

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

PROGETTO DEFINITIVO

COD. AN58

PROGETTAZIONE: ANAS - DIREZIONE PROGETTAZIONE E REALIZZAZIONE LAVORI

PROGETTISTI:

ing. VINCENZO MARZI
Ordine Ingegneri di Bari n. 3594

IL GEOLOGO

Geol. FRANCESCO MATALONI
Ordine Geologi del Lazio n. 725

IL RESPONSABILE DEL S.I.A.

Arch. GIOVANNI MAGARO
Ordine Architetti di Roma n. 16183

COORDINATORE PER LA SICUREZZA IN FASE DI PROGETTAZIONE

Coor. FABIO QUONDAM

VISTO: IL RESP. DEL PROCEDIMENTO

Dott. ing. ACHILLE DEVITOFRANCESCHI

PROTOCOLLO

DATA:

EDIFICI IMPIANTI

Galleria S. Antonio

Relazione tecnica e di calcolo

CODICE PROGETTO		NOME FILE			REVISIONE				
PROGETTO	LIV. PROG.	N. PROG.	T00FA04STRRE01_B						
L0702M	D	1801	CODICE ELAB.	T00	FA04	STR	RE01	B	varie
D									
C									
B	AGGIORNAMENTO			Luglio 19					
A	EMISSIONE			Giugno 2018					
REV.	DESCRIZIONE		DATA	REDATTO	VERIFICATO	APPROVATO			

INDICE		Pagina
1	INQUADRAMENTO GENERALE	3
1.1	DESCRIZIONE DELL'OPERA	3
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	CARICO NEVE (QS)	9
4.4	SOVRACCARICO VARIABILE COPERTURA (QK)	10
4.5	AZIONE DEL VENTO (QW)	11
4.6	AZIONE SISMICA (E)	12
4.6.1	Spettri di risposta di progetto per lo SLV	14
4.6.2	Spettri di risposta di progetto per lo SLO	15
5	COMBINAZIONI DI CARICO	16
6	MODELLO NUMERICO	20
6.1	RISULTATI ANALISI MODALE	21
7	VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI	23
7.1	SOLAIO DI COPERTURA	23
7.2	TRAVI IN DIR. LONGITUDINALE	26
7.2.1	Verifiche allo SLU	26
7.2.2	Verifiche allo SLE	29
7.3	TRAVI IN DIR. TRASVERSALE	33
7.3.1	Verifiche allo SLU	33
7.3.2	Verifiche allo SLE	35
7.4	PILASTRI	36
7.4.1	Verifiche allo SLU	36
7.4.2	Verifiche allo SLE	39

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

1 INQUADRAMENTO GENERALE

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

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

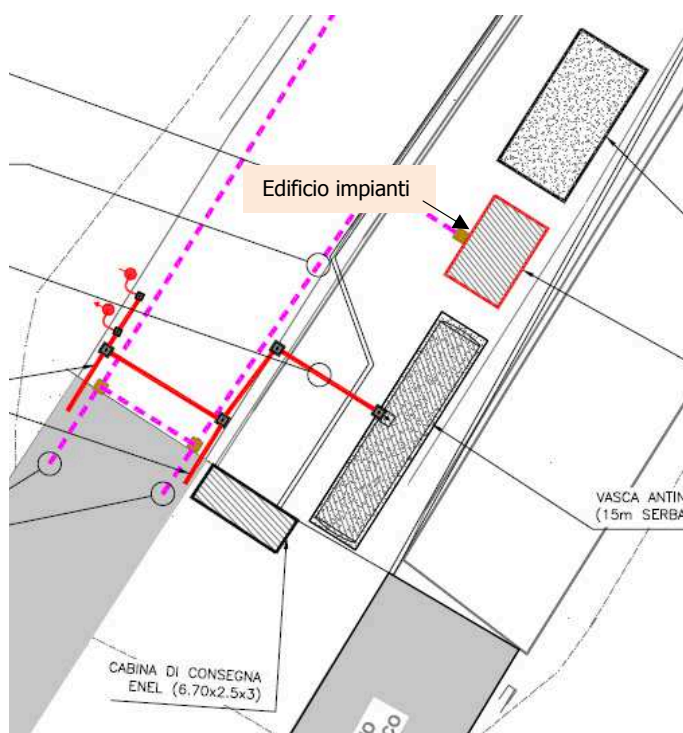


Figura 1: Inquadramento dell'opera

1.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA

L'edificio si sviluppa su un solo piano per un'altezza fuori tutto di 4.33 m, con dimensioni in pianta di 4.80x6.80 m. La struttura portante è a telaio in c.a. con pilastri di sezione 40x40 cm e travi 35x50 cm.

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

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

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

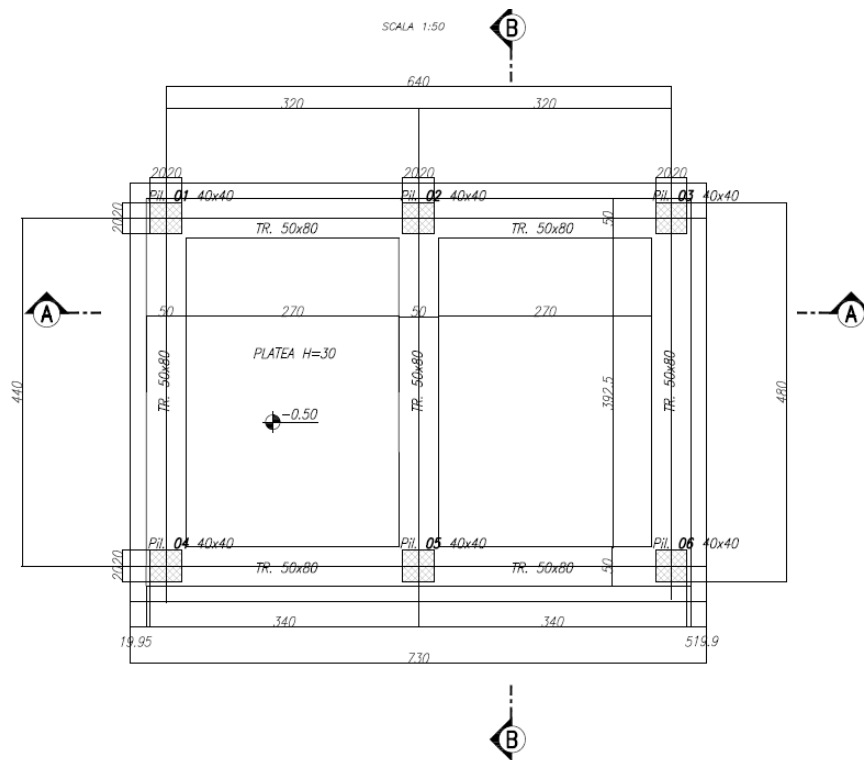


Figura 2: Carpenteria fondazioni

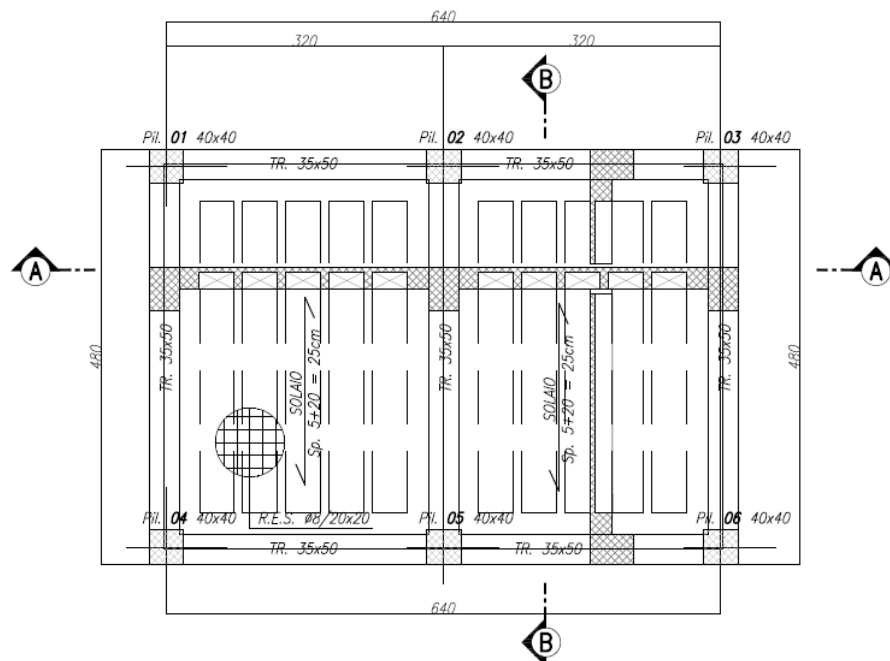


Figura 3: Carpenteria copertura

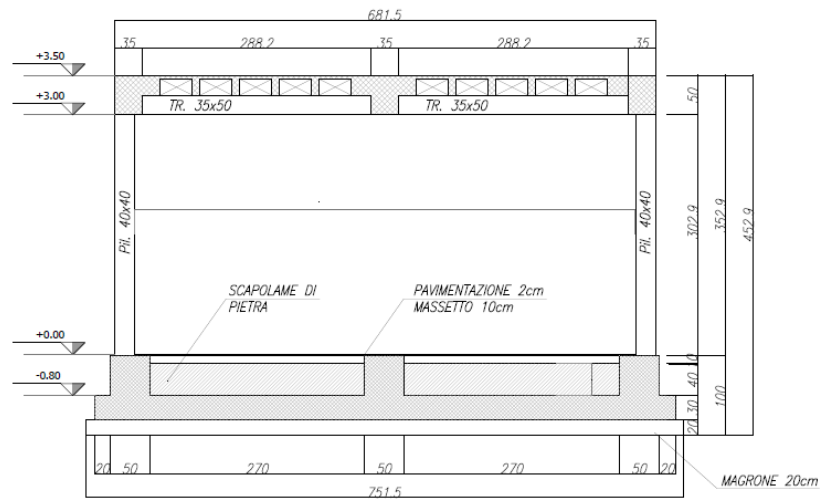


Figura 4: Sezione longitudinale

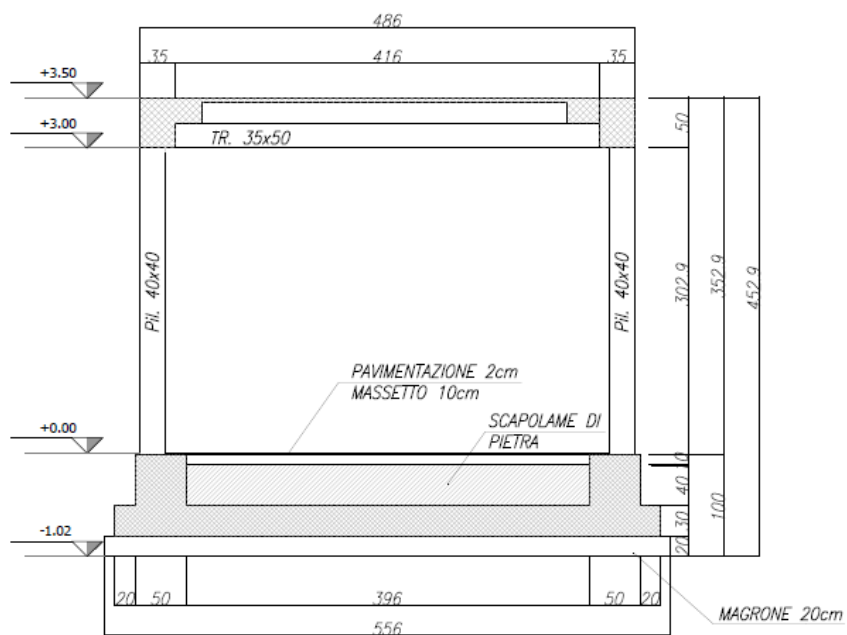


Figura 5: Sezione trasversale

2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO

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

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

3 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI

3.1 CALCESTRUZZO

3.1.1 Strutture in elevazione

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

Il copriferro minimo prescritto è pari a 40 mm.

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

3.1.2 Strutture di fondazione

Calcestruzzo - Rif. UNI EN 1992 - 1 - 1 : 2005		
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	30 [MPa]
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	25 [MPa]
Coefficiente di sicurezza parziale per il calcestruzzo	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 e destinazione d'uso dell'opera oggetto della presente relazione.

4.1 PESI PROPRI STRUTTURALI (g1)

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

4.2 PERMANENTI NON STRUTTURALI (g2)

4.2.1 Solaio di copertura

Peso proprio solaio laterocemento h20+5	3.45 kN/m ²
Massetto sp. 10cm	2.00 kN/m ²
Impianti	0.50 kN/m ²
TOTALE PERM.	5.95 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 CARICO NEVE (qs)

CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE – NTC 2018

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

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

μ_i (coefficiente di forma)

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

C_E (coefficiente di esposizione)

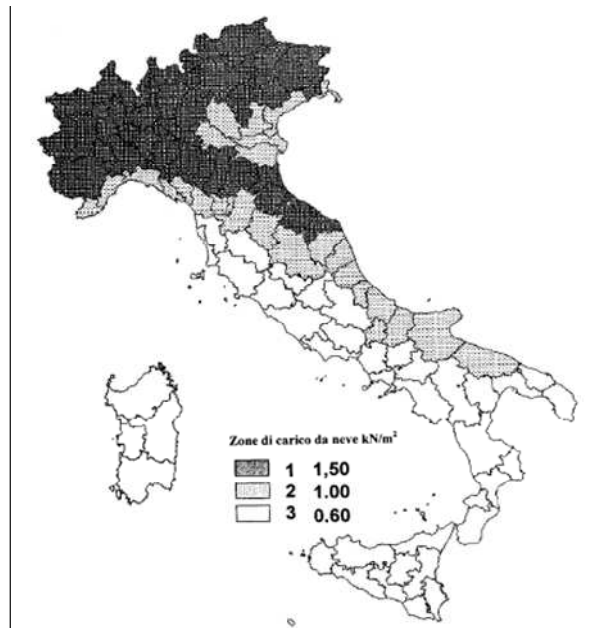
C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

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

Coefficiente termico

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



Coefficiente di esposizione

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

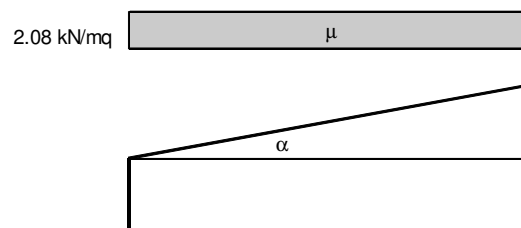
Valore del carico della neve al suolo

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

Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

α (inclinazione falda [°])	0
-----------------------------------	---

μ	0.8
-------	-----



Si assume quindi un carico neve pari a 2.10 kN/m².

4.4 SOVRACCARICO VARIABILE COPERTURA (qk)

Coperture accessibili per sola manutenzione (cat. H1)

0.50 kN/m²

4.5 AZIONE DEL VENTO (qw)

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO - NTC 2018

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

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



p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot C_e \cdot C_p \cdot C_d$
 q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
 C_e (coefficiente di esposizione)
 C_p (coefficiente di forma)
 C_d (coefficiente dinamico)

Pressione cinetica di riferimento

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

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

Coefficiente di forma

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

Coefficiente dinamico

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

Categoria di esposizione

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

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

ZONA 7,8		
A	--	IV
B	--	IV
C	--	III
D	I	*
* Categoria II in zona 8 Categoria III in zona 7		

ZONA 9	
A	I
B	I
C	I
D	I

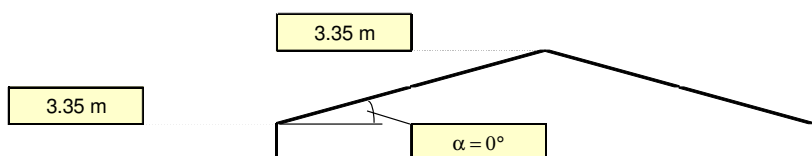
Zona	Classe di rugosità	a_s [m]
3	D	580

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

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

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

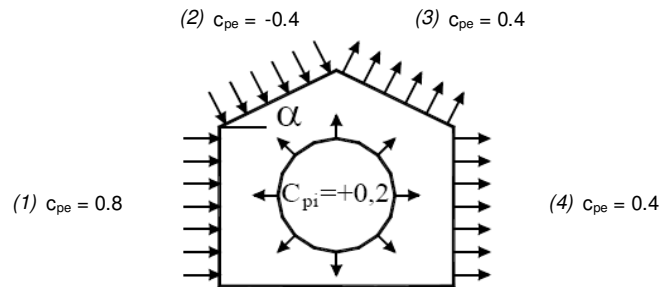
z [m]	C_e
$z \leq 5$	1.708
$z = 3.35$	1.708
$z = 3.35$	1.708



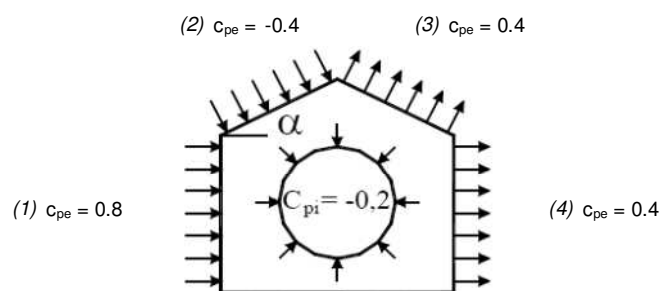
Coefficiente di forma (Edificio aventi una parete con aperture di superficie < 33% di quella totale)

Strutture non stagne

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



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



4.6 AZIONE SISMICA (E)

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

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate

LONGITUDINE: LATITUDINE:

Ricerca per comune

REGIONE: PROVINCIA: COMUNE:

Elaborazioni grafiche

Grafici spettri di risposta

Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche

Tabella parametri

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo

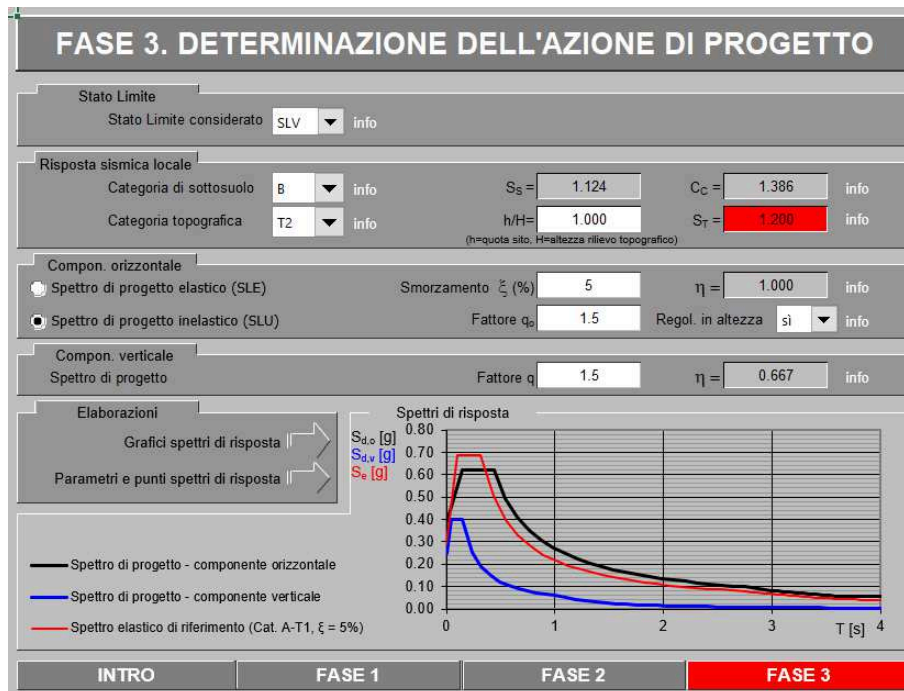
- Sito esterno al reticolo
- Interpolazione su 3 nodi
- Interpolazione corretta

Interpolazione
superficie rigata

Nodi del reticolo intorno al sito

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

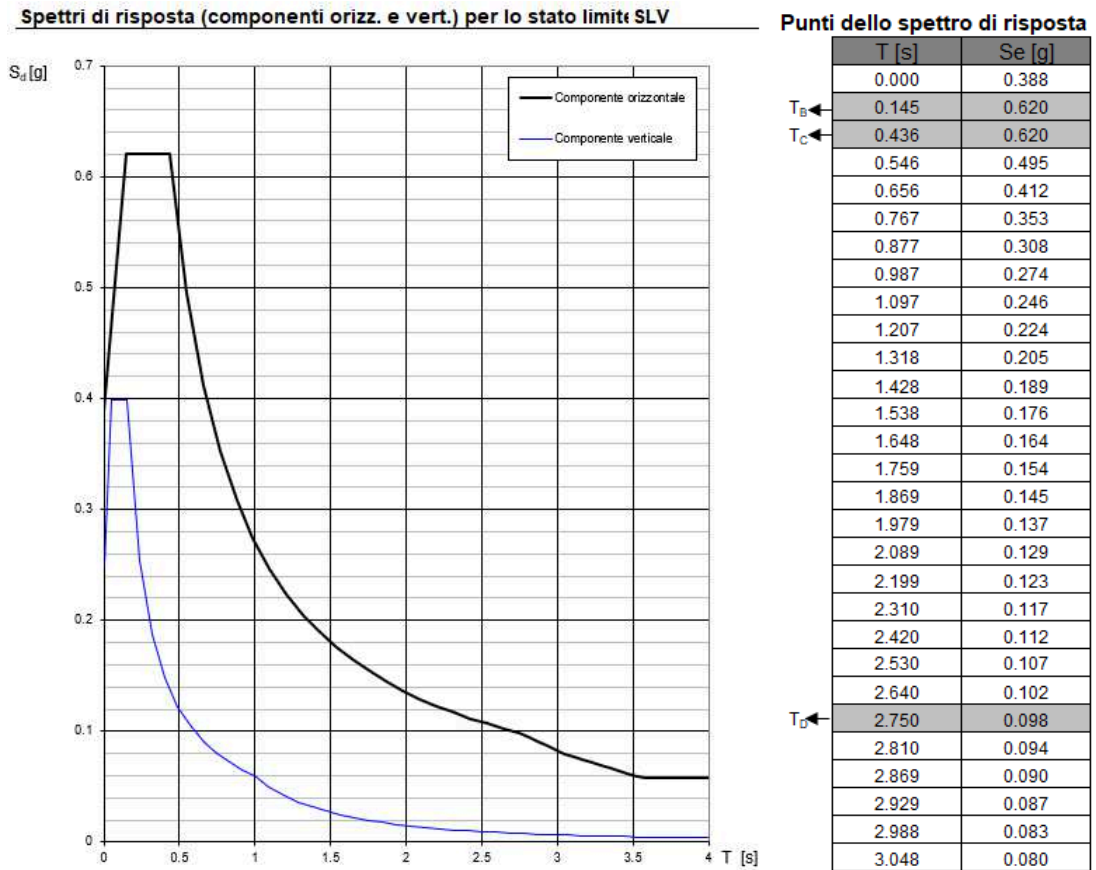
INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3



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

4.6.1 Spettri di risposta di progetto per lo SLV

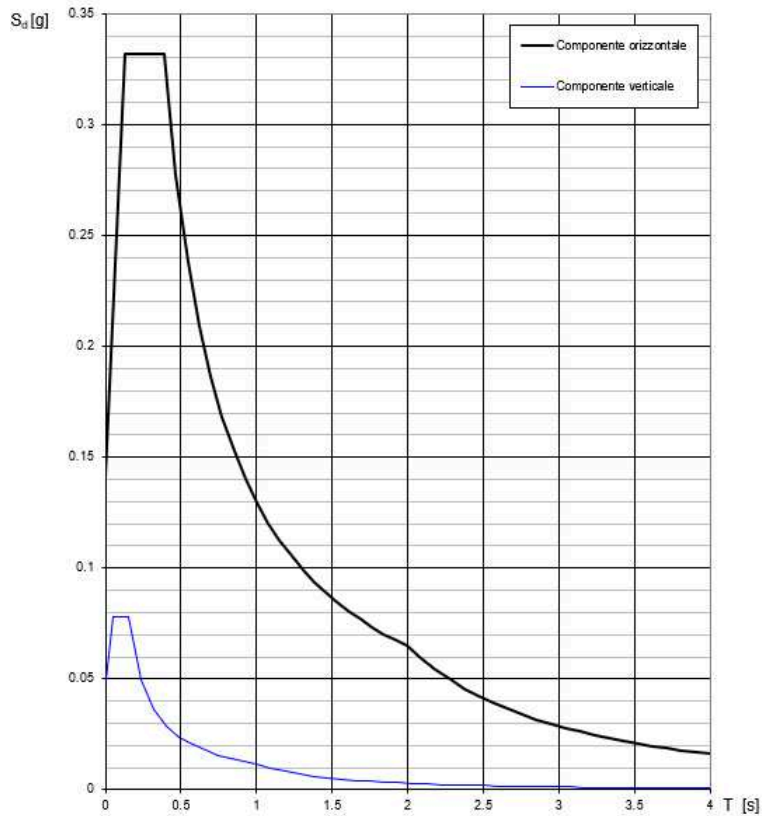
Gli spettri di progetto per lo SLV sono quelli ottenuti dagli spettri elastici abbatuti con fattore di struttura $q=1.5$, avendo scelto di progettare con comportamento strutturale *Non Dissipativo*.



4.6.2 Spettri di risposta di progetto per lo SLO

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

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



Punti dello spettro di risposta

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

5 COMBINAZIONI DI CARICO

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

I valori dei coefficienti 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.

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

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

6 MODELLO NUMERICO

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

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

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

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

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

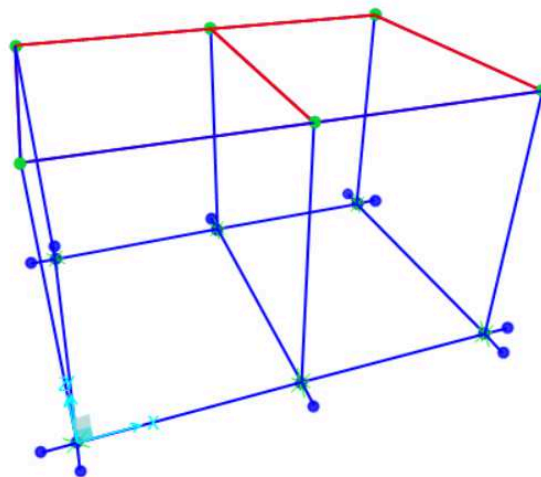


Figura 6: Vista 3D del modello (vista standard)

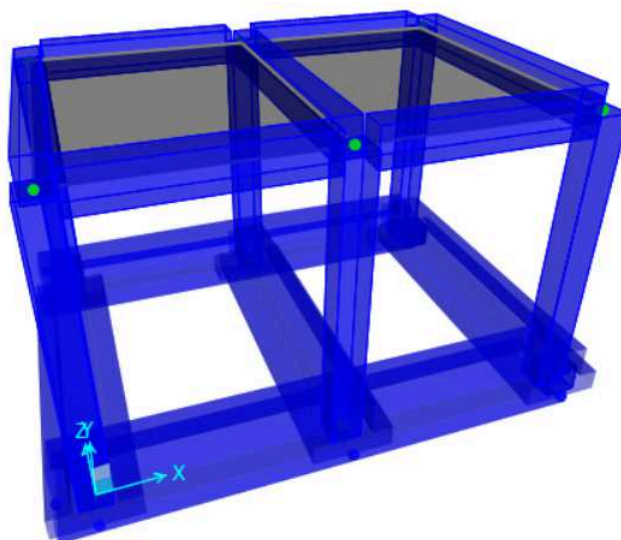


Figura 7: Vista 3D del modello (vista estrusa)

6.1 RISULTATI ANALISI MODALE

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

TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.1724	0.0000	0.9800	0.0000	0.0000	0.9800	0.0000
MODAL	Mode	2	0.1588	0.9800	0.0000	0.0000	0.9800	0.9800	0.0000
MODAL	Mode	3	0.1364	0.0000	0.0000	0.0000	0.9800	0.9800	0.0000
MODAL	Mode	4	0.0403	0.0000	0.0151	0.0000	0.9800	1.0000	0.0000
MODAL	Mode	5	0.0398	0.0001	0.0000	0.9900	0.9800	1.0000	0.9900
MODAL	Mode	6	0.0371	0.0106	0.0000	0.0034	1.0000	1.0000	1.0000
MODAL	Mode	7	0.0341	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000
MODAL	Mode	8	0.0237	0.0000	0.0000	0.0015	1.0000	1.0000	1.0000
MODAL	Mode	9	0.0225	0.0000	0.0001	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000
MODAL	Mode	10	0.0050	0.0000	0.0000	0.0006	1.0000	1.0000	1.0000
MODAL	Mode	11	0.0050	0.0000	0.0000	0.0000	1.0000	1.0000	1.0000
MODAL	Mode	12	0.0045	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 secondo traslazionali nelle due direzioni principali e il terzo torsionale.

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1; T = 0.17239; f = 5.80069

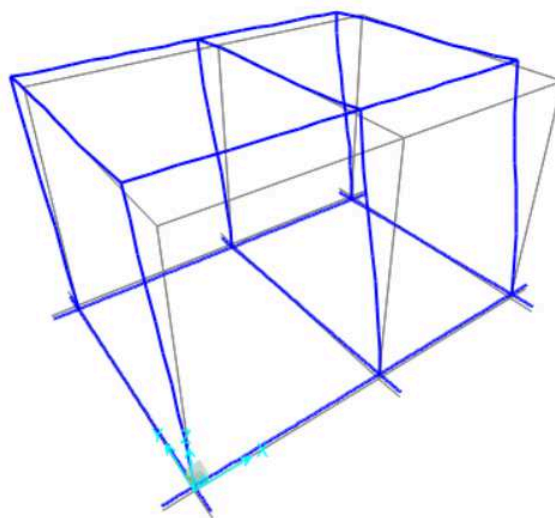


Figura 8: Primo modo di vibrare

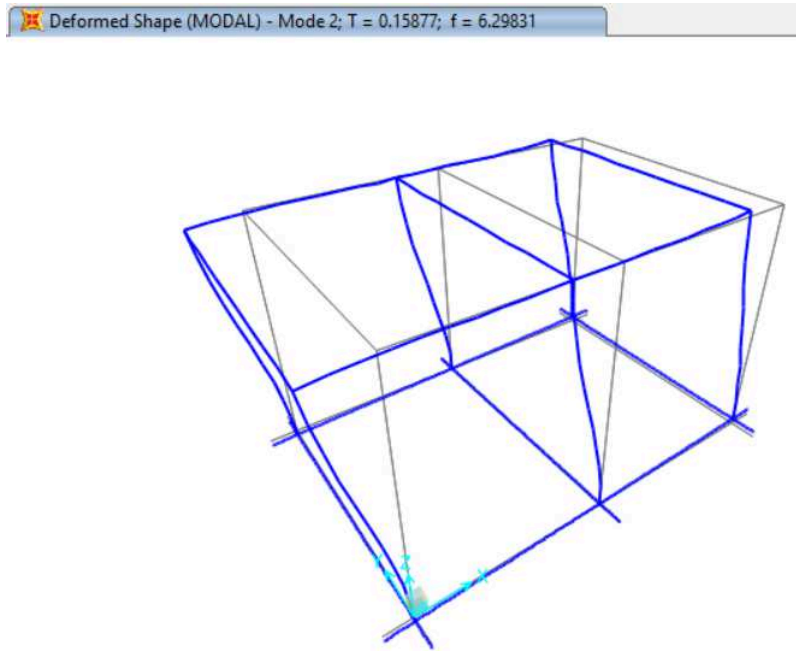


Figura 9: Secondo modo di vibrare

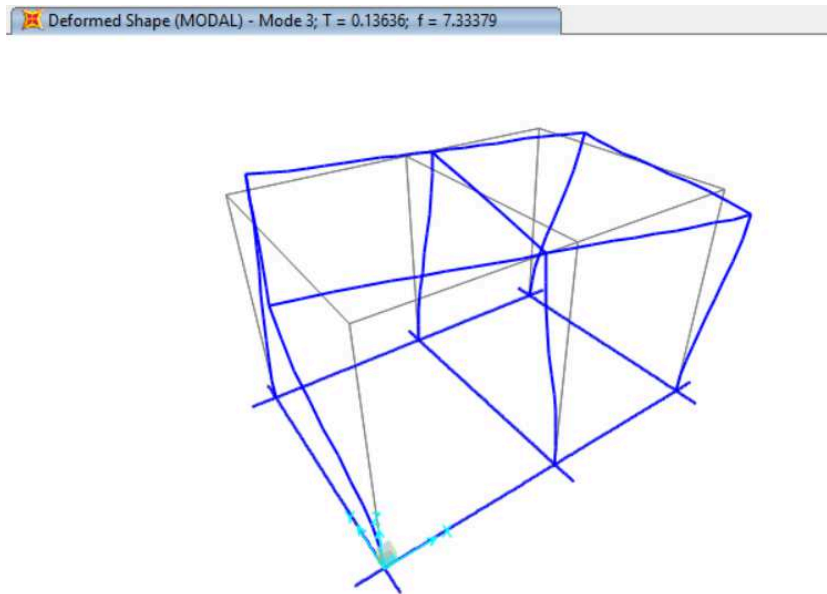


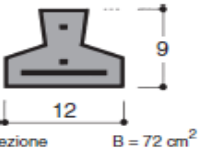
Figura 10: Terzo modo di vibrare

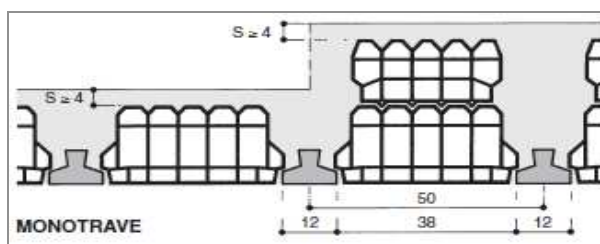
7 VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI

7.1 SOLAIO DI COPERTURA

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

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

CARATTERISTICHE TRAVETTI 9/12 Peso Kg/ml 18	1	2	4	5	6	N°	Contrassegno che individua il tipo d'armatura
 Area sezione B = 72 cm ²	0,24	0,32	0,48	0,60	0,84	A _p = cm ²	Area armatura metallica contenuta nel travetto
	-41,20	-34,67	-51,21	-42,83	-51,78	σ cps Kg/cm ²	Precompressione al lembo superiore del travetto
	-38,07	-61,72	-89,10	-119,38	-159,61	σ cpi Kg/cm ²	Precompressione al lembo inferiore del travetto
	5,522	5,533	5,538	5,553	5,568	xi = cm	Distanza baricentro sezione ideale dal lembo super.
	440,7	442,0	447,0	449,0	450,9	Ji = cm ⁴	Momento d'inerzia baricentrico sez. ideale travetto
a ≤ L ≤ 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 = 20 + 5	h _{solaio}	25 cm
Altezza soletta	h _{soletta}	5 cm
Altezza blocchi laterizio	h _{blocchi}	20 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}	410 cm

Luce di calcolo solaio	L_{calc}	435	cm
Analisi dei carichi			
Peso proprio solaio (g_1)	g_1	345	daN/m ²
Sovraccarichi permanenti	g_2	250	daN/m ²
Sovraccarichi accidentali	q	210	daN/m ²
Carico di esercizio per striscia di 1m	p_{SLE}	805	daN/m
Carico allo SLU per striscia di 1m	p_{SLU}	1138.5	daN/m
Sollecitazioni di progetto (per striscia di 1m)			
Tipo campata		interna	
Sollecitazioni allo SLE			
Momento positivo	$M_{pos,SLE}$	1523.3	daNm
Momento negativo	$M_{neg,SLE}$	1523.3	daNm
Taglio	V_{SLE}	2101.1	daN
Sollecitazioni allo SLU			
Momento positivo	$M_{pos,SLU}$	2154.3	daNm
Momento negativo	$M_{neg,SLU}$	2154.3	daNm
Taglio	V_{SLU}	2971.5	daN
Verifica a momento positivo e taglio			
Momento positivo di servizio per striscia di 1m	$M_{pos,serv}$	2044	daNm
Tasso di lavoro a momento positivo	S/R	0.75	< 1
Taglio di servizio per striscia di 1m	V_{serv}	3558	daN
Tasso di lavoro a taglio	S/R	0.59	< 1
Verifica a momento negativo			
Diametri per interasse	D_1	10	mm
	D_2	12	mm
	D_3	0	mm
Sezione armatura	A_s	3.8308	cm ² /m
Momento negativo di servizio per striscia di 1m	$M_{neg,serv}$	1907	daNm
Tasso di lavoro a momento negativo	S/R	0.80	< 1
Lunghezza armature integrative su semicampata			
Lunghezza ferri per momento negativo	L_{neg}	108.75	cm
Lunghezza ancoraggio ferri	L_a	40	cm
Lunghezza totale ferri	L_{tot}	148.75	cm

Verifiche agli appoggi		
Copriferro di calcolo armature	c	30 mm
Altezza utile della sezione	d	220 mm
Resistenza cubica calcestruzzo	R _{ck}	35 N/mm ²
Coefficiente funzione di R _{ck}	r	0.556
<i>Momento resistente lato calcestruzzo (fasce piene e semipiene)</i>		
Sezione base con due travetti	M ₁	3758 daNm
Sezione con fascia semipiena	M ₂	9707 daNm
Sezione con fascia piena	M ₃	15657 daNm
<i>Armatura inferiore agli appoggi</i>		
Armatura inferiore necessaria	A _{s,req}	0.76 cm ²
<i>Penetrazione travetto agli appoggi</i>		
Appoggio su murature o architravi sottosporgenti	S	10 cm
Appoggi complanari (travi a spessore o a T)	S	30 cm
Verifica di deformabilità (verifica indiretta)		
Rapporto tra luce di calcolo e spessore solaio	L _c /H _{tot}	17.4 < 30

7.2 TRAVI IN DIR. LONGITUDINALE

Le travi parallele al lato lungo dell'edificio, portanti il solaio di copertura, hanno sezione trasversale 35x50 cm e luce di 2.80 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
76	1.13	SLU2	M3	Max	0.0	-7.0	0.0	0.0	18.7
80	3.00	SLU2	M3	Min	0.0	53.3	0.0	0.0	-24.5
76	3.00	SLU2	V2	Max	0.0	53.3	0.0	0.0	-24.5
77	0.20	SLU3	V2	Min	0.0	-52.2	-1.2	-0.5	-23.4

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
76	0.20	SLVx	M3	Max	0.0	16.2	0.0	0.0	60.9
77	3.00	SLVx	M3	Min	0.0	-16.2	0.0	0.0	-64.7
76	3.00	SLVx	V2	Max	0.0	65.1	0.0	0.0	27.5
77	0.20	SLVx	V2	Min	0.0	-65.1	0.0	0.0	-53.0

7.2.1.3 Verifica a flessione in condizioni statiche

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

La sezione è armata a flessione con 4 Φ 14 superiori ed inferiori.

Sollecitazioni

Momento flettente	M	24.5	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	35	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 $c_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ² Ø $c_{t2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	6.16	cm ² 4 Ø 14 $c_{t1} =$ 5 cm

Momento resistente

Momento resistente ultimo	M_{Rd}	103.7	kNm	>	M_{Sd}
Equilibrio alla traslazione	$C+F=0$	0.0	kN		
Deformazione cls	ϵ_c	-3.500	‰		<i>rottura lato cls</i>
Deformazione arm. tesa (1° strato)	ϵ_{s1}	28.122	‰		-
Posizione asse neutro	x	4.98	cm		
Tensione fibra compressa estrema	σ_c	-17.40	N/mm ²		<i>diag. stress block</i>
Tens. arm. tesa (1° strato)	σ_{s1}	391.30	N/mm ²		

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_{ydr} , calcolato limitando la deformazione di picco del cls compresso ad $\epsilon_{c2} = 0.20\%$ e quella dell'acciaio a $\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s = 0.186\%$.

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

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

Sollecitazioni

Momento flettente	M	64.7	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}	2.00	‰
Def. ultima acciaio	ϵ_{su}	1.86	‰

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	50	cm
Larghezza sezione	B	35	cm
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	6.16	cm ² 4 Ø 14 $c_{s1} = \nabla$ 5 cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ² Ø $c_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ² Ø $c_{t2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	6.16	cm ² 4 Ø 14 $c_{t1} = \nabla$ 5 cm

Momento resistente

Momento resistente elastico	M_{Rd}	98.6	kNm > M_{Sd}
-----------------------------	----------	-------------	----------------

Equilibrio alla traslazione	C+F=0	0.0	kN
Deformazione cls	ϵ_c	-0.559	‰ -
Deformazione arm. tesa (1° strato)	ϵ_{s1}	1.860	‰ <i>rottura lato acciaio</i>
Posizione asse neutro	x	10.41	cm
Tensione fibra compressa estrema	σ_c	-8.37	N/mm ² <i>diag. parabola-rettangolo</i>
Tens. arm. tesa (1° strato)	σ_{s1}	391.30	N/mm ²

7.2.1.5 Verifica a taglio

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

Calcestruzzo		Sollecitazioni	
R_{ck}	37 N/mm ²	V_{Ed}	kN 65.1
f_{ck}	30.7 N/mm ²	N_{Ed}	kN 0
γ_c	1.50	Armatura a taglio	
α_{cc}	0.85	Diametro	mm 8
f_{cd}	17.4 N/mm ²	Numero barre	2
Acciaio		A_{sw}	cm ² 1.01
f_{tk}	540 N/mm ²	Passo s	cm 20
f_{yk}	450 N/mm ²	Incl. arm. trasv. α	° 90
γ_s	1.15	Armatura longitudinale	
f_{yd}	391 N/mm ²	n_1	-
Sezione		\varnothing_1	mm -
b_w	cm 35	n_2	-
H	cm 50	\varnothing_2	mm -
c	cm 5	AS_l	cm ² -
d	cm 45	Resistenza senza armatura a taglio	
k	N/mm ² 1.67	V_{Rd}	kN 66
v_{min}	N/mm ² 0.42	Resistenza con armatura a taglio	
ρ	0.0000	Incl. puntone θ	° 33.7
σ_{cp}	N/mm ² 0.00	Cotg θ	1.5
α_c	1.00	V_{RSd}	kN 119
		V_{RCd}	kN 569
		V_{Rd}	kN 119

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
76	1.13	RARA2	M3	Max	0.0	-4.8	0.0	0.0	12.8
76	3.00	RARA2	M3	Min	0.0	36.5	0.0	0.0	-16.8

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
76	1.60	QPERM1	M3	Max	0.0	3.9	0.0	0.0	9.8
77	0.20	QPERM1	M3	Min	0.0	-28.3	0.0	0.0	-12.8

7.2.2.2 Verifiche tensionali

Combinazione caratteristica

Sollecitazioni

Momento flettente	M	16.8	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	37	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	18.4	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	360	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	50	cm
Larghezza sezione	B	35	cm
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	6.16	cm ²
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ²
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ²
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	6.16	cm ²
			4 Ø 14 $C_{s1} =$ 5 cm
			$C_{s2} =$ cm
			$C_{t2} =$ cm
			4 Ø 14 $C_{t1} =$ 5 cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	1.58	N/mm ²	<	σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	66.8	N/mm ²	<	σ_{samm}

Eccentricità	e	∞	cm	>	H/6 Sez. parzializzata
	u	∞	cm		
Posizione asse neutro	y	11.8	cm		
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	1935	cm ²		
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	438474	cm ⁴		
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	125246	cm ⁴		

Combinazione quasi permanente

Sollecitazioni

Momento flettente	M	12.8	kN m
Sforzo normale	N	0	kN

Materiali

Res. caratteristica cls	R_{ck}	37	N/mm ²
Tensione ammissibile cls	σ_{camm}	13.8	N/mm ²
Tensione ammissibile acciaio	σ_{samm}	360	N/mm ²
Coefficiente omog. acciaio-cls	n	15	

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	50	cm
Larghezza sezione	B	35	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 $C_{s2} =$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ² Ø $C_{t2} =$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	6.16	cm ² 4 Ø 14 $C_{t1} = 5$ cm

Tensioni nei materiali

Compressione max nel cls.	σ_c	1.21	N/mm ² < σ_{camm}
Trazione nell'acciaio (1° strato)	σ_s	50.9	N/mm ² < σ_{samm}

Eccentricità	e	∞	cm > H/6 Sez. parzializzata
	u	∞	cm
Posizione asse neutro	y	11.8	cm
Area ideale (sez. int. reagente)	A_{id}	1935	cm ²
Mom. di inerzia ideale (sez. int. reag.)	J_{id}	438474	cm ⁴
Mom. di inerzia ideale (sez. parz. N=0)	J_{id*}	125246	cm ⁴

Le tensioni calcolate risultano inferiori ai limiti imposti dalla normativa.

7.2.2.3 Verifiche di fessurazione

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

Combinazione caratteristica

Sollecitazioni

Momento flettente	M	16.8	kN m
Sforzo normale	N	0.0	kN

Materiali

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

Caratteristiche geometriche

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

Armatura compressa (2° strato)	As_2'	0.00	cm ²	∅	$c_{s2} =$	cm
Armatura tesa (2° strato)	As_2	0.00	cm ²	∅	$c_{t2} =$	cm
Armatura tesa (1° strato)	As_1	6.16	cm ²	4 ∅ 14	$c_{t1} =$	5 cm

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	40	kN m	La sezione non è fessurata
Fattore che tiene conto della durata del carico	k_t	0.4		
Altezza efficace	d_{eff}	12.5	cm	
Area efficace	A_{Ceff}	500	cm ²	
Armatura nell'area efficace	As	6.2	cm ²	
	$\rho_{p,eff}$	0.01232		
Resistenza cilindrica media	f_{cm}	38.7	N/mm ²	
Modulo elastico del cls	E_{cm}	33'019	N/mm ²	
	α_E	6.4		
Deform. media dell'arm. - quella del cls	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.00019		
	k_1	0.8		
	k_2	0.5		
	k_3	3.4		
	k_4	0.425		
Copriferro netto	c'	4.3	cm	
Diámetro equivalente delle barre	\emptyset_{eq}	14.0	mm	
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	33.9	cm	
Ampiezza delle fessure	$w_d = w_k$	-	mm	

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

Combinazione quasi permanente

Sollecitazioni

Momento flettente	M	12.8	kN m
Sforzo normale	N	0.0	kN

Materiali

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

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	50	cm	
Larghezza sezione	B	40	cm	
Armatura compressa (1° strato)	As_1'	6.16	cm ²	4 ∅ 14 $c_{s1} =$ 5 cm

Armatura compressa (2° strato)	As_2'	0.00	cm ²	Ø	$C_{s2} =$	cm
Armatura tesa (2° strato)	As_2	0.00	cm ²	Ø	$C_{t2} =$	cm
Armatura tesa (1° strato)	As_1	6.16	cm ²	4 Ø 14	$C_{t1} =$	5 cm

Verifica a fessurazione

Momento di fessurazione (f_{ctk})	M_{fess}^*	40	kN m	La sezione non è fessurata
Fattore che tiene conto della durata del carico	k_t	0.4		
Altezza efficace	d_{eff}	12.5	cm	
Area efficace	$A_{C_{eff}}$	500	cm ²	
Armatura nell'area efficace	As	6.2	cm ²	
	$\rho_{p,eff}$	0.01232		
Resistenza cilindrica media	f_{cm}	38.7	N/mm ²	
Modulo elastico del cls	E_{cm}	33'019	N/mm ²	
	α_E	6.4		
Deform. media dell'arm. - quella del cls	$\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}$	0.00014		
	k_1	0.8		
	k_2	0.5		
	k_3	3.4		
	k_4	0.425		
Copriferro netto	c'	4.3	cm	
Diámetro equivalente delle barre	\varnothing_{eq}	14.0	mm	
Distanza massima tra le fessure	$s_{r,max}$	33.9	cm	
Ampiezza delle fessure	$w_d = w_k$	-	mm	

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

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

7.3 TRAVI IN DIR. TRASVERSALE

Le travi parallele al lato corto dell'edificio, disposte parallelamente all'orditura del solaio, hanno sezione trasversale 35x50 cm e luce di 4.0 m.

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

7.3.1 Verifiche allo SLU

7.3.1.1 Sollecitazioni massime in condizioni statiche

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
86	1.70	SLU5	M3	Max	0.0	-0.3	0.0	0.0	9.2
86	4.20	SLU5	M3	Min	0.0	13.9	0.0	0.0	-7.9
86	4.20	SLU5	V2	Max	0.0	13.9	0.0	0.0	-7.9
84	0.20	SLU1	V2	Min	0.0	-11.4	0.0	0.0	-2.8

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
84	4.20	SLVy	M3	Max	0.0	43.7	0.0	0.0	67.7
84	4.20	SLVy	M3	Min	0.0	-26.2	0.0	0.0	-72.1
84	4.20	SLVy	V2	Max	0.0	43.7	0.0	0.0	67.7
84	0.20	SLVy	V2	Min	0.0	-43.7	0.0	0.0	-72.1

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 4Φ14 superiori ed inferiori.

Sollecitazioni

Momento flettente	M	72.1	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}	2.00	‰
Def. ultima acciaio	ϵ_{su}	1.86	‰

Caratteristiche geometriche

Altezza sezione	H	50	cm
Larghezza sezione	B	35	cm
Armatura compressa (1° strato)	AS_1'	6.16	cm ² 4 Ø 14 $c_{s1} = \nabla$ 5 cm
Armatura compressa (2° strato)	AS_2'	0.00	cm ² Ø $c_{s2} = \nabla$ cm
Armatura tesa (2° strato)	AS_2	0.00	cm ² Ø $c_{t2} = \nabla$ cm
Armatura tesa (1° strato)	AS_1	6.16	cm ² 4 Ø 14 $c_{t1} = \nabla$ 5 cm

Momento resistente

Momento resistente elastico	M_{Rd}	98.6	kNm > M_{Sd}
-----------------------------	----------	-------------	----------------

Equilibrio alla traslazione	C+F=0	0.0	kN
Deformazione cls	ϵ_c	-0.559	‰ -
Deformazione arm. tesa (1° strato)	ϵ_{s1}	1.860	‰ <i>rottura lato acciaio</i>
Posizione asse neutro	x	10.41	cm
Tensione fibra compressa estrema	σ_c	-8.37	N/mm ² <i>diag. parabola-rettangolo</i>
Tens. arm. tesa (1° strato)	σ_{s1}	391.30	N/mm ²

7.3.1.5 Verifica a taglio

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

Calcestruzzo		Sollecitazioni	
R_{ck}	37 N/mm ²	V_{Ed}	kN 43.7
f_{ck}	30.7 N/mm ²	N_{Ed}	kN 0
γ_c	1.50	Armatura a taglio	
α_{cc}	0.85	Diametro	mm 8
f_{cd}	17.4 N/mm ²	Numero barre	2
Acciaio		A_{sw}	cm ² 1.01
f_{tk}	540 N/mm ²	Passo s	cm 20
f_{yk}	450 N/mm ²	Incl. arm. trasv. α	° 90
γ_s	1.15	Armatura longitudinale	
f_{yd}	391 N/mm ²	n_1	-
Sezione		\varnothing_1	mm -
b_w	cm 35	n_2	-
H	cm 50	\varnothing_2	mm -
c	cm 5	A_{sl}	cm ² -
d	cm 45	Resistenza senza armatura a taglio	
k	N/mm ² 1.67	V_{Rd}	kN 66
v_{min}	N/mm ² 0.42	Resistenza con armatura a taglio	
ρ	0.0000	Incl. puntone θ	° 33.7
σ_{cp}	N/mm ² 0.00	Cotg θ	1.5
α_c	1.00	V_{RSd}	kN 119
		V_{RCd}	kN 569
		V_{Rd}	kN 119

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
86	1.70	RARA5	M3	Max	0.0	-0.5	0.0	0.0	6.9
86	4.20	RARA5	M3	Min	0.0	10.5	0.0	0.0	-5.6

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
86	2.20	QPERM1	M3	Max	0.0	0.0	0.0	0.0	6.6
88	0.20	QPERM1	M3	Min	0.0	-8.7	0.0	0.0	-2.2

7.3.2.2 Verifiche tensionali

La verifiche vengono omesse essendo le sollecitazioni trascurabili.

7.3.2.3 Verifiche di fessurazione

La verifiche vengono omesse essendo le sollecitazioni trascurabili.

7.4 PILASTRI

I pilastri hanno sezione trasversale 40x40 cm, altezza netta pari a circa 3.05 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
21	3.85	SLU3	M3	Max	-57.0	-4.6	0.1	1.9	10.9
18	3.85	SLU2	M3	Min	-59.5	5.7	1.7	-4.8	-12.7
18	0.4	SLU5	M2	Max	-73.9	4.0	4.8	6.8	4.3
18	3.85	SLU5	M2	Min	-56.0	4.0	4.8	-9.6	-9.5
13	0.45	SLU3	V2	Max	0.0	9.7	0.0	0.0	0.0
21	0.40	SLU3	V2	Min	-74.9	-4.6	0.1	2.3	-5.0

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
17	3.85	SLVx	M3	Max	-61.8	47.4	13.0	15.1	82.2
17	3.85	SLVx	M3	Min	-86.7	-47.4	-10.4	-22.4	-82.2
18	0.4	SLVy	M2	Max	-1.3	16.5	43.4	78.8	28.7
23	0.4	SLVy	M2	Min	-95.7	-11.7	-43.4	-78.7	-23.5
17	0.40	SLVx	V2	Max	-75.6	47.4	13.0	22.4	81.2
17	0.40	SLVx	V2	Min	-100.5	-47.4	-10.4	-20.9	-81.2

7.4.1.3 Verifica a flessione in condizioni statiche

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

7.4.1.4 Verifica a flessione in condizioni sismiche

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

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

La sezione è armata con 12Φ14 ($\rho = 1.15\%$).

CdC M3-Min

Verifica C.A. S.L.U. - File: pil 40x40

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

Titolo : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

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

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1.539	-15	15
2	1.539	-5	15
3	1.539	5	15
4	1.539	15	15
5	1.539	-15	5
6	1.539	15	5

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N* rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°

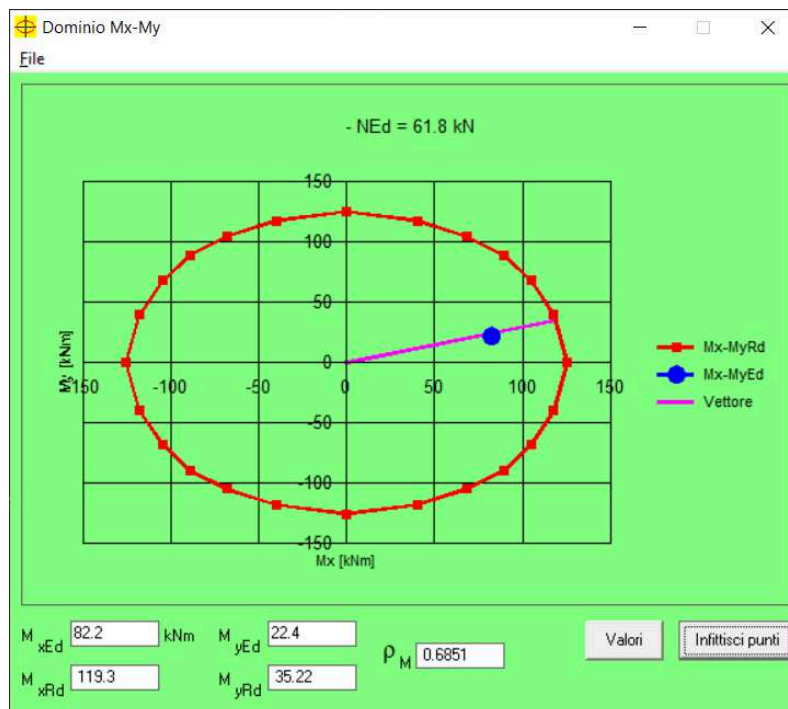
Precompresso

Materiali

B450C C30/37

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

M_{xRd} kN m
 M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ



CdC M2-Max

Verifica C.A. S.L.U. - File: pil 40x40

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

Titolo : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

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

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1.539	-15	15
2	1.539	-5	15
3	1.539	5	15
4	1.539	15	15
5	1.539	-15	5
6	1.539	15	5

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°

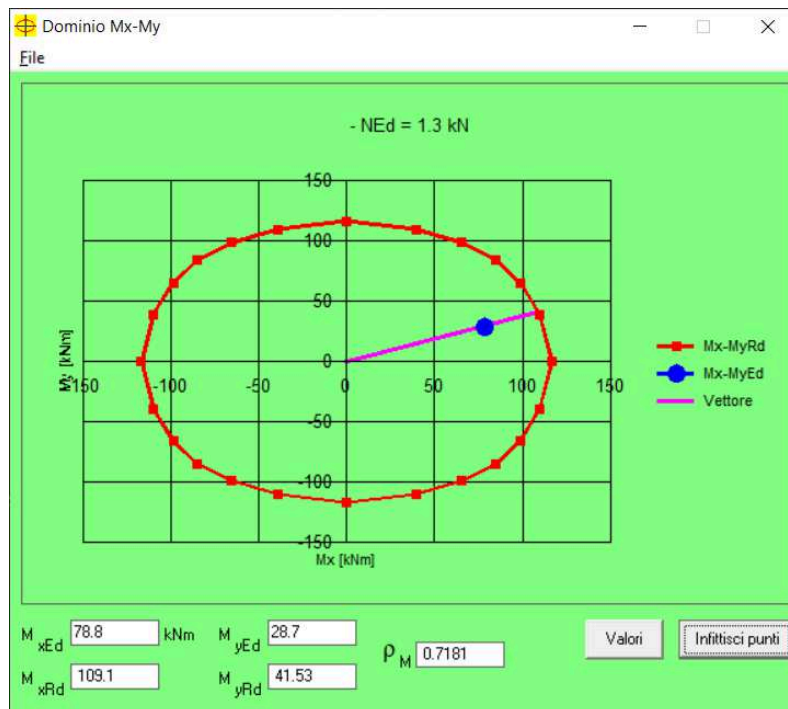
Precompresso

Materiali

B450C C30/37

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

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



7.4.1.5 Verifica a taglio

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

Calcestruzzo			Sollecitazioni		
R_{ck}	37	N/mm ²	V_{Ed}	kN	47.4
f_{ck}	30.7	N/mm ²	N_{Ed}	kN	0
γ_c	1.50		Armatura a taglio		
α_{cc}	0.85		Diametro	mm	8
f_{cd}	17.4	N/mm ²	Numero barre		2
Acciaio			A_{sw}	cm ²	1.01
f_{tk}	540	N/mm ²	Passo s	cm	20
f_{yk}	450	N/mm ²	Incl. arm. trasv. α	°	90
γ_s	1.15		Armatura longitudinale		
f_{yd}	391	N/mm ²	n_1		-
Sezione			\varnothing_1	mm	-
b_w	cm	40	n_2		-
H	cm	40	\varnothing_2	mm	-
c	cm	5	A_{sl}	cm ²	-
d	cm	35	Resistenza senza armatura a taglio		
k	N/mm ²	1.76	V_{Rd}	kN	63
v_{min}	N/mm ²	0.45	Resistenza con armatura a taglio		
ρ		0.0000	Incl. puntone θ	°	33.7
σ_{cp}	N/mm ²	0.00	Cotg θ		1.5
α_c		1.00	V_{Rsd}	kN	93
			V_{RCd}	kN	506
			V_{Rd}	kN	93

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
21	3.85	RARA3	M3	Max	-40.2	-3.1	-0.1	1.8	7.4
18	3.85	RARA2	M3	Min	-41.9	3.9	1.3	-3.7	-8.6
18	0.4	RARA5	M2	Max	-53.3	2.7	3.4	4.7	2.9
18	3.85	RARA5	M2	Min	-39.5	2.7	3.4	-6.9	-6.5

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m
16	3.85	QPERM1	M3	Max	-34.7	-2.4	1.4	-3.7	5.8
18	3.85	QPERM1	M3	Min	-34.7	2.4	1.4	-3.7	-5.8
23	3.85	QPERM1	M2	Max	-34.7	2.4	-1.4	3.7	-5.8
18	3.85	QPERM1	M2	Min	-34.7	2.4	1.4	-3.7	-5.8

7.4.2.2 Verifiche tensionali

Combinazione caratteristica – CdC M3-Min

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays various input and output fields:

- Titolo:** (empty)
- N° Vertici:** 4 (Zoom)
- N° barre:** 12 (Zoom)
- Table 1 (Vertices):**

N°	x [cm]	y [cm]
1	20	20
2	-20	20
3	-20	-20
4	20	-20
- Table 2 (Reinforcement Bars):**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1.539	-15	15
2	1.539	-5	15
3	1.539	5	15
4	1.539	15	15
5	1.539	-15	5
6	1.539	15	5
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n
- Load Values:**
 - N_{Ed}: 0 kN
 - M_{xEd}: 0 kNm
 - M_{yEd}: 0 kNm
 - 41.9 kN
 - 8.6 kNm
 - 3.7 kNm
- P.to applicazione N:**
 - Centro
 - Baricentro cls
 - Coord.[cm] (xN: 0, yN: 0)
- Materiali:**
 - B450C:** E_{su}: 67.5‰, f_{yd}: 391.3 N/mm², E_s: 200'000 N/mm², E_s/E_c: 15, E_{syd}: 1.957‰, σ_{s,adm}: 255 N/mm²
 - C30/37:** E_{c2}: 2‰, E_{cu}: 3.5‰, f_{cd}: 17, f_{cc}/f_{cd}: 0.8, σ_{c,adm}: 11.5, τ_{co}: 0.6933, τ_{c1}: 2.029
- Results:**
 - σ_c: -1.665 N/mm²
 - σ_s: 21.47 N/mm²
 - ε_s: 0.1074‰
 - d: 45.81 cm
 - x: 24.63, x/d: 0.5377
 - δ: 1
- Metodo di calcolo:**
 - S.L.U.+
 - S.L.U.-
 - Metodo n
- Verifica:**
 - N° iterazioni: 4
 - Precompresso

$$\sigma_c = 1.67 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c,lim} = 0.6 f_{ck} = 16.8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_s = 21.5 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{s,lim} = 0.8 f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$$

Combinazione quasi permanente – CdC M3-min

The screenshot shows the 'Verifica C.A. S.L.U.' software interface. The main window displays various input and output fields:

- Titolo:** (empty)
- N° Vertici:** 4 (Zoom)
- N° barre:** 12 (Zoom)
- Table 1 (Coordinates):**

N°	x [cm]	y [cm]
1	20	20
2	-20	20
3	-20	-20
4	20	-20
- Table 2 (Bar Properties):**

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1.539	-15	15
2	1.539	-5	15
3	1.539	5	15
4	1.539	15	15
5	1.539	-15	5
6	1.539	15	5
- Sollecitazioni:** S.L.U. / Metodo n
- Load Values:** N_{Ed} = 0, M_{xEd} = 0, M_{yEd} = 0; N = 34.7 kN, M_x = 5.8 kNm, M_y = 3.7 kNm
- P.to applicazione N:** Centro (selected), Baricentro cls, Coord.[cm] (xN=0, yN=0)
- Metodo di calcolo:** S.L.U.+ (selected), S.L.U.-, Metodo n
- Materiali:**
 - B450C:** ε_{su} = 67.5‰, f_{yd} = 391.3 N/mm², E_s = 200'000 N/mm², ε_s/E_c = 15, ε_{syd} = 1.957‰, σ_{s,adm} = 255 N/mm²
 - C30/37:** ε_{c2} = 2‰, ε_{cu} = 3.5‰, f_{cd} = 17, f_{cc}/f_{cd} = 0.8, σ_{c,adm} = 11.5, τ_{co} = 0.6933, τ_{c1} = 2.029
- Calculation Results:**
 - σ_c = -1.264 N/mm²
 - σ_s = 14.34 N/mm²
 - ε_s = 0.07168‰
 - d = 48.32 cm
 - x = 27.52, x/d = 0.5694
 - δ = 1
- Verifica:** N° iterazioni: 4
- Precompresso:** (unchecked)

$$\sigma_c = 1.26 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{c,lim} = 0.45 f_{ck} = 12.6 \text{ N/mm}^2$$

7.4.2.3 Verifiche di fessurazione

La massima tensione nell'armatura in comb. caratteristica, pari a $\sigma_s = 21.5 \text{ N/mm}^2$, 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 TRAVI DI FONDAZIONE

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

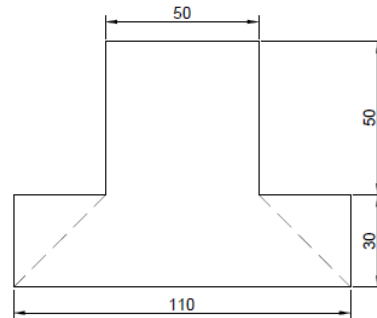


Figura 11: Sezione trasversale trave di fondazione

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

7.5.1 Verifiche allo SLU

7.5.1.1 Sollecitazioni massime

$$M_{3,Max} = 105.9 \text{ kNm} \quad (\text{fibre tese inferiori})$$

$$M_{3,Min} = -84.9 \text{ kNm} \quad (\text{fibre tese superiori})$$

$$V_{2r,Max} = 85.0 \text{ kN}$$

7.5.1.2 Verifica a flessione

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

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

La sezione è armata a flessione con 4 Φ 14 superiori e 6 Φ 14 inferiori.

CdC Mmax

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	50
2	110	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6.16	5
2	9.24	75

Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio elastico

Materiali
 B450C C20/25
 ε_{su} 1.86 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 2 ‰
 E_s 210000 N/mm² f_{cd} 11.33 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.863 ‰ σ_{c,adm} 8.5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.5333
 τ_{c1} 1.686

M_{xRd} 248.1 kNm
 σ_c -5.995 N/mm²
 σ_s 390.6 N/mm²
 ε_c 0.6276 ‰
 ε_s 1.86 ‰
 d 75 cm
 x 18.92 x/d 0.2523
 δ 0.7554

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

M_{rd} = 248.1 kNm > M_{sd} = 105.9 kNm

CdC Mmin

N°	b [cm]	h [cm]
1	50	50
2	110	30

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6.16	5
2	9.24	75

Rettangoli Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato acciaio - Acciaio elastico

Materiali
 B450C C20/25
 ε_{su} 1.86 ‰ ε_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ε_{cu} 2 ‰
 E_s 210000 N/mm² f_{cd} 11.33 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ε_{syd} 1.863 ‰ σ_{c,adm} 8.5
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0.5333
 τ_{c1} 1.686

M_{xRd} -171.1 kNm
 σ_c -3.328 N/mm²
 σ_s 390.6 N/mm²
 ε_c 0.3192 ‰
 ε_s 1.86 ‰
 d 75 cm
 x 10.98 x/d 0.1465
 δ 0.7

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

Tipo flessione
 Retta Deviata

N° rett. 100
 Calcola MRd Dominio M-N
 L₀ 0 cm Col. modello

Precompresso

M_{rd} = -171.1 kNm > M_{sd} = -84.9 kNm

7.5.1.3 Verifica a taglio

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

Calcestruzzo			Sollecitazioni		
R_{ck}	30	N/mm ²	V_{Ed}	kN	85
f_{ck}	24.9	N/mm ²	N_{Ed}	kN	0
γ_c	1.50		Armatura a taglio		
α_{cc}	0.85		Diametro	mm	8
f_{cd}	14.1	N/mm ²	Numero barre		2
Acciaio			A_{sw}	cm ²	1.01
f_{tk}	540	N/mm ²	Passo s	cm	20
f_{yk}	450	N/mm ²	Incl. arm. trasv. α	°	90
γ_s	1.15		Armatura longitudinale		
f_{yd}	391	N/mm ²	n_1		-
Sezione			\varnothing_1	mm	-
b_w	cm	50	n_2		-
H	cm	80	\varnothing_2	mm	-
c	cm	5	A_{sl}	cm ²	-
d	cm	75	Resistenza senza armatura a taglio		
k	N/mm ²	1.52	V_{Rd}	kN	122
v_{min}	N/mm ²	0.33	Resistenza con armatura a taglio		
ρ		0.0000	Incl. puntone θ	°	33.7
σ_{cp}	N/mm ²	0.00	Cotg θ		1.5
α_c		1.00	V_{RSd}	kN	199
			V_{RCd}	kN	1099
			V_{Rd}	kN	199

8 VERIFICHE DI RIGIDEZZA

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

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

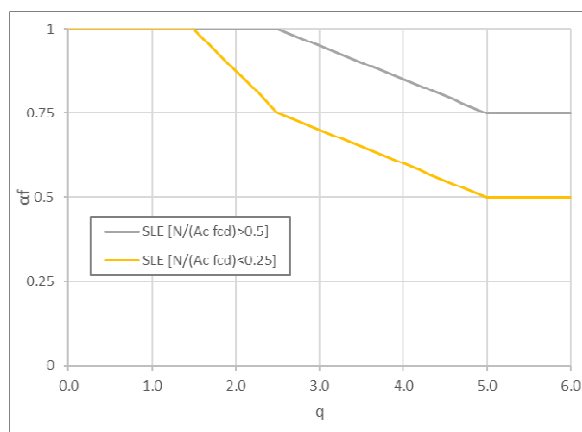
$$d_r < (2/3) \cdot 0.005 h$$

dove h è l'altezza del piano.

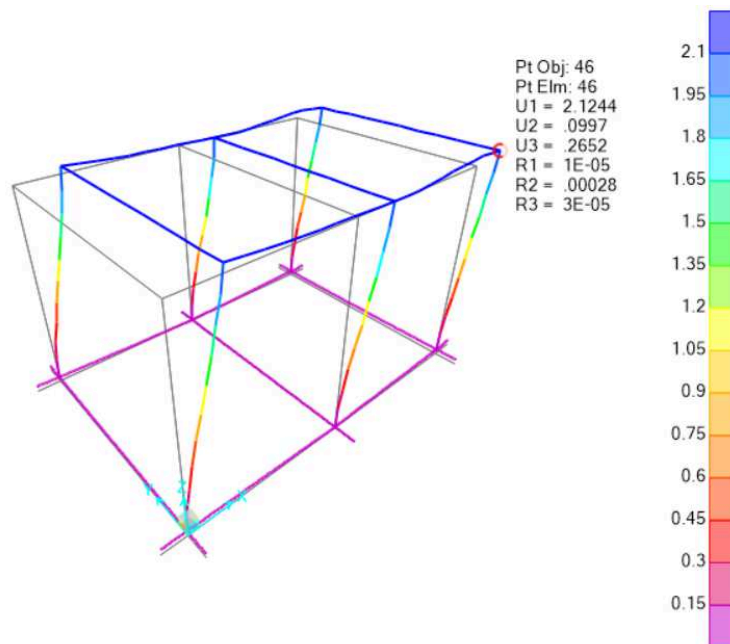
Per tenere in conto la fessurazione degli elementi in c.a., lo spostamento d_r è calcolato considerando una rigidezza allo SLE ridotta del fattore α_f definito al par. C.7.2.6 della Circolare n.7 del 2019, di seguito calcolato.

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

Sforzo normale in combinazione sismica	N	88	kN
Area della sezione di calcestruzzo	A_c	1600	cm ²
Resistenza caratteristica cubica del calcestruzzo	R_{ck}	37	N/mm ²
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	17.4	N/mm ²
Azione assiale adimensionale	$N/A_c f_{cd}$	0.032	-
Fattore di struttura	q	1.5	-
Coefficiente di fessurazione allo SLE	$\alpha_{f,SLE}$	1.000	-



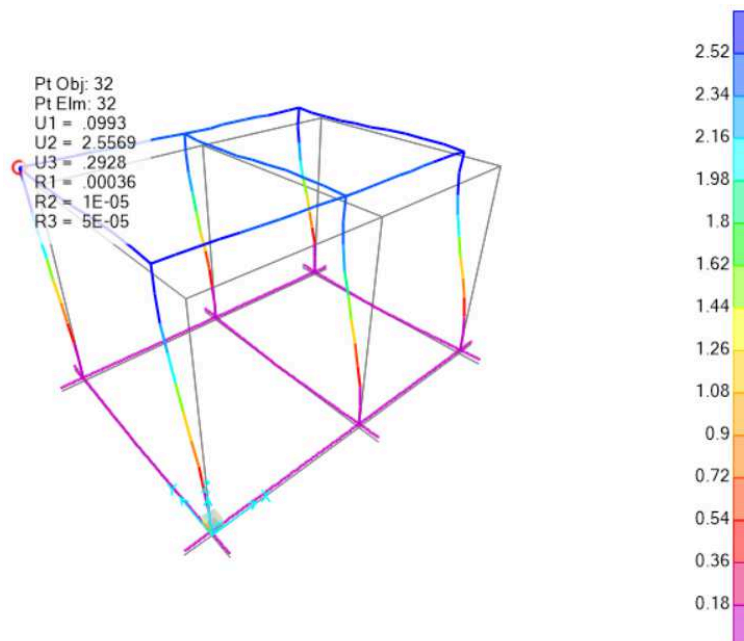
Verifica in dir. x



$d_{r,x} = 2.12 \text{ mm} < (2/3) \cdot 0.005 h = (2/3) \cdot 0.005 \cdot 3250 = 10.83 \text{ mm}$

→ *Verificato*

Verifica in dir. y



$d_{r,y} = 2.56 \text{ mm} < (2/3) \cdot 0.005 h = (2/3) \cdot 0.005 \cdot 3250 = 10.83 \text{ mm}$

→ *Verificato*

9 VERIFICA PRESSIONI SUL TERRENO

Carico limite fondazioni superficiali - Formulazione di Meyerhof (1963)

Condizioni drenate, terreno non stratificato, assenza di falda

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

Fattori di capacità portante per terreni

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

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

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

Fattori di capacità portante per rocce

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

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

$$N_\gamma = N_q + 1$$

Dati di input

Peso specifico del terreno al di sopra della fondazione	γ_1	1800 daN/m ³
Peso specifico del terreno al di sotto della fondazione	γ_2	2100 daN/m ³
Angolo di attrito interno del terreno di posa	Φ	35 °
Coesione del terreno	c	2 daN/cm ²
Tipologia di suolo di fondazione		roccia
Designazione qualità della roccia (solo fond. su roccia)	RQD	25 %
Approfondimento del piano di posa	D	1.0 m
Considerare fattori correttivi di profondità		NO
Larghezza della fondazione (lato minore)	B	1.1 m
Lunghezza della fondazione (lato maggiore)	L	16.1 m
Angolo di inclinazione del carico rispetto alla verticale	θ	0 °
Eccentricità del carico lungo la larghezza B della fondazione	eB	0 m
Eccentricità del carico lungo la lunghezza L della fondazione	eL	0 m

Dati di output

Dimensioni efficaci della fondazione per carico eccentrico	B'	1.1 m
	L'	16.1 m
Coefficiente di spinta passiva	Kp	3.69
Fattori di capacità portante <i>secondo Stagg & Zienkiewicz</i>	Nc	68.087
	Nq	50.250
	N γ	51.250
Fattori correttivi di forma	sc	1.050
	sq	1.025
	sy	1.025
Fattori correttivi di profondità	dc	1.000
	dq	1.000
	dy	1.000
Fattori correttivi di inclinazione del carico	ic	1.000
	iq	1.000
	iy	1.000
Contributo alla resistenza della coesione	c Nc sc dc ic	143.040 daN/cm ²
Contributo alla resistenza del sovraccarico	q Nq sq dq iq	9.273 daN/cm ²
Contributo alla resistenza del peso del terreno	0,5 γ_2 B' N γ sy dy iy	6.069 daN/cm ²
Carico limite fondazione-terreno	q,ult (RQD) ²	9.90 daN/cm ²
Coefficiente di sicurezza	γ_R	2.3
Carico ammissibile sul terreno	q,amm	4.30 daN/cm²

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

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

TABLE: Joint Reactions					
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	F3	σ
Text	Text	Text	Text	KN	kg/cm2
35	SLVy	Combination	Max	39.74	1.45

$$\sigma_{\max} = 1.45 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_{\text{amm}} = 4.30 \text{ daN/cm}^2$$