

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

INDICE		Pagina
1	INQUADRAMENTO GENERALE	4
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	4
2	NORMATIVE DI RIFERIMENTO	6
3	CARATTERISTICHE DEI MATERIALI	7
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
4	ANALISI DEI CARICHI	9
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
5	COMBINAZIONI DI CARICO	13
6	MODELLO NUMERICO	17
6.1	RISULTATI ANALISI MODALE	18
7	VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI	20
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

8	VERIFICHE DI RIGIDEZZA	44
9	VERIFICA PRESSIONI SUL TERRENO	46

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.

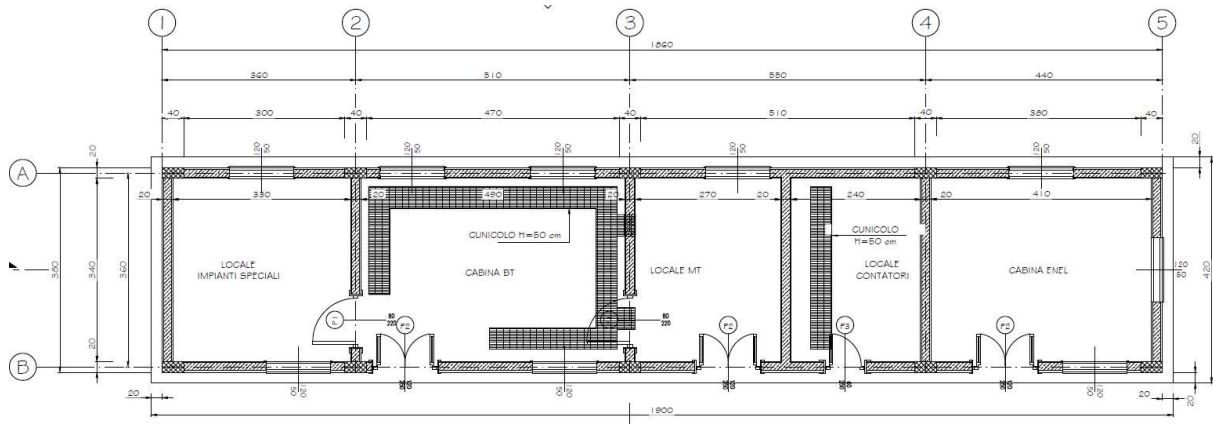


Figura 1: Vista in pianta

CABINA ELETTRICA – Relazione Tecnica e di Calcolo

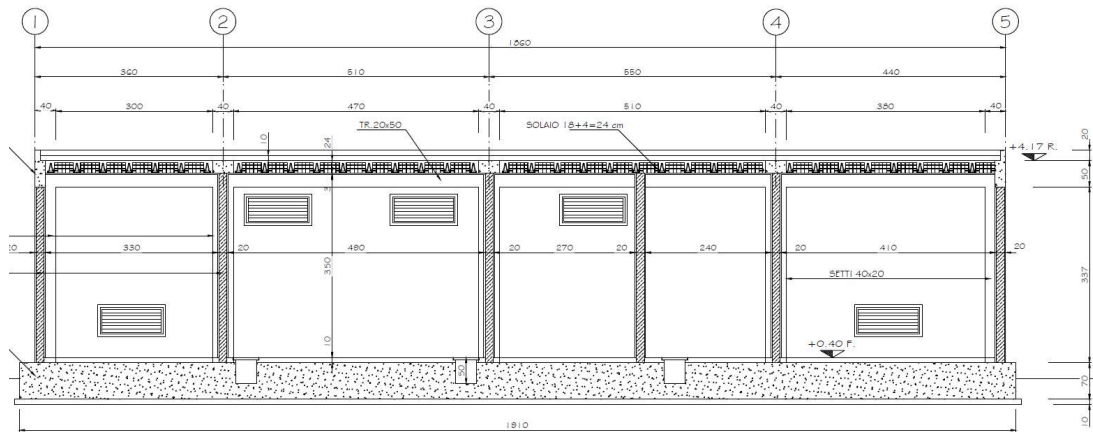


Figura 2: Sezione longitudinale

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	γ_c	1.5 [-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{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	ϵ_{c1}	0.0020 [-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ϵ_{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	γ_c	1.5 [-]
Coefficiente che tiene conto degli effetti di lungo termine	α_{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	ϵ_{c1}	0.0020 [-]
Deformazione ultima di contrazione nel calcestruzzo	ϵ_{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	γ_s	1.15	[-]
Modulo di elasticità secante dell'acciaio	E_s	200000	[MPa]
Deformazione a snervamento dell'acciaio	ϵ_{yd}	0.001957	[-]
Deformazione ultima dell'acciaio	ϵ_{su}	0.01	[-]
Resistenza di progetto a trazione dell'acciaio	f_{yd}	391.3	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_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 ²
Sovraccarico permanente (massetto sp. 10cm)	2.00 kN/m ²
TOTALE PERM.	5.00 kN/m²

4.2.2 Tamponature/tramezzature

Parete in blocchi di cls forati sp. 20cm (facciavista)	1.85 kN/m²
--	------------------------------

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/m²**
- Coperture locali tecnici (*General mechanical equipment*) **5.00 kN/m²**

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:



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".

Nodi del reticolo intorno al sito



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 type="text" value="60"/>		
	{ SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="101"/>		
Stati limite ultimi - SLU	{ SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="949"/>		
	{ SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input 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 ξ (%): 5 $\eta =$ 1.000 info

Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 : 1.5 Regol. in altezza: si info

Compon. verticale

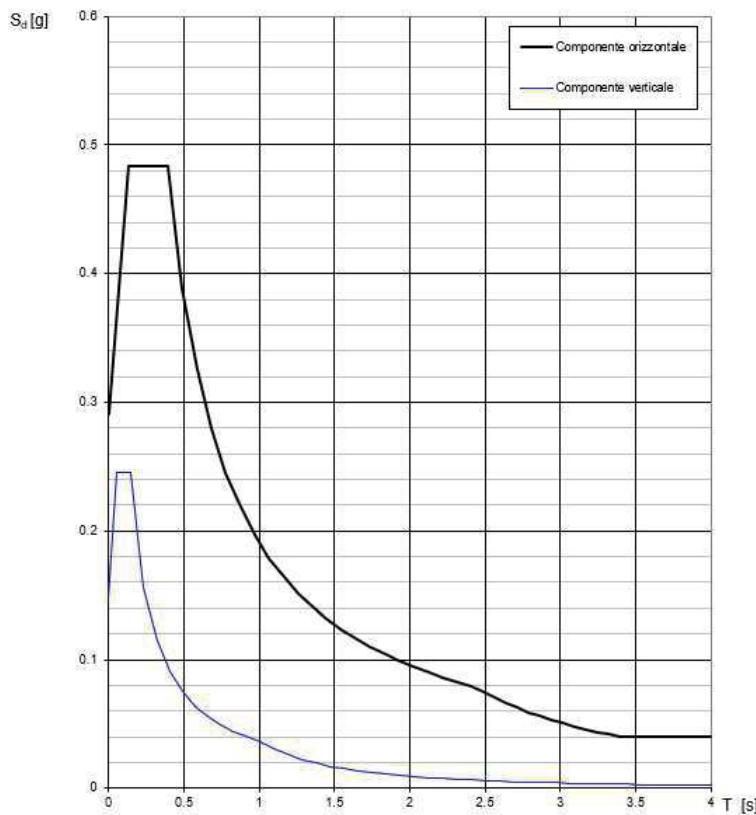
Spettro di progetto Fattore q : 1.5 $\eta =$ 0.667 info

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*.

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



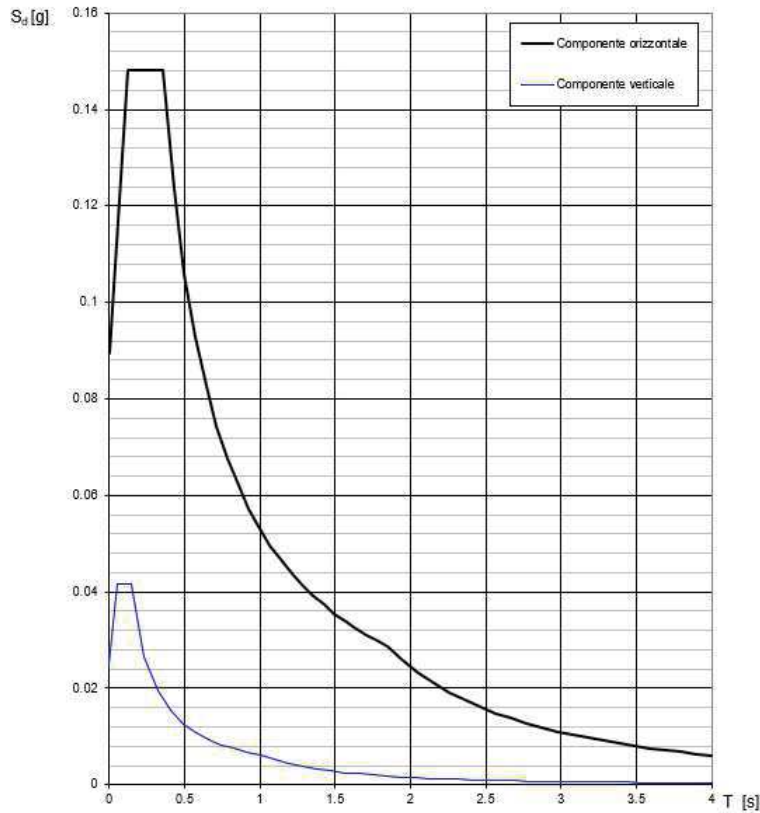
Punti dello spettro di risposta

T [s]	Se [g]
0.000	0.291
0.131	0.484
0.394	0.484
0.490	0.389
0.586	0.326
0.682	0.280
0.778	0.245
0.874	0.218
0.970	0.197
1.066	0.179
1.162	0.164
1.258	0.152
1.354	0.141
1.450	0.132
1.546	0.123
1.642	0.116
1.738	0.110
1.834	0.104
1.930	0.099
2.026	0.094
2.122	0.090
2.218	0.086
2.314	0.083
2.410	0.079
2.485	0.074
2.561	0.070
2.637	0.066
2.713	0.063
2.788	0.059
2.864	0.056

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
T_B	0.120	0.148
T_C	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
T_D	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 ψ 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
		γ_F			
Carichi permanenti G_1	Favorevoli	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	γ_{Q1}	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

⁽¹⁾ 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 ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	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	Uffici			
	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	Ambienti suscettibili di affollamento			
	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	Ambienti ad uso commerciale			
	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	Aree per immagazzinamento e uso commerciale ed uso industriale			
	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	Rimesse e aree per traffico di veicoli (esclusi i ponti)			
	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	Coperture			
	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.

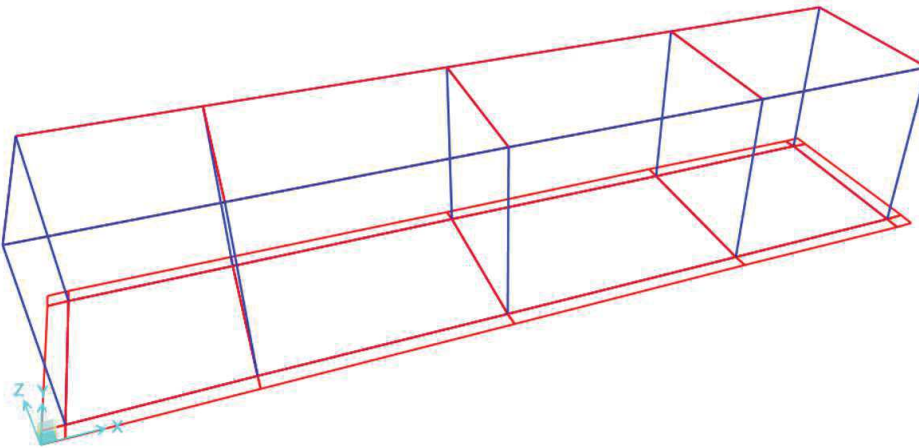


Figura 3: Vista 3D del modello (vista standard)

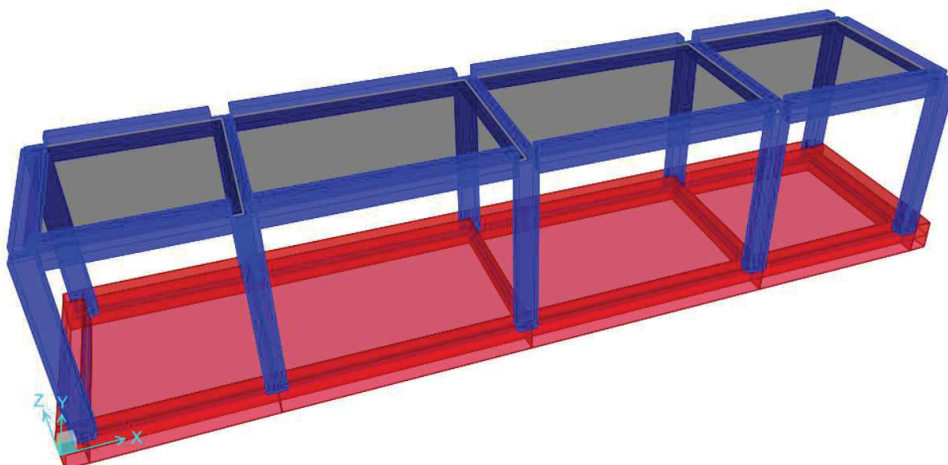


Figura 4: Vista 3D del modello (vista estrusa)

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	0.2783	0.0000	0.9900	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	0.1920	1.0000	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.

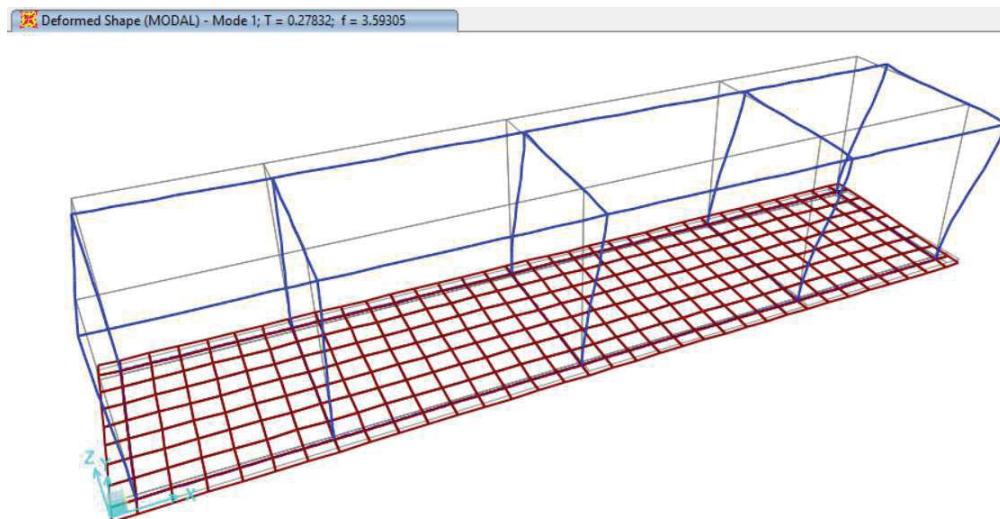


Figura 5: Primo modo di vibrare

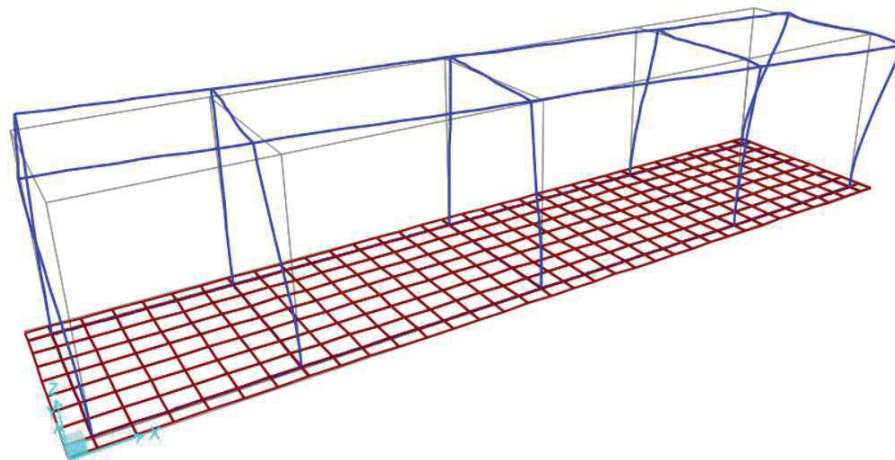


Figura 6: Secondo modo di vibrare

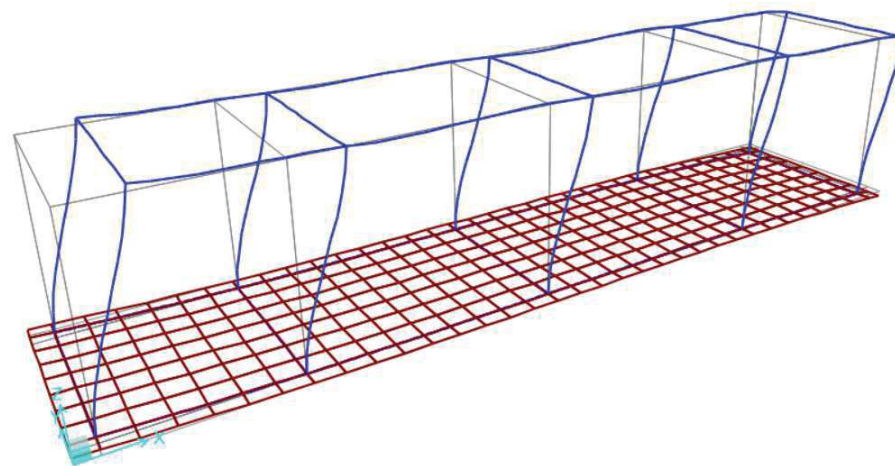


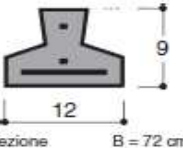
Figura 7: Terzo modo di vibrare

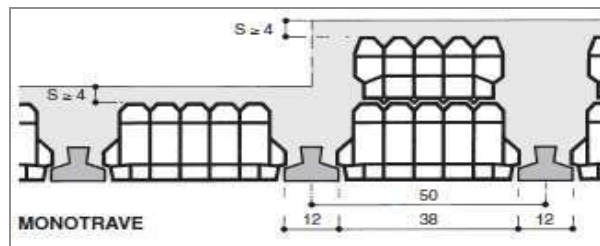
7 VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI

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
 Area sezione B = 72 cm ²	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_{solaio}	22	cm
Altezza soletta	h_{soletta}	4	cm
Altezza blocchi laterizio	h_{blocchi}	18	cm
Larghezza blocchi laterizio	b_{blocchi}	38	cm
Interasse travetti	i	50	cm
Altezza travetto	h_{travetto}	9	cm
Larghezza travetto	b_{travetto}	12	cm
Area sezione travetto	A_{travetto}	72	cm ²
Peso travetto	p_{travetto}	18	daN/m
Armatura travetto	A_p	0,48	cm ²
Luce netta solaio	L_{net}	340	cm

Luce di calcolo solaio	L_{calc}	360	cm
Analisi dei carichi			
Peso proprio solaio (g_1)	g_1	300	daN/m ²
Sovraccarichi permanenti	g_2	200	daN/m ²
Sovraccarichi accidentali	q	500	daN/m ²
Carico di esercizio per striscia di 1m	p_{SLE}	1000	daN/m
Carico allo SLU per striscia di 1m	p_{SLU}	1440	daN/m
Sollecitazioni di progetto (per striscia di 1m)			
Tipo campata		esterna	
Sollecitazioni allo SLE			
Momento positivo	$M_{pos,SLE}$	1296.0	daNm
Momento negativo	$M_{neg,SLE}$	925.7	daNm
Taglio	V_{SLE}	1800.0	daN
Sollecitazioni allo SLU			
Momento positivo	$M_{pos,SLU}$	1866.2	daNm
Momento negativo	$M_{neg,SLU}$	1333.0	daNm
Taglio	V_{SLU}	2592.0	daN
Verifica a momento positivo e taglio			
Momento positivo di servizio per striscia di 1m	$M_{pos,serv}$	1756	daNm
Tasso di lavoro a momento positivo	S/R	0.74	< 1
Taglio di servizio per striscia di 1m	V_{serv}	3094	daN
Tasso di lavoro a taglio	S/R	0.58	< 1
Verifica a momento negativo			
Diametri per interasse	D_1	10	mm
	D_2	10	mm
	D_3	0	mm
Sezione armatura	A_s	3.14	cm ² /m
Momento negativo di servizio per striscia di 1m	$M_{neg,serv}$	1356	daNm
Tasso di lavoro a momento negativo	S/R	0.68	< 1
Lunghezza armature integrative su semicampata			
Lunghezza ferri per momento negativo	L_{neg}	90	cm
Lunghezza ancoraggio ferri	L_a	40	cm
Lunghezza totale ferri	L_{tot}	130	cm

Verifiche agli appoggi		
Copriferro di calcolo armature	c	30 mm
Altezza utile della sezione	d	190 mm
Resistenza cubica calcestruzzo	R _{ck}	30 N/mm ²
Coefficiente funzione di R _{ck}	r	0.600
Momento resistente lato calcestruzzo (fasce piene e semipiene)		
Sezione base con due travetti	M ₁	2407 daNm
Sezione con fascia semipiena	M ₂	6217 daNm
Sezione con fascia piena	M ₃	10028 daNm
<i>Sez. base verificata</i>		
Armatura inferiore agli appoggi		
Armatura inferiore necessaria	A _{s,req}	0.66 cm ²
Penetrazione travetto agli appoggi		
Appoggio su murature o architravi sottosporgenti	S	10 cm
Appoggi complanari (travi a spessore o a T)	S	26 cm
Verifica di deformabilità (verifica indiretta)		
Rapporto tra luce di calcolo e spessore solaio	L _c /H _{tot}	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 progettazione 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	M3	Max	0.0	6.4	0.0	0.0	40.6
14	0.20	SLU1	M3	Min	0.0	-84.4	0.0	0.0	-67.9
14	5.30	SLU1	V2	Max	0.00	82.0	0.00	0.00	-61.90
14	0.20	SLU1	V2	Min	0.00	-84.4	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	M3	Max	0.0	10.2	0.0	0.0	57.0
14	0.20	SLVx	M3	Min	0.0	-67.8	0.0	0.0	-82.0
12	3.20	SLVx	V2	Max	0.0	71.4	0.0	0.0	14.2
15	0.20	SLVx	V2	Min	0.0	-73.9	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 Φ 14 superiori ed inferiori.

CALCOLO MOMENTO RESISTENTE ULTIMO

Sollecitazioni

Momento flettente	M	0	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	37	N/mm ²
Res. di calcolo cls	f_{cd}	17.4	N/mm ²
Res. di calcolo acciaio	f_{yd}	391.3	N/mm ²
Def. ultima cls	ϵ_{cu}	3.50	‰
Def. ultima acciaio	ϵ_{su}	67.5	‰

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	50	cm		
Larghezza sezione	B	30	cm		
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	6.16	cm ²	4 Ø 14	$c_{s1} = 5$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²	Ø	$c_{s2} = 10$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²	Ø	$c_{i2} = 10$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	6.16	cm ²	4 Ø 14	$c_{i1} = 5$ cm

Momento resistente

Momento resistente ultimo	M_{Rd}	102.7	kNm	>	M_{Sd}
---------------------------	----------	--------------	-----	---	----------

Equilibrio alla traslazione	C+F=0	0.0	kN	
Deformazione cls	ϵ_c	-3.500	‰	rottura lato cls
Deformazione arm. tesa (1° strato)	ϵ_{s1}	26.494	‰	-
Posizione asse neutro	x	5.25	cm	
Tensione fibra compressa estrema	σ_c	-17.40	N/mm ²	diag. stress block
Tens. arm. tesa (1° strato)	σ_{s1}	391.30	N/mm ²	

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

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

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 ²
Res. di calcolo cls	f_{cd}	16.5	N/mm ²
Res. di calcolo acciaio	f_{yd}	391.3	N/mm ²
Def. ultima cls	ϵ_{cu}	2.00	‰
Def. ultima acciaio	ϵ_{su}	1.86	‰

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	50	cm
Larghezza sezione	B	30	cm
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	6.16	cm ² 4 Ø 14 $c_{s1} = 5$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ² Ø $c_{s2} = 10$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ² Ø $c_{i2} = 10$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	6.16	cm ² 4 Ø 14 $c_{i1} = 5$ cm

Momento resistente

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

Equilibrio alla traslazione	C+F=0	0.0	kN
Deformazione cls	ϵ_c	-0.624	‰ -
Deformazione arm. tesa (1° strato)	ϵ_{s1}	1.860	‰ rottura lato acciaio
Posizione asse neutro	x	11.30	cm
Tensione fibra compressa estrema	σ_c	-8.67	N/mm ² diag. parabola-rettangolo
Tens. arm. tesa (1° strato)	σ_{s1}	391.30	N/mm ²

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

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

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	ϕ_{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	θ	33.7	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	101	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	405	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1.50	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0.00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1.00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	119.44	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f'_{cd}	7.93	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	444.94	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	729.87	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	119.44	[kN]

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

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

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	M3	Max	0.0	4.4	0.0	0.0	27.6
14	0.20	RARA1	M3	Min	0.0	-57.5	0.0	0.0	-46.3

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	M3	Max	0.0	4.0	0.0	0.0	25.3
14	0.20	QPERM1	M3	Min	0.0	-52.7	0.0	0.0	-42.5

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 ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	614 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	124.41 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	1222699723 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	16.8 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	4.71 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	184.94 [MPa]

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 ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	614 [mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	124.41 [mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	1222699723 [mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	12.6 [MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360 [MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	4.32 [MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	169.76 [MPa]

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 _s	616 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	614 [mm ²]
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 _{rif,max}	285 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	42.5 [kNm]
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 _s	169.76 [MPa]
Valore medio della resistenza a trazione efficace del calcestruzzo	f _{ct,eff}	2.8 [MPa]
Fattore dipendente dalla durata del carico	k _f	0.4 [-]
Altezza efficace	h _{c,eff}	125 [mm]
Area efficace del calcestruzzo teso attorno all'armatura	A _{c,eff}	37500 [mm ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0.01642 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6.19 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	0.000478 [-] 0.000509 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{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]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.1604 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica		
Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	M_{Ed,charatt.}	46.3 [kNm]
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	σ_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 ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.01642 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_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	ϕ_{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]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.1747 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.4 [mm]

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	M3	Max	0.0	0.0	0.0	0.0	4.5
21	0.15	SLU2	M3	Min	0.0	-6.6	0.0	0.0	-1.3
20	3.55	SLU1	V2	Max	0.0	6.6	0.0	0.0	-1.2
20	0.15	SLU1	V2	Min	0.0	-6.6	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	M3	Max	0.0	42.5	0.0	0.0	80.1
21	0.15	SLVy	M3	Min	0.0	-52.7	0.0	0.0	-81.9
21	3.55	SLVy	V2	Max	0.0	52.7	0.0	0.0	80.1
21	0.15	SLVy	V2	Min	0.0	-52.7	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 4Φ16 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 ²
Res. di calcolo cls	f_{cd}	16.5	N/mm ²
Res. di calcolo acciaio	f_{yd}	391.3	N/mm ²
Def. ultima cls	ϵ_{cu}	2.00	‰
Def. ultima acciaio	ϵ_{su}	1.86	‰

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	40	cm
Larghezza sezione	B	30	cm
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	8.04	cm ² 4 Ø 16 $c_{s1} = 5$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ² Ø $c_{s2} = 10$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ² Ø $c_{i2} = 10$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	8.04	cm ² 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	ϵ_c	-0.840	‰
Deformazione arm. tesa (1° strato)	ϵ_{s1}	1.860	‰ rottura lato acciaio
Posizione asse neutro	x	10.89	cm
Tensione fibra compressa estrema	σ_c	-10.92	N/mm ² diag. parabola-rettangolo
Tens. arm. tesa (1° strato)	σ_{s1}	391.30	N/mm ²

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

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

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	ϕ_{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	θ	33.7	[°]
Inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave	α	90	[°]
Area della sezione trasversale dell'armatura a taglio	A_{sw}	101	[mm ²]
Braccio della coppia interna	z	315	[mm]
Cotangente di θ	$\cot\theta$	1.50	[-]
		1.50	[-]
Cotangente di α	$\cot\alpha$	0.00	[-]
Seno di α	$\sin\alpha$	1.00	[-]
Resistenza offerta dall'armatura a taglio (meccanismo taglio - trazione)	V_{Rsd}	92.90	[kN]
Resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima	f_{cd}	7.93	[MPa]
Resistenza offerta dai puntoni (meccanismo taglio - compressione)	V_{Rcd}	346.07	[kN]
Massima area efficace di armatura a taglio per $\cot\theta = 1$	$A_{sw,max}$	729.87	[mm ²]
Resistenza a taglio della sezione armata trasversalmente	V_{Rd}	92.90	[kN]

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

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

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	M3	Max	0.0	0.0	0.0	0.0	3.4
21	0.15	RARA2	M3	Min	0.0	-5.1	0.0	0.0	-1.0

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	M3	Max	0.0	0.0	0.0	0.0	3.4
21	0.15	QPERM2	M3	Min	0.0	-5.1	0.0	0.0	-1.0

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	M3	Max	-51.0	-4.1	0.7	-2.1	9.4
6	3.7	SLU1	M3	Min	-63.4	6.3	0.7	-2.1	-15.5
7	3.7	SLU2	M2	Max	-39.7	3.4	-0.8	2.1	-8.6
6	3.7	SLU2	M2	Min	-39.7	3.4	0.8	-2.1	-8.6
6	0.35	SLU1	V2	Max	-76.4	6.3	0.7	0.2	5.7
1	0.35	SLU1	V2	Min	-64.0	-4.1	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	M3	Max	-95.4	47.9	15.0	26.4	81.3
4	0.35	SLVx	M3	Min	-143.2	-47.3	-11.9	-22.3	-82.4
6	0.35	SLVy	M2	Max	4.3	19.2	50.2	89.6	31.2
7	0.35	SLVy	M2	Min	-105.6	-11.7	-50.2	-89.6	-24.9
5	0.35	SLVx	V2	Max	-95.4	47.9	15.0	26.4	81.3
3	0.35	SLVx	V2	Min	-139.2	-47.6	-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 Φ 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_{Ed}: **-4.3** kN
 M_{xEd}: **89.6** kNm
 M_{yEd}: **31.2** kNm

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

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

Materiali: **B450C** C28/35

ε_{su}: **1.86** ‰ ε_{c2}: **2** ‰
 f_{yd}: **391.3** N/mm² ε_{cu}: **2** ‰
 E_s: **200'000** N/mm² f_{cd}: **15.87** N/mm²
 E_s/E_c: **15** f_{cc}/f_{cd}: **0.8** [?]
 ε_{syd}: **1.957** ‰ σ_{c,adm}: **11** N/mm²
 σ_{s,adm}: **255** N/mm² τ_{co}: **0.6667**
 τ_{c1}: **1.971**

M_{xRd}: **92.98** kNm
 M_{yRd}: **35.07** kNm
 σ_c: **-15.17** N/mm²
 σ_s: **372** N/mm²
 ε_c: **1.58** ‰
 ε_s: **1.86** ‰
 d: **31.22** cm
 x: **14.34** x/d: **0.4593**
 δ: **1**

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

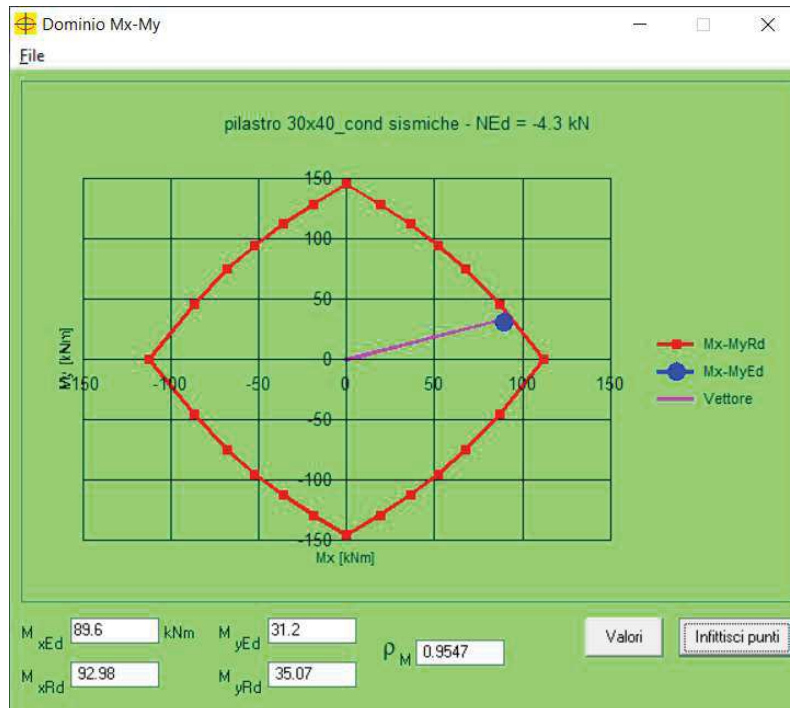
Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett.: **100**

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°: **349**

Precompresso



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 0
R_{ck}	35 N/mm ²	N_{Ed}	kN 0
f_{ck}	29.1 N/mm ²	Armatura a taglio	
γ_c	1.50	Diametro	mm 8
α_{cc}	0.85	Numero barre	2
f_{cd}	16.5 N/mm ²	A_{sw}	cm ² 1.01
Acciaio		Passo s	cm 20
f_{tk}	540 N/mm ²	Angolo α	° 90
f_{yk}	450 N/mm ²	Armatura longitudinale	
γ_s	1.15	n_1	-
f_{yd}	391 N/mm ²	\varnothing_1	mm -
		n_2	-
		\varnothing_2	mm -
		A_{sl}	cm ² -
		Sezione	
		b_w	cm 40
		H	cm 30
		c	cm 5
		d	cm 25
		k	N/mm ² 1.89
		v_{min}	N/mm ² 0.49
		ρ	0.0000
		σ_{cp}	N/mm ² 0.00
		α_c	1.00
		Resistenza senza armatura a taglio	
		V_{Rd}	kN 49.2
		Resistenza con armatura a taglio	
		Inclinazione puntone θ	° 33.7
		V_{RSd}	kN 66
		V_{RCd}	kN 342
		V_{Rd}	kN 66.4

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

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

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	M3	Min	-42.4	4.3	0.7	-2.0	-10.6
7	3.7	RARA2	M2	Max	-26.7	2.3	-0.7	2.0	-5.9
6	3.7	RARA2	M2	Min	-26.7	2.3	0.7	-2.0	-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	M3	Max	-31.4	-2.4	0.7	-2.0	5.7
6	3.7	QPERM1	M3	Min	-39.2	3.8	0.7	-2.0	-9.5
7	3.7	QPERM2	M2	Max	-26.6	2.3	-0.7	2.0	-5.8
6	3.7	QPERM2	M2	Min	-26.6	2.3	0.7	-2.0	-5.8

7.4.2.2 Verifiche tensionali

Combinazione caratteristica

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

Titolo: **pilastro 30x40_SLE**

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

N°	x [cm]	y [cm]	N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	20	15	1	2.011	-15	10
2	-20	15	2	2.011	-7.5	10
3	-20	-15	3	2.011	0	10
4	20	-15	4	2.011	7.5	10
			5	2.011	15	10
			6	2.011	-15	3.333

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: **0** 42.4 kN
 M_{xEd}: **0** 2 kNm
 M_{yEd}: **0** 10.6

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

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

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

ϵ_{su} **1.86** ‰ ϵ_{c2} **2** ‰
 f_{yd} **391.3** N/mm² ϵ_{cu} **2** ‰
 E_s **200'000** N/mm² f_{cd} **15.87** N/mm²
 E_s/E_c **15** f_{cc}/f_{cd} **0.8** ?
 ϵ_{syd} **1.957** ‰ $\sigma_{c,adm}$ **11** N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ **255** N/mm² τ_{co} **0.6667** N/mm²
 τ_{c1} **1.971** N/mm²

σ_c **-1.894** N/mm²
 σ_s **22.08** N/mm²
 ϵ_s **0.1104** ‰
 d **41.24** cm
 x **23.2** x/d **0.5626**
 δ **1**

Verifica N° iterazioni: **4**

Precompresso

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

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

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_{Ed} 0 39.2 kN
 M_{xEd} 0 2 kNm
 M_{yEd} 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_{su} 1.86 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 2 ‰
 E_s 200000 N/mm² f_{cd} 15.87
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.957 ‰ σ_{c,adm} 11
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

σ_c -1.739 N/mm²
 σ_s 19.87 N/mm²
 ε_s 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 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	M11,des	Pos	91.6			
13	13-7	~247	SLU3_platea	M11,des	Neg	-54.9			
9	9-63	43	SLU3_platea	M22,des	Pos		35.7		
12	12-1	~173	SLU3_platea	M22,des	Neg		-41.0		
11	11-1	13	SLU3_platea	V13	Max			117.2	
8	8-9	~83	SLU3_platea	V13	Min			-112.9	
12	12-1	42	SLU3_platea	V23	Max				95.8
12	12-7	~146	SLU3_platea	V23	Min				-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	M11,des	Pos	162.3			
16	16-7	~304	SLVx	M11,des	Neg	-131.1			
15	15-43	46	SLVy	M22,des	Pos		135.3		
18	18-7	~310	SLVy	M22,des	Neg		-150.6		
11	11-1	13	SLVy	V13	Max			96.9	
11	11-10	~171	SLVy	V13	Min			-100.5	
12	12-64	~172	SLVy	V23	Max				73.3
12	12-70	~234	SLVy	V23	Min				-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}	30	N/mm ²
Res. di calcolo cls	f_{cd}	14.1	N/mm ²
Res. di calcolo acciaio	f_{yd}	391.3	N/mm ²
Def. ultima cls	ϵ_{cu}	2.00	‰
Def. ultima acciaio	ϵ_{su}	1.86	‰

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	70	cm
Larghezza sezione	B	100	cm
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	10.05	cm ² 5 Ø 16 $c_{s1} = 5$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ² Ø $c_{s2} = 10$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ² Ø $c_{t2} = 10$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	10.05	cm ² 5 Ø 16 $c_{t1} = 5$ cm

Momento resistente

Momento resistente elastico	M_{Rd}	239.2	kNm > M_{Sd}
-----------------------------	----------	--------------	----------------

Equilibrio alla traslazione C+F=0 0.0 kN

Deformazione cls ϵ_c **-0.376** ‰ -
 Deformazione arm. tesa (1° strato) ϵ_{s1} **1.860** ‰ 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}	30	N/mm ²
Res. di calcolo cls	f_{cd}	14.1	N/mm ²
Res. di calcolo acciaio	f_{yd}	391.3	N/mm ²
Def. ultima cls	ϵ_{cu}	2.00	‰
Def. ultima acciaio	ϵ_{su}	1.86	‰

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	70	cm
Larghezza sezione	B	100	cm
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	10.05	cm ² 5 Ø 16 $c_{s1} = 7$ cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ² Ø $c_{s2} = 10$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ² Ø $c_{t2} = 10$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	10.05	cm ² 5 Ø 16 $c_{t1} = 7$ cm

Momento resistente

Momento resistente elastico	M_{Rd}	230.8	kNm > M_{Sd}
-----------------------------	----------	--------------	----------------

Equilibrio alla traslazione C+F=0 0.0 kN

Deformazione cls ϵ_c **-0.391** ‰ -
 Deformazione arm. tesa (1° strato) ϵ_{s1} **1.860** ‰ 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.

Materiali			
Res. caratteristica cls	R_{ck}	30	N/mm ²
Res. di calcolo cls	f_{cd}	14.1	N/mm ²
Res. di calcolo acciaio	f_{yd}	391.3	N/mm ²
Def. ultima cls	ϵ_{cu}	2.00	‰
Def. ultima acciaio	ϵ_{su}	1.86	‰

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

Momento resistente			
Momento resistente elastico	M_{Rd}	168.0	kNm > M_{Sd}
Equilibrio alla traslazione	C+F=0	0.0	kN
Deformazione cls	ϵ_c	-0.990	‰ -
Deformazione arm. tesa (1° strato)	ϵ_{s1}	1.860	‰ <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.

Materiali			
Res. caratteristica cls	R_{ck}	30	N/mm ²
Res. di calcolo cls	f_{cd}	14.1	N/mm ²
Res. di calcolo acciaio	f_{yd}	391.3	N/mm ²
Def. ultima cls	ϵ_{cu}	2.00	‰
Def. ultima acciaio	ϵ_{su}	1.86	‰

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

Momento resistente			
Momento resistente elastico	M_{Rd}	151.1	kNm > M_{Sd}
Equilibrio alla traslazione	C+F=0	0.0	kN
Deformazione cls	ϵ_c	-1.160	‰ -
Deformazione arm. tesa (1° strato)	ϵ_{s1}	1.860	‰ <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 117.2
R_{ck}	30 N/mm ²	N_{Ed}	kN 0
f_{ck}	24.9 N/mm ²	Armatura a taglio	
γ_c	1.50	Diametro	mm 12
α_{cc}	0.85	Numero barre	2.5
f_{cd}	14.1 N/mm ²	A_{sw}	cm ² 2.83
Acciaio		Passo s	cm 40
f_{tk}	540 N/mm ²	Angolo α	° 90
f_{yk}	450 N/mm ²	Armatura longitudinale	
γ_s	1.15	n_1	-
f_{yd}	391 N/mm ²	\varnothing_1	mm -
		n_2	-
		\varnothing_2	mm -
		A_{sl}	cm ² -
		Sezione	
		b_w	cm 100
		H	cm 30
		c	cm 5
		d	cm 25
		k	N/mm ² 1.89
		v_{min}	N/mm ² 0.46
		ρ	0.0000
		σ_{cp}	N/mm ² 0.00
		α_c	1.00
		Resistenza senza armatura a taglio	
		V_{Rd}	kN 113.8
		Resistenza con armatura a taglio	
		Inclinazione puntone θ	° 21.8
		V_{RSd}	kN 156
		V_{RCd}	kN 547
		V_{Rd}	kN 155.6

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

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

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	M11,des	Pos	63.0	
13	13-7	~247	RARA3_platea	M11,des	Neg	-37.6	
9	9-63	43	RARA3_platea	M22,des	Pos		24.5
12	12-1	~173	RARA3_platea	M22,des	Neg		-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	M11,des	Pos	57.6	
13	13-7	~247	QPERM3_platea	M11,des	Neg	-33.5	
9	9-63	43	QPERM3_platea	M22,des	Pos		22.6
12	12-1	~173	QPERM3_platea	M22,des	Neg		-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 ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	2010	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	87.11	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	1062085524	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione caratteristica	$\sigma_{c,caratt.}$	14.94	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	5.17	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	144.94	[MPa]

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 ²]
Area dell'armatura compressa	A'_s	2010	[mm ²]
Posizione dell'asse neutro	x	87.11	[mm]
Momento d'inerzia della sezione rispetto a x	J	1062085524	[mm ⁴]
Tensione ammissibile nel calcestruzzo nella combinazione quasi permanente	$\sigma_{c,q.p.}$	11.205	[MPa]
Tensione ammissibile nell'acciaio per le combinazioni a SLS	σ_s	360	[MPa]
Tensione nel calcestruzzo	σ_c	4.72	[MPa]
Tensione nell'armatura tesa	σ_s	132.51	[MPa]

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 _s	2011 [mm ²]
Area dell'armatura compressa	A' _s	2010 [mm ²]
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 _{rif,max}	290 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Quasi Permanente		
Momento sollecitante per la combinazione Quasi Permanente	M_{Ed,q.p.}	57.6 [kNm]
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 _s	132.51 [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 ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	ρ _{p,eff}	0.02833 [-]
Rapporto tra E _s /E _{cm}	α _e	6.36 [-]
Differenza tra la deformazione nell'acciaio e quella nel calcestruzzo	ε _{sm} - ε _{cm}	0.000449 [-] 0.000449 [-]
Determinazione del diametro equivalente delle barre tese	φ _{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]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.1196 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.3 [mm]
Calcolo dell'ampiezza delle fessure - Combinazione Caratteristica		
Momento sollecitante per la combinazione Caratteristica	M_{Ed,caratt.}	63 [kNm]
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	σ_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 ²]
Rapporto geometrico sull'area efficace	$\rho_{p,eff}$	0.02833 [-]
Rapporto tra E_s/E_{cm}	α_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	ϕ_{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]
Ampiezza delle fessure	w_k	0.1361 [mm]
Ampiezza massima delle fessure	w_{max}	0.4 [mm]

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:

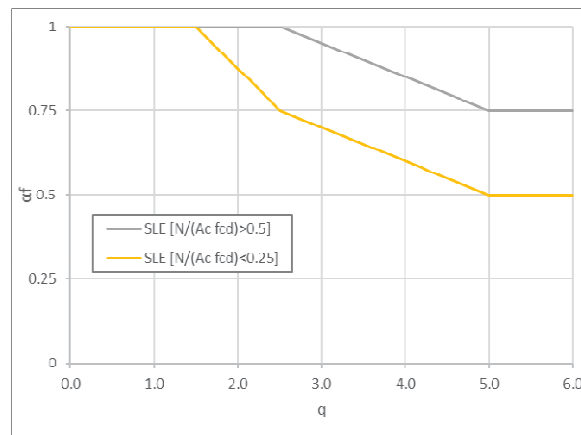
$$d_r < (2/3) \cdot 0.005 h$$

dove h è l'altezza del piano.

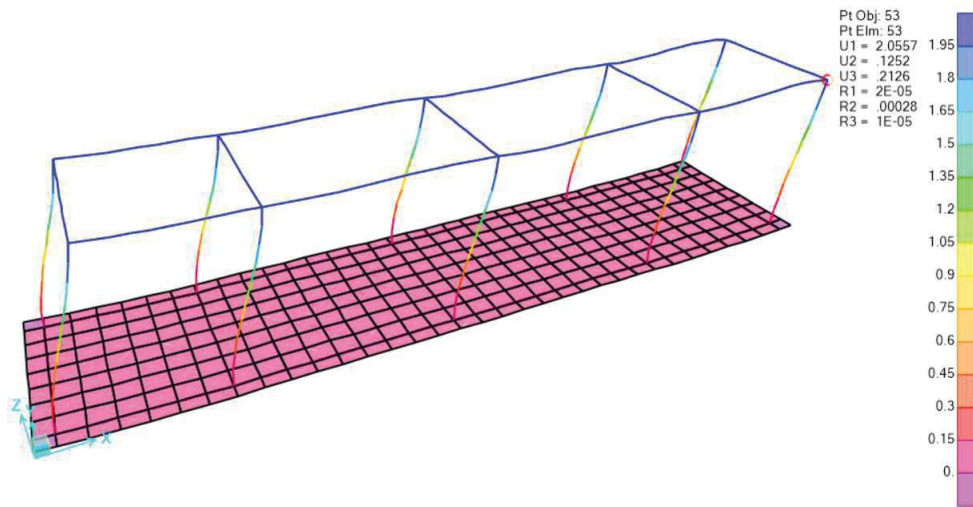
Per tenere in conto la fessurazione degli elementi in c.a., lo spostamento d_r è calcolato considerando una rigidezza allo SLE ridotta del fattore α_f definito al par. C.7.2.6 della Circolare n.7 del 2019, di seguito calcolato.

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 ²
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	R_{ck}	35	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	16.5	N/mm ²
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	-

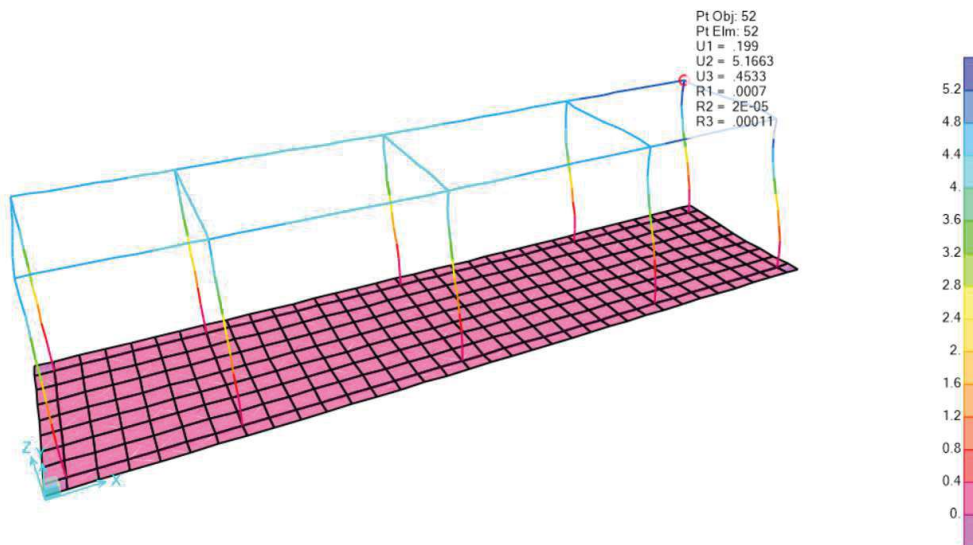


Verifica in dir. x



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

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

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

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

$$N_\gamma = N_q + 1$$

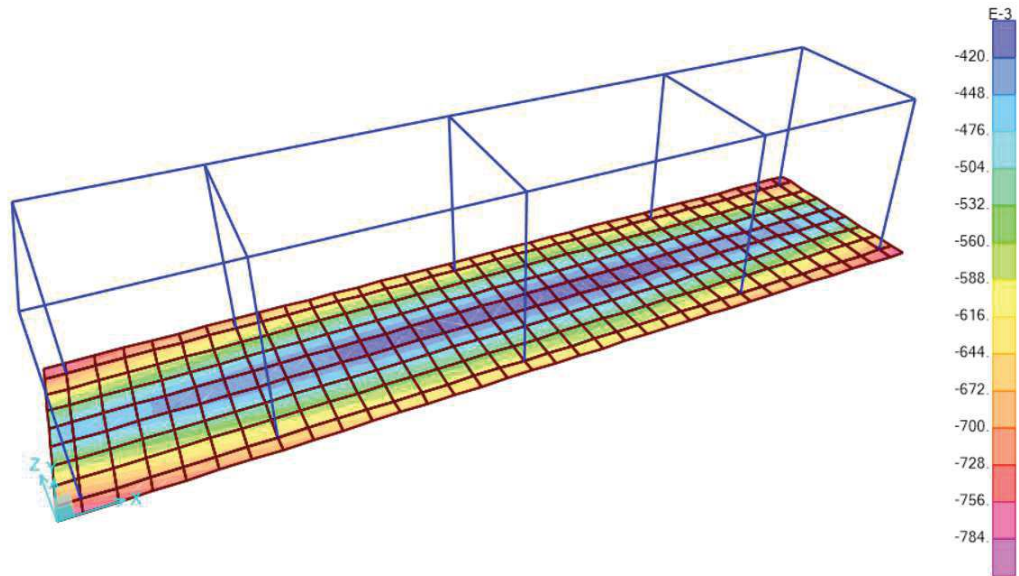
Dati di input

Peso specifico del terreno al di sopra della fondazione	γ_1	1800 daN/m3
Peso specifico del terreno al di sotto della fondazione	γ_2	2000 daN/m3
Angolo di attrito interno del terreno di posa	Φ	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	θ	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 γ	37.152
Fattori correttivi di forma	sc	1.171
	sq	1.085
	s γ	1.085
Fattori correttivi di profondità	dc	1.000
	dq	1.000
	d γ	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	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 γ_2 B' N γ s γ d γ iy	11.829 daN/cm2
Carico limite fondazione-terreno	q _{ult}	15.08 daN/cm2
Coefficiente di sicurezza	γ_R	2.3
Carico ammissibile sul terreno	q_{amm}	6.56 daN/cm2
Costante di sottofondo alla Winkler	kw	5.94 daN/cm3

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



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