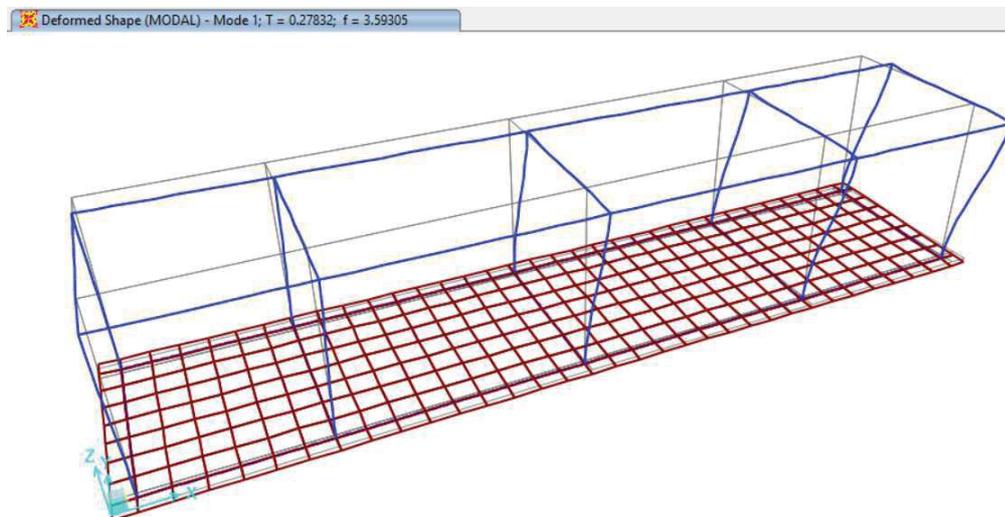
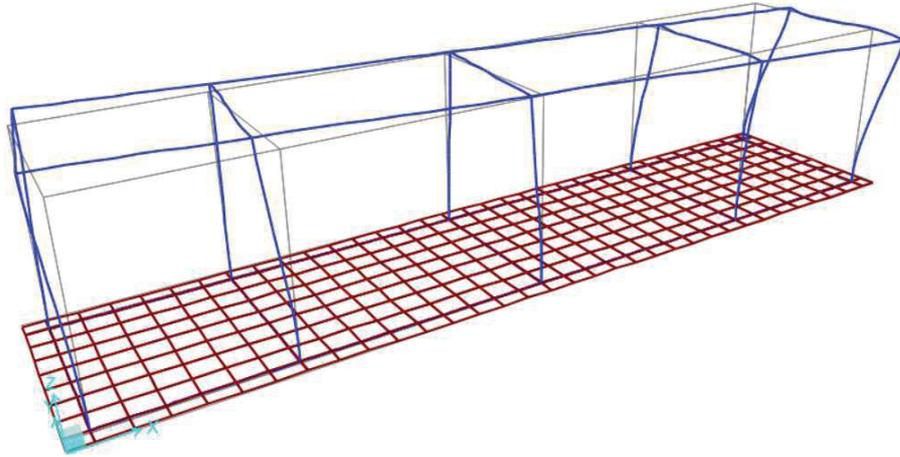
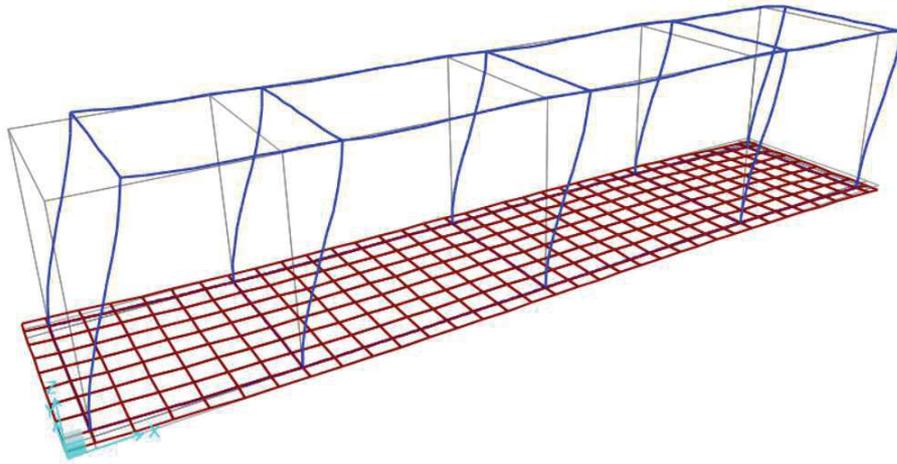


Figura 5: Primo modo di vibrare



*Figura 6: Secondo modo di vibrare*



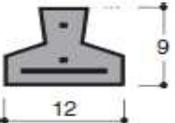
*Figura 7: Terzo modo di vibrare*

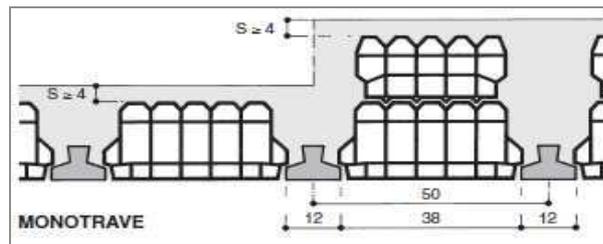
## 7 VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI

### 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 H18+4 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	$a = m$	Limiti inferiore e superiore delle lunghezze travetti disponibili per pronta consegna
	3,4	4,2	5,6	6,4	7,6	$b = m$	



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 = 18 + 4	$h_{\text{solaio}}$	22	cm
Altezza soletta	$h_{\text{soletta}}$	4	cm
Altezza blocchi laterizio	$h_{\text{blocchi}}$	18	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	$p_{\text{travetto}}$	18	daN/m
Armatura travetto	$A_p$	0,48	cm <sup>2</sup>
Luce netta solaio	$L_{\text{net}}$	340	cm

Luce di calcolo solaio	$L_{calc}$	360	cm
<b>Analisi dei carichi</b>			
Peso proprio solaio ( $g_1$ )	$g_1$	300	daN/m <sup>2</sup>
Sovraccarichi permanenti	$g_2$	200	daN/m <sup>2</sup>
Sovraccarichi accidentali	$q$	500	daN/m <sup>2</sup>
Carico di esercizio per striscia di 1m	$p_{SLE}$	1000	daN/m
Carico allo SLU per striscia di 1m	$p_{SLU}$	1440	daN/m
<b>Sollecitazioni di progetto (per striscia di 1m)</b>			
Tipo campata		esterna	
<b>Sollecitazioni allo SLE</b>			
Momento positivo	$M_{pos,SLE}$	1296.0	daNm
Momento negativo	$M_{neg,SLE}$	925.7	daNm
Taglio	$V_{SLE}$	1800.0	daN
<b>Sollecitazioni allo SLU</b>			
Momento positivo	$M_{pos,SLU}$	1866.2	daNm
Momento negativo	$M_{neg,SLU}$	1333.0	daNm
Taglio	$V_{SLU}$	2592.0	daN
<b>Verifica a momento positivo e taglio</b>			
Momento positivo di servizio per striscia di 1m	$M_{pos,serv}$	1756	daNm
<b>Tasso di lavoro a momento positivo</b>	<b>S/R</b>	<b>0.74</b>	<b>&lt; 1</b>
Taglio di servizio per striscia di 1m	$V_{serv}$	3094	daN
<b>Tasso di lavoro a taglio</b>	<b>S/R</b>	<b>0.58</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	$M_{neg,serv}$	1356	daNm
<b>Tasso di lavoro a momento negativo</b>	<b>S/R</b>	<b>0.68</b>	<b>&lt; 1</b>
<b>Lunghezza armature integrative su semicampata</b>			
Lunghezza ferri per momento negativo	$L_{neg}$	90	cm
Lunghezza ancoraggio ferri	$L_a$	40	cm
<b>Lunghezza totale ferri</b>	<b><math>L_{tot}</math></b>	<b>130</b>	<b>cm</b>

<b>Verifiche agli appoggi</b>			
Copriferro di calcolo armature	c	30	mm
Altezza utile della sezione	d	190	mm
Resistenza cubica calcestruzzo	R <sub>ck</sub>	30	N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente funzione di R <sub>ck</sub>	r	0.600	
<b><i>Momento resistente lato calcestruzzo (fasce piene e semipiene)</i></b>			
Sezione base con due travetti	M <sub>1</sub>	2407	daNm
Sezione con fascia semipiena	M <sub>2</sub>	6217	daNm
Sezione con fascia piena	M <sub>3</sub>	10028	daNm
<i>Sez. base verificata</i>			
<b><i>Armatura inferiore agli appoggi</i></b>			
Armatura inferiore necessaria	A <sub>s,req</sub>	0.66	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	26	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 PORTANTI

Le travi portanti, disposte ortogonalmente all'orditura del solaio, hanno sezione trasversale 30x50 cm e luci comprese fra 3.00 m e 5.10 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
14	2.98	SLU1	<b>M3</b>	<b>Max</b>	0.0	6.4	0.0	0.0	<b>40.6</b>
14	0.20	SLU1	<b>M3</b>	<b>Min</b>	0.0	-84.4	0.0	0.0	<b>-67.9</b>
14	5.30	SLU1	<b>V2</b>	<b>Max</b>	0.00	<b>82.0</b>	0.00	0.00	-61.90
14	0.20	SLU1	<b>V2</b>	<b>Min</b>	0.00	<b>-84.4</b>	0.00	0.00	-67.91

#### 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
12	0.20	SLVx	<b>M3</b>	<b>Max</b>	0.0	10.2	0.0	0.0	<b>57.0</b>
14	0.20	SLVx	<b>M3</b>	<b>Min</b>	0.0	-67.8	0.0	0.0	<b>-82.0</b>
12	3.20	SLVx	<b>V2</b>	<b>Max</b>	0.0	<b>71.4</b>	0.0	0.0	14.2
15	0.20	SLVx	<b>V2</b>	<b>Min</b>	0.0	<b>-73.9</b>	0.0	0.0	-78.7

#### 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.

**CALCOLO MOMENTO RESISTENTE ULTIMO**

**Sollecitazioni**

Momento flettente	M	<b>0</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>30</b>	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	$c_{s2} = 10$ cm
Armatura tesa (2° strato)	$AS_2$	0.00	cm <sup>2</sup>	Ø	$c_{i2} = 10$ cm
Armatura tesa (1° strato)	$AS_1$	6.16	cm <sup>2</sup>	4 Ø 14	$c_{i1} = 5$ cm

**Momento resistente**

Momento resistente ultimo	$M_{Rd}$	<b>102.7</b>	kNm	>	$M_{Sd}$
---------------------------	----------	--------------	-----	---	----------

Equilibrio alla traslazione	C+F=0	0.0	kN	
Deformazione cls	$\epsilon_c$	<b>-3.500</b>	‰	rottura lato cls
Deformazione arm. tesa (1° strato)	$\epsilon_{s1}$	<b>26.494</b>	‰	-
Posizione asse neutro	x	5.25	cm	
Tensione fibra compressa estrema	$\sigma_c$	-17.40	N/mm <sup>2</sup>	diag. stress block
Tens. arm. tesa (1° strato)	$\sigma_{s1}$	391.30	N/mm <sup>2</sup>	

$$M_{Rd} = 102.7 \text{ kNm} > M_{Sd,max} = 67.9 \text{ kNm}$$

$$S/R = 67.9/102.7 = 0.66 < 1 \quad \rightarrow \text{Verificato}$$

**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  $M_{yd}$ , 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 4Φ14 superiori ed inferiori.

**CALCOLO MOMENTO RESISTENTE ELASTICO**

**Sollecitazioni**

Momento flettente	M	0	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

**Materiali**

Res. caratteristica cls	$R_{ck}$	35	N/mm <sup>2</sup>
Res. di calcolo cls	$f_{cd}$	16.5	N/mm <sup>2</sup>
Res. di calcolo acciaio	$f_{yd}$	391.3	N/mm <sup>2</sup>
Def. ultima cls	$\epsilon_{cu}$	2.00	‰
Def. ultima acciaio	$\epsilon_{su}$	1.86	‰

**Caratteristiche geometriche**

Altezza sezione	H	50	cm
Larghezza sezione	B	30	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 $c_{s2} = 10$ cm
Armatura tesa (2° strato)	$AS_2$	0.00	cm <sup>2</sup> Ø $c_{t2} = 10$ cm
Armatura tesa (1° strato)	$AS_1$	6.16	cm <sup>2</sup> 4 Ø 14 $c_{t1} = 5$ cm

**Momento resistente**

Momento resistente elastico	$M_{Rd}$	97.9	kNm > $M_{Sd}$
-----------------------------	----------	------	----------------

Equilibrio alla traslazione	C+F=0	0.0	kN
Deformazione cls	$\epsilon_c$	-0.624	‰ -
Deformazione arm. tesa (1° strato)	$\epsilon_{s1}$	1.860	‰    rottura lato acciaio
Posizione asse neutro	x	11.30	cm
Tensione fibra compressa estrema	$\sigma_c$	-8.67	N/mm <sup>2</sup> diag. parabola-rettangolo
Tens. arm. tesa (1° strato)	$\sigma_{s1}$	391.30	N/mm <sup>2</sup>

$M_{Rd} = 97.9 \text{ kNm} > M_{Sd,max} = 82.0 \text{ kNm}$

$S/R = 82.0/97.9 = 0.84 < 1 \quad \rightarrow \text{Verificato}$

**7.2.1.5 Verifica a taglio**

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

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	$\phi_{sw}$	8	[mm]
Numero di braccia	$n_b$	2	[-]
Passo delle staffe	s	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	$\theta$	33.7	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	$\alpha$	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	$A_{sw}$	101	[mm <sup>2</sup> ]
Braccio della coppia interna	z	405	[mm]
Cotangente di $\theta$	$\cot\theta$	1.50	[-]
Cotangente di $\alpha$	$\cot\alpha$	0.00	[-]
Seno di $\alpha$	$\sin\alpha$	1.00	[-]
<b>Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)</b>	<b><math>V_{Rsd}</math></b>	<b>119.44</b>	<b>[kN]</b>
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	$f'_{cd}$	7.93	[MPa]
<b>Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)</b>	<b><math>V_{Rcd}</math></b>	<b>444.94</b>	<b>[kN]</b>
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	729.87	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>119.44</b>	<b>[kN]</b>

$V_{Rd} = 119.44 \text{ kNm} > V_{Sd,max} = 84.4 \text{ kNm}$

$S/R = 84.4/119.4 = 0.71 < 1 \quad \rightarrow \text{Verificato}$

## 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
14	2.98	RARA1	<b>M3</b>	<b>Max</b>	0.0	4.4	0.0	0.0	<b>27.6</b>
14	0.20	RARA1	<b>M3</b>	<b>Min</b>	0.0	-57.5	0.0	0.0	<b>-46.3</b>

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
14	2.98	QPERM1	<b>M3</b>	<b>Max</b>	0.0	4.0	0.0	0.0	<b>25.3</b>
14	0.20	QPERM1	<b>M3</b>	<b>Min</b>	0.0	-52.7	0.0	0.0	<b>-42.5</b>

### 7.2.2.2 Verifiche tensionali

#### Combinazione caratteristica

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	46.3 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$h$	500 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	300 [mm]
Copriferro	$d'$	50 [mm]
Altezza utile della sezione	$d$	450 [mm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	616 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	614 [mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	124.41 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	1222699723 [mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16.8 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360 [MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>4.71 [MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>184.94 [MPa]</b>

#### Combinazione quasi permanente

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	42.5 [kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15.0 [-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$j$	500 [-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	300 [-]
Copriferro	$d'$	50 [-]
Altezza utile della sezione	$d'$	450 [-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	616 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	614 [mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	124.41 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	$J$	1222699723 [mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.6 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360 [MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>4.32 [MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>169.76 [MPa]</b>

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 ordinarie considerando, a favore di sicurezza, la combinazione rara in luogo delle frequente.

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	500 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	300 [mm]
Copriferro	d'	50 [mm]
Altezza utile della sezione	d	450 [mm]
Area dell'armatura tesa	A <sub>s</sub>	616 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A' <sub>s</sub>	614 [mm <sup>2</sup> ]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	66 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	s <sub>rif,max</sub>	285 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	<b>M<sub>Ed,q.p.</sub></b>	<b>42.5 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	124.41 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	169.76 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	2.8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>f</sub>	0.4 [-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	125 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	37500 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ <sub>p,eff</sub>	0.01642 [-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	6.19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	0.000478 [-] 0.000509 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	14.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0.5 [-]
	k <sub>3</sub>	3.4 [-]
	k <sub>4</sub>	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	s <sub>r,max</sub>	314.94 [mm] 314.94 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0.1604 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0.3 [mm]</b>
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica</b>	<b>M<sub>Ed,charatt.</sub></b>	<b>46.3 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	124.41 [mm]

CABINA ELETTRICA – Relazione Tecnica e di Calcolo

Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	184.94 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	125 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	37500 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.01642 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	6.19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000553 [-] 0.000555 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	14.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0.5 [-]
	$k_3$	3.4 [-]
	$k_4$	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	314.94 [mm] 314.94 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0.1747 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b><math>w_{max}</math></b>	<b>0.4 [mm]</b>

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

### 7.3 TRAVI SECONDARIE

Le travi secondarie, disposte parallelamente all'orditura del solaio, hanno sezione trasversale 30x40 cm e luce di 3.40m.

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.

#### 7.3.1 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
20	1.85	SLU1	<b>M3</b>	<b>Max</b>	0.0	0.0	0.0	0.0	<b>4.5</b>
21	0.15	SLU2	<b>M3</b>	<b>Min</b>	0.0	-6.6	0.0	0.0	<b>-1.3</b>
20	3.55	SLU1	<b>V2</b>	<b>Max</b>	0.0	<b>6.6</b>	0.0	0.0	-1.2
20	0.15	SLU1	<b>V2</b>	<b>Min</b>	0.0	<b>-6.6</b>	0.0	0.0	-1.2

##### 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
21	0.15	SLVy	<b>M3</b>	<b>Max</b>	0.0	42.5	0.0	0.0	<b>80.1</b>
21	0.15	SLVy	<b>M3</b>	<b>Min</b>	0.0	-52.7	0.0	0.0	<b>-81.9</b>
21	3.55	SLVy	<b>V2</b>	<b>Max</b>	0.0	<b>52.7</b>	0.0	0.0	80.1
21	0.15	SLVy	<b>V2</b>	<b>Min</b>	0.0	<b>-52.7</b>	0.0	0.0	-81.9

##### 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  $M_{yd}$ , 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 $\Phi$ 16 superiori ed inferiori.

**CALCOLO MOMENTO RESISTENTE ELASTICO**

**Sollecitazioni**

Momento flettente	M	0	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

**Materiali**

Res. caratteristica cls	$R_{ck}$	35	N/mm <sup>2</sup>
Res. di calcolo cls	$f_{cd}$	16.5	N/mm <sup>2</sup>
Res. di calcolo acciaio	$f_{yd}$	391.3	N/mm <sup>2</sup>
Def. ultima cls	$\epsilon_{cu}$	2.00	‰
Def. ultima acciaio	$\epsilon_{su}$	1.86	‰

**Caratteristiche geometriche**

Altezza sezione	H	40	cm
Larghezza sezione	B	30	cm
Armatura compressa (1° strato)	$AS_1'$	8.04	cm <sup>2</sup> 4 Ø 16 $c_{s1} = 5$ cm
Armatura compressa (2° strato)	$AS_2'$	0.00	cm <sup>2</sup> Ø $c_{s2} = 10$ cm
Armatura tesa (2° strato)	$AS_2$	0.00	cm <sup>2</sup> Ø $c_{i2} = 10$ cm
Armatura tesa (1° strato)	$AS_1$	8.04	cm <sup>2</sup> 4 Ø 16 $c_{i1} = 5$ cm

**Momento resistente**

Momento resistente elastico	$M_{Rd}$	96.6	kNm > $M_{Sd}$
-----------------------------	----------	------	----------------

Equilibrio alla traslazione	C+F=0	0.0	kN
Deformazione cls	$\epsilon_c$	-0.840	‰
Deformazione arm. tesa (1° strato)	$\epsilon_{s1}$	1.860	‰    rottura lato acciaio
Posizione asse neutro	x	10.89	cm
Tensione fibra compressa estrema	$\sigma_c$	-10.92	N/mm <sup>2</sup> diag. parabola-rettangolo
Tens. arm. tesa (1° strato)	$\sigma_{s1}$	391.30	N/mm <sup>2</sup>

$M_{Rd} = 96.6 \text{ kNm} > M_{Sd,max} = 81.9 \text{ kNm}$

$S/R = 81.9/96.6 = 0.85 < 1 \rightarrow \text{Verificato}$

7.3.1.5 Verifica a taglio

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

§ 4.1.2.1.3.2 - ELEMENTI CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO			
Diametro delle staffe	$\phi_{sw}$	8	[mm]
Numero di braccia	$n_b$	2	[-]
Passo delle staffe	s	200	[mm]
Inclinazione tra il puntone compresso e l'asse della trave	$\theta$	33.7	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	$\alpha$	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	$A_{sw}$	101	[mm <sup>2</sup> ]
Braccio della coppia interna	z	315	[mm]
Cotangente di $\theta$	$\cot\theta$	1.50	[-]
Cotangente di $\alpha$	$\cot\alpha$	1.50	[-]
Seno di $\alpha$	$\sin\alpha$	0.00	[-]
<b>Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)</b>	<b><math>V_{Rsd}</math></b>	<b>92.90</b>	<b>[kN]</b>
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	$f_{cd}$	7.93	[MPa]
<b>Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)</b>	<b><math>V_{Rcd}</math></b>	<b>346.07</b>	<b>[kN]</b>
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	729.87	[mm <sup>2</sup> ]
<b>Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente</b>	<b><math>V_{Rd}</math></b>	<b>92.90</b>	<b>[kN]</b>

$V_{Rd} = 92.9 \text{ kNm} > V_{Sd,max} = 52.7 \text{ kNm}$

$S/R = 52.7/92.9 = 0.57 < 1 \rightarrow \text{Verificato}$

## 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
20	1.85	RARA1	<b>M3</b>	<b>Max</b>	0.0	0.0	0.0	0.0	<b>3.4</b>
21	0.15	RARA2	<b>M3</b>	<b>Min</b>	0.0	-5.1	0.0	0.0	<b>-1.0</b>

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
20	1.85	QPERM1	<b>M3</b>	<b>Max</b>	0.0	0.0	0.0	0.0	<b>3.4</b>
21	0.15	QPERM2	<b>M3</b>	<b>Min</b>	0.0	-5.1	0.0	0.0	<b>-1.0</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 30x40 cm, con il lato lungo disposto nel piano delle travi portanti, e altezza netta pari a circa 3.40 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
1	3.7	SLU1	<b>M3</b>	<b>Max</b>	-51.0	-4.1	0.7	-2.1	<b>9.4</b>
6	3.7	SLU1	<b>M3</b>	<b>Min</b>	-63.4	6.3	0.7	-2.1	<b>-15.5</b>
7	3.7	SLU2	<b>M2</b>	<b>Max</b>	-39.7	3.4	-0.8	<b>2.1</b>	-8.6
6	3.7	SLU2	<b>M2</b>	<b>Min</b>	-39.7	3.4	0.8	<b>-2.1</b>	-8.6
6	0.35	SLU1	<b>V2</b>	<b>Max</b>	-76.4	<b>6.3</b>	0.7	0.2	5.7
1	0.35	SLU1	<b>V2</b>	<b>Min</b>	-64.0	<b>-4.1</b>	0.7	0.1	-4.2

#### 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
5	0.35	SLVx	<b>M3</b>	<b>Max</b>	-95.4	47.9	15.0	26.4	<b>81.3</b>
4	0.35	SLVx	<b>M3</b>	<b>Min</b>	-143.2	-47.3	-11.9	-22.3	<b>-82.4</b>
6	0.35	SLVy	<b>M2</b>	<b>Max</b>	4.3	19.2	50.2	<b>89.6</b>	31.2
7	0.35	SLVy	<b>M2</b>	<b>Min</b>	-105.6	-11.7	-50.2	<b>-89.6</b>	-24.9
5	0.35	SLVx	<b>V2</b>	<b>Max</b>	-95.4	<b>47.9</b>	15.0	26.4	81.3
3	0.35	SLVx	<b>V2</b>	<b>Min</b>	-139.2	<b>-47.6</b>	-12.9	-24.1	-80.0

#### 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  $M_{yd}$ , 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 14 $\Phi$ 18 ( $\rho = 3.00\%$ ).

CABINA ELETTRICA – Relazione Tecnica e di Calcolo

Verifica C.A. S.L.U. - File: pilastro 30x40-sism

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

Titolo: **pilastro 30x40\_cond sismiche**

N° Vertici: **4** Zoom N° barre: **14** Zoom

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	20	15	1	2.545	-15	10
2	-20	15	2	2.545	-7.5	10
3	-20	-15	3	2.545	0	10
4	20	-15	4	2.545	7.5	10
			5	2.545	15	10
			6	2.545	-15	3.333

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub>: **-4.3** kN  
 M<sub>xEd</sub>: **89.6** kNm  
 M<sub>yEd</sub>: **31.2** kNm

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

Tipo rottura: **Lato acciaio - Acciaio elastico**

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

Tipo flessione:  Retta  Deviata

N° rett.: **100**

Calcola MRd Dominio Mx-My

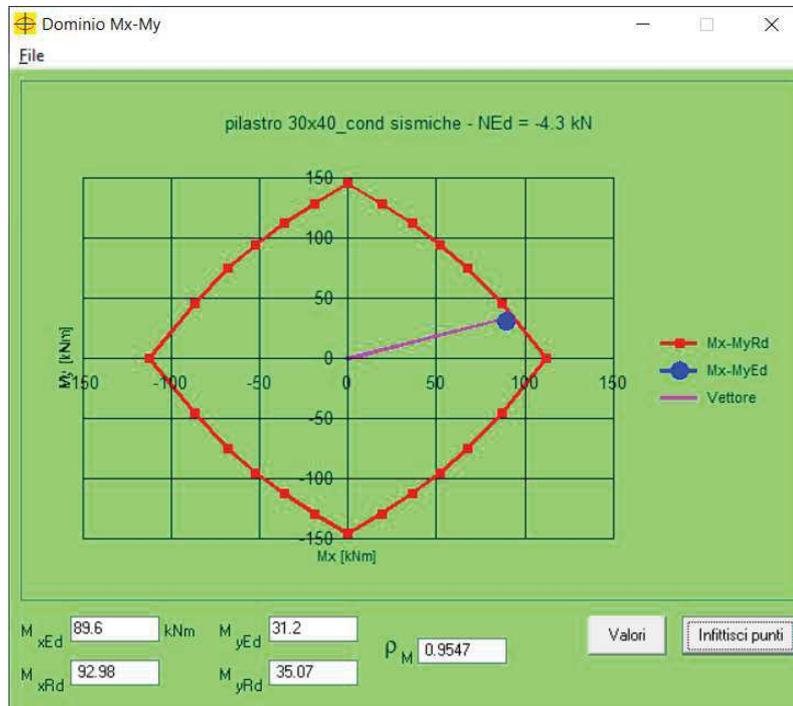
angolo asse neutro  $\theta^\circ$ : **349**

Precompresso

Materiali: **B450C** **C28/35**

$\epsilon_{su}$ : **1.86** ‰  $\epsilon_{c2}$ : **2** ‰  
 $f_{yd}$ : **391.3** N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$ : **2** ‰  
 $E_s$ : **200'000** N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$ : **15.87** N/mm<sup>2</sup>  
 $E_s/E_c$ : **15**  $f_{cc}/f_{cd}$ : **0.8** [?]  
 $\epsilon_{syd}$ : **1.957** ‰  $\sigma_{c,adm}$ : **11** N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_{s,adm}$ : **255** N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$ : **0.6667** N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{c1}$ : **1.971** N/mm<sup>2</sup>

M<sub>xRd</sub>: **92.98** kNm  
 M<sub>yRd</sub>: **35.07** kNm  
 $\sigma_c$ : **-15.17** N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$ : **372** N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_c$ : **1.58** ‰  
 $\epsilon_s$ : **1.86** ‰  
 d: **31.22** cm  
 x: **14.34** x/d: **0.4593**  
 $\delta$ : **1**



### 7.4.1.5 Verifica a taglio

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

Calcestruzzo		Sollecitazioni	
Tipo	C28/35	$V_{Ed}$	kN
$R_{ck}$	35 N/mm <sup>2</sup>	$N_{Ed}$	kN
$f_{ck}$	29.1 N/mm <sup>2</sup>		
$\gamma_c$	1.50		
$\alpha_{cc}$	0.85		
$f_{cd}$	16.5 N/mm <sup>2</sup>		
Acciaio		Armatura a taglio	
$f_{tk}$	540 N/mm <sup>2</sup>	Diametro	mm
$f_{yk}$	450 N/mm <sup>2</sup>	Numero barre	
$\gamma_s$	1.15	$A_{sw}$	cm <sup>2</sup>
$f_{yd}$	391 N/mm <sup>2</sup>	Passo s	cm
		Angolo $\alpha$	°
		Armatura longitudinale	
		$n_1$	
		$\varnothing_1$	mm
		$n_2$	
		$\varnothing_2$	mm
		$A_{sl}$	cm <sup>2</sup>
Sezione		Resistenza senza armatura a taglio	
$b_w$	cm	$V_{Rd}$	kN
H	cm		
c	cm		
d	cm		
k	N/mm <sup>2</sup>		
$v_{min}$	N/mm <sup>2</sup>		
$\rho$			
$\sigma_{cp}$	N/mm <sup>2</sup>		
$\alpha_c$			
		Resistenza con armatura a taglio	
		Inclinazione puntone $\theta$	°
		$V_{RSd}$	kN
		$V_{RCd}$	kN
		$V_{Rd}$	kN

$$V_{Rd} = 66.4 \text{ kNm} > V_{Sd,max} = 47.9 \text{ kNm}$$

$$S/R = 47.9/66.4 = 0.60 < 1 \quad \rightarrow \text{Verificato}$$

## 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
1	3.7	RARA1	M3	Max	-34.0	-2.8	0.7	-2.0	6.4

6	3.7	RARA1	<b>M3</b>	<b>Min</b>	-42.4	4.3	0.7	-2.0	<b>-10.6</b>
7	3.7	RARA2	<b>M2</b>	<b>Max</b>	-26.7	2.3	-0.7	<b>2.0</b>	-5.9
6	3.7	RARA2	<b>M2</b>	<b>Min</b>	-26.7	2.3	0.7	<b>-2.0</b>	-5.9

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
1	3.7	QPERM1	<b>M3</b>	<b>Max</b>	-31.4	-2.4	0.7	-2.0	<b>5.7</b>
6	3.7	QPERM1	<b>M3</b>	<b>Min</b>	-39.2	3.8	0.7	-2.0	<b>-9.5</b>
7	3.7	QPERM2	<b>M2</b>	<b>Max</b>	-26.6	2.3	-0.7	<b>2.0</b>	-5.8
6	3.7	QPERM2	<b>M2</b>	<b>Min</b>	-26.6	2.3	0.7	<b>-2.0</b>	-5.8

#### 7.4.2.2 Verifiche tensionali

#### Combinazione caratteristica

Verifica C.A. S.L.U. - File: pilastro 30x40-SLE

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

Titolo : pilastro 30x40\_SLE

N° Vertici 4 Zoom N° barre 14 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	20	15
2	-20	15
3	-20	-15
4	20	-15

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 42.4 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 2 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 10.6 kNm

Materiali B450C C28/35

$\epsilon_{su}$  1.86 ‰  $\epsilon_{c2}$  2 ‰  
 $f_{yd}$  391.3 N/mm<sup>2</sup>  $\epsilon_{cu}$  2 ‰  
 $E_s$  200'000 N/mm<sup>2</sup>  $f_{cd}$  15.87 N/mm<sup>2</sup>  
 $E_s/E_c$  15  $f_{cc}/f_{cd}$  0.8  
 $\epsilon_{syd}$  1.957 ‰  $\sigma_{c,adm}$  11 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_{s,adm}$  255 N/mm<sup>2</sup>  $\tau_{co}$  0.6667 N/mm<sup>2</sup>  
 $\tau_{c1}$  1.971 N/mm<sup>2</sup>

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

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

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

$\sigma_c$  -1.894 N/mm<sup>2</sup>  
 $\sigma_s$  22.08 N/mm<sup>2</sup>  
 $\epsilon_s$  0.1104 ‰  
 d 41.24 cm  
 x 23.2 x/d 0.5626  
 $\delta$  1

$$\sigma_c = 1.9 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c,lim} = 0.6 f_{ck} = 16.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 22.1 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s,lim} = 0.8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Combinazione quasi permanente

Verifica C.A. S.L.U. - File: pilastro 30x40-SLE

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

Titolo : pilastro 30x40\_SLE

N° Vertici 4 Zoom N° barre 14 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	20	15
2	-20	15
3	-20	-15
4	20	-15

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	2.011	-15	10
2	2.011	-7.5	10
3	2.011	0	10
4	2.011	7.5	10
5	2.011	15	10
6	2.011	-15	3.333

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N<sub>Ed</sub> 0 39.2 kN  
 M<sub>xEd</sub> 0 2 kNm  
 M<sub>yEd</sub> 0 9.5

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

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

Verifica N° iterazioni: 4

Precompresso

Materiali B450C C28/35

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> 200000 N/mm² f<sub>cd</sub> 15.87  
 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  
 σ<sub>s,adm</sub> 255 N/mm² τ<sub>co</sub> 0.6667  
 τ<sub>c1</sub> 1.971

σ<sub>c</sub> -1.739 N/mm²  
 σ<sub>s</sub> 19.87 N/mm²  
 ε<sub>s</sub> 0.09934 ‰  
 d 41.66 cm  
 x 23.64 x/d 0.5676  
 δ 1

$$\sigma_c = 1.74 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c,lim} = 0.45 f_{ck} = 12.6 \text{ N/mm}^2$$

7.4.2.3 Verifiche di fessurazione

La massima tensione nell'armatura in comb. caratteristica, pari a  $\sigma_s = 22 \text{ N/mm}^2$ , 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 PLATEA DI FONDAZIONE

La platea di fondazione in c.a. ha spessore pari a 70 cm e dimensioni in pianta di 4.40x19.00 m.

Lo spessore si riduce a 30 cm in corrispondenza dei ribassamenti necessari a realizzare alcuni cunicoli previsti per l'alloggiamento degli impianti.

### 7.5.1 Verifiche allo SLU

Per semplicità di calcolo, e a vantaggio di sicurezza, si verificano con la sollecitazioni massime sia sezione di spessore standard (70 cm), sia quella in corrispondenza dei ribassamenti (30 cm).

#### 7.5.1.1 Sollecitazioni massime in condizioni statiche

Area	AreaElem	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11,des	M22,des	V13	V23
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m	KN/m	KN/m
10	10-9	14	SLU3_platea	<b>M11,des</b>	<b>Pos</b>	<b>91.6</b>			
13	13-7	~247	SLU3_platea	<b>M11,des</b>	<b>Neg</b>	-54.9			
9	9-63	43	SLU3_platea	<b>M22,des</b>	<b>Pos</b>		35.7		
12	12-1	~173	SLU3_platea	<b>M22,des</b>	<b>Neg</b>		<b>-41.0</b>		
11	11-1	13	SLU3_platea	<b>V13</b>	<b>Max</b>			117.2	
8	8-9	~83	SLU3_platea	<b>V13</b>	<b>Min</b>			-112.9	
12	12-1	42	SLU3_platea	<b>V23</b>	<b>Max</b>				95.8
12	12-7	~146	SLU3_platea	<b>V23</b>	<b>Min</b>				-95.8

#### 7.5.1.2 Sollecitazioni massime in condizioni sismiche

Area	AreaElem	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11,des	M22,des	V13	V23
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m	KN/m	KN/m
9	9-7	41	SLVx	<b>M11,des</b>	<b>Pos</b>	<b>162.3</b>			
16	16-7	~304	SLVx	<b>M11,des</b>	<b>Neg</b>	-131.1			
15	15-43	46	SLVy	<b>M22,des</b>	<b>Pos</b>		<b>135.3</b>		
18	18-7	~310	SLVy	<b>M22,des</b>	<b>Neg</b>		-150.6		
11	11-1	13	SLVy	<b>V13</b>	<b>Max</b>			96.9	
11	11-10	~171	SLVy	<b>V13</b>	<b>Min</b>			-100.5	
12	12-64	~172	SLVy	<b>V23</b>	<b>Max</b>				73.3
12	12-70	~234	SLVy	<b>V23</b>	<b>Min</b>				-73.3

#### 7.5.1.3 Verifiche a flessione in condizioni statiche

Si omette la verifica in quanto meno gravosa rispetto a quella in condizioni sismiche.

### 7.5.1.4 Verifiche a flessione in condizioni sismiche

#### Sezione sp. 70 cm – Armatura in dir. x

La sezione è armata con 5Φ16 superiori ed inferiori.

Materiali			
Res. caratteristica cls	$R_{ck}$	<b>30</b>	N/mm <sup>2</sup>
Res. di calcolo cls	$f_{cd}$	14.1	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>70</b>	cm
Larghezza sezione	B	<b>100</b>	cm
Armatura compressa (1° strato)	$AS_1'$	10.05	cm <sup>2</sup> 5 Ø 16 $c_{s1} = 5$ cm
Armatura compressa (2° strato)	$AS_2'$	0.00	cm <sup>2</sup> Ø $c_{s2} = 10$ cm
Armatura tesa (2° strato)	$AS_2$	0.00	cm <sup>2</sup> Ø $c_{t2} = 10$ cm
Armatura tesa (1° strato)	$AS_1$	10.05	cm <sup>2</sup> 5 Ø 16 $c_{t1} = 5$ cm

Momento resistente			
Momento resistente elastico	$M_{Rd}$	<b>239.2</b>	kNm > $M_{Sd}$
Equilibrio alla traslazione	C+F=0	0.0	kN
Deformazione cls	$\epsilon_c$	<b>-0.376</b>	‰ -
Deformazione arm. tesa (1° strato)	$\epsilon_{s1}$	<b>1.860</b>	‰    rottura lato acciaio
Posizione asse neutro	x	10.93	cm

$$M_{Rd} = 239.2 \text{ kNm} > M_{Sd,max} = 162.3 \text{ kNm}$$

$$S/R = 162.3/239.2 = 0.68 < 1 \quad \rightarrow \text{Verificato}$$

#### Sezione sp. 70 cm – Armatura in dir. y

La sezione è armata con 5Φ16 superiori ed inferiori.

Materiali			
Res. caratteristica cls	$R_{ck}$	<b>30</b>	N/mm <sup>2</sup>
Res. di calcolo cls	$f_{cd}$	14.1	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>70</b>	cm
Larghezza sezione	B	<b>100</b>	cm
Armatura compressa (1° strato)	$AS_1'$	10.05	cm <sup>2</sup> 5 Ø 16 $c_{s1} = 7$ cm
Armatura compressa (2° strato)	$AS_2'$	0.00	cm <sup>2</sup> Ø $c_{s2} = 10$ cm
Armatura tesa (2° strato)	$AS_2$	0.00	cm <sup>2</sup> Ø $c_{t2} = 10$ cm
Armatura tesa (1° strato)	$AS_1$	10.05	cm <sup>2</sup> 5 Ø 16 $c_{t1} = 7$ cm

Momento resistente			
Momento resistente elastico	$M_{Rd}$	<b>230.8</b>	kNm > $M_{Sd}$
Equilibrio alla traslazione	C+F=0	0.0	kN
Deformazione cls	$\epsilon_c$	<b>-0.391</b>	‰ -
Deformazione arm. tesa (1° strato)	$\epsilon_{s1}$	<b>1.860</b>	‰    rottura lato acciaio
Posizione asse neutro	x	10.95	cm

$$M_{Rd} = 230.8 \text{ kNm} > M_{Sd,max} = 135.3 \text{ kNm}$$

$$S/R = 135.3/230.8 = 0.59 < 1 \quad \rightarrow \text{Verificato}$$

### Sezione ribassata sp. 30 cm – Armatura in dir. x

La sezione è armata con 5+5Φ16 superiori ed inferiori.

<b>Materiali</b>			
Res. caratteristica cls	$R_{ck}$	<b>30</b>	N/mm <sup>2</sup>
Res. di calcolo cls	$f_{cd}$	14.1	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>	‰

<b>Caratteristiche geometriche</b>			
Altezza sezione	H	<b>30</b>	cm
Larghezza sezione	B	<b>100</b>	cm
Armatura compressa (1° strato)	$AS_1'$	10.05	cm <sup>2</sup> <b>5</b> Ø <b>16</b> $C_{s1} =$ <b>5</b> cm
Armatura compressa (2° strato)	$AS_2'$	10.05	cm <sup>2</sup> <b>5</b> Ø <b>16</b> $C_{s2} =$ <b>5</b> cm
Armatura tesa (2° strato)	$AS_2$	10.05	cm <sup>2</sup> <b>5</b> Ø <b>16</b> $C_{i2} =$ <b>5</b> cm
Armatura tesa (1° strato)	$AS_1$	10.05	cm <sup>2</sup> <b>5</b> Ø <b>16</b> $C_{i1} =$ <b>5</b> cm

<b>Momento resistente</b>			
Momento resistente elastico	$M_{Rd}$	<b>168.0</b>	kNm > $M_{Sd}$
Equilibrio alla traslazione	C+F=0	0.0	kN
Deformazione cls	$\epsilon_c$	<b>-0.990</b>	‰    -
Deformazione arm. tesa (1° strato)	$\epsilon_{s1}$	<b>1.860</b>	‰ <i>rottura lato acciaio</i>
Posizione asse neutro	x	8.69	cm

$$M_{Rd} = 168.0 \text{ kNm} > M_{Sd,max} = 162.3 \text{ kNm}$$

$$S/R = 162.3/168.0 = 0.966 < 1 \quad \rightarrow \text{Verificato}$$

### Sezione ribassata sp. 30 cm – Armatura in dir. y

La sezione è armata con 5+5Φ16 superiori ed inferiori.

<b>Materiali</b>			
Res. caratteristica cls	$R_{ck}$	<b>30</b>	N/mm <sup>2</sup>
Res. di calcolo cls	$f_{cd}$	14.1	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>	‰

<b>Caratteristiche geometriche</b>			
Altezza sezione	H	<b>30</b>	cm
Larghezza sezione	B	<b>100</b>	cm
Armatura compressa (1° strato)	$AS_1'$	10.05	cm <sup>2</sup> <b>5</b> Ø <b>16</b> $C_{s1} =$ <b>7</b> cm
Armatura compressa (2° strato)	$AS_2'$	10.05	cm <sup>2</sup> <b>5</b> Ø <b>16</b> $C_{s2} =$ <b>7</b> cm
Armatura tesa (2° strato)	$AS_2$	10.05	cm <sup>2</sup> <b>5</b> Ø <b>16</b> $C_{i2} =$ <b>7</b> cm
Armatura tesa (1° strato)	$AS_1$	10.05	cm <sup>2</sup> <b>5</b> Ø <b>16</b> $C_{i1} =$ <b>7</b> cm

<b>Momento resistente</b>			
Momento resistente elastico	$M_{Rd}$	<b>151.1</b>	kNm > $M_{Sd}$
Equilibrio alla traslazione	C+F=0	0.0	kN
Deformazione cls	$\epsilon_c$	<b>-1.160</b>	‰    -
Deformazione arm. tesa (1° strato)	$\epsilon_{s1}$	<b>1.860</b>	‰ <i>rottura lato acciaio</i>
Posizione asse neutro	x	8.84	cm

$$M_{Rd} = 151.1 \text{ kNm} > M_{Sd,max} = 135.3 \text{ kNm}$$

$$S/R = 135.3/151.1 = 0.90 < 1 \quad \rightarrow \text{Verificato}$$

### 7.5.1.5 Verifica a taglio

Si verifica di seguito la sezione ribassata considerando legature  $\Phi 12$  disposte con maglia 40x40 cm quale armatura trasversale a taglio.

Calcestruzzo		Sollecitazioni	
Tipo	C25/30	$V_{Ed}$	kN <b>117.2</b>
$R_{ck}$	30 N/mm <sup>2</sup>	$N_{Ed}$	kN <b>0</b>
$f_{ck}$	24.9 N/mm <sup>2</sup>	<b>Armatura a taglio</b>	
$\gamma_c$	1.50	Diametro	mm 12
$\alpha_{cc}$	0.85	Numero barre	2.5
$f_{cd}$	14.1 N/mm <sup>2</sup>	$A_{sw}$	cm <sup>2</sup> 2.83
<b>Acciaio</b>		Passo s	cm 40
$f_{tk}$	540 N/mm <sup>2</sup>	Angolo $\alpha$	° 90
$f_{yk}$	450 N/mm <sup>2</sup>	<b>Armatura longitudinale</b>	
$\gamma_s$	1.15	$n_1$	-
$f_{yd}$	391 N/mm <sup>2</sup>	$\varnothing_1$	mm -
		$n_2$	-
		$\varnothing_2$	mm -
		$A_{sl}$	cm <sup>2</sup> -
		<b>Sezione</b>	
		$b_w$	cm 100
		H	cm 30
		c	cm 5
		d	cm 25
		k	N/mm <sup>2</sup> 1.89
		$v_{min}$	N/mm <sup>2</sup> 0.46
		$\rho$	0.0000
		$\sigma_{cp}$	N/mm <sup>2</sup> 0.00
		$\alpha_c$	1.00
		<b>Resistenza senza armatura a taglio</b>	
		$V_{Rd}$	kN <b>113.8</b>
		<b>Resistenza con armatura a taglio</b>	
		Inclinazione puntone $\theta$	° 21.8
		$V_{RSd}$	kN 156
		$V_{RCd}$	kN 547
		$V_{Rd}$	kN <b>155.6</b>

$$V_{Rd} = 155.6 \text{ kNm} > V_{Sd,max} = 117.2 \text{ kNm}$$

$$S/R = 117.2/155.6 = 0.75 \quad \rightarrow \text{Verificato}$$

## 7.5.2 Verifiche allo SLE

Per rapidità di calcolo e a favore di sicurezza, le verifiche sono di seguito condotte per la sola sezione ribassata considerata soggetta alle massime sollecitazioni flettenti.

### 7.5.2.1 Sollecitazioni

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

Area	AreaElem	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11,des	M22,des
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m
10	10-9	14	RARA3_platea	<b>M11,des</b>	<b>Pos</b>	<b>63.0</b>	
13	13-7	~247	RARA3_platea	<b>M11,des</b>	<b>Neg</b>	-37.6	
9	9-63	43	RARA3_platea	<b>M22,des</b>	<b>Pos</b>		<b>24.5</b>
12	12-1	~173	RARA3_platea	<b>M22,des</b>	<b>Neg</b>		-28.3

Area	AreaElem	Joint	OutputCase	CaseType	StepType	M11,des	M22,des
Text	Text	Text	Text	Text	Text	KN-m/m	KN-m/m
10	10-9	14	QPERM3_platea	<b>M11,des</b>	<b>Pos</b>	<b>57.6</b>	
13	13-7	~247	QPERM3_platea	<b>M11,des</b>	<b>Neg</b>	-33.5	
9	9-63	43	QPERM3_platea	<b>M22,des</b>	<b>Pos</b>		<b>22.6</b>
12	12-1	~173	QPERM3_platea	<b>M22,des</b>	<b>Neg</b>		-26.4

### 7.5.2.2 Verifiche tensionali

#### Combinazione caratteristica

Controllo tensionale per la Combinazione Caratteristica			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	63.0	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$h$	300	[mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1000	[mm]
Copriferro	$d'$	50	[mm]
Altezza utile della sezione	$d$	250	[mm]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	2011	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	2010	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	87.11	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a $x$	$J$	1062085524	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	14.94	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>5.17</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>144.94</b>	<b>[MPa]</b>

#### Combinazione quasi permanente

Controllo tensionale per la Combinazione Quasi Permanente			
Momento sollecitante assunto in valore assoluto	$M_{Ed}$	57.6	[kNm]
Coefficiente di omogeneizzazione	$n$	15.0	[-]
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$j$	300	[-]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	$b$	1000	[-]
Copriferro	$d'$	50	[-]
Altezza utile della sezione	$d'$	250	[-]
Area dell'armatura tesa	$A_s$	2011	[mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	$A'_s$	2010	[mm <sup>2</sup> ]
Posizione dell'asse neutro	$x$	87.11	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a $x$	$J$	1062085524	[mm <sup>4</sup> ]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11.205	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	$\sigma_s$	360	[MPa]
<b>Tensione nel calcestruzzo</b>	<b><math>\sigma_c</math></b>	<b>4.72</b>	<b>[MPa]</b>
<b>Tensione nell'armatura tesa</b>	<b><math>\sigma_s</math></b>	<b>132.51</b>	<b>[MPa]</b>

Le tensioni calcolate risultano inferiori ai limiti imposti dalla normativa.

### 7.5.2.3 Verifiche di fessurazione

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

CONTROLLO DI FESSURAZIONE A SLS		
Altezza della sezione trasversale di calcestruzzo	h	300 [mm]
Larghezza della sezione trasversale di calcestruzzo	b	1000 [mm]
Copriferro	d'	50 [mm]
Altezza utile della sezione	d	250 [mm]
Area dell'armatura tesa	A <sub>s</sub>	2011 [mm <sup>2</sup> ]
Area dell'armatura compressa	A' <sub>s</sub>	2010 [mm <sup>2</sup> ]
Distanza tra il bordo del cls e l'armatura	c	50 [mm]
Distanza tra i baricentri delle barre	s	100 [mm]
Distanza massima di riferimento tra le barre	S <sub>rif,max</sub>	290 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente</b>	<b>M<sub>Ed,q.p.</sub></b>	<b>57.6 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	87.11 [mm]
Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	σ <sub>s</sub>	132.51 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f <sub>ct,eff</sub>	2.6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k <sub>t</sub>	0.4 [-]
Altezza efficace	h <sub>c,eff</sub>	70.9645278 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A <sub>c,eff</sub>	70964.5278 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ <sub>p,eff</sub>	0.02833 [-]
Rapporto tra E <sub>s</sub> /E <sub>cm</sub>	α <sub>e</sub>	6.36 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε <sub>sm</sub> - ε <sub>cm</sub>	0.000449 [-] 0.000449 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ <sub>eq</sub>	16.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	k <sub>1</sub>	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	k <sub>2</sub>	0.5 [-]
	k <sub>3</sub>	3.4 [-]
	k <sub>4</sub>	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	S <sub>r,max</sub>	266.00 [mm] 266.00 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b>w<sub>k</sub></b>	<b>0.1196 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b>w<sub>max</sub></b>	<b>0.3 [mm]</b>
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica		
<b>Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica</b>	<b>M<sub>Ed,caratt.</sub></b>	<b>63 [kNm]</b>
Durata del carico		lunga [-]
Posizione dell'asse neutro dal lembo superiore	x	87.11 [mm]

CABINA ELETTRICA – Relazione Tecnica e di Calcolo

Tensione indotta nell'armatura tesa considerando la sezione fessurata	$\sigma_s$	144.94 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	$f_{ct,eff}$	2.6 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	$k_t$	0.4 [-]
Altezza efficace	$h_{c,eff}$	70.9645278 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	$A_{c,eff}$	70964.5278 [mm <sup>2</sup> ]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.02833 [-]
Rapporto tra $E_s/E_{cm}$	$\alpha_e$	6.36 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.000512 [-] 0.000512 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	$\phi_{eq}$	16.00 [mm]
Coefficiente che tiene conto dell'aderenza migliorata delle barre	$k_1$	0.8 [-]
Coefficiente che tiene conto della flessione pura	$k_2$	0.5 [-]
	$k_3$	3.4 [-]
	$k_4$	0.425 [-]
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	266.00 [mm] 266.00 [mm]
<b>Ampiezza delle fessure</b>	<b><math>w_k</math></b>	<b>0.1361 [mm]</b>
<b>Ampiezza massima delle fessure</b>	<b><math>w_{max}</math></b>	<b>0.4 [mm]</b>

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

## 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:

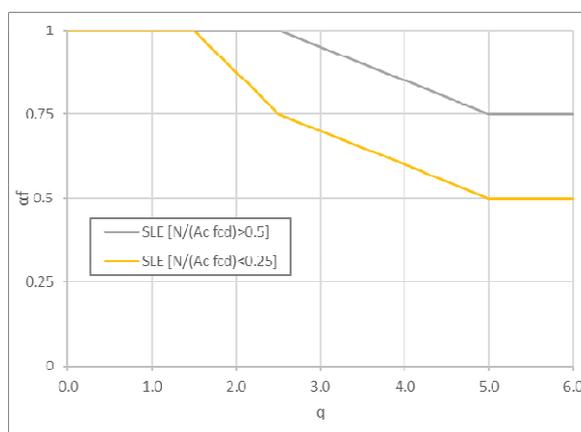
$$d_r < (2/3) \cdot 0.005 h$$

dove h è l'altezza del piano.

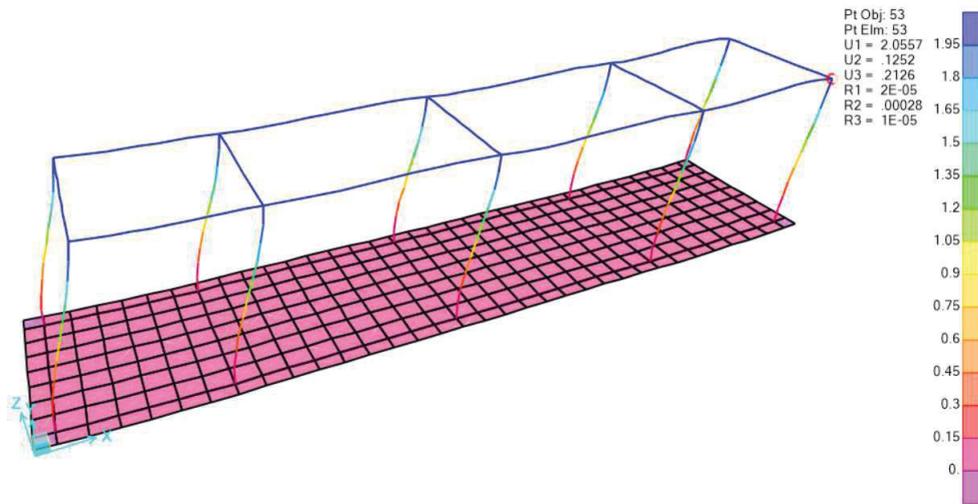
Per tenere in conto la fessurazione degli elementi in c.a., lo spostamento  $d_r$  è calcolato considerando una rigidezza allo SLE ridotta del fattore  $\alpha_f$  definito al par. C.7.2.6 della Circolare n.7 del 2019, di seguito calcolato.

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

Sforzo normale in combinazione sismica	N	740	kN
Area della sezione di calcestruzzo	$A_c$	1200	cm <sup>2</sup>
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	$R_{ck}$	35	N/mm <sup>2</sup>
Resistenza di calcolo a compressione	$f_{cd}$	16.5	N/mm <sup>2</sup>
Azione assiale adimensionale	$N/A_c f_{cd}$	0.375	-
Fattore di struttura	q	1.5	-
Coefficiente di fessurazione allo SLE	$\alpha_{f,SLE}$	1.000	-

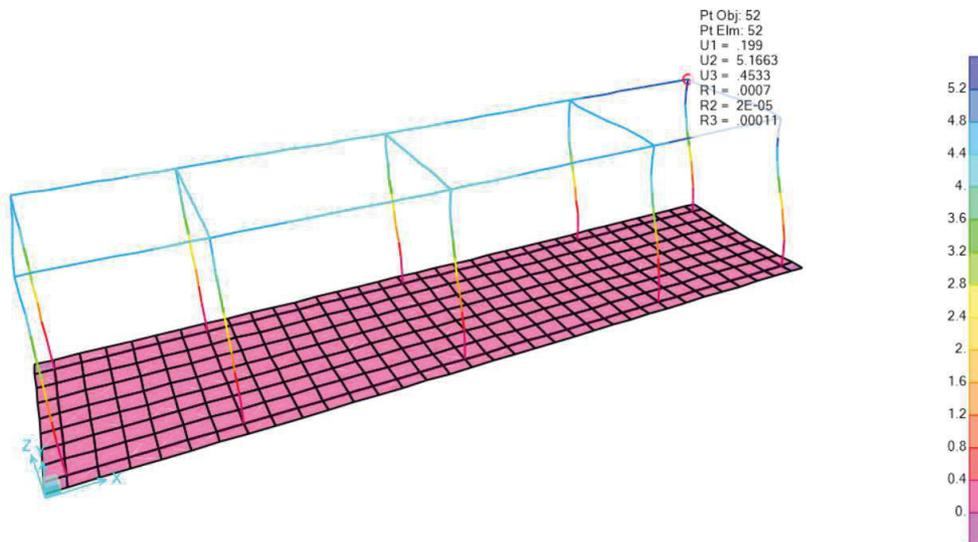


Verifica in dir. x



$d_{r,x} = 2.06 \text{ mm} < (2/3) \cdot 0.005 \text{ h} = (2/3) \cdot 0.005 \cdot 3950 = 13.16 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{Verificato}$

Verifica in dir. y



$d_{r,y} = 5.17 \text{ mm} < (2/3) \cdot 0.005 \text{ h} = (2/3) \cdot 0.005 \cdot 3950 = 13.16 \text{ mm} \quad \rightarrow \text{Verificato}$

## 9 VERIFICA PRESSIONI SUL TERRENO

Carico limite fondazioni superficiali - Formulazione di Meyerhof (1963)

Condizioni drenate, terreno non stratificato, assenza di falda

$$q_{ult} = cN_c s_c d_{fc} + qN_q s_q d_{fq} + 0,5\gamma B' N_\gamma s_\gamma d_{f\gamma}$$

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

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

$$N_q = \tan^6 \left( 45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$N_\gamma = N_q + 1$$

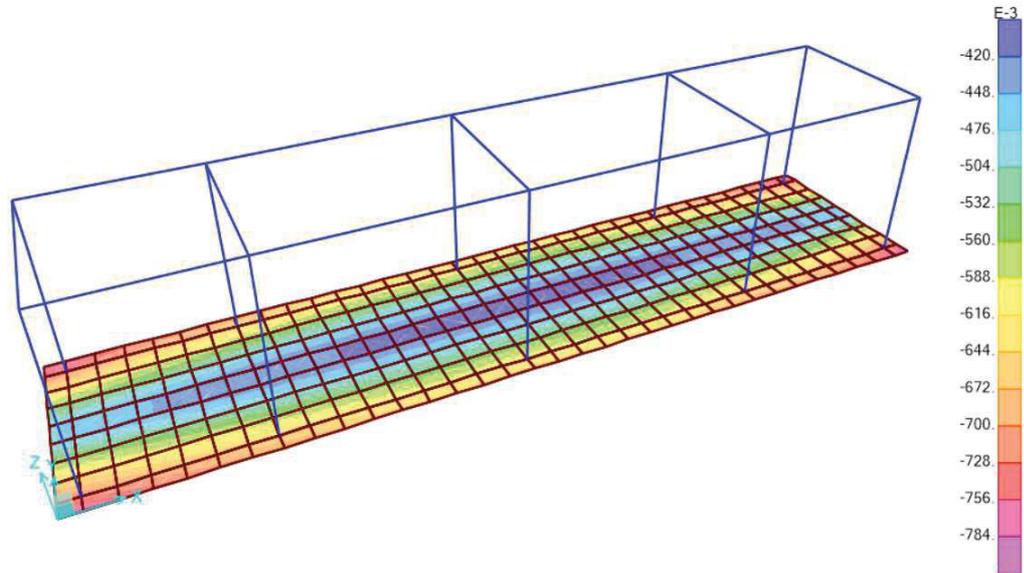
### Dati di input

Peso specifico del terreno al di sopra della fondazione	$\gamma_1$	1800 daN/m3
Peso specifico del terreno al di sotto della fondazione	$\gamma_2$	2000 daN/m3
Angolo di attrito interno del terreno di posa	$\Phi$	35 °
Coesione del terreno	c	0 daN/cm2
Tipologia di suolo di fondazione		terreno
Designazione qualità della roccia (solo fond. su roccia)	RQD	%
Approfondimento del piano di posa	D	0.5 m
Considerare fattori correttivi di profondità		NO
Larghezza della fondazione (lato minore)	B	4.4 m
Lunghezza della fondazione (lato maggiore)	L	19 m
Angolo di inclinazione del carico rispetto alla verticale	$\theta$	0 °
Eccentricità del carico lungo la larghezza B della fondazione	eB	0.73 m
Eccentricità del carico lungo la lunghezza L della fondazione	eL	3.17 m

### Dati di output

Dimensioni efficaci della fondazione per carico eccentrico	B'	2.933333 m
	L'	12.66667 m
Coefficiente di spinta passiva	Kp	3.69
Fattori di capacità portante <i>secondo Meyerhof</i>	Nc	46.124
	Nq	33.296
	N $\gamma$	37.152
Fattori correttivi di forma	sc	1.171
	sq	1.085
	s $\gamma$	1.085
Fattori correttivi di profondità	dc	1.000
	dq	1.000
	d $\gamma$	1.000
Fattori correttivi di inclinazione del carico	ic	1.000
	iq	1.000
	i $\gamma$	1.000
Contributo alla resistenza della coesione	c Nc sc dc ic	0.000 daN/cm2
Contributo alla resistenza del sovraccarico	q Nq sq dq iq	3.253 daN/cm2
Contributo alla resistenza del peso del terreno	0,5 $\gamma_2$ B' N $\gamma$ s $\gamma$ d $\gamma$ i $\gamma$	11.829 daN/cm2
Carico limite fondazione-terreno	q <sub>ult</sub>	15.08 daN/cm2
Coefficiente di sicurezza	$\gamma_R$	2.3
<b>Carico ammissibile sul terreno</b>	<b>q<sub>amm</sub></b>	<b>6.56 daN/cm2</b>
Costante di sottofondo alla Winkler	kw	5.94 daN/cm3

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



$$\sigma_t = 0.79 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{lim} = 6.56 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \textit{Verificato}$$