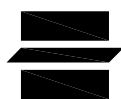


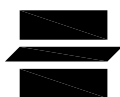
Regione Lombardia

Direzione Generale Infrastrutture, Trasporti e Mobilità sostenibile



FERROVIENORD

FNM GROUP



NORD_ING

FNM GROUP

CODICE
COMMESSA

B 3 2

LIVELLO
PROGETTAZIONE

D

D.P.R.
207/10

f

PROGRESSIVO
ELABORATO

0 0 1

CATEGORIA
OPERA

F B

NUMERO
OPERA

- -

REVISIONE

R 1

SCALA

LINEA BRESCIA- ISEO-EDOLO - COMUNE DI ROVATO IMPIANTO DI DEPOSITO E MANUTENZIONE TRENI *Progetto Definitivo*

RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURE Garitta

Revisioni		Data	Descrizione	Redatto	Controllato
	3				
	2				
	1	MAG. 2022	REVISIONE GENERALE		
	0	NOV. 2021	PRIMA EMISSIONE		

NORD_ING

NORD_ING Srl
IL DIRETTORE TECNICO
Ing. Luca Erba

FERROVIENORD

FERROVIENORD S.p.A.
DIREZIONE SVILUPPO INFRASTRUTTURA
IL DIRETTORE
Ing. Marco Mariani

Progettista



NORD_ING
FNM GROUP

PROVINCIA DEGLI INGEGNERI DELLA PROVINCIA DI LECCO
DOTT. ING. ERBA LUCA
Sez. A - Settori:
a) civile e ambientale
b) industriale
c) dell'informazione
n° A 638

Collaborazione

REDATTO

CONTROLLATO

APPROVATO

DATA

CODICE ARCHIVIO COLLABORATORE

AGG.

SOMMARIO

1. INTRODUZIONE	4
1.1. Generalità	4
1.2. Descrizione della struttura	4
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
2.1. Norme generali	7
2.2. Norme sismiche	7
2.3. Eurocodici	7
2.4. Istruzioni ferroviarie	8
2.5. Altre norme	8
3. BIBLIOGRAFIA.....	8
4. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE	8
4.1. Vita nominale di progetto	9
4.2. Classe d'uso e periodo di riferimento	9
5. MATERIALI.....	9
5.1. Calcestruzzo.....	9
5.1.1. <i>Magroni</i>	9
5.1.2. <i>Travi di fondazione</i>	10
5.1.3. <i>Elevazioni gettate in opera</i>	10
5.2. Acciaio	11
5.2.1. <i>Acciaio in tondo da c.a.</i>	11
5.2.2. <i>Reti</i>	11
6. GEOTECNICA E SISMICITA' DEL SITO	12
6.1. Stratigrafia	12
6.2. Falda	12
6.3. Categoria di sottosuolo	12

6.4. Categoria topografica	13
7. CRITERI DI CALCOLO.....	13
7.1. Codici di calcolo	14
7.2. Verifiche di resistenza	14
7.2.1. <i>Verifiche allo stato limite ultimo.....</i>	<i>14</i>
7.2.2. <i>Verifiche agli stati limite di esercizio: calcestruzzo.....</i>	<i>15</i>
8. COMBINAZIONE DELLE AZIONI	17
8.1. Combinazioni per gli stati limiti ultimi.....	17
8.2. Combinazioni per gli stati limiti ultimi connessi al sisma	17
8.3. Combinazioni per gli stati limiti di esercizio	18
8.4. Coefficienti parziali di sicurezza	18
8.5. Coefficienti di combinazione	19
9. AZIONI SULLE COSTRUZIONI.....	20
9.1. Pesi propri dei materiali strutturali	20
9.2. Carichi permanenti non strutturali.....	20
9.3. Azioni variabili verticali.....	21
9.3.1. <i>Ambienti interni</i>	<i>21</i>
9.4. Azione del vento	21
9.5. Azione della neve.....	25
9.6. Azione sismica	26
9.6.1. <i>Spettro SLV e parametri di definizione.....</i>	<i>29</i>
9.6.2. <i>Comportamento strutturale, fattore di comportamento, tipo di analisi e di struttura</i>	<i>30</i>
10. ANALISI E MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA	31
10.1. Modellazione agli EF della struttura.....	31
10.2. Periodi e masse partecipanti	35
10.2.1. <i>Masse Partecipanti</i>	<i>35</i>
11. SOLLECITAZIONI RISULTANTI E VERIFICHE SOLETTA DI COPERTUTA	37
11.1. Verifiche agli SLU e in condizioni sismiche	38
11.2. Verifiche agli SLE.....	48
12. SOLLECITAZIONI RISULTANTI E VERIFICHE PILASTRI	50

12.1. Verifiche agli SLU e in condizioni sismiche	51
12.2. Verifiche agli SLE.....	63
13. ANALISI; SOLLECITAZIONI RISULTANTI E VERIFICHE FONDAZIONI.....	65
13.1. Criteri di calcolo e analisi.....	65
13.1.1. <i>Capacità portante terreno-fondazione</i>	65
13.1.2. <i>Verifiche di stabilità</i>	67
13.2. Criteri di progettazione e verifica	67
13.3. SLU di Tipo Geotecnico (GEO)	70
13.4. SLU di Tipo Strutturale (STRU).....	79
13.5. SLE di Tipo Strutturale	86

1. INTRODUZIONE

1.1. Generalità

La presente Relazione di calcolo interessa il dimensionamento e la verifica delle opere in conglomerato cementizio armato relative alla garitta del nuovo impianto di manutenzione rotabili, localizzato in corrispondenza della stazione di Rovato FN e del relativo parco, nell'ambito del progetto "H2IseO".

Il nuovo impianto sarà destinato alla manutenzione dei nuovi treni alimentati ad idrogeno, per il servizio di trasporto regionale passeggeri sulla tratta ferroviaria Brescia-Iseo-Edolo; la garitta oggetto della presente relazione costituisce la guardiola di sorveglianza degli accessi in corrispondenza dell'ingresso principale all'impianto.

1.2. Descrizione della struttura

La garitta ha dimensioni in pianta di 8.06 x 2.75 m, e altezza netta di piano pari a 3m. La soletta di copertura presenta aggetti rispetto ai muri di tamponamento realizzati in blocchi di calcestruzzo e ha una dimensione in pianta di 9.76m x 4.45m. Il manufatto di cui trattasi è una struttura in c.a. costituita da travi di fondazione a T rovescia, pilastri aventi sezione 25x30 cm e soletta piena di spessore 25cm.

Nelle figure seguenti sono mostrate alcune piante e sezioni della guardiola tratte dagli elaborati architettonici di progetto.

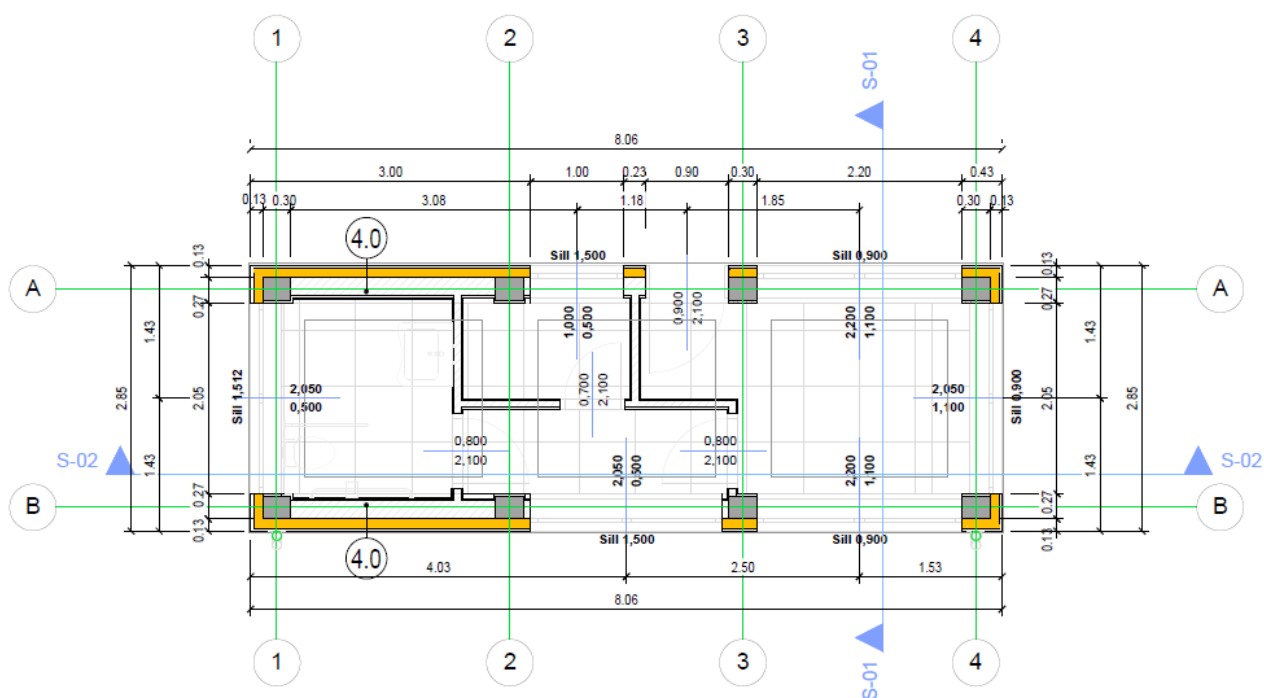


Figura 1 – Pianta piano terra

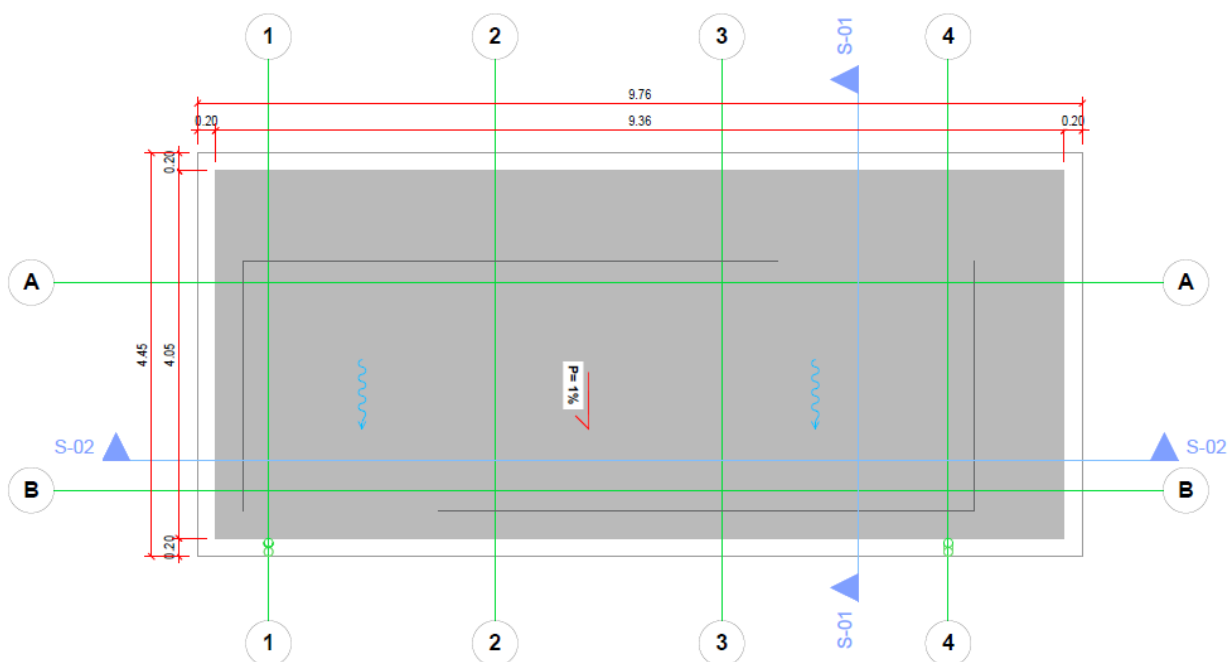


Figura 2 – Pianta piano copertura

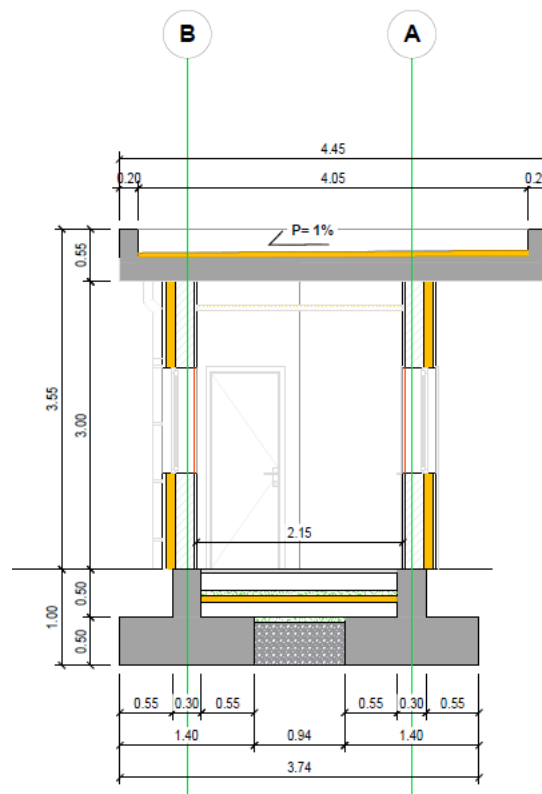


Figura 3 – Sezione Trasversale S-01

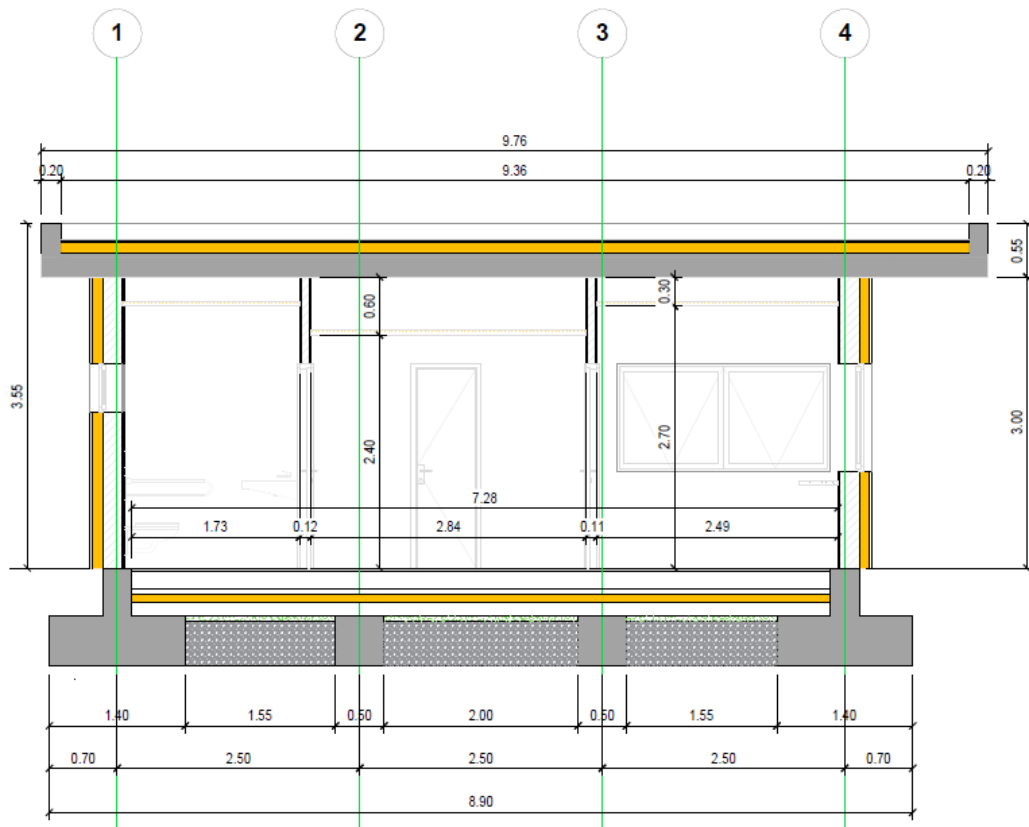


Figura 4 – Sezione Longitudinale S-02

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il progetto è stato sviluppato nell'osservanza della vigente normativa tecnica facendo riferimento, qualora necessario, anche alle normative precedentemente vigenti, in particolare:

2.1. Norme generali

- Legge 5 novembre 1971, n. 1086 “Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica”.
- Ministero delle Infrastrutture. Decreto ministeriale 17 gennaio 2018 “Nuove Norme tecniche per le costruzioni 2018”.
- Circolare 21 gennaio 2019 n.7 “Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018”.
- UNI EN 1991-3:2006 “Eurocodice 1 – Azioni sulle strutture – Parte 3: Azioni indotte da gru e macchinari”
- UNI EN 1993-6:2007 “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 6: Strutture per apparecchi di sollevamento”
- UNI EN 1993-1-5:2006/A2:2019 “Eurocodice 3 – Progettazione delle strutture di acciaio – Parte 1-5: Elementi strutturali a lastra”

2.2. Norme sismiche

- Ordinanza del Presidente del Consiglio n°3274 del 20 marzo 2003, e allegati “Normativa tecnica per le costruzioni in zona sismica e connessa classificazione sismica del territorio nazionale”.
- Dipartimento della Protezione Civile – Ufficio servizio Sismico Nazionale “Nota esplicativa dell’ordinanza del Presidente del Consiglio dei ministri n.3274 del 20 marzo 2003” datata 4 giugno 2003.

2.3. Eurocodici

- EUROCODICE 1 Azioni sulle strutture.
- EUROCODICE 2 Progettazione delle strutture in calcestruzzo.
- EUROCODICE 3 Progettazione delle strutture in acciaio.
- EUROCODICE 4 Progettazione delle strutture composte acciaio-calcestruzzo.
- EUROCODICE 7 Progettazione geotecnica.

- EUROCODICE 8 indicazioni progettuali per la resistenza sismica delle strutture.

2.4. Istruzioni ferroviarie

- RFI DTC INC CS SP IFS 001 A “Specifica per la progettazione geotecnica delle opere civili ferroviarie”
- RFI DTC INC PO SP IFS 00S A “Specifica per la progettazione e l’esecuzione dei ponti ferroviari e di altre opere minori sotto binario”
- RFI DTC INC PO SP IFS 002 A “Specifica per la progettazione e l’esecuzione di cavalcavia e passerelle pedonali sulla sede ferroviaria”

2.5. Altre norme

- UNI EN 1090-1:2012 “Esecuzione di strutture di acciaio e di alluminio - Parte 1: Requisiti per la valutazione di conformità dei componenti strutturali”

3. BIBLIOGRAFIA

- “Guida all’uso dell’Eurocodice 2 – Progetto strutturale di edifici civili ed industriali in calcestruzzo armato, Vol. II” Associazione Italiana Calcestruzzo Armato e Precompresso, Edizione pubblicazione
- Migliacci A., Mola F. Progetto agli stati limite di strutture in cemento armato, Ed. Masson, 1998
- “Fondazioni” Renato Lancellotta, José Calavera – McGraw-Hill Libri Italia

4. SICUREZZA E PRESTAZIONI ATTESE

In generale, la vita utile di progetto di una struttura è intesa come il periodo di tempo nel quale la struttura, purché soggetta a manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo al quale è destinata. In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di eventuale collasso dell’opera, le costruzioni sono suddivise in classi d’uso. Le azioni sismiche sono valutate in relazione al periodo di riferimento V_R che si ricava per ciascuna costruzione moltiplicando la vita nominale V_N per il coefficiente d’uso C_U in funzione della classe d’uso di appartenenza dell’opera.

4.1. Vita nominale di progetto

Con riferimento alla Tab. 2.4.I NTC, e per tutti gli interventi in progetto, si considera un Tipo di costruzione **2** a cui corrisponde una Vita nominale di **50** anni.

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di V_N (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

4.2. Classe d'uso e periodo di riferimento

Con riferimento al § 2.4.2 NTC, , e per tutti gli interventi in progetto, si considera una Classe d'uso **II** (Costruzioni il cui uso prevede normali affollamenti). Il Coefficiente d'uso per quanto di cui alla Tab. 2.4.II NTC assume pertanto un valore pari a **1.0** e il periodo di riferimento è conseguentemente di **50** anni.

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

5. MATERIALI

Per la realizzazione dell'opera è previsto l'impiego dei materiali meglio elencati nel seguito. Per quanto qui non espressamente citato si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

5.1. Calcestruzzo

5.1.1. Magroni

CALCESTRUZZO MAGRO	X0	C12/15	S4
Condizioni ambientali	Ordinarie		
Dimensione massima aggregati	d _{max}	20	mm

5.1.2. Travi di fondazione

CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA	XC2	C28/35	S4
Condizioni ambientali	Ordinarie		
Classe di abbassamento al cono	Slump	da 160 a 210	mm
Massimo diametro barre da c.a.	Φ_{max}	32	mm
Dimensione massima aggregati	d_{max}	32	mm
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	35	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	29,05	MPa
Resistenza media cilindrica	f_{cm}	37,05	MPa
Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	2,83	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	1,98	MPa
Modulo elastico	E_{cm}	32588	MPa
Coefficiente di Poisson	ν	0/0,2	ad
Coefficiente di dilatazione termica	α	$10 \cdot 10^{-6}$	1/°C
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	16,46	MPa
Tensione max. di compressione SLE rara	σ_{c_rara}	17,43	MPa
Tensione max. di compressione SLE quasi permanente	σ_{c_qp}	13,07	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1,32	MPa
Resistenza tangenziale di aderenza	f_{bd}	2,98	MPa
Tensione max. a trazione in esercizio	σ_{ct_ese}	2,36	MPa

5.1.3. Elevazioni gettate in opera

CALCESTRUZZO PER GETTI IN OPERA	XC4	C32/40	S4
Condizioni ambientali	Aggressive		
Classe di abbassamento al cono	Slump	da 160 a 210	mm
Massimo diametro barre da c.a.	Φ_{max}	32	mm
Dimensione massima aggregati	d_{max}	20	mm
Resistenza caratteristica cubica	R_{ck}	40	MPa
Resistenza caratteristica cilindrica	f_{ck}	33.20	MPa
Resistenza media cilindrica	f_{cm}	41.20	MPa
Resistenza media a trazione semplice	f_{ctm}	3.10	MPa
Resistenza caratteristica a trazione	f_{ctk}	2.17	MPa
Modulo elastico	E_{cm}	33643	MPa
Coefficiente di Poisson	ν	0/0,2	ad
Coefficiente di dilatazione termica	α	$10 \cdot 10^{-6}$	1/°C
Resistenza di calcolo a compressione	f_{cd}	18.81	MPa
Tensione max. di compressione SLE rara	σ_{c_rara}	19.92	MPa
Tensione max. di compressione SLE quasi permanente	σ_{c_qp}	14.94	MPa
Resistenza di calcolo a trazione	f_{ctd}	1.45	MPa
Resistenza tangenziale di aderenza	f_{bd}	3.25	MPa
Tensione max. a trazione in esercizio	σ_{ct_ese}	2.58	MPa

5.2. Acciaio

5.2.1. Acciaio in tondo da c.a.

ACCIAIO PER CEMENTO ARMATO		B 450	C
È ammesso esclusivamente l'impiego di acciai saldabili qualificati secondo le procedure di cui alle vigenti NTC e controllati con le modalità riportate nelle stesse			
Densità	ρ	78.50	kN/m ³
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	≥ 540	MPa
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	≥ 450	MPa
Allungamento	$(A_{gt})_k$	$\geq 7,5$	%
Caratteristiche di duttilità	$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15 < 1,35$	-
	$(f_y/f_{y0m})_k$	$\leq 1,25$	-
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	MPa
Tensione massima in esercizio	f_{yd}	360	MPa
Modulo elastico	E_s	210000	MPa
Limitazione sui diametri	Φ_{barre}	$\geq 6 < 40$	mm
Acciai forniti in rotoli	Φ_{rotoli}	≤ 16	mm

5.2.2. Reti

RETI E TRALICCI ELETTRICALI		B 450	C
Densità	ρ	78.50	kN/m ³
Tensione caratteristica di rottura	f_{tk}	≥ 540	MPa
Tensione caratteristica di snervamento	f_{yk}	≥ 450	MPa
Allungamento	$(A_{gt})_k$	$\geq 7,5$	%
Caratteristiche di duttilità	$(f_t/f_y)_k$	$\geq 1,15 < 1,35$	-
	$(f_y/f_{y0m})_k$	$\leq 1,25$	-
Resistenza di calcolo	f_{yd}	391	MPa
Massimo interasse delle barre	f_{yd}	330	mm
Modulo elastico	E_s	210000	MPa
Limitazione sui diametri	Φ_{barre}	$\geq 6 < 16$	mm
Rapporto tra i diametri	Φ_{rotoli}	$\geq 0,6$	-

6. GEOTECNICA E SISMICITA' DEL SITO

Gli aspetti geologici/geotecnici sono compendati nella relazione redatta all'uopo da Tecnostudio per conto di Nord_Ing che, con la presente, costituisce parte integrante della documentazione progettuale.

6.1. Stratigrafia

Da quanto espresso si evince per il terreno oggetto di intervento una stratigrafia che consta di tre unità litotecniche principali riconoscibili. Seguono le proprietà di interesse strato per strato impiegate nelle calcolazioni:

Profondità [m]	Tipologia	ϕ [°]	E [MPa]	γ [KN/m ³]	γ_s [KN/m ³]	$V_{s,eq}$ [m/s]
0,00 – 1,00	Ghiaia sabbiosa	34	36	18,5	21	274
1,00 – 2,50	Sabbia debolmente limosa	28	12,5	17,5	18,8	
2,50 – 20,00	Ghiaia sabbiosa	36	60	20	21	

Categoria di sottosuolo: B

Categoria topografica: T1

6.2. Falda

La falda è presente a una profondità superiore a 20m da p.c.

6.3. Categoria di sottosuolo

Come si evince dalla relazione geologica/geotecnica allegata alla presente e con riferimento alla Tab. 3.2.II NTC riportata in calce la categoria di sottosuolo è di tipo **B**.

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

6.4. Categoria topografica

Dalla Tab. 3.2.III NTC riportata in calce si desume una categoria topografica di tipo **T1** (Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$).

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15^\circ$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15^\circ$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30^\circ$

7. CRITERI DI CALCOLO

La presente relazione strutturale di calcolo illustra il progetto nei suoi aspetti generali. Essa comprende solo una parte dei calcoli strutturali: le verifiche non riportate nella presente sono state condotte analogamente a quelle descritte e risultano disponibili nelle minute di studio. Lo studio delle strutture è stato condotto secondo i metodi della scienza delle costruzioni supponendo i materiali elastici, omogenei ed isotropi. La ricerca dei parametri di sollecitazione è stata fatta secondo le disposizioni di carico più gravose avvalendosi di codici di calcolo automatico per l'analisi strutturale. Le verifiche di resistenza delle sezioni sono state eseguite secondo il metodo semiprobabilistico agli stati limite. I coefficienti di sicurezza adottati sui materiali, secondo normativa vigente, sono assunti pari a:

- Opere in cemento armato

Stato limite	Acciaio γ_s	Calcestruzzo γ_c
--------------	--------------------	-------------------------

ultimo	1.15	1.50 per c.a. normale
di esercizio	1.00	1.00

In considerazione dei problemi in studio, caratterizzati da piccoli spostamenti e tensioni inferiori ai limiti elastici dei materiali, si è ritenuto sufficiente adottare una schematizzazione della geometria e dei materiali di tipo lineare con leggi elastiche e isotrope ed omogenee.

7.1. Codici di calcolo

Tutti i codici di calcolo automatico utilizzati per il calcolo e la verifica delle strutture e la redazione della presente relazione di calcolo sono di sicura ed accertata validità e sono stati impiegati conformemente alle loro caratteristiche.

- L'analisi delle strutture tridimensionali, il calcolo delle sollecitazioni agenti sui singoli elementi strutturali modellati e le relative verifiche sono condotti utilizzando il codice **Midas Gen** prodotto da MIDAS IT Information Technology Co. Ltd Korea e distribuito in Italia da Harpaceas s.r.l. dotato di regolare licenza d'uso. Per la descrizione degli elementi finiti in uso, le convenzioni adottate e l'interpretazione dei risultati ottenuti si rimanda al manuale del software.
- Le verifiche sezionali delle sezioni in c.a. sono condotte utilizzando i **fogli di calcolo** redatti e testati dallo scrivente e/o il programma VcaSlu-“Sezione generica in C.A e C.A.P., VERIFICHE A PRESSO-FLESSIONE, Stato Limite Ultimo - Metodo n” - versione 7.5-16 Giugno 2009, sviluppato by Prof. Piero Gelfi, free distribution;
- Le verifiche geotecniche sono condotte utilizzando **fogli di calcolo** testati dallo scrivente.

7.2. Verifiche di resistenza

Le verifiche delle sezioni più sollecitate sono state condotte seguendo le prescrizioni del D.M. 17/01/2018 e relativa Circolare esplicativa.

7.2.1. Verifiche allo stato limite ultimo

Si è verificato che il valore di progetto degli effetti delle azioni, ovvero delle sollecitazioni flettenti M_{Ed} sia minore dei corrispondenti momenti resistenti M_{Rd} delle sezioni di progetto. La verifica di resistenza delle sezioni nei vari elementi strutturali viene condotta tenendo conto delle condizioni

più gravose che si individuano dall'involuppo delle sollecitazioni agenti nelle diverse combinazioni di carico. Le combinazioni e i coefficienti moltiplicativi delle singole azioni vengono definiti in base a quanto indicato nel D.M. 17 gennaio 2018. Per quanto concerne le membrature in acciaio vale quanto previsto nel § 4.2.4.1 NTC.

7.2.2. Verifiche agli stati limite di esercizio: calcestruzzo

7.2.2.1. Condizioni ambientali

Per garantire la durabilità delle strutture in calcestruzzo armato ordinario, esposte all'azione dell'ambiente, si devono adottare provvedimenti atti a limitare gli effetti di degrado indotti dall'attacco chimico, fisico e derivante dalla corrosione delle armature e dai cicli di gelo e disgelo. Al fine di ottenere la prestazione richiesta in funzione delle condizioni ambientali, nonché per la definizione della relativa classe, si fa riferimento alle indicazioni contenute nelle Linee Guida sul calcestruzzo strutturale edite dal Servizio Tecnico Centrale del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici ovvero alle norme UNI EN 206-1:2006 e UNI 11104:2004. Per le opere trattate nella presente relazione si adotta quanto segue:

Travi di fondazione: Classe di esposizione XC2

Elevazioni: Classe di esposizione XC4-XF2

In ragione di ciò e per quanto previsto dalle NTC nella Tab. 4.1.III si evince che:

- per le travi di fondazione presenti trattasi di condizioni ambientali "ordinarie"
- per gli elementi in c.a. in elevazione trattasi di condizioni ambientali "aggressive"

7.2.2.2. Verifiche allo stato limite di fessurazione

La Tab. 4.1.IV NTC riportata in calce indica i criteri di scelta dello stato limite di fessurazione con riferimento sia al tipo di armatura che alle condizioni ambientali:

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Armatura			
			Sensibile		Poco sensibile	
			Stato limite	w_k	Stato limite	w_k
A	Ordinarie	frequente	apertura fessure	$\leq w_2$	apertura fessure	$\leq w_3$
		quasi permanente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
B	Aggressive	frequente	apertura fessure	$\leq w_1$	apertura fessure	$\leq w_2$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$
C	Molto aggressive	frequente	formazione fessure	-	apertura fessure	$\leq w_1$
		quasi permanente	decompressione	-	apertura fessure	$\leq w_1$

Lo stato limite considerato per i vari elementi strutturali è pertanto il seguente:

- per i **travi in c.a. di fondazione** trattasi di “apertura delle fessure” per armature “poco sensibili” nelle combinazioni frequente e quasi permanente;
- per gli elementi di **elevazione in c.a. gettato in opera** trattasi di “apertura delle fessure” per armature “poco sensibili” nelle combinazioni frequente e quasi permanente;

In ottemperanza al § 4.1.2.2.4 punto c) delle NTC, vale quanto segue:

$$w_1 = 0.2 \text{ mm}$$

$$w_2 = 0.3 \text{ mm}$$

$$w_3 = 0.4 \text{ mm}$$

7.2.2.3. Copriferri e interferri

Al fini di preservare le armature dai fenomeni di aggressione ambientale, dovrà essere previsto un idoneo copriferro per gli elementi in calcestruzzo armato. Il suo valore, misurato tra la parete interna del cassero e la generatrice dell’armatura metallica più prossima, individua il cosiddetto “copriferro nominale” ed è determinato secondo quanto di cui al § 4.1.6.1.3 NTC. Segue la determinazione analitica dei copriferri in progetto per le varie tipologie di elementi in ottemperanza a quanto previsto nella Tab. C.4.1.IV della Circ. 7/2019 sotto riportata:

			barre da c.a. elementi a piastra		barre da c.a. altri elementi		cavi da c.a.p. elementi a piastra		cavi da c.a.p. altri elementi	
C_{min}	C_o	ambiente	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$	$C \geq C_o$	$C_{min} \leq C < C_o$
C25/30	C35/45	ordinario	15	20	20	25	25	30	30	35
C30/37	C40/50	aggressivo	25	30	30	35	35	40	40	45
C35/45	C45/55	molto ag.	35	40	40	45	45	50	50	50

Per le travi di fondazione si ottiene il seguente valore minimo:

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	VN	<100 anni	
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.7/19)	elemento	Altro c.a.	
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	Ordinarie	
Modalità di getto dell'elemento	getto	Opera	
Classe di resistenza del calcestruzzo	C_{fck}/R_{ck}	C28/35	MPa
Tolleranze di posa (Valore consigliato EC2 4.4.1.3 = 10 mm)	toll	10	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.7/19)	c	35	mm

Si adotta un copriferro pari a **35 mm**.

Per le elevazioni gettate in opera (soletta di copertura) si ottiene:

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	VN	<100 anni	
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.7/19)	elemento	Piastra c.a.	
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	Aggressive	
Modalità di getto dell'elemento	getto	Opera	
Classe di resistenza del calcestruzzo	C _{fdk} /R _{ck}	C32/40	MPa
Tolleranze di posa (Valore consigliato EC2 4.4.1.3 = 10 mm)	toll	5	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.7/19)	c	35	mm

Si adotta un copriferro minimo pari a **35mm**

Per le elevazioni gettate in opera (pilastri) si ottiene il seguente valore minimo:

Vita nominale (Tab. 2.4.I NTC)	VN	<100 anni	
Tipologia di elemento da verificare (Tab. C4.1.IV Circ.7/19)	elemento	Altro c.a.	
Condizioni ambientali (Tab. 4.1.III NTC)	cond. amb.	Aggressive	
Modalità di getto dell'elemento	getto	Opera	
Classe di resistenza del calcestruzzo	C _{fdk} /R _{ck}	C32/40	MPa
Tolleranze di posa (Valore consigliato EC2 4.4.1.3 = 10 mm)	toll	10.0	mm
Copriferro nominale (C4.1.6.1.3 Circ.7/19)	c	35	mm

Si adotta un copriferro minimo pari a **40mm**

8. COMBINAZIONE DELLE AZIONI

Ai fini delle verifiche agli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

8.1. Combinazioni per gli stati limiti ultimi

Per le verifiche agli stati limite ultimi SLU si adottano le combinazioni del tipo:

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

dove:

G_1 = valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali

G_2 = valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali

P = pretensione e precompressione

Q_{kj} = azioni variabili della combinazione con $j=1$ per l'azione dominante

γ_{Gi} = coefficienti parziali per i carichi permanenti/permanenti non strutturali nelle verifiche SLU

γ_{Qi} = coefficienti parziali per i carichi variabili nelle verifiche SLU

γ_P = coefficiente parziale della precompressione nelle verifiche SLU

ψ_{0i} = coefficiente di combinazione

8.2. Combinazioni per gli stati limiti ultimi connessi al sisma

Per le verifiche agli stati limite ultimi connesse all'azione sismica si adottano combinazioni del tipo:

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

dove:

E = azione sismica

G₁ = valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali

G₂ = valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali

P = pretensione e precompressione

Q_{kj} = azioni variabili della combinazione con j=1 per l'azione dominante

ψ_{0i} = coefficiente di combinazione

8.3. Combinazioni per gli stati limiti di esercizio

Per le verifiche agli stati limite di esercizio SLE si adottano combinazioni del tipo:

G₁ + G₂ + P + Q_{k1} + ψ₀₂·Q_{k2} + ψ₀₃·Q_{k3} + ... SLE rara

G₁ + G₂ + P + ψ₁₁·Q_{k1} + ψ₂₂·Q_{k2} + ψ₂₃·Q_{k3} ... SLE frequente

G₁ + G₂ + P + ψ₂₁·Q_{k1} + ψ₂₂·Q_{k2} + ψ₂₃·Q_{k3} ... SLE quasi permanente

dove:

G₁ = valore caratteristico delle azioni permanenti strutturali

G₂ = valore caratteristico delle azioni permanenti non strutturali

P = pretensione e precompressione

Q_{kj} = azioni variabili della combinazione con j=1 per l'azione dominante

ψ_{ji} = coefficiente di combinazione

8.4. Coefficienti parziali di sicurezza

I valori considerati per i coefficienti parziali di sicurezza sono desunti dalle Tab. 2.6.I e 5.2.V NTC sotto riportate. In particolare:

		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 _{Qi}	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.

Coefficiente			EQU ⁽¹⁾	A1	A2
Azioni permanenti	favorevoli	γ_{G1}	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,10	1,35	1,00
Azioni permanenti non strutturali ⁽²⁾	favorevoli	γ_{G2}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Ballast ⁽³⁾	favorevoli	γ_B	0,90	1,00	1,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Azioni variabili da traffico ⁽⁴⁾	favorevoli	γ_Q	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,45	1,45	1,25
Azioni variabili	favorevoli	γ_{Qi}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevoli		1,50	1,50	1,30
Precompressione	favorevole	γ_P	0,90	1,00	1,00
	sfavorevole		1,00 ⁽⁵⁾	1,00 ⁽⁶⁾	1,00
Ritiro, viscosità e cedimenti non imposti appositamente	favorevole	γ_{Ced}	0,00	0,00	0,00
	sfavorevole		1,20	1,20	1,00

8.5. Coefficienti di combinazione

I valori dei coefficienti di combinazione sono desunti dalla Tab. 2.5.I e 5.2.VI NTC sotto riportate. In particolare:

Categoria/Azione variabile	Ψ_{0j}	Ψ_{1j}	Ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6

Azioni		Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2
Azioni singole	Carico sul rilevato a tergo delle spalle	0,80	0,50	0,0
da traffico	Azioni aerodinamiche generate dal transito dei convogli	0,80	0,50	0,0
	gr_1	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
Gruppi di	gr_2	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	-
carico	gr_3	0,80 ⁽²⁾	0,80 ⁽¹⁾	0,0
	gr_4	1,00	1,00 ⁽¹⁾	0,0
Azioni del vento	F_{Wk}	0,60	0,50	0,0
Azioni da	in fase di esecuzione	0,80	0,0	0,0
neve	SLU e SLE	0,0	0,0	0,0
Azioni termiche	T_k	0,60	0,60	0,50

9. AZIONI SULLE COSTRUZIONI

Si fa espressamente riferimento a quanto previsto nei §§ 3.1 e 5.2 NTC.

9.1. Pesi propri dei materiali strutturali

Per la determinazione dei pesi propri strutturali dei più comuni materiali possono essere assunti i valori dei pesi dell'unità di volume riportati nel Tab. 3.1.I NTC. In particolare:

Calcestruzzo ordinario	24.0 kN/m ³
Calcestruzzo armato (e/o precompresso)	25.0 kN/m ³
Acciaio	78.5 kN/m ³

9.2. Carichi permanenti non strutturali

Sono considerati carichi permanenti non strutturali i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della costruzione. Essi devono essere valutati sulla base delle dimensioni effettive delle opere e dei pesi di unità di volume dei materiali costituenti. In particolare:

Copertura:

Cappa in calcestruzzo sp. medio 5 cm	1.02 kN/m ²
Pacchetto di finiture in copertura	0.50 kN/m ²
Isolante	0.10 kN/m ²
Controsoffitto	0.30 kN/m ²
Impianti	0.10 kN/m ²
Totale	2.20 kN/m ²
Carico applicato	2.20 kN/m

Pareti di tamponamento

Cartongesso sp. 1.5cm	0.2 kN/m ²
Blocchi in calcestruzzo sp. 20cm	2.4 kN/m ²
Isolante sp. 10cm	0.1 kN/m ²
Cartongesso sp. 2cm	0.3 kN/m ²
Piastrelle	0.5 kN/m ²
Totale	3.5 kN/m ² · 3.0 = 10.5 kN/m

Carico applicato**11 KN/m**

Il carico applicato è stato amplificato in quanto la muratura, date le sue dimensioni, presenterà elementi di rinforzo in calcestruzzo.

9.3. Azioni variabili verticali**9.3.1. Ambienti interni**

I carichi variabili comprendono i carichi legati alla destinazione d'uso dell'opera, come definito dalla Tab. 3.1.II delle NTC 2018.

Nel caso in esame il solaio al piano terra non scarica ne sui pilastri ne sulle opere di fondazione e pertanto tali carichi variabile non sono stati presi in considerazione nel calcolo.

9.4. Azione del vento

Il vento, la cui direzione si considera orizzontale, esercita sulle costruzioni azioni che variano nel tempo e nello spazio provocando, in generale, effetti dinamici. Per le costruzioni usuali come quelle in oggetto tali azioni sono convenzionalmente ricondotte alle azioni statiche equivalenti definite al § 3.3.3 NTC. In particolare, in ottemperanza a quanto di cui al § 3.3 NTC si determina quanto segue.

Il carico provocato dal vento è stato valutato mediante la seguente espressione:

$$p = q_b \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

Nell'ambito della normativa vigente il sito in oggetto presenta le seguenti caratteristiche:

zona geografica	1
categoria di esposizione	II
classe di rugosità	D
$v_b = v_{b,0}$	25 m/s
a_0	1000
ρ	1.25 kg/m ³
$q_b = \frac{\rho v_b^2}{2}$	0.39 KN/m ²

Calcolo del coefficiente di esposizione:

$$c_e(z) = k_r^2 c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \quad \text{per} \quad z \geq z_{\min}$$

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

$$k_r = 0.19$$

$$c_t = 1$$

$$z_{\min} = 4 \text{ m}$$

$$z_0 = 0.05 \text{ m}$$

$$c_d = 1$$

Azione del vento secondo NTC2018

Dati di Input

Stazione FNM	Rovato FN	-
Luogo dove sorge l'opera	Lombardia	-
Zona	1	-
Quota s.l.m. dove sorge l'opera - a_s	160	m
Periodo di ritorno - T_R	50	anni
Classe di rugosità del terreno	D	-
Categoria di esposizione	II	-
Altezza dal suolo dell'opera - z	13.55	m

Dati di Output

Velocità base di riferimento a livello del mare - v_{b0}	25	m/s
Altitudine di riferimento - a_0	1000	m
Coefficiente - k_s	0,40	-
Coefficiente di altitudine - c_a	1	-
Velocità base di riferimento - $v_b = v_{b0} \cdot c_a$	25,0	m/s
Coefficiente di ritorno - c_r	1,00	-
Velocità di riferimento - $v_r = v_b \cdot c_r$	25,0	m/s
Densità dell'aria - ρ	1,25	kg/mc
Pressione cinetica di riferimento - q_r	391,2	N/mq
Coefficiente - K_r	0,19	-
Altezza di base dal suolo - z_0	0,05	m
Altezza minima dal suolo - z_{\min}	4	m
Coefficiente di topografia - c_t	1	-
Coefficiente di esposizione - c_e	1,80	-
Coefficiente dinamico - c_d	1	-
Coefficiente di attrito - c_f	0	-

Pressione del vento	0.70	kN/mq
----------------------------	-------------	--------------

Il coefficiente di forma c_p (o coefficiente aerodinamico o coefficiente di pressione) e la conseguente pressione esercitata dal vento, sono calcolati in modo dettagliato a seguire.

Azione del vento sulla copertura

Il coefficiente di forma c_p (o coefficiente aerodinamico) si è assunto in accordo alle "Istruzioni per l'applicazione dell' «Aggiornamento delle 'Norme Tecniche per le Costruzioni'» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018", come indicato nel paragrafo "C.3.3.8.1.2 Coperture piane"

Nel caso in esame l'inclinazione è pari a 0° . Lo Schema di riferimento per la valutazione dei coefficienti di pressione per le coperture piane è mostrato in **Figura 5**.

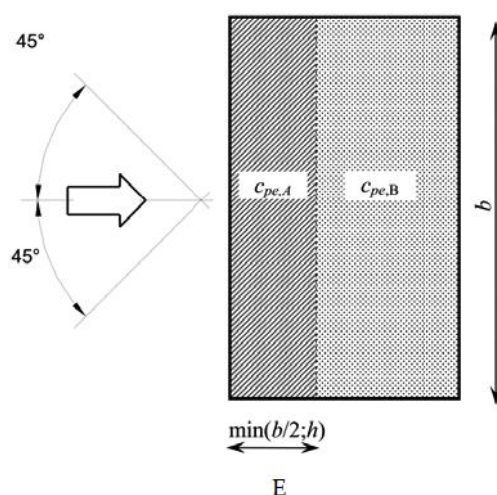


Figura 5 - Schema di riferimento per coperture piane

I coefficienti globali c_{pe} da assumere per un edificio a pianta rettangolare con copertura piana sono riportati in Tabella C.3.3.III.

Tabella C3.3.III - Edifici rettangolari: c_{pe} per coperture piane.

Fascia sopravento di profondità pari al minimo tra $b/2$ e h :	$c_{pe,A} = -0,80$
Restanti zone	$c_{pe,B} = \pm 0,20$

Per la fascia sopravento si avrà quindi:

$$c_{pe,A} = -0.80$$

Per la restanti zone si avrà quindi:

$$c_{pe,B} = \pm 0.2$$

Cautelativamente sia assume per la fascia sopravvento il coefficiente $c_{pe,A}$ su tutta la copertura. Pertanto, il carico da vento sulla copertura vale:

Zona Sopravento:

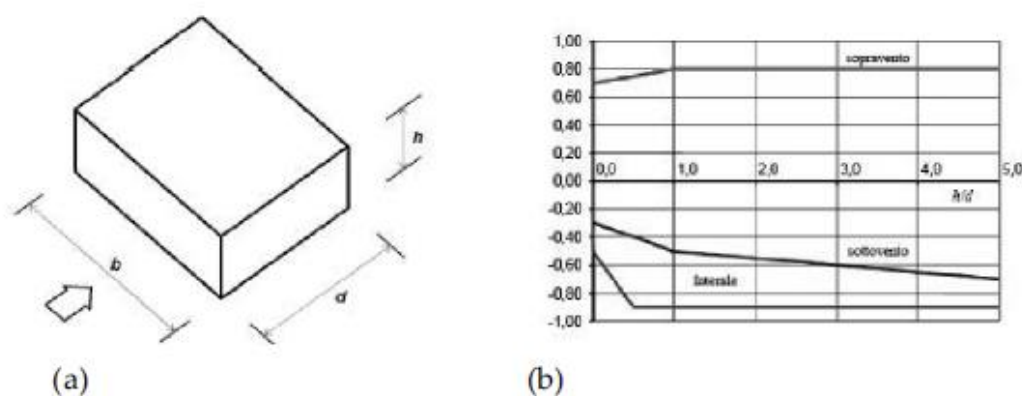
$$q_{\text{vento}-} = q_b \cdot c_e \cdot C_{p-} \cdot c_d = -0.56 \text{ KN/m}^2$$

Zona Sottovento:

$$q_{\text{vento}+} = q_b \cdot c_e \cdot C_{p+} \cdot c_d = +0.14 \text{ KN/m}^2$$

Azione del vento sulle pareti

Per quanto riguarda l'azione del vento agente sulle pareti occorre fare riferimento al paragrafo "C.3.3.8.1. Pareti Verticali". Lo Schema di riferimento per la valutazione dei coefficienti di pressione per le pareti è mostrato in **Figura 6**.



a) Parametri caratteristici di edifici a pianta rettangolare,
b) Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali

Figura 6 - Schema di riferimento pareti verticali

I coefficienti globali c_{pe} da assumere sulle pareti verticali sono riportati in Tabella C.3.3.I.

Tabella C3.3.I: Edifici a pianta rettangolare: c_{pe} per facce sopravvento, sottovento e laterali

Faccia sopravvento	$C_U = 2,0$	$C_U = 1,5$
$h/d \leq 1$: $c_{pe} = 0,7 + 0,1 \cdot h/d$	$h/d \leq 0,5$: $c_{pe} = -0,5 - -0,8 \cdot h/d$	$h/d \leq 1$: $c_{pe} = -0,3 - 0,2 \cdot h/d$
$h/d > 1$: $c_{pe} = 0,8$	$h/d > 0,5$: $c_{pe} = -0,9$	$1 < h/d \leq 5$: $c_{pe} = -0,5 - 0,05 \cdot (h/d - 1)$

Per la faccia sopravvento, in direzione longitudinale e trasversale si ottengono i seguenti coefficienti:

$$c_{pe-long} = 0.7 + 0.1 \times h/d = 0.744 \quad (h/d = 0.44 < 1)$$

$$c_{pe-trasv} = 0.8 \quad (h/d = 1.31 > 1)$$

Cautelativamente si assume per entrambe le direzioni $c_{pe} = 0.8$

Pertanto, il carico da vento vale:

Faccia Sopravento:

$$q_{vento+} = q_b \cdot c_e \cdot C_{p+} \cdot c_d = +0.56 \text{ KN/m}^2$$

9.5. Azione della neve

Il carico provocato dalla neve è stato valutato, in ottemperanza al D.M. 17/01/2018, mediante la seguente espressione:

$$q_s = \mu_i \cdot q_{sk} \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo $[\text{kN/m}^2]$ per un periodo di ritorno di 50 anni;

C_E è il coefficiente di esposizione;

C_t è il coefficiente termico;

Si ipotizza che il carico agisca in direzione verticale e lo si riferisce alla proiezione orizzontale della superficie su cui grava.

L'opera in esame è situata in zona I – Alpina ad una quota di circa 160m slm (≤ 200 m), quindi si ha:

$$q_{sk} = 1.50 \text{ kN/m}^2$$

L'angolo di inclinazione della copertura è pari a 0° .

Si assume quindi per il coefficiente di forma μ , il valore di 0.8, per il coefficiente C_E valore pari a 1 (considerando la classe di topografia “Normale”) mentre per C_t valore unitario

In ottemperanza a quanto di cui al § 3.4 NTC si determina quanto segue:

Azione della neve secondo NTC2018

Dati di Input

Stazione FNM	Rovato FN	-
Luogo dove sorge l'opera	Brescia	-
Zona	Zona I - Alpina	-
Quota s.l.m. dove sorge l'opera - a_s	160	m
Ostacolo sulla parte più bassa della falda	No	-
Topografia	Normale	-

Dati di Output

Valore di riferimento del carico da neve al suolo - q_{sk}	1.5	kN/mq
Angolo di inclinazione falda sull'orizzontale - α	0	deg
Coefficiente di forma della copertura - μ_i	0.8	-
Coefficiente di esposizione - C_E	1.0	-
Coefficiente termico - C_t	1	-
Carico della neve sulle coperture - q_s	1.20	kN/mq

Si ottiene una pressione della neve di progetto pari a $q_s = 1.20 \text{ kN/m}^2$.

9.6. Azione sismica

Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione e sono funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale. Ai fini delle vigenti NTC le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle probabilità di superamento PVR

nel periodo di riferimento VR, a partire dai valori dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale a_g , F_0 e T_c^* per i quali si fa riferimento agli Allegati A e B al Decreto del Ministro delle Infrastrutture 14 gennaio 2008, pubblicato nel S.O. alla Gazzetta Ufficiale del 4 febbraio 2008, n.29, ed eventuali successivi aggiornamenti. Per il Comune di Rovato (BS) oggetto dell'intervento vale quanto segue:

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE
10.0011

LATITUDINE
45.5667

☒ Ricerca per comune

REGIONE
Lombardia

PROVINCIA
Brescia

COMUNE
Rovato

Elaborazioni grafiche
 Grafici spettri di risposta
 Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche
 Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo
☒ Sito esterno al reticolo
☐ Interpolazione su 3 nodi
☒ Interpolazione corretta

Interpolazione
 superficie rigata

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

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - c_U info

Valori di progetto

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

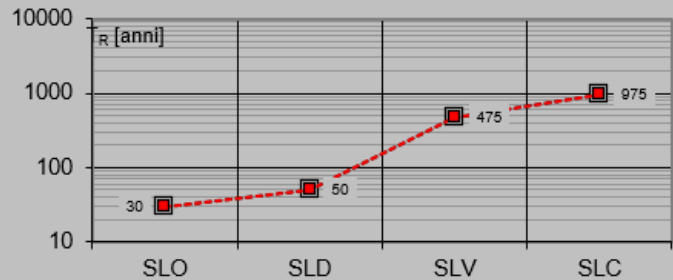
Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE	SLO - $P_{VR} = 81\%$	<input type="text" value="30"/>
	SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="50"/>
Stati limite ultimi - SLU	SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="475"/>
	SLC - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="975"/>

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

9.6.1. Spettro SLV e parametri di definizione

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato: SLV info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo: B info
 Categoria topografica: T1 info

$S_S =$ 1,200 info
 $C_C =$ 1,424 info
 $h/H =$ 0,000 info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

$S_T =$ 1,000 info

Compon. orizzontale

☐ Spettro di progetto elastico (SLE)
☒ Spettro di progetto inelastico (SLU)

Smorzamento ξ (%): 5 info
 Fattore q_o : 1 info

$\eta =$ 1,000 info
 Regol. in altezza: sì info

Compon. verticale
 Spettro di progetto

Fattore q: 1,5 info

$\eta =$ 0,667 info

Elaborazioni

Grafici spettri di risposta info
 Parametri e punti spettri di risposta info

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.138 g
F_o	2.458
T_C^*	0.275 s
S_S	1.200
C_C	1.424
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.200
η	1.000
T_B	0.130 s
T_C	0.391 s
T_D	2.154 s

9.6.2. Comportamento strutturale, fattore di comportamento, tipo di analisi e di struttura

Le costruzioni soggette all'azione sismica devono essere progettate in accordo con uno dei comportamenti strutturali di cui al § 7.2.2. NTC.

Si progetta con un comportamento strutturale non dissipativo, pertanto, nella valutazione della domanda, tutte le membrature e i collegamenti rimangono in campo elastico o sostanzialmente elastico. La domanda derivante dall'azione sismica e dalle altre azioni è calcolata, in funzione dello stato limite cui ci si riferisce, ma indipendentemente dalla tipologia strutturale e senza tener conto delle non linearità di materiale, attraverso un modello elastico. L'analisi è di tipo "lineare" secondo quanto previsto nel § 7.3.1 NTC. La domanda sismica è calcolata con riferimento allo spettro di progetto ottenuto assumendo per il fattore di comportamento q i limiti di cui alla Tab. 7.3.I NTC con i valori di base q_0 della Tab. 7.3.II. Nello specifico il fattore di comportamento, per struttura non dissipativa (che verrà modellata e verificata in campo elastico), si assume **pari a 1** in accordo con l'espressione [7.3.2] NTC. La tipologia strutturale è del tipo "strutture a pendolo inverso".

Segue uno stralcio della Tab. 7.3.I delle NTC:

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1,0$ § 3.2.3.4	$q = 1,0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Il metodo di analisi lineare di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica è l'analisi modale con spettro di risposta o "dinamica". In essa l'azione sismica è modellata attraverso lo spettro di progetto di cui al § 3.2.3.5 NTC.

10. ANALISI E MODELLAZIONE DELLA STRUTTURA

La garitta ha dimensioni in pianta di 8.06 x 2.75 m, e altezza netta di piano pari a 3m. La soletta di copertura presenta aggetti rispetto ai muri di tamponamento realizzati in blocchi di calcestruzzo e ha una dimensione in pianta di 9.76m x 4.45m. Il manufatto di cui trattasi è una struttura in c.a. costituita da travi di fondazione a T rovescia, pilastri aventi sezione 25x30 cm e soletta piena di spessore 25cm. I pilastri sono disposti ad un interasse di 2.5 m in direzione longitudinale e di 2.4 m in direzione trasversale. I muretti parapetto in copertura hanno un'altezza di 30 cm da estradisso soletta e spessore di 20cm.

10.1. Modellazione agli EF della struttura

La determinazione delle sollecitazioni agenti è stata effettuata dapprima con le usuali formule della Scienza delle Costruzioni, e poi con un modello tridimensionale a elementi finiti al fine di meglio cogliere il reale comportamento della struttura sotto le azioni sollecitanti.

In particolare è stato creato un modello di calcolo utilizzando elementi tipo "BEAM" per la schematizzazione dei pilastri, ed elementi tipo "SHELL" per la modellazione della soletta di copertura e dei parapetti.

Sono stati introdotti vincoli di incastro alla base dei pilastri, all'unione con le travi di fondazione che non sono state considerate nel modello numerico al fine di massimizzare le sollecitazioni agenti nella sovrastruttura.

Le caratteristiche geometriche degli elementi BEAM e SHELL sono state desunte dai disegni di carpenteria.

Si riporta nelle seguenti figure, il modello di calcolo creato per l'analisi strutturale del manufatto.

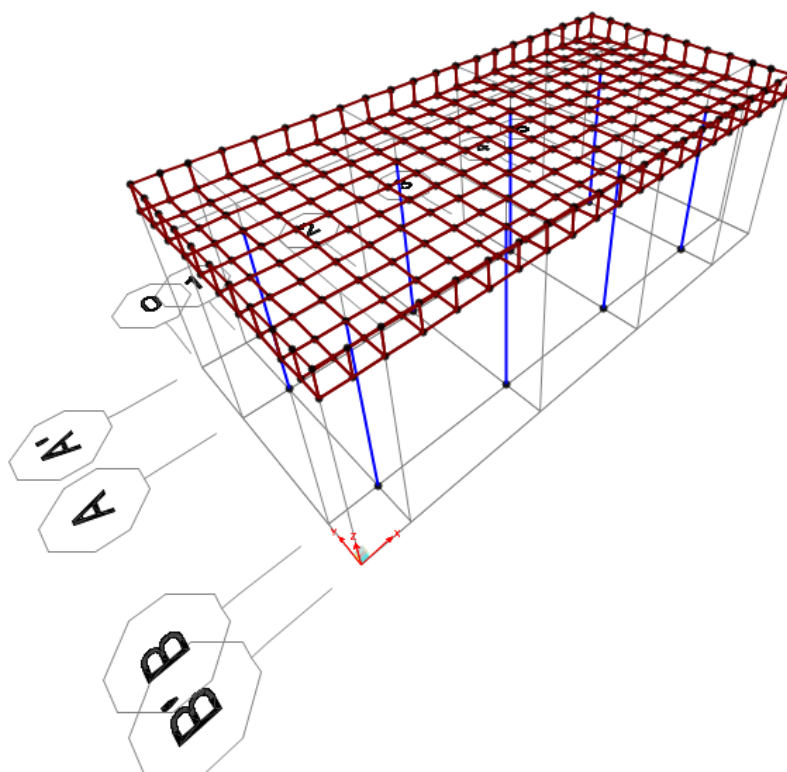


Figura 7 - Vista 3D della struttura

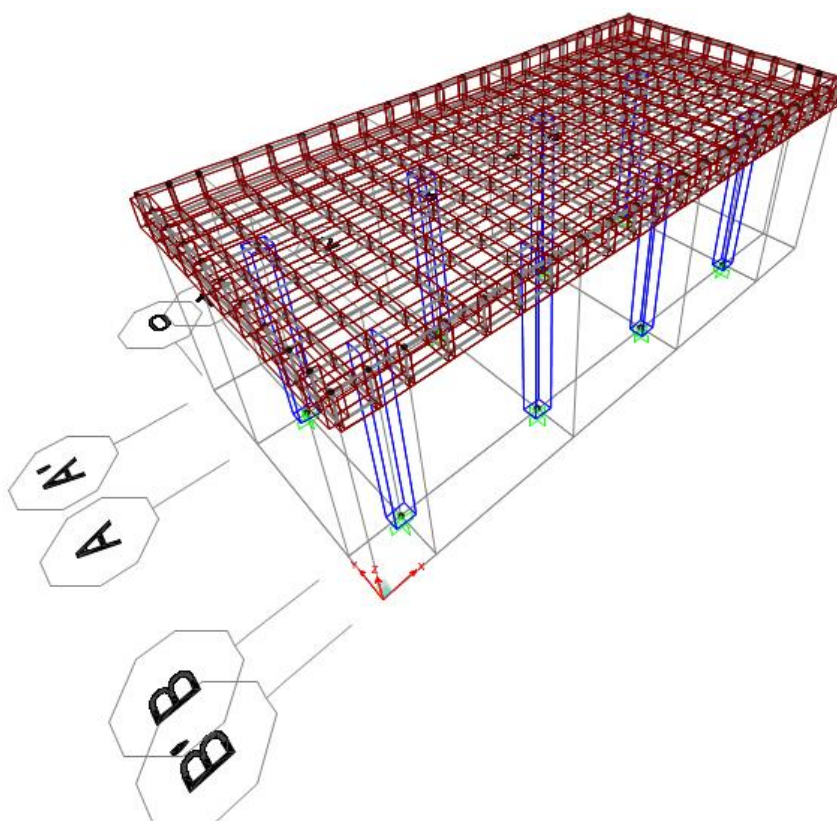


Figura 8 - Vista 3D ESTRUSA della struttura con in evidenza i vincoli alla base dei pilastri

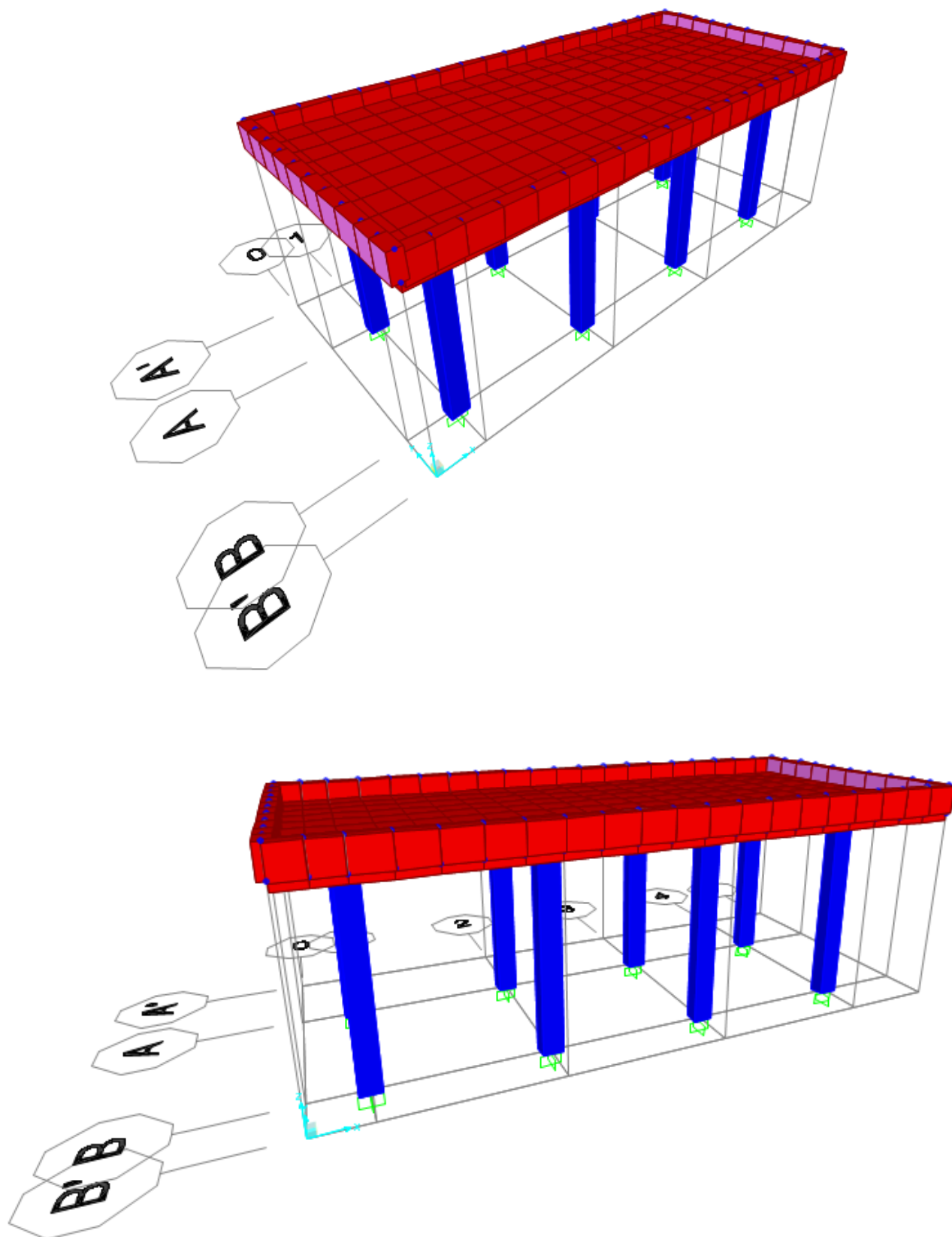


Figura 9 - Viste 3D ESTRUSE della struttura

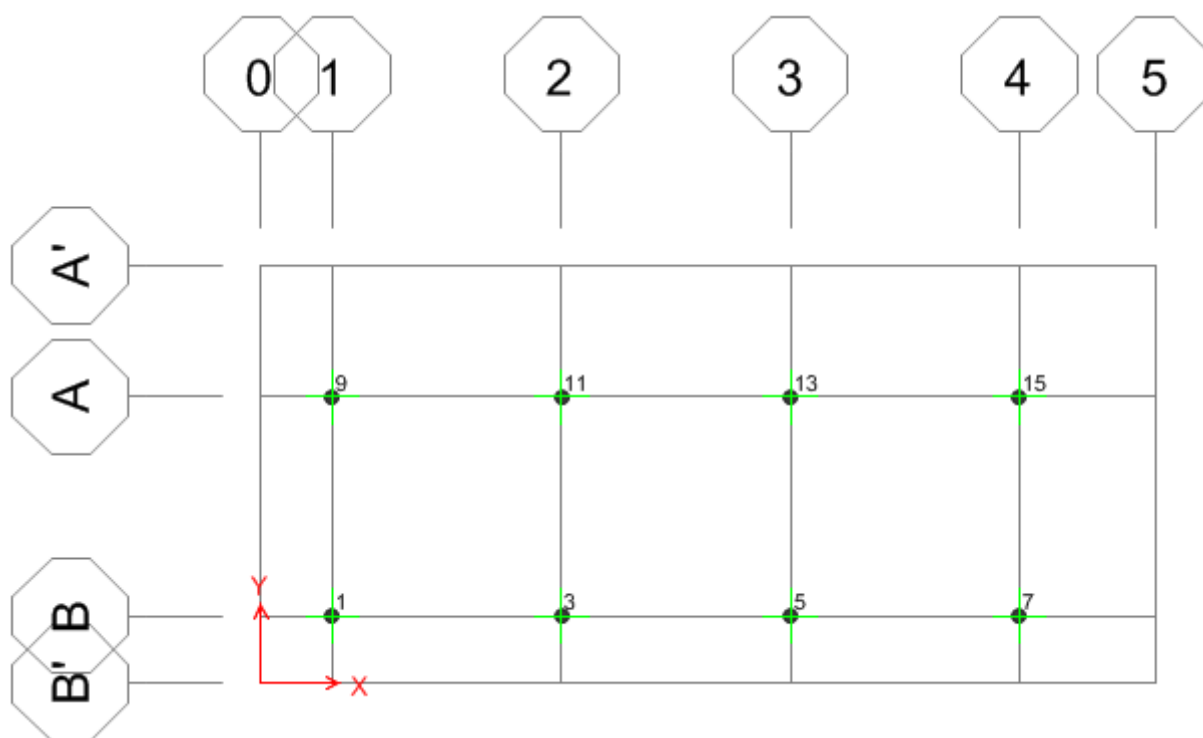


Figura 10 – Pianta con in evidenza i nodi di base e i vincoli introdotti

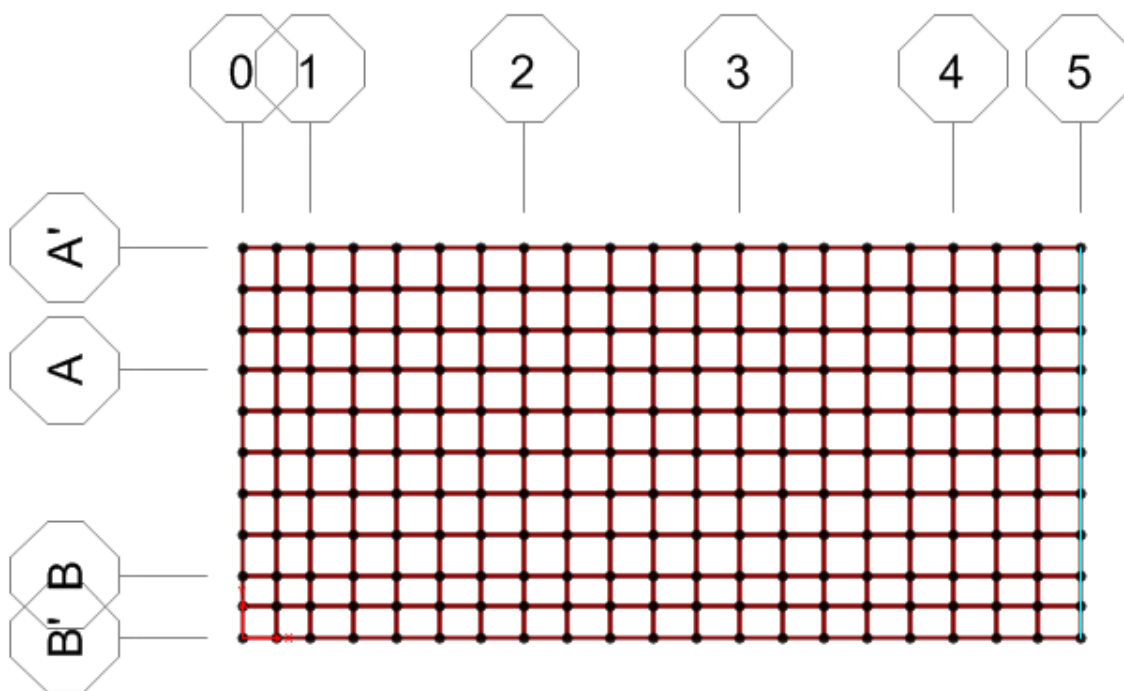


Figura 11 – Pianta soletta di copertura

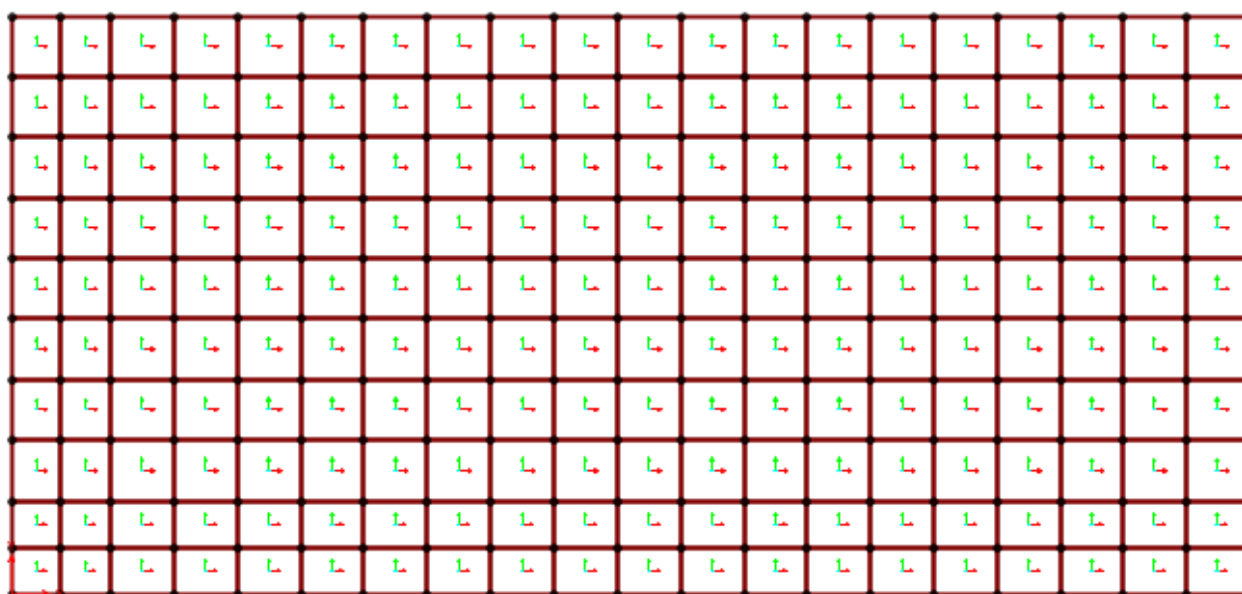


Figura 12 – Pianta soletta di copertura con in evidenza gli assi locali degli elementi Shell

10.2. Periodi e masse partecipanti

In ottemperanza a quanto previsto nel § 7.3.3 NTC, si verifica che nell'analisi dinamica lineare condotta la massa partecipante associata ai modi considerati sia superiore all'85%.

10.2.1. Masse Partecipanti

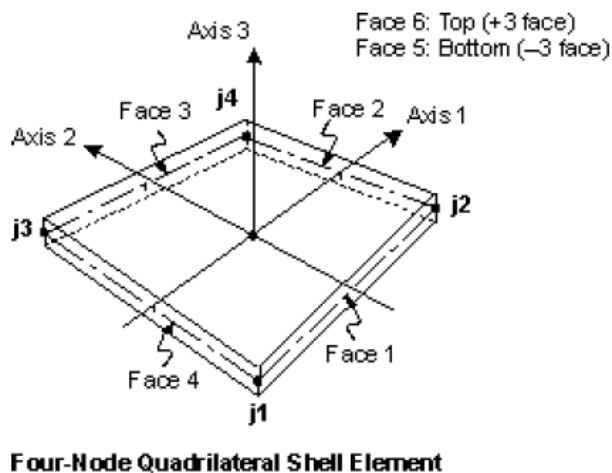
TABLE: Modal Participating Mass Ratios									
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0,24039	0,04043	0,4377	0,00001297	0,04043	0,4377	0,00001297
MODAL	Mode	2	0,217952	0,07551	0,55588	0,00003228	0,11593	0,99358	0,00004525
MODAL	Mode	3	0,189008	0,88363	0,00585	0,00001046	0,99956	0,99943	0,00005571
MODAL	Mode	4	0,04076	0,00015	0,00025	0,16504	0,99971	0,99968	0,16509
MODAL	Mode	5	0,037154	0,00011	0,00019	0,02294	0,99983	0,99987	0,18803
MODAL	Mode	6	0,031253	0,00004596	0,000001062	0,06117	0,99987	0,99987	0,24921
MODAL	Mode	7	0,026071	0,00004171	0,0000113	0,00731	0,99991	0,99988	0,25652
MODAL	Mode	8	0,020268	0,00002572	0,00001657	0,00033	0,99994	0,9999	0,25685
MODAL	Mode	9	0,019677	0,00001307	0,00007984	0,00296	0,99995	0,99998	0,25981
MODAL	Mode	10	0,018574	7,066E-08	0,000005399	0,59202	0,99995	0,99998	0,85183
MODAL	Mode	11	0,017737	0,00001983	0,00000235	0,08397	0,99997	0,99999	0,93581
MODAL	Mode	12	0,017485	0,000007645	0,000005217	0,02033	0,99998	0,99999	0,95614
MODAL	Mode	13	0,016007	0,000009754	9,328E-07	0,0022	0,99999	0,99999	0,95834
MODAL	Mode	14	0,015718	6,845E-08	1,837E-07	0,01686	0,99999	0,99999	0,9752
MODAL	Mode	15	0,014145	1,066E-08	4,268E-07	0,00013	0,99999	0,99999	0,97533
MODAL	Mode	16	0,011742	2,178E-07	1,512E-07	0,000004763	0,99999	0,99999	0,97534
MODAL	Mode	17	0,010818	3,209E-09	1,244E-07	0,00007176	0,99999	0,99999	0,97541
MODAL	Mode	18	0,010034	3,941E-12	1,286E-08	0,00022	0,99999	0,99999	0,97564
MODAL	Mode	19	0,009672	7,612E-07	7,514E-08	0,00117	0,99999	0,99999	0,97681
MODAL	Mode	20	0,009262	8,286E-09	0,000001889	0,00591	0,99999	0,99999	0,98272

Si osserva un periodo di primo modo di vibrare di **1.10** sec.

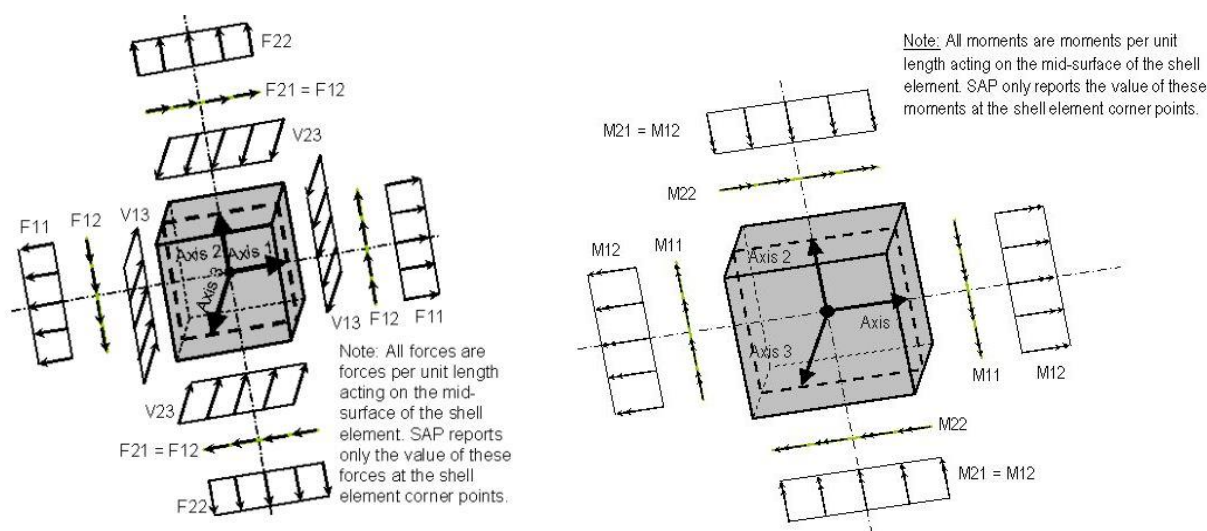
Si osserva che già con il Modo n. 2 la massa partecipante eccede il limite dell'**85%** in direzione y, con il Modo n. 3 la massa partecipante eccede il limite dell'**85%** in direzione x e con i primi 10 modi di vibrare si raggiunge ed eccede il limite dell'**85%** anche in direzione z (verticale).

11. SOLLECITAZIONI RISULTANTI E VERIFICHE SOLETTA DI COPERTURA

Nella figura seguente si presenta il sistema generale per l'elemento finito a quattro nodi.



L'orientamento tipico degli assi locali e la convenzione dei segni adottata per determinare il verso dei momenti e tagli agenti sugli elementi shell, sono mostrati nelle figure sotto.



11.1. Verifiche agli SLU e in condizioni sismiche

Si riportano a seguire i diagrammi delle sollecitazioni flettenti e taglianti ottenuti nella combinazione dimensionante allo SLU e l'involuppo delle combinazioni sismiche della soletta di copertura.

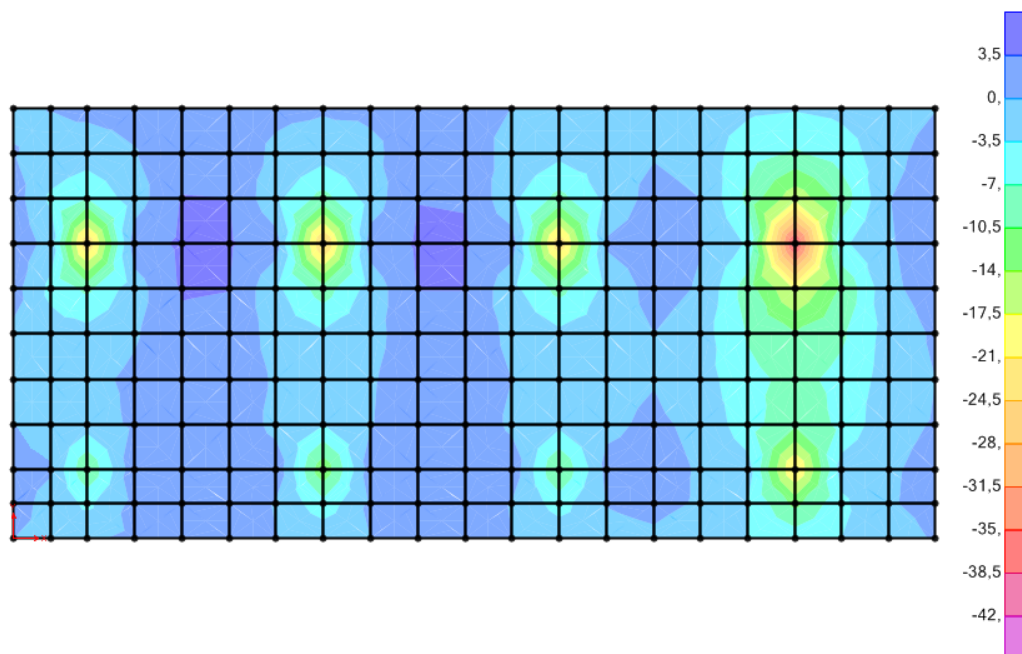


Figura 13 – Comb. SLU Neve Prevalente – Momenti flettenti M11

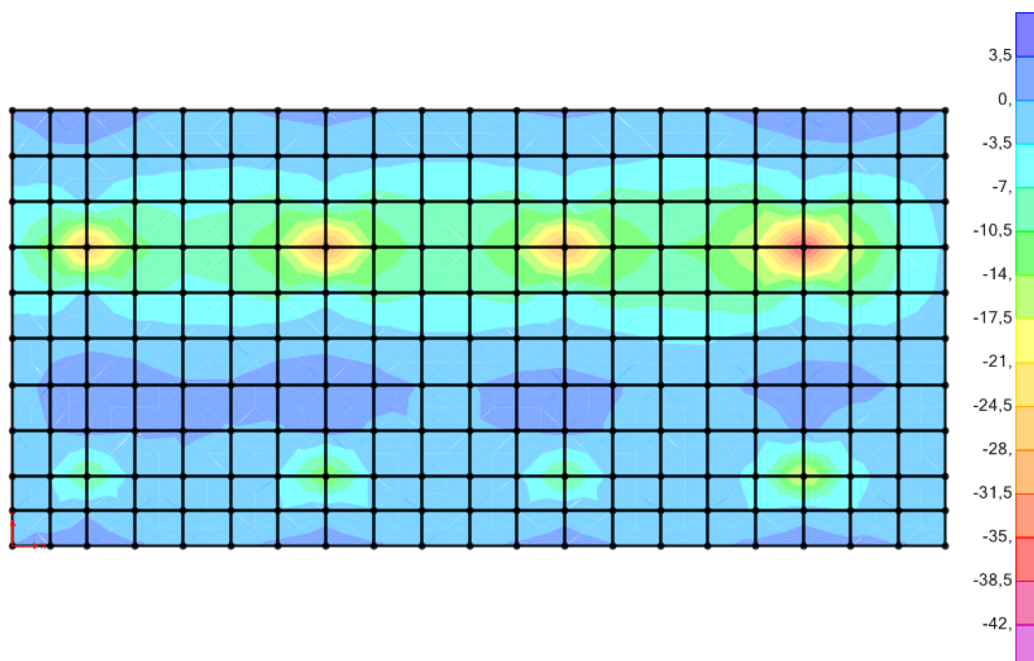


Figura 14 – Comb. SLU Neve Prevalente – Momenti flettenti M22

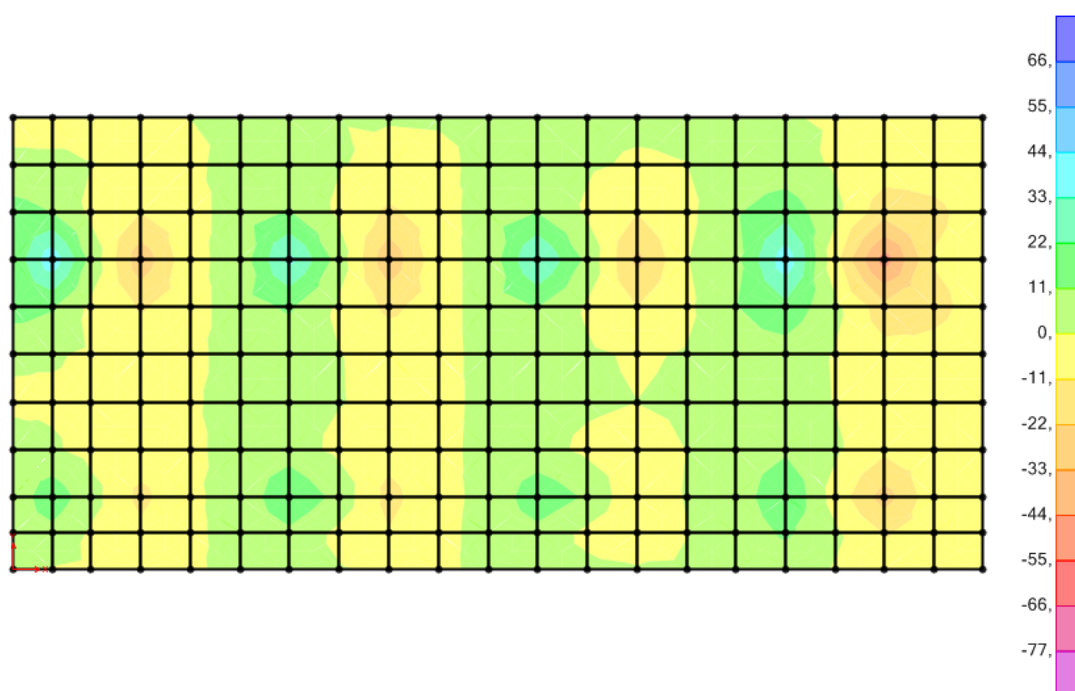


Figura 15 – Comb. SLU Neve Prevalente – Azioni di taglio V13

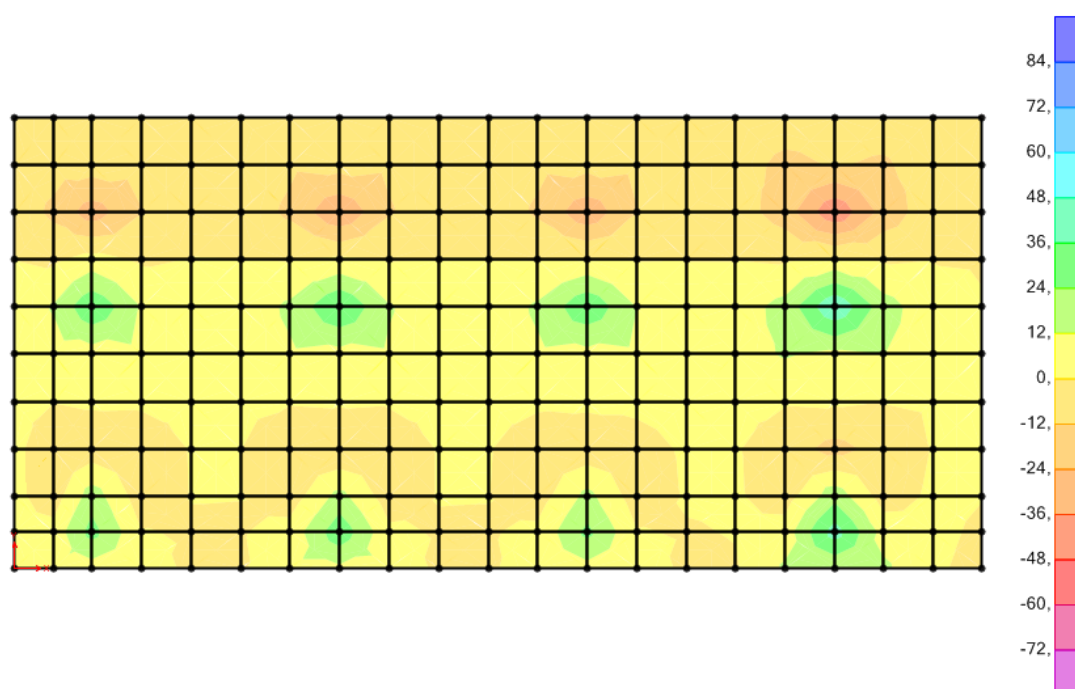


Figura 16 – Comb. SLU Neve Prevalente – Azioni di taglio V23

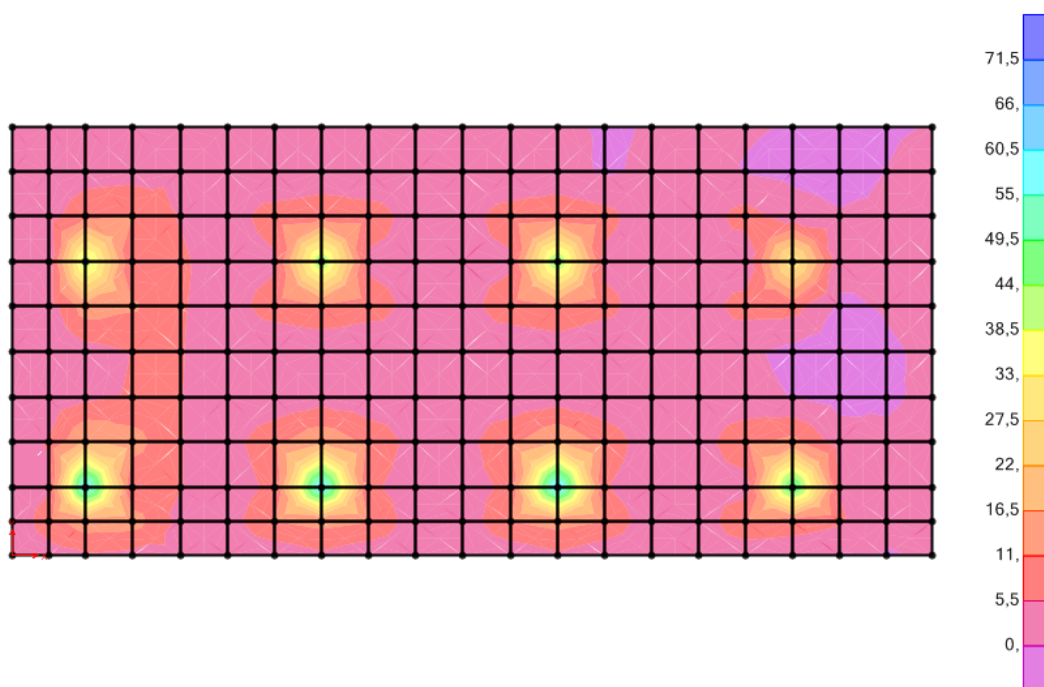


Figura 17 – Involuppo Comb. Sismiche – Momenti flettenti M11

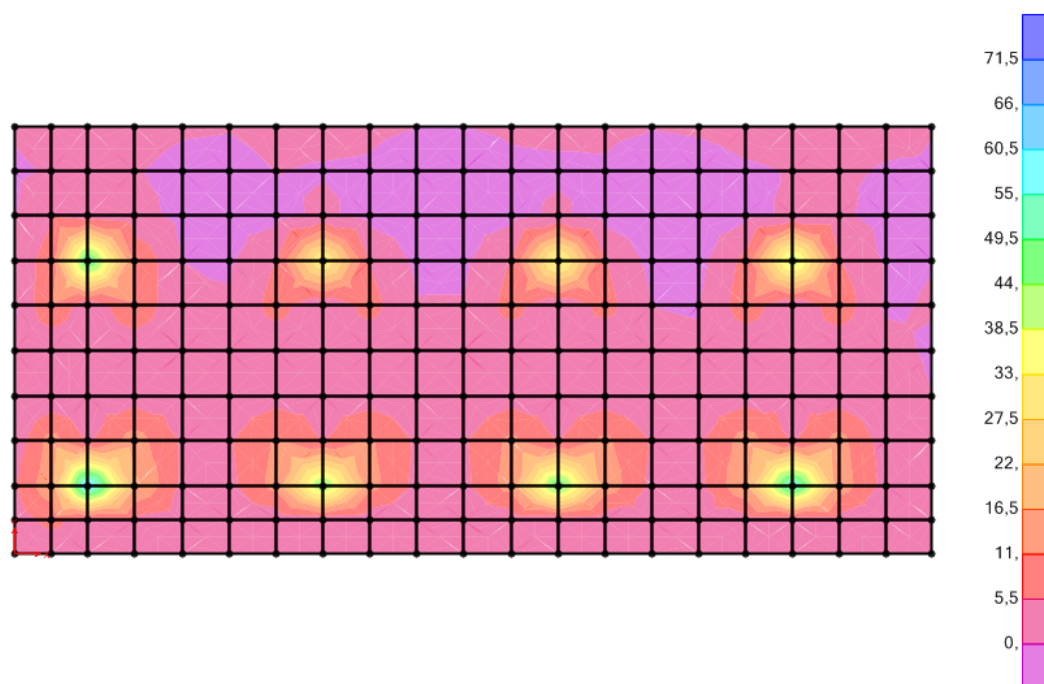


Figura 18 – Involuppo Comb. Sismiche – Momenti flettenti M22

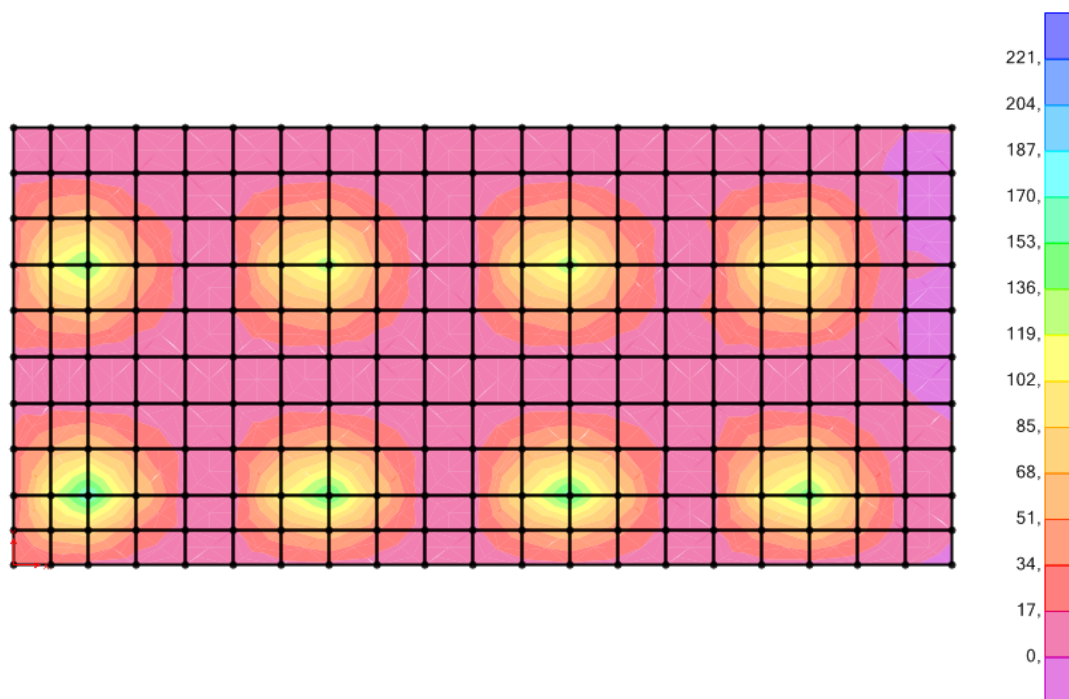


Figura 19 – Involuppo Comb. Sismiche – Azioni di taglio V13

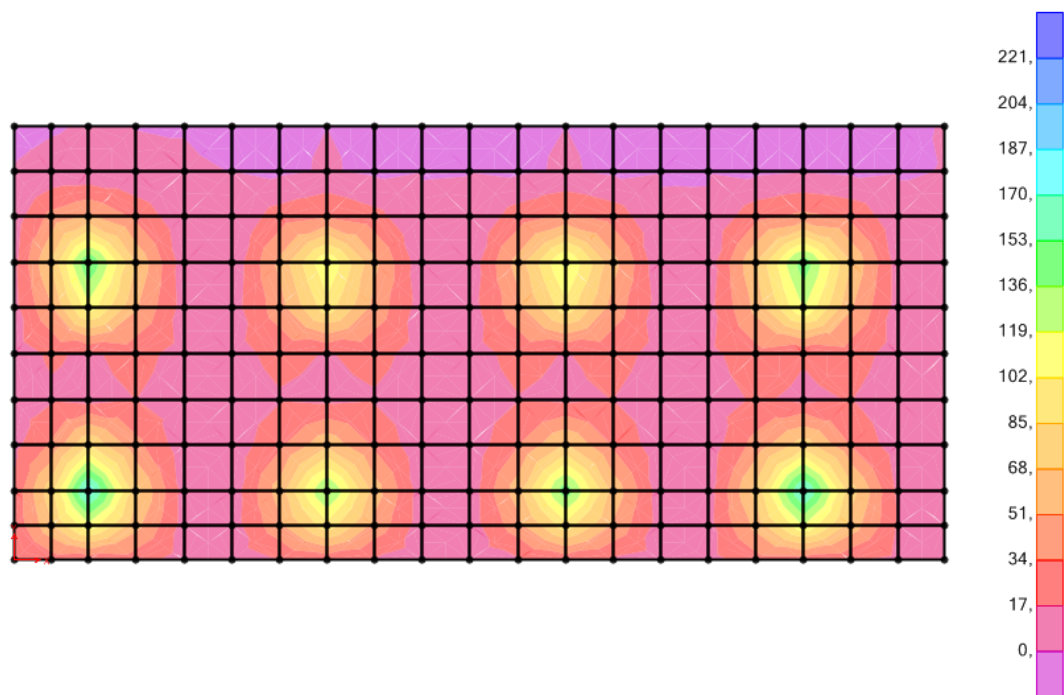


Figura 20 – Involuppo Comb. Sismiche – Azioni di taglio V23

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni flettenti

A seguire si riportano le verifiche valida per tutte le sezioni più sollecitate, condotte considerando un'armatura corrente in entrambe le direzioni costituita da 1+1 $\Phi 14/200$ mm e un'armatura aggiuntiva disposta su una striscia di 1 m in asse pilastri costituita da 1+1 $\Phi 14/200$ mm in entrambe le direzioni.

Per riassumere, le verifiche delle sezioni più significative, quelle di soggette alle massime sollecitazioni flettente sono riportate sinteticamente nella seguente tabella in cui si evidenziano per ciascuna sezione in analisi:

- la geometria della sezione (in cm),
- il quantitativo d'armatura presente in zona tesa (A_f) e compressa (\bar{A}_f),
- il momento sollecitante M_s [u.m. kNm],
- il momento resistente M_d [u.m. kNm],
- il coefficiente di sicurezza a rottura CS.

Valori di momenti flettenti positivi indicano che sono tese le fibre inferiori della sezione.

Sezione	b	h	A_f	\bar{A}_f	M_{soll}^{SLU}	M_r	CS
M_{corr+}	100	25	$\Phi 14 / 200$	$\Phi 14/200$	22	64.3	2.92
M_{corr-}	100	25	$\Phi 14 / 200$	$\Phi 14/200$	-21	-64.3	3.06
M_{max+}	100	25	$\Phi 14 / 200 + \Phi 14 / 200$	$\Phi 14 / 200 + \Phi 14 / 200$	71	108	1.52
M_{max-}	100	25	$\Phi 14 / 200 + \Phi 14 / 200$	$\Phi 14 / 200 + \Phi 14 / 200$	-42	-108	2.57

Unità di misura: geometria [cm], momenti flettenti [kNm].

Il coefficiente di sicurezza è sempre ≥ 1 ; pertanto le verifiche di resistenza risultano soddisfatte

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti

A seguire si riporta la verifica per la sezione più sollecitata con armatura corrente

Per le formule utilizzate si rimanda alle NTC 2018 .

$V_{Ed} = 55 \text{ kN}$

$h = 0.25 \text{ m}$
 $R_{ck} = 40 \text{ MPa}$
 $F_{yk} = 450 \text{ MPa}$
 $\gamma_c = 1.5$
 $\gamma_s = 1.15$
 $f_{cd} = 18.81 \text{ MPa}$
 $f'_{cd} = 9.41$
 $f_{ctm} = 3.16 \text{ MPa}$
 $f_{ctd} = 1.47 \text{ MPa}$
 $f_{ywd} = 391.30 \text{ MPa}$
 $b_w = 1.0 \text{ m}$
 $d = 0.19 \text{ m}$
 $\alpha = 90$
 $\text{ctg}\alpha = 0.00$
 $\alpha_c = 1$
 $\theta = 45$
 $\text{ctg}\theta = 1$
 $s = 0 \text{ m}$
 $\Phi_{staffe} = 0 \text{ mm}$
 $\text{braccia} = 0$
 $A_{sw} = 0 \text{ mm}^2$

ELEMENTI SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO

$N = 0 \text{ kN}$
 $\gamma_c = 1.5$
 $A_{sl} = 7.65 \text{ cm}^2$
 $f_{ck} = 33.2$
 $k = 2.0153 < 2$
 $V_{min} = 0.5770$

$$\rho = 0,00394$$

$$\sigma_{cp} = 0.00000 \text{ MPa}$$

$$0,56999$$

$$V_{rd} = 110577,11 \quad \boxed{110.57} \text{ kN}$$

da cui risulta $V_{Rd} > V_{Ed}$; la verifica è soddisfatta.

A seguire si riporta la verifica per la sezione più sollecitata con armatura di infittimento

Per le formule utilizzate si rimanda alle NTC 2018 .

$V_{Ed} = 130 \text{ kN}$

$$h = 0.25 \text{ m}$$

$$R_{ck} = 40 \text{ MPa}$$

$$F_{yk} = 450 \text{ MPa}$$

$$\gamma_c = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_{cd} = 18.81 \text{ MPa}$$

$$f'_{cd} = 9,41$$

$$f_{ctm} = 3,16 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = 1,47 \text{ MPa}$$

$$f_{ywd} = 391.30 \text{ MPa}$$

$$b_w = 1.0 \text{ m}$$

$$d = 0.19 \text{ m}$$

$$\alpha = 90$$

$$\text{ctg}\alpha = 0.00$$

$$\alpha_c = 1$$

$$\theta = 45$$

$$\text{ctg}\theta = 1$$

$$s = 0 \text{ m}$$

$$\Phi_{staffe} = 0 \text{ mm}$$

$$\text{braccia} = 0$$

Asw 0 mm²

ELEMENTI SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO

N = 0 kN
 $\gamma_c = 1.5$
A_{sl} = 15.3 cm²
f_{ck} = 33.2
k = 2,0153 < 2
v_{min} = 0,5770
 $\rho = 0,00789$
 $\sigma_{cp} = 0,00000$ MPa
0,71814
V_{rd} = 139318,43 **139.32** kN

da cui risulta $V_{Rd} > V_{Ed}$; la verifica è soddisfatta.

Verifiche stato limite ultimo a punzonamento

Si riporta la verifica in corrispondenza del pilastro sull'allineamento A/4, caratterizzato dalla massima azione assiale nelle combinazioni SLU. In particolare l'azione assiale di pertinenza del solaio tipo è pari a:

N = 139.2 kN

La geometria del pilastro è rettangolare di dimensioni:

B = 30 cm H = 25 cm

s = 25 cm (spessore solaio)

d = 19.4 cm

A_{slx} = 1Φ14/20 + 1Φ14/20

A_{sly} = 1Φ14/20 + 1Φ14/20

Di seguito è riportata la verifica a punzonamento del pilastro in questione:

VERIFICA A PUNZONAMENTO EC2 (2008)									
SOLLECITAZIONI TAGLIANTI DI PUNZONAMENTO:									
V_{Ed}	β	d	$u_i (2d)$		γ_c	472,0025			
(kN)	(-)	(mm)	(mm)		1,5				
139	1,5	194	1159,47						
Si riduce il perimetro resistente se le aperture sono a distanza $L_i < 6d$ dal filo del pilastro (6.4.2. EC2)							$L_{min}=6d$		
							(mm)		
							1164		
VERIFICA DI RESISTENZA A PUNZONAMENTO SENZA ARMATURA:									
A_{sx}/m	A_{sy}/m	f_{ck}	f_{ywd}		$C_{Rd,C}=0,18/\gamma_c$				
(mmq)	(mmq)	(Mpa)	(Mpa)		0,12				
1539,3804	3725,929	32	370						
ρ_{1x}	ρ_{1y}	σ_{cx}	σ_{cy}	$\sigma_{cp}=(\sigma_{cx}+\sigma_{cy})/2$	k_1		ρ_1	$\leq 0,02$	
(-)	(-)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(-)		(-)		
0,007934951	0,019206	0	0	0	0,1		0,012344927		
							$k=1+(200/d)^{1/2}$	$\leq 2,00$	
							(-)		
							2		
$V_{Rd,C} = C_{Rd,C} * k * (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}$ $V_{Rd,C} = 0,81738$ (Mpa)									

Si prevede una armatura a punzonamento costituita da due serie (cuciture) di 8 spilli $\Phi 8/$ a passo radiale pari a 110mm; la prima serie sarà disposta a 90 mm dal perimetro del pilastro. Per ogni dettaglio sul posizionamento di tale armatura si rimanda agli elaborati grafici di progetto.

VERIFICA DI RESISTENZA A PUNZONAMENTO CON ARMATURA DEDICATA:				
$V_{Rd,CS} =$	$0,75 \cdot v_{Rd,C} + 1,5 \cdot (d/s_r) \cdot A_{sw} \cdot f_{yw,d,ef} \cdot (1/(u_1 \cdot d)) \cdot \sin \alpha$	α (grad)	α (rad)	$\sin \alpha$
$V_{Rd,CS} =$	2,024739 (Mpa)	90	1,570796	1
				sr
				Asw
				(mm)
				(mmq)
				110
				402,12
A_{sw} = armatura a punzonamento su un perimetro attorno al pilastro				
s_r = passo radiale dell'armatura, tra due perimetri consecutivi su cui è disposta l'armatura a punzonamento				
$f_{yw,d,ef} =$	$250 + 0,25 \cdot d \leq f_{yw,d}$			
$f_{yw,d,ef} =$	298,5 (Mpa)			
DEVE VERIFICARSI:				
$V_{Ed} = \beta \cdot V_{Ed} / (u_0 \cdot d)$	u_0 = perimetro del pilastro	pilastri centrali: perimetro pilastro		
$V_{Ed} \leq V_{Rd,max}$	u_0			
	(mm)			
$V_{Rd,max} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd}$	582	pilastri di bordo: (c2 parallela al bordo)		
$v = 0,7 \cdot (1 - (f_{ck}/250))$		$u_0 = c_2 + 3d \leq c_2 + 2c_1$		
$v =$	0,6104	pilastri di angolo:		
		$u_0 = 3d \leq c_1 + c_2$		
V_{Ed}	<	$V_{Rd,max}$		
(Mpa)		(Mpa)		
1,84929323		5,534293		
DISPORRE ARMATURE A PUNZONAMENTO FINO AL PERIMETRO DI VERIFICA:				
$u_{OUT,ef} = \beta \cdot V_{Ed} / (v_{Rd,c} \cdot d)$	perimetro più esterno delle armature deve essere a distanza minore di $1,50 \cdot d$ da $u_{OUT,eff}$			
$u_{OUT,ef} =$	1316,754			

11.2. Verifiche agli SLE

Si riportano a seguire i diagrammi delle sollecitazioni flettenti ottenuti nella combinazione dimensionante agli SLE, in particolare la combinazione Rara.

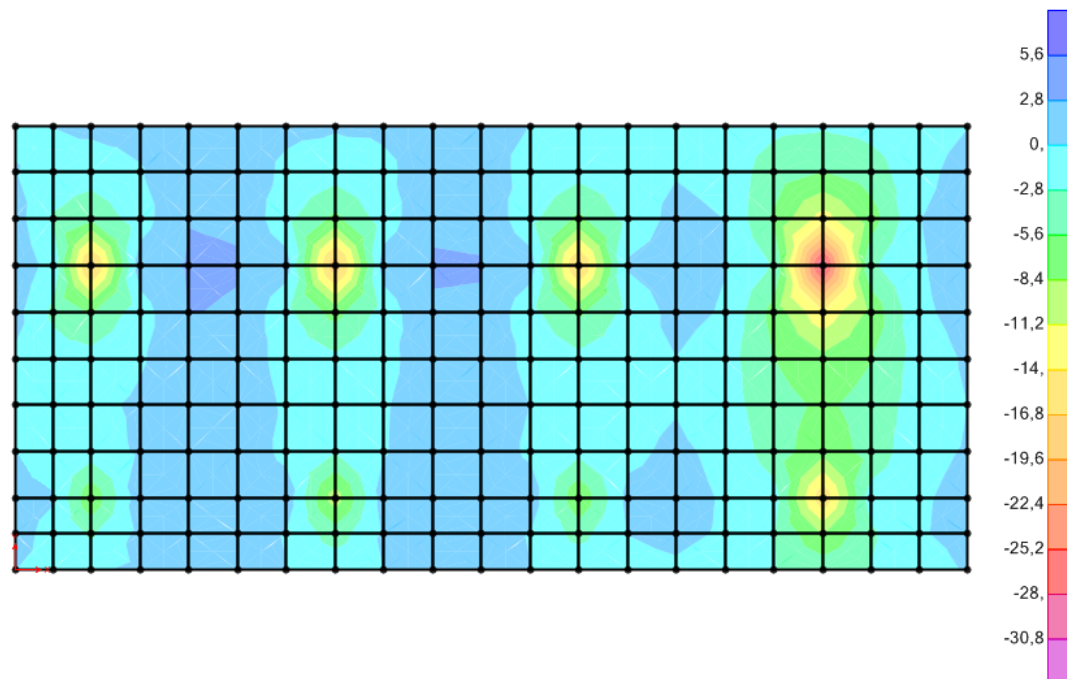


Figura 21 – Comb. SLE Rara Neve Prevalente – Momenti flettenti M11

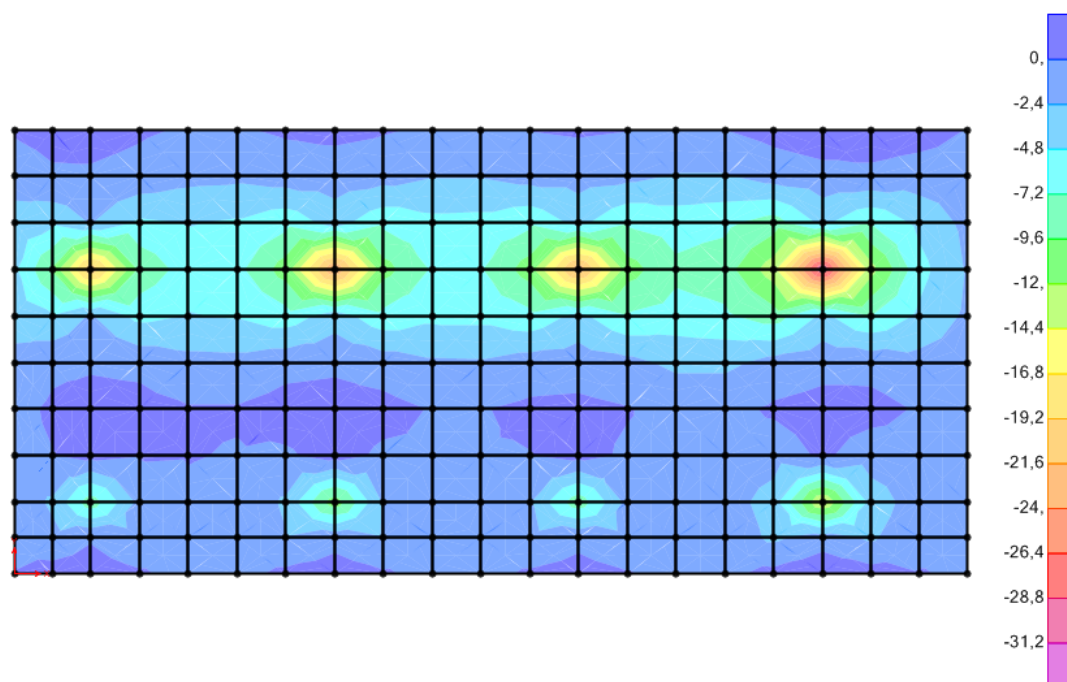


Figura 22 – Comb. SLE Rara Neve Prevalente – Momenti flettenti M22

Oltre alle verifiche allo Stato Limite Ultimo, sono state condotte verifiche sezionali allo Stato Limite di Esercizio con controllo della fessurazione, qui appresso sinteticamente riportate in tabella, in cui si evidenziano:

- geometria della sezione [u.m. cm],
- armatura in zona tesa (A_f) e compressa (\bar{A}_f),
- momento flettente sollecitante [u.m. kNm/m]
- tensione al lembo compresso [u.m. N/mm²],
- tensione al lembo teso [u.m. N/mm²],
- ampiezza della fessura w_k [u.m. mm] .

Sezione	b	h	A_f	\bar{A}_f	$M^{SLE\ Rara}_{soll}$	σ_c	σ_f	w_k
M_{corr+}	100	25	$\Phi 14 / 200$	$\Phi 14 / 200$	5.6	-1.17	42	0.04
M_{corr-}	100	25	$\Phi 14 / 200$	$\Phi 14 / 200$	-16.8	-3.52	126	0.12
M_{max+}	100	25	$\Phi 14 / 200+$ $\Phi 14 / 200$	$\Phi 14 / 200+$ $\Phi 14 / 200$	5.6	-0.87	23	0.01
M_{max-}	100	25	$\Phi 14 / 200+$ $\Phi 14 / 200$	$\Phi 14 / 200+$ $\Phi 14 / 200$	-31.2	-4.85	124	0.08

Unità di misura: geometria [cm], momenti flettenti [kNm], tensioni [N/mm²], fessure [mm]

Cautelativamente sono state considerate le sollecitazioni flettenti ottenute nella combinazione rara
Le verifiche risultano soddisfatte.

12. SOLLECITAZIONI RISULTANTI E VERIFICHE PILASTRI

Nella figura seguente si presenta il sistema generale per l'elemento finito di trave, con l'individuazione degli assi locali e la convenzione dei segni adottata per determinare il verso delle azioni interne degli elementi.

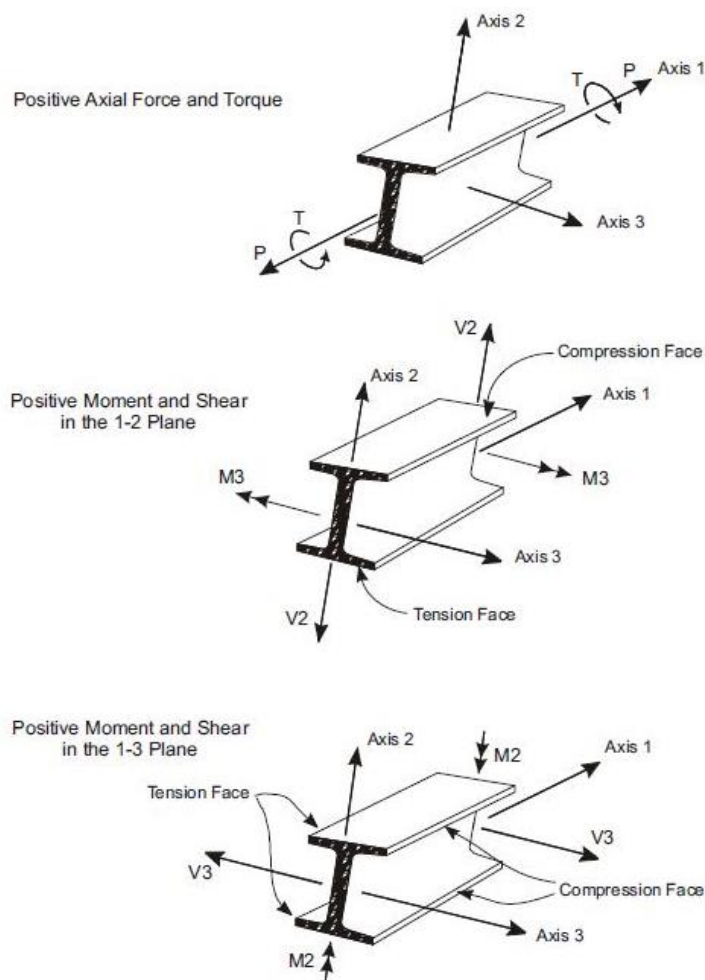


Figure 28
Frame Element Internal Forces and Moments

12.1. Verifiche agli SLU e in condizioni sismiche

Si riportano a seguire i diagrammi delle sollecitazioni flettenti e taglianti ottenuti nella combinazione dimensionante allo SLU e l'involuppo delle combinazioni sismiche della soletta di copertura.

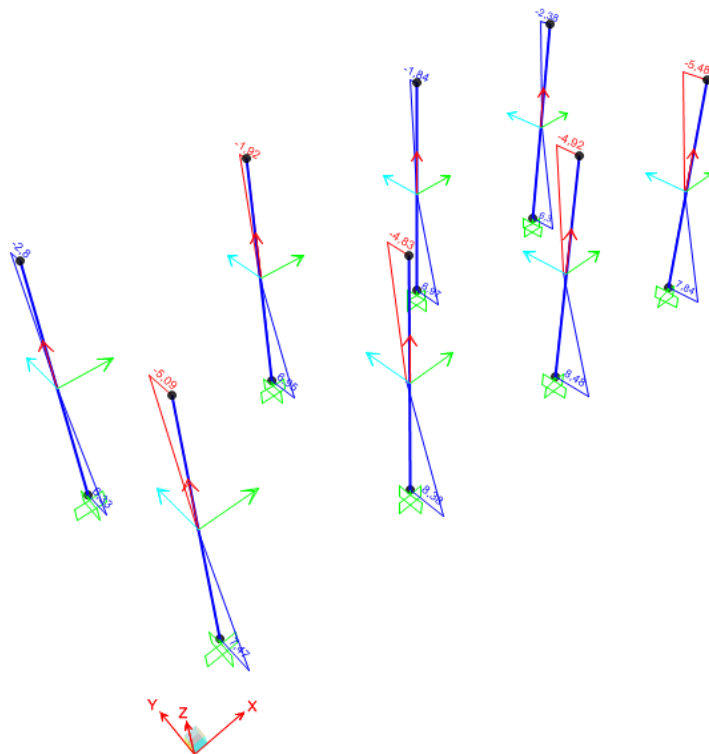


Figura 23 – Comb. SLU Vento Prevalente – Momenti flettenti M 2-2

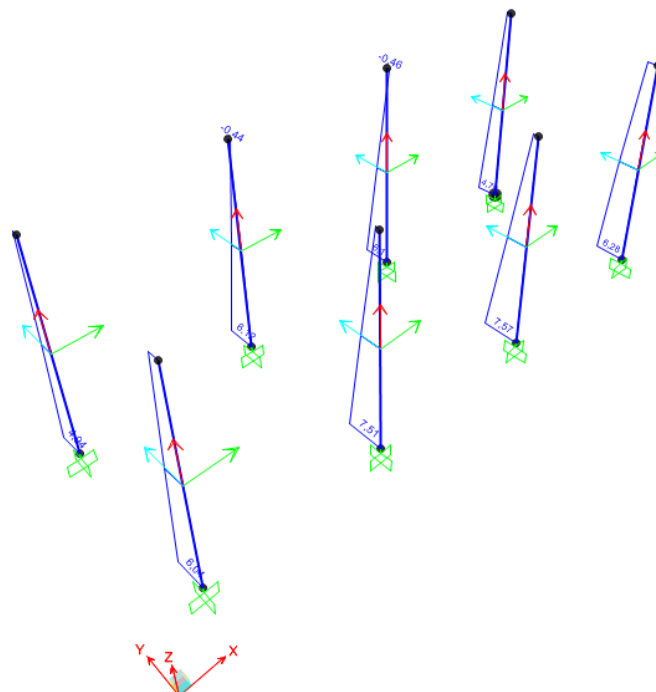


Figura 24 – Comb. SLU Vento Prevalente – Azioni di taglio V 3-3

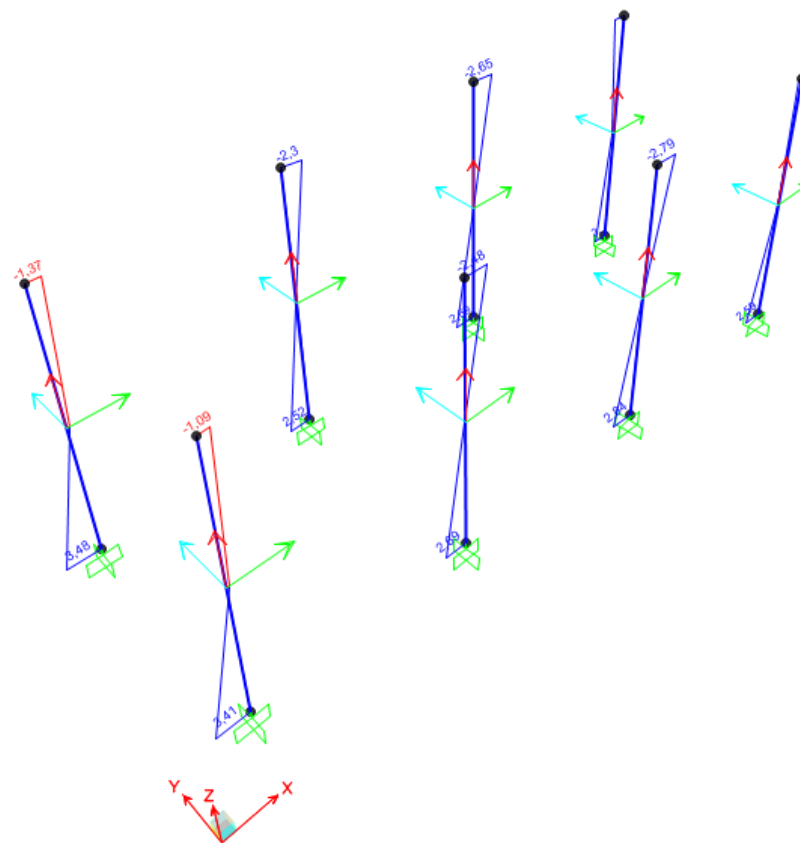


Figura 25 – Comb. SLU Vento Prevalente – Momenti flettenti M 3-3

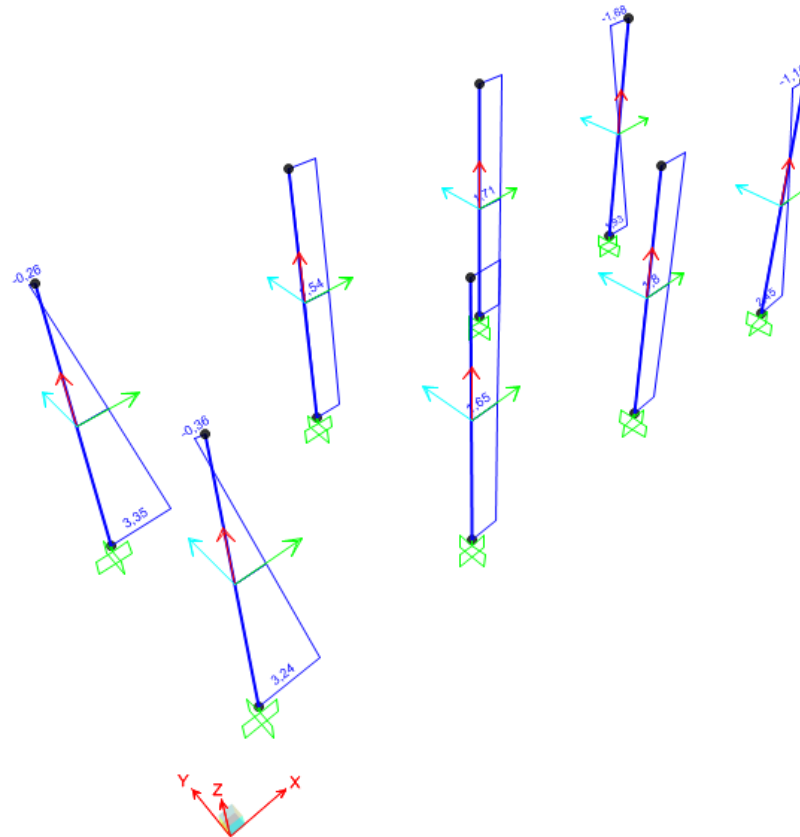


Figura 26 – Comb. SLU Vento Prevalente – Azioni di taglio V 2-2

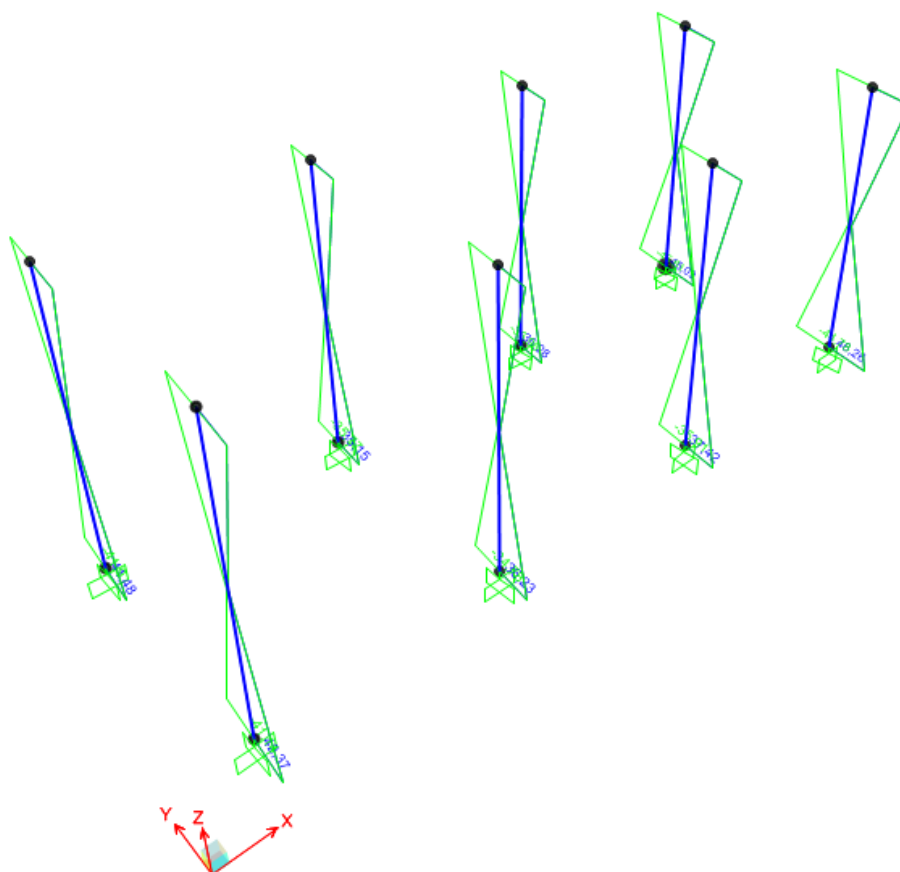


Figura 27 – Involuppo Comb. Sismiche – Momenti flettenti M 2-2

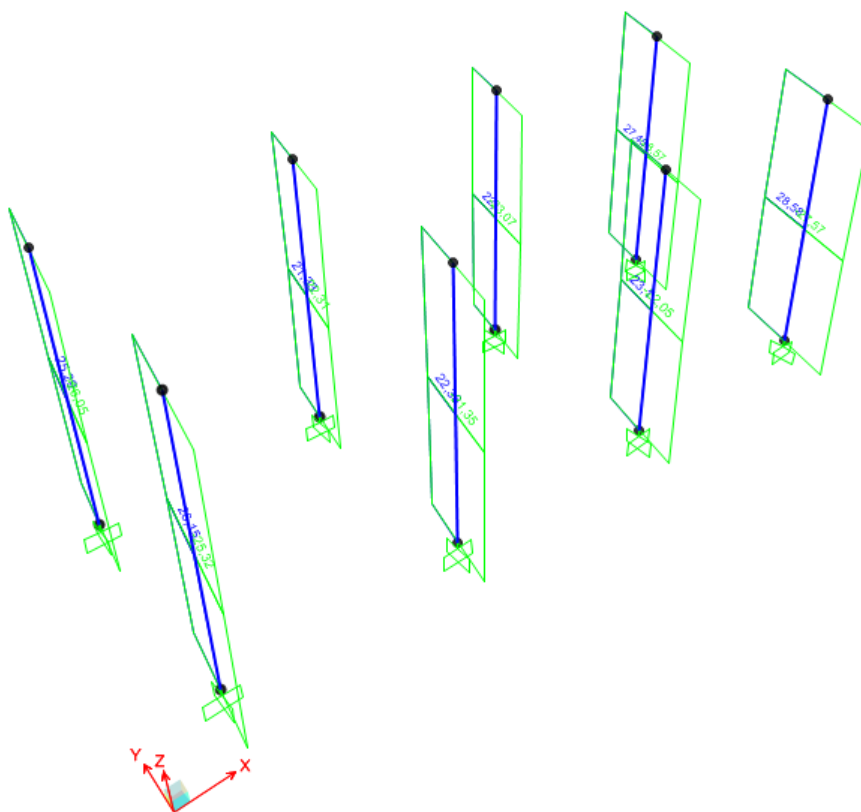


Figura 28 – Involuppo Comb. Sismiche – Azioni di taglio V 3-3

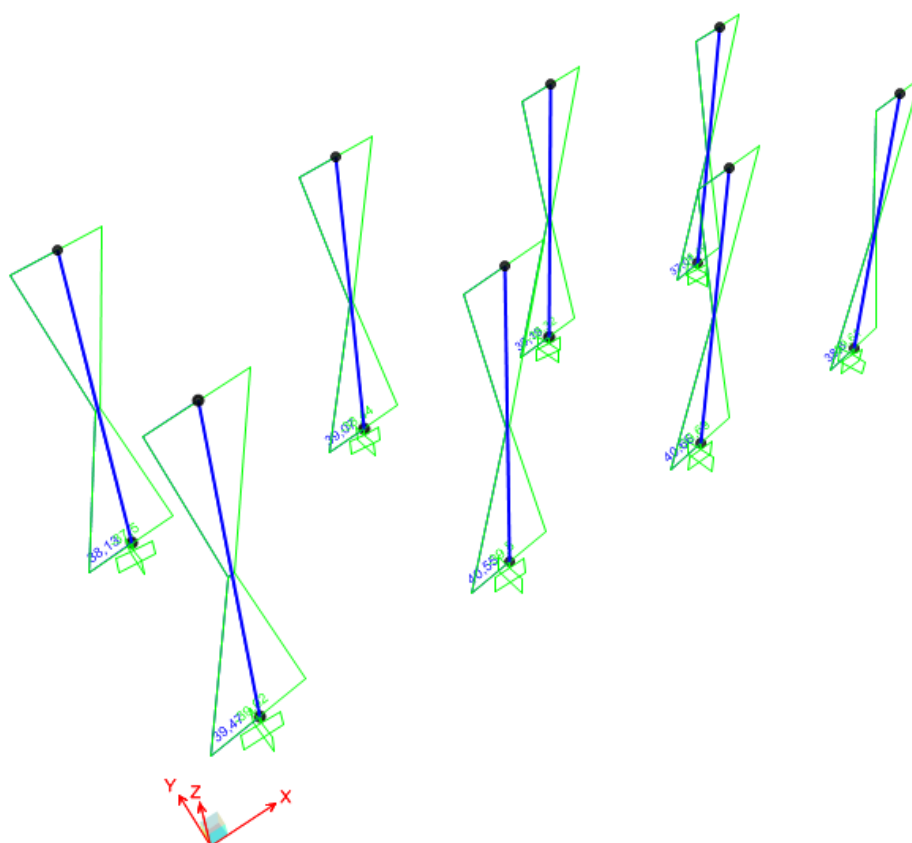


Figura 29 – Involuppo Comb. Sismiche – Momenti flettenti M 3-3

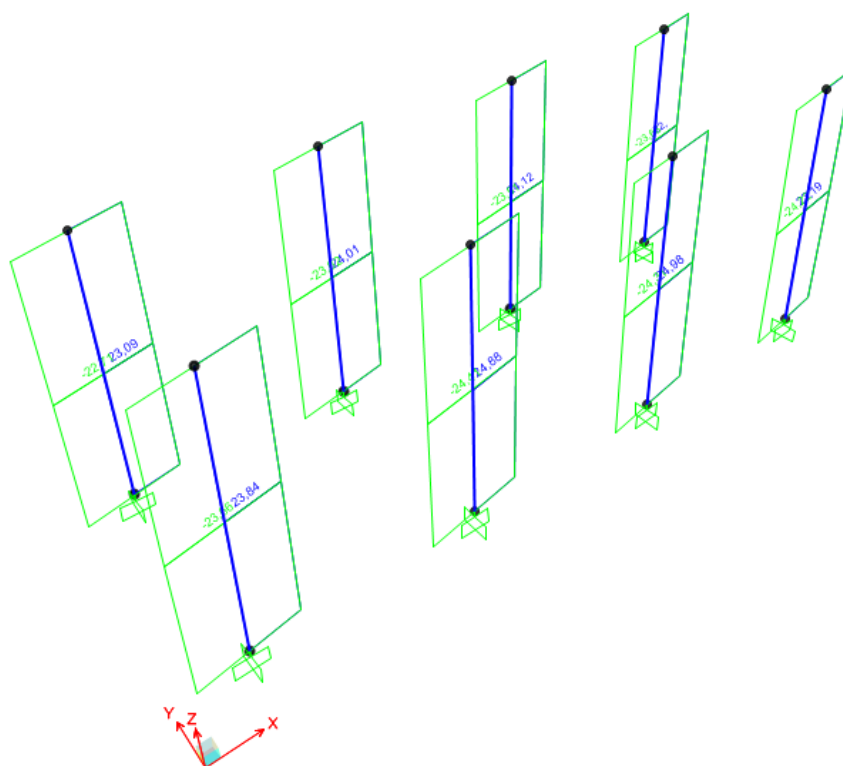


Figura 30 – Involuppo Comb. Sismiche – Azioni di taglio V 2-2

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni flettenti

I pilastri hanno sezione 25 x 30 cm. L'armatura longitudinale prevista è costituita da 10 $\Phi 16$; sono previste staffe $\Phi 12$ a passo 100mm per un tratto di 60cm dal nodo trave-pilastro e trave-fondazione e staffe $\Phi 12$ a passo 200mm nelle parti centrali delle campate, come mostrato nelle figure a seguire.

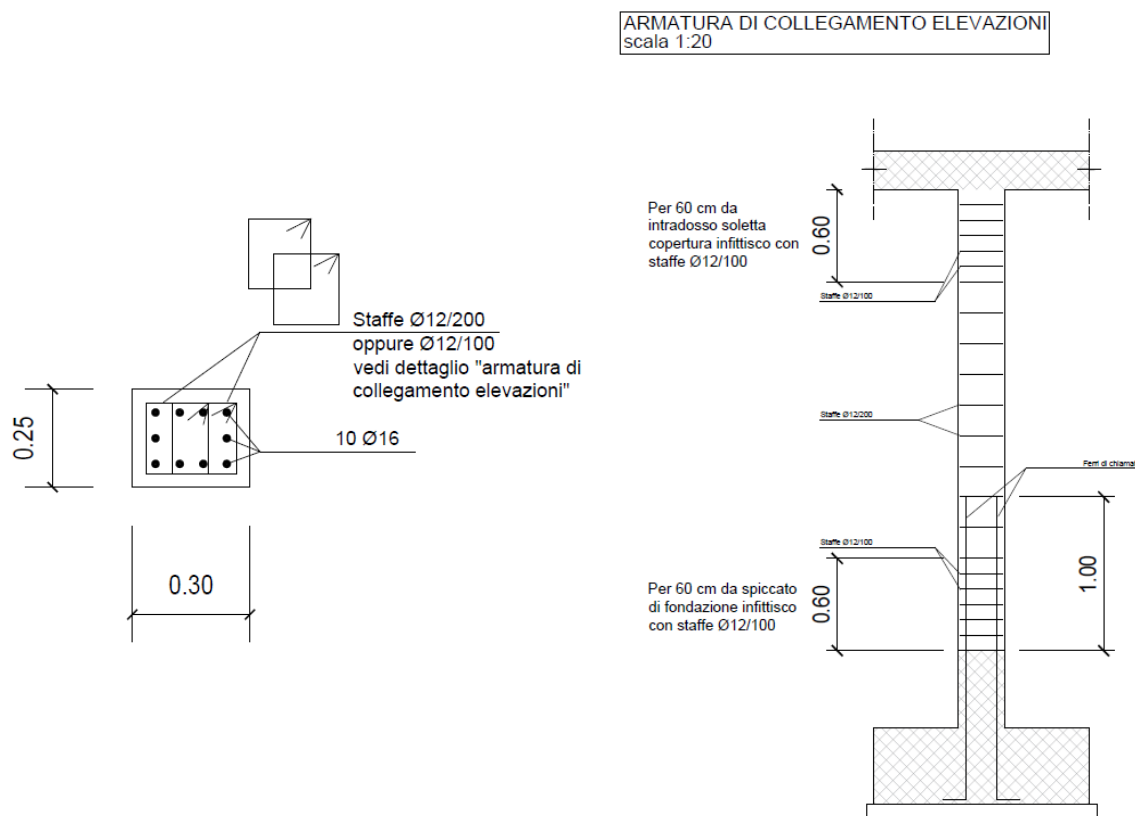


Figura 31 – Armatura pilastri

Si riportano a seguire gli output del programma di calcolo VcaSlu per le condizioni di maggior sollecitazione dei pilastri ovvero:

- massimo momento flettente M2-2 e assumendo cautelativamente un momento M3-3 agente contemporaneamente pari a 30 kNm (in realtà tale momento è minore).
- massimo momento flettente M3-3 e assumendo cautelativamente un momento M2-2 agente contemporaneamente pari a 30 kNm (in realtà tale momento è minore).

Si noti che per entrambi i casi cautelativamente si è trascurata l'azione assiale agente.

M2-2 max

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pilastri h=25

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

Titolo :

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	30	0
3	30	25
4	0	25

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
6	2,01	11,8	19,5
7	2,01	18,1	19,5
8	2,01	24,5	19,5
9	2,01	5,5	12,5
10	2,01	24,5	12,5

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.

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

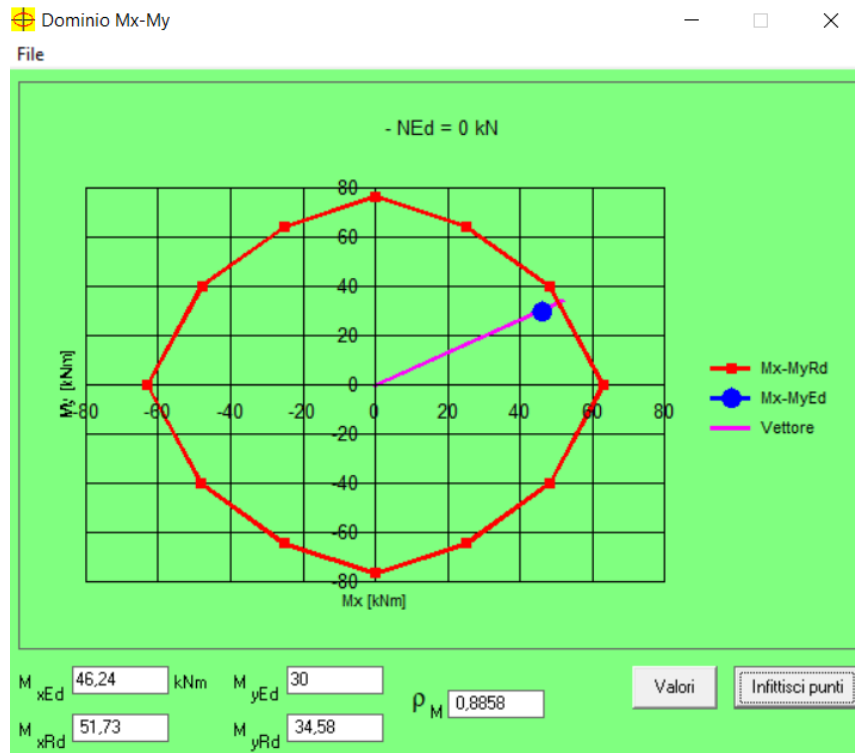
angolo asse neutro θ°

☐ Precompresso

Materiali

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



M3-3 max

Verifica C.A. S.L.U. - File: Pilastri h=30

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

TITOLO :

N° Vertici 4 Zoom N° barre 10 Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	25	0
3	25	30
4	0	30

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
6	2,01	19,5	11,8
7	2,01	19,5	18,1
8	2,01	19,5	24,5
9	2,01	12,5	5,5
10	2,01	12,5	24,5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN M_{xEd} 40,66 kNm M_{yEd} 30 kNm

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali B450C C32/40

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391,3 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 18,13 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 12,25 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,7333
 τ_{c1} 2,114

M_{xRd} 51,8 kNm M_{yRd} 38,37 kNm
 σ_c -18,13 N/mm² σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰ ϵ_s 3,678 ‰
d 30,97 cm x 15,1 x/d 0,4876 δ 1

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

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

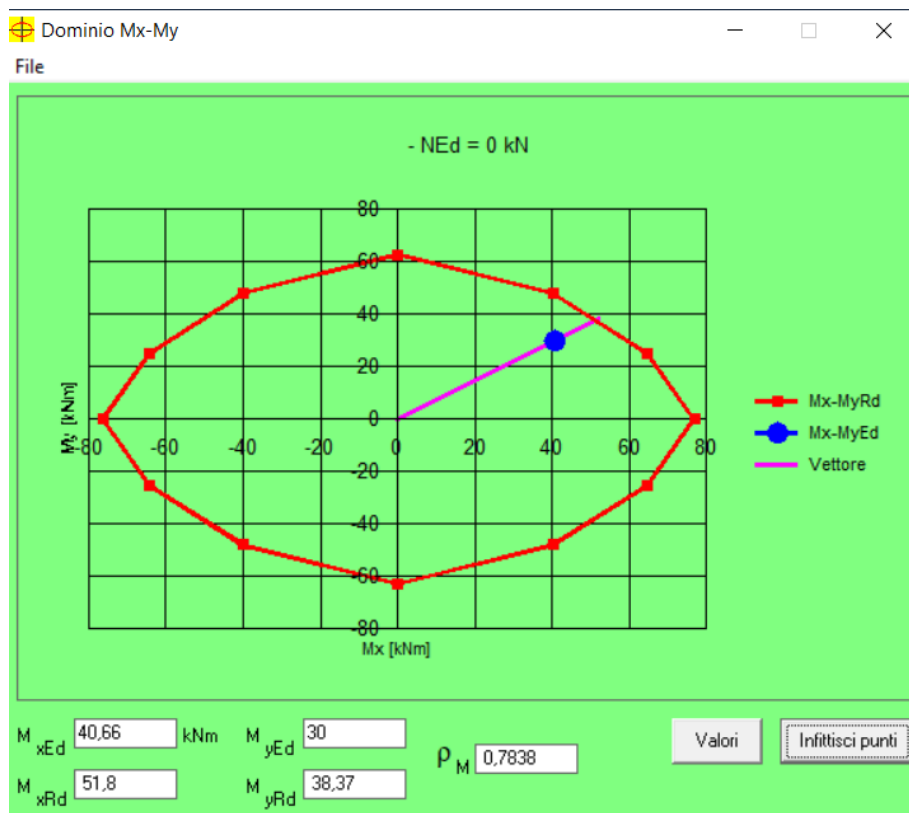
Tipo flessione: Retta Deviata

N° rett. 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ° 313

Precompresso



Per riassumere, le verifiche delle sezioni più significative, quelle di soggette alle massime sollecitazioni flettente sono riportate sinteticamente nella seguente tabella in cui si evidenziano per ciascuna sezione in analisi:

- la geometria della sezione (in cm),
- il quantitativo d'armatura presente in zona tesa (A_f) e compressa (\bar{A}_f),
- il momento sollecitante M_s [u.m. kNm],
- il momento resistente M_d [u.m. kNm],
- il coefficiente di sicurezza a rottura CS.

Valori di momenti flettenti positivi indicano che sono tese le fibre inferiori della sezione.

Sezione	b	h	A_f	\bar{A}_f	M_{soll}^{SLU}	M_r	CS
M2-2 _{max}	30	25	4Φ16	4Φ16	46.24	30	0.89
M3-3 _{max}	25	30	3Φ16	3Φ16	40.66	98	61.2

Unità di misura: geometria [cm], momenti flettenti [kNm].

Il coefficiente di sicurezza è sempre ≥ 1 ; pertanto le verifiche di resistenza risultano soddisfatte

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti in direzione Y (V 3-3)

A seguire si riporta la verifica per la sezione più sollecitata considerando staffe $\Phi 12$ a passo 200mm
Per le formule utilizzate si rimanda alle NTC 2018 .

$V_{Ed} = 28.6 \text{ kN}$

$h =$	0.25	m
$R_{ck} =$	40	MPa
$F_{yk} =$	450	MPa
$\gamma_c =$	1.5	
$\gamma_s =$	1.15	
$f_{cd} =$	18.81	MPa
$f'_{cd} =$	9,41	
$f_{ctm} =$	3,16	MPa
$f_{ctd} =$	1,47	MPa
$f_{ywd} =$	391.30	MPa
$b_w =$	0.3	m
$d =$	0.19	m
α	90	
$\text{ctg}\alpha$	0.00	
α_c	1	
θ	45	
$\text{ctg}\theta$	1	
s	0.2	m
Φ_{staffe}	12	mm
braccia	2	
A_{sw}	226.19	mm^2

ELEMENTI SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO

$$\begin{aligned} N &= 0 && \text{kN} \\ \gamma_c &= 1.5 \\ A_{sl} &= 8 && \text{cm}^2 \\ f_{ck} &= 33,2 \\ k &= 2,0153 &< & 2 \\ v_{min} &= 0,5770 \\ \rho &= 0,01375 \\ \sigma_{cp} &= 0,00000 && \text{MPa} \\ &0,86424 \\ V_{rd} &= 50298,56 && \boxed{50.3} \text{ kN} \end{aligned}$$

IN PRESENZA DI ARMATURA TRASVERSALE A TAGLIO

$$\begin{aligned} V_{rzd} &= 246.36 && \text{kN} \\ V_{rsd} &= 77.27 && \text{kN} \\ V_{rd} &= \boxed{77.27} && \text{kN} \end{aligned}$$

da cui risulta $V_{Rd} > V_{Ed}$; la verifica è soddisfatta.

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti in direzione X (V 2-2)

A seguire si riporta la verifica per la sezione più sollecitata considerando staffe $\Phi 12$ a passo 200mm
Per le formule utilizzate si rimanda alle NTC 2018 .

$$V_{Ed} = 25.0 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} h &= 0.30 && \text{m} \\ R_{ck} &= 40 && \text{MPa} \\ F_{yk} &= 450 && \text{MPa} \\ \gamma_c &= 1.5 \\ \gamma_s &= 1.15 \\ f_{cd} &= 18.81 && \text{MPa} \end{aligned}$$

$f'_{cd} = 9,41$
 $f_{ctm} = 3,16$ MPa
 $f_{ctd} = 1,47$ MPa
 $f_{ywd} = 391.30$ MPa
 $b_w = 0.25$ m
 $d = 0.19$ m
 $\alpha = 90$
 $ctg\alpha = 0.00$
 $\alpha_c = 1$
 $\theta = 45$
 $ctg\theta = 1$
 $s = 0.2$ m
 $\Phi_{staffe} = 12$ mm
 braccia 2
 $A_{sw} = 226.19$ mm²

ELEMENTI SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO

$N = 0$ kN
 $\gamma_c = 1.5$
 $A_{sl} = 8$ cm²
 $f_{ck} = 33,2$
 $k = 1,9054 < 2$
 $v_{min} = 0,5304$
 $\rho = 0,00656$
 $\sigma_{cp} = 0,00000$ MPa
 $0,63843$
 $V_{rd} = 38944,28$ **38.9** kN

IN PRESENZA DI ARMATURA TRASVERSALE A TAGLIO

$V_{rcd} = 258.21$ kN
 $V_{rsd} = 97.19$ kN
 $V_{rd} =$ **97.19** kN

da cui risulta $V_{Rd} > V_{Ed}$; la verifica è soddisfatta.

12.2. Verifiche agli SLE

Si riportano a seguire i diagrammi delle sollecitazioni flettenti ottenuti nella combinazione dimensionante agli SLE, in particolare la combinazione Rara.

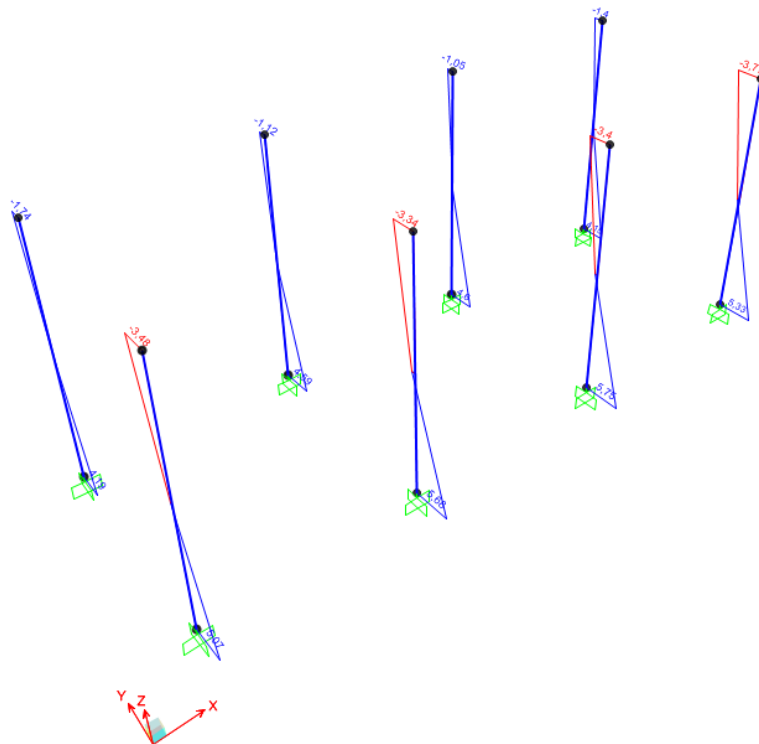


Figura 32 – Comb. SLE Rara Vento Prevalente – Momenti flettenti M 2-2

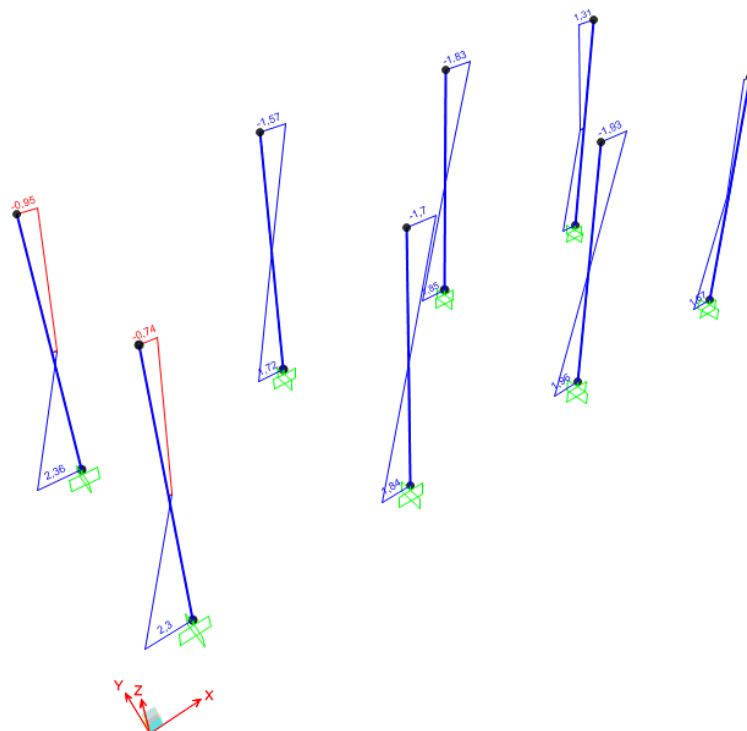


Figura 33 – Comb. SLE Rara Vento Prevalente – Momenti flettenti M 3-3

Oltre alle verifiche allo Stato Limite Ultimo, sono state condotte verifiche sezionali allo Stato Limite di Esercizio con controllo della fessurazione, qui appresso sinteticamente riportate in tabella, in cui si evidenziano:

- geometria della sezione [u.m. cm],
- armatura in zona tesa (A_f) e compressa (\bar{A}_f),
- momento flettente sollecitante [u.m. kNm/m]
- tensione al lembo compresso [u.m. N/mm²],
- tensione al lembo teso [u.m. N/mm²],
- ampiezza della fessura w_k [u.m. mm] .

Sezione	b	h	A_f	\bar{A}_f	$M^{SLE\ Rara}_{soll}$	σ_c	σ_f	w_k
M 2-2 _{max}	30	25	4 Φ 16	4 Φ 16	6	-2.31	42.7	0.03
M3-3 _{max}	25	30	3 Φ 16	3 Φ 16	3	-0.95	18.9	0.01

Unità di misura: geometria [cm], momenti flettenti [kNm], tensioni [N/mm²], fessure [mm]

Le verifiche risultano soddisfatte.

13. ANALISI; SOLLECITAZIONI RISULTANTI E VERIFICHE FONDAZIONI

Si riporta nel presente paragrafo i risultati del dimensionamento delle travi di fondazione, sia geotecnico sia strutturale. Si fa notare che tutte le verifiche degli elementi strutturali sono state svolte sia con riferimento agli stati limite ultimi, sia di esercizio.

13.1. Criteri di calcolo e analisi

13.1.1. Capacità portante terreno-fondazione

La capacità portante di una fondazione superficiale nastriforme con carico verticale centrato, si può determinare mediante l'equazione di Terzaghi:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c + q \cdot N_q + 1/2 \cdot \gamma_t \cdot B \cdot N_\gamma$$

dove:

c' = coesione

D = profondità piano di posa

B = larghezza della fondazione

γ_t = peso specifico del terreno

N_q , N_c , N_γ sono dei coefficienti adimensionali, che dipendono dall'angolo di attrito φ e che rappresentano rispettivamente il contributo alla capacità portante del terreno sovrastante, della coesione del terreno e della dissipazione di energia a collasso (forma della superficie di rottura considerata).

Tale equazione è ottenuta con riferimento ad una striscia indefinita di carico, in modo da poter considerare il problema piano.

Nelle applicazioni pratiche, per fondazioni di qualunque forma e dimensione, avente carico eccentrico e/o inclinato, e inclinazione della base e del piano campagna, la stima della capacità portante può essere effettuata mediante la seguente equazione generale proposta da Brinch-Hansen:

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 1/2 \cdot \gamma_t \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma$$

In cui si è indicato con

sc, sq, s_γ, i fattori di forma

dc, dq, d_γ, i fattori di profondità

ic, iq, i_γ, i fattori di inclinazione del carico

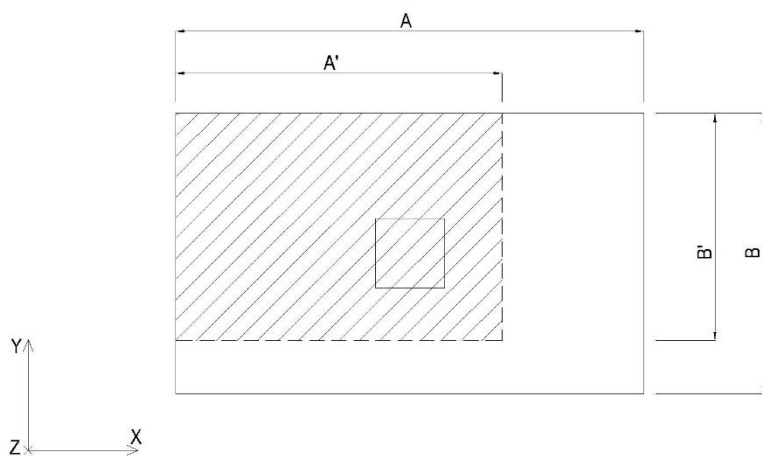
bc, bq, b_γ, i fattori di inclinazione della base

gc, gq, g_γ, i fattori di inclinazione della piano campagna

B' la larghezza equivalente per carico eccentrico

Nel caso di carico eccentrico non si usano coefficienti correttivi ma si preferisce far riferimento ad una sagoma fittizia (metodo di Meyerhof)

Detto "R" il centro di spinta avente eccentricità ex ed ey, nel calcolo si farà riferimento ad una fondazione fittizia (retinata) con centro geometrico coincidente con R e, quindi, dimensioni dei lati come indicate in figura.



Si avrà quindi:

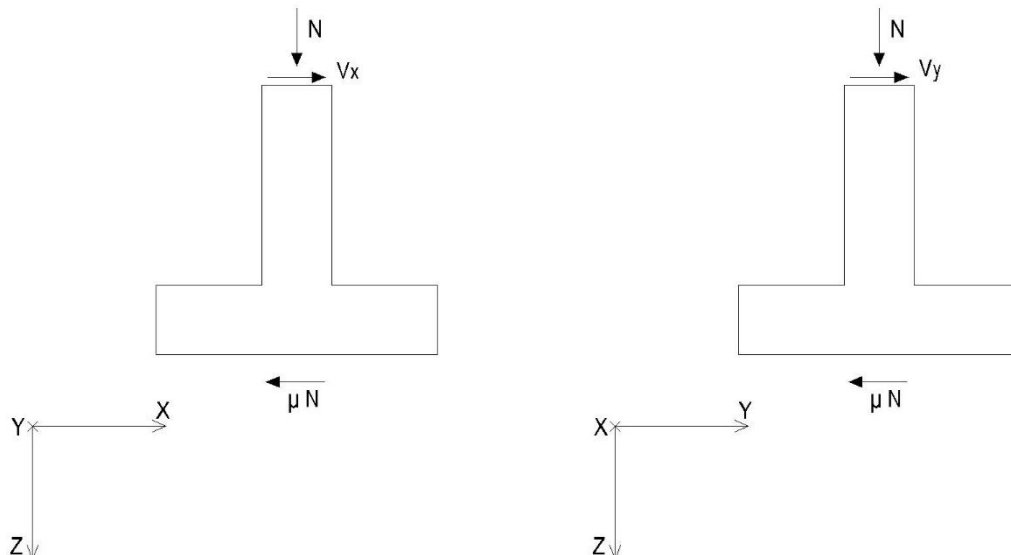
$$e_x = M_y / N \quad \dot{A} = A - 2e_x$$

$$e_y = M_x / N \quad B' = B - 2e_y$$

$$\text{Max pressione} = N / \dot{A} \times B'$$

13.1.2. Verifiche di stabilità

Verifica a Scorrimento



$$F_{sx} = \mu N / V_x$$

$$F_{sy} = \mu N / V_y$$

μ = coefficient di attrito

$F_{s\text{Scorr.}-\text{Dir } x}$ = Fattore di sicurezza a scorrimento in direzione X

$F_{s\text{Scorr.}-\text{Dir } y}$ = Fattore di sicurezza a scorrimento in direzione Y

13.2. Criteri di progettazione e verifica

La metodologia di calcolo seguita per lo studio della fondazioni in esame è quella basata sul “Metodo semi-probabilistico allo stato limite, mediante coefficienti parziali di sicurezza – SS.LL.”.

Le azioni di calcolo sollecitanti le fondazioni e la loro combinazione, nonché le proprietà fisico – meccaniche dei materiali strutturali in termini di capacità di prestazione, sono pertanto considerate mediante le opportune modalità indicate nei suddetti testi normativi; ovvero mediante

l'applicazione di regole specifiche e di coefficienti parziali di sicurezza adeguati, in base a quanto stabilito dalla Normativa Italiana in vigore (vedi cap.2 N.T.C. D.M. 17/01/2018).

Le verifiche agli SLU di tipo geotecnico, verifiche di capacità portante ultima del terreno (collasso per carico limite dell'insieme fondazione-terreno) e scorrimento sul piano di posa, sono eseguite utilizzando carichi fattorizzati seguendo l'Approccio 2 (con la Combinazione A1+M1+R3) e la Combinazione sismica (vedi Tabella 6.2.1 D.M. 17-01-2008).

Per quanto riguarda i coefficienti sulle resistenze si ha:

γ_R adottato per lo scorrimento =1.1 (tabella 6.4.I D.M 2018)

γ_R adottato per lo capacità portante =2.3 (tabella 6.4.I D.M 2018)

Le verifiche strutturali sono state condotte utilizzando il programma VcaSlu v. 7.5 e fogli elettronici di calcolo.

Vengono eseguite inoltre le verifiche strutturali indagando le azioni allo stato limite ultimo (SLU), per le quali si verifica il collasso degli elementi strutturali, e le verifiche allo stato limite di esercizio (SLE) per il controllo delle tensioni massime nei materiali e dell'apertura delle fessure.

Per quanto riguarda la verifica di resistenza allo SLU delle travi di fondazione queste sono progettate come travi su più appoggi in direzione longitudinale e mensole incastrate alla pareti in c.a in direzione trasversale, caricate dalla pressione netta e verificate a taglio, flessione, e fessurazione, rispettando comunque i minimi quantitativi di armatura previsti dalla normativa.

Per le opere di fondazione le verifiche devono essere effettuate almeno nei confronti dei seguenti stati limite:

SLU di tipo geotecnico (GEO)

SLU di tipo strutturale (STRU)

In particolare tali verifiche devono essere effettuate, tenendo conto dei valori dei coefficienti parziali riportati nelle Tab. 6.2.I, 6.2.II e 6.4.I del D.M 17 Gennaio 2018, seguendo almeno uno dei due approcci previsti dalla suddetta normativa vigente. Nella fattispecie, come già detto, si è deciso di seguire l'Approccio 2.

Il peso proprio della fondazione e del terreno di rinterro non devono essere considerati nel calcolo delle caratteristiche della sollecitazione perché il loro contributo a queste ultime si annulla. A favore di sicurezza però, la pressione massima sul terreno calcolata determinata nella combinazione di carico più sfavorevole (si veda paragrafi seguenti), non è stata depurata di tali contributi.

Nei paragrafi successivi si riportano le verifiche relative alla trave di fondazione più sollecitata.

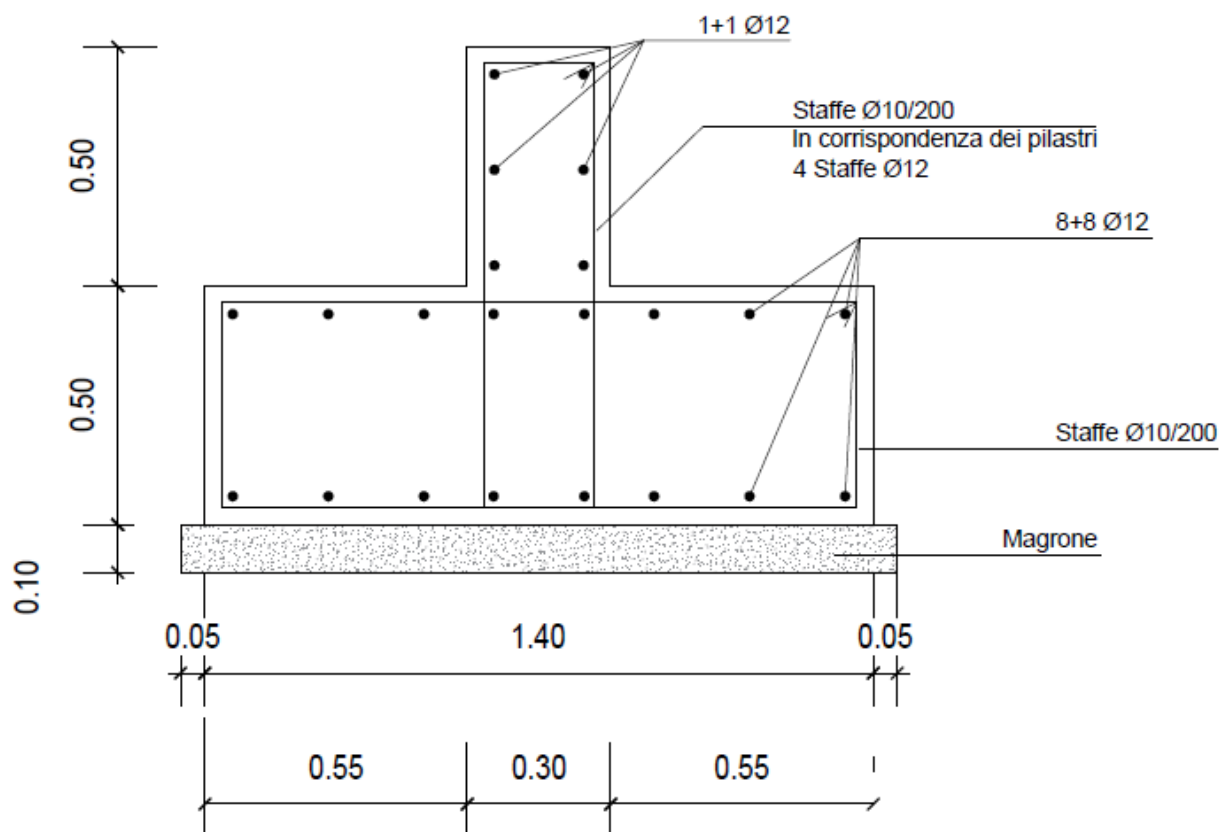


Figura 34 – Geometria e Armatura delle travi di fondazione

Il dimensionamento e la verifica geotecnica delle fondazioni è stato effettuato mediante fogli elettronici di calcolo.

13.3. SLU di Tipo Geotecnico (GEO)

La capacità portante delle travi di fondazione è stata determinata, come spiegato dettagliatamente in precedenza, mediante l'equazione generale proposta da Brich-Hansen; si riporta pertanto a seguire la verifica della capacità portante della fondazione per la combinazione di carico più sfavorevole in condizioni statiche e sismiche

Verifiche geotecniche in condizione sismiche, allo SLV

Fondazioni Dirette Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c' \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c + q' \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q + 0,5 \cdot \gamma' \cdot B' \cdot N_{\gamma} \cdot s_{\gamma} \cdot d_{\gamma} \cdot i_{\gamma} \cdot b_{\gamma} \cdot g_{\gamma}$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_L/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

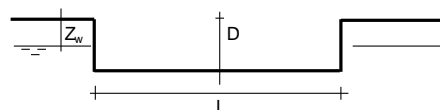
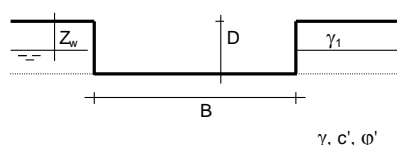
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2 \cdot e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2 \cdot e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

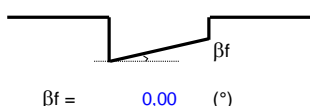
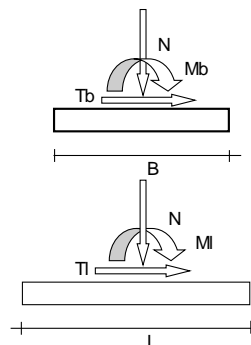
Metodo di calcolo		coefficienti parziali			
		azioni		proprietà del terreno	
		permanenti	temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'
Stato limite ultimo	○	1,00	1,30	1,25	1,60
Tensioni ammissibili	○	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dall'utente	●	1,00	1,00	1,00	1,00

valori suggeriti dall'EC7

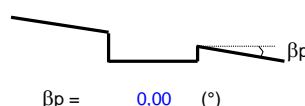


(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

$B = 1,40$ (m)
 $L = 8,90$ (m)
 $D = 1,00$ (m)



$\beta_f = 0,00$ (°)



$\beta_p = 0,00$ (°)

Nota: nella tabella sopra i coefficienti parziali relativi alle azioni sono pari all'unità in quanto le azioni stesse, riportate a pagina seguente, sono quelle derivanti dall'analisi, considerando quindi i carichi agenti combinati agli SLU (gruppo di coefficienti parziali A1).

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	713,00	0,00	713,00
Mb [kNm]	258,00	0,00	258,00
MI [kNm]	165,00	0,00	165,00
Tb [kN]	100,00	0,00	100,00
TI [kN]	63,00	0,00	63,00
H [kN]	118,19	0,00	118,19

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 17,50 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 17,50 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 28,00 \quad (^{\circ})$$

Valori di progetto

$$c' = 0,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 28,00 \quad (^{\circ})$$

Profondità della falda

$$Z_w = 20,00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0,36 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,23 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 0,68 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 8,44 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 17,50 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 17,50 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 14,72$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 25,80$$

$$N_y = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_y = 16,72$$

s_c, s_q, s_y : fattori di forma

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1,05$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1,04$$

$$s_y = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_y = 0,97$$

i_c, i_q, i_γ : **fattori di inclinazione del carico**

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,93 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 57,79 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,07 \quad m = 1,68 \quad (-)$$

$$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e $m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

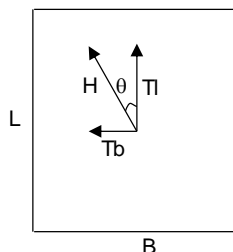
$$i_q = 0,74$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 0,72$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0,61$$



d_c, d_q, d_γ : **fattori di profondità del piano di appoggio**

$$\text{per } D/B^* \leq 1; d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$$

$$\text{per } D/B^* > 1; d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$$

$$d_q = 1,29$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1,31$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_γ : **fattori di inclinazione base della fondazione**

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

g_c, g_q, g_γ : **fattori di inclinazione piano di campagna**

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 314,64 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 124,96 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 2,52$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 118,19 \quad (\text{kN})$$

$$S_d = N * \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 379,11 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{scorr} = 3,21$$

La verifiche geotecniche risultano pertanto soddisfatte.

Capacità portante: il fattore di sicurezza infatti risulta pari a $2.52 > 2.3$ (previsto da normativa);

Scorrimento: il fattore di sicurezza infatti risulta pari a $3.21 > 1.1$ (previsto da normativa).

Verifiche geotecniche in condizione statiche, allo SLU (combinazione con vento prevalente)

Fondazioni Dirette
Verifica in tensioni efficaci

$$q_{lim} = c^* N c^* s c^* d c^* i c^* b c^* g c + q^* N q^* s q^* d q^* i q^* b q^* g q + 0,5 \gamma^* B^* N \gamma^* s \gamma^* d \gamma^* i \gamma^* b \gamma^* g \gamma$$

D = Profondità del piano di appoggio

e_B = Eccentricità in direzione B ($e_B = M_b/N$)

e_L = Eccentricità in direzione L ($e_L = M_L/N$) (per fondazione nastriforme $e_L = 0$; $L^* = L$)

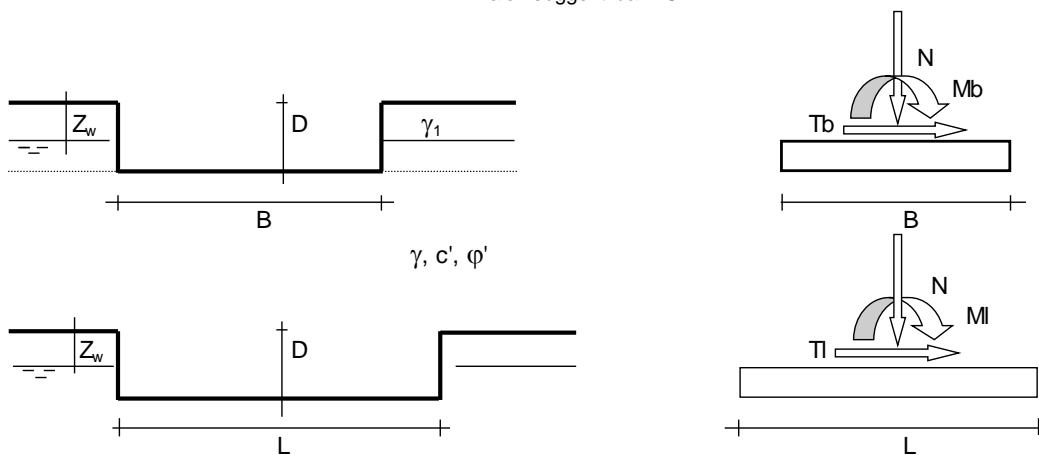
B^* = Larghezza fittizia della fondazione ($B^* = B - 2e_B$)

L^* = Lunghezza fittizia della fondazione ($L^* = L - 2e_L$)

(per fondazione nastriforme le sollecitazioni agenti sono riferite all'unità di lunghezza)

Metodo di calcolo		coefficienti parziali		proprietà del terreno	
		azioni permanenti	azioni temporanee variabili	$\tan \varphi'$	c'
Stato limite ultimo	○	1,00	1,30	1,25	1,60
Tensioni ammissibili	○	1,00	1,00	1,00	1,00
definiti dall'utente	⊙	1,00	1,00	1,00	1,00

valori suggeriti dall'EC7



(Per fondazione nastriforme $L = 100$ m)

B = 1,40 (m)
L = 8,90 (m)
D = 1,00 (m)



AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	823,00	0,00	823,00
Mb [kNm]	48,50	0,00	48,50
MI [kNm]	20,00	0,00	20,00
Tb [kN]	22,00	0,00	22,00
TI [kN]	9,00	0,00	9,00
H [kN]	23,77	0,00	23,77

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 17,50 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 17,50 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 28,00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 0,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 28,00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 20,00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0,06 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,02 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 1,28 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 8,85 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 17,50 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 17,50 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc, Nq, Ny : coefficienti di capacità portante

$$N_q = \tan^2(45 + \varphi'/2) \cdot e^{(\pi \cdot \tan \varphi')}$$

$$N_q = 14,72$$

$$N_c = (N_q - 1) / \tan \varphi'$$

$$N_c = 25,80$$

$$N_y = 2 \cdot (N_q + 1) \cdot \tan \varphi'$$

$$N_y = 16,72$$

s_c, s_q, s_γ : fattori di forma

$$s_c = 1 + B^* N_q / (L^* N_c)$$

$$s_c = 1,08$$

$$s_q = 1 + B^* \tan \varphi' / L^*$$

$$s_q = 1,08$$

$$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot B^* / L^*$$

$$s_\gamma = 0,94$$

i_c, i_q, i_γ : fattori di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1,87 \quad \theta = \arctg(T_b/T_l) = 67,75 \quad (^\circ)$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1,13 \quad m = 1,77 \quad (-)$$

($m=2$ nel caso di fondazione nastriforme e

$m=(m_b \sin^2 \theta + m_l \cos^2 \theta)$ in tutti gli altri casi)

$$i_q = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^m$$

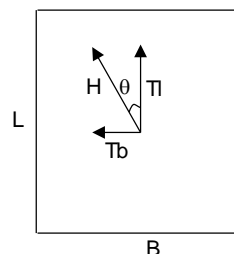
$$i_q = 0,95$$

$$i_c = i_q - (1 - i_q)/(N_q - 1)$$

$$i_c = 0,95$$

$$i_\gamma = (1 - H/(N + B^* L^* c' \cotg \varphi'))^{(m+1)}$$

$$i_\gamma = 0,92$$



d_c, d_q, d_γ : fattori di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_q = 1 + 2 D \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2 / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_q = 1 + (2 \tan \varphi' (1 - \sin \varphi')^2) * \arctan (D / B^*)$

$$d_q = 1,23$$

$$d_c = d_q - (1 - d_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$d_c = 1,25$$

$$d_\gamma = 1$$

$$d_\gamma = 1,00$$

b_c, b_q, b_γ : fattori di inclinazione base della fondazione

$$b_q = (1 - \beta_f \tan \varphi')^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$b_q = 1,00$$

$$b_c = b_q - (1 - b_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$b_c = 1,00$$

$$b_\gamma = b_q$$

$$b_\gamma = 1,00$$

g_c, g_q, g_γ : fattori di inclinazione piano di campagna

$$g_q = (1 - \tan \beta_p)^2 \quad \beta_f + \beta_p = 0,00 \quad \beta_f + \beta_p < 45^\circ$$

$$g_q = 1,00$$

$$g_c = g_q - (1 - g_q) / (N_c \tan \varphi')$$

$$g_c = 1,00$$

$$g_\gamma = g_q$$

$$g_\gamma = 1,00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 487,86 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 72,52 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Coefficiente di sicurezza

$$F_s = q_{lim} / q = 6,73$$

VERIFICA A SCORRIMENTO

$$H_d = 23,77 \quad (\text{kN})$$

$$S_d = N * \tan(\varphi') + c' B^* L^*$$

$$S_d = 437,60 \quad (\text{kN})$$

Coefficiente di sicurezza allo scorrimento

$$F_{scorr} = 18,41$$

La verifiche geotecniche risultano pertanto soddisfatte.

Capacità portante: il fattore di sicurezza infatti risulta pari a $6.73 > 2.3$ (previsto da normativa);

Scorrimento: il fattore di sicurezza infatti risulta pari a $18.41 > 1.1$ (previsto da normativa).

Verifiche geotecniche allo stato limite di esercizio

Si riporta per semplicità solo le azioni agenti e la pressione massima risultante.

AZIONI

	valori di input		Valori di calcolo
	permanenti	temporanee	
N [kN]	627,00	0,00	627,00
Mb [kNm]	33,00	0,00	33,00
MI [kNm]	13,00	0,00	13,00
Tb [kN]	15,00	0,00	15,00
TI [kN]	7,00	0,00	7,00
H [kN]	16,55	0,00	16,55

Peso unità di volume del terreno

$$\gamma_1 = 17,50 \quad (\text{kN/mc})$$

$$\gamma = 17,50 \quad (\text{kN/mc})$$

Valori caratteristici di resistenza del terreno

$$c' = 0,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 28,00 \quad (^\circ)$$

Valori di progetto

$$c' = 0,00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$\varphi' = 28,00 \quad (^\circ)$$

Profondità della falda

$$Z_w = 20,00 \quad (\text{m})$$

$$e_B = 0,05 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0,02 \quad (\text{m})$$

$$B^* = 1,29 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 8,81 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 17,50 \quad (\text{kN/mq})$$

 γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 17,50 \quad (\text{kN/mc})$$

Pressione massima agente

$$q = N / B^* L^*$$

$$q = 54,98 \quad (\text{kN/m}^2)$$

La pressione agente allo SLE risulta di molto inferiore alla capacità portante della fondazione; pertanto non si ritiene necessario eseguire un calcolo rigoroso dei cedimenti che, visto i carichi agenti, la tipologia di struttura oggetto di studio e le caratteristiche del terreno su cui poggiano gli elementi di fondazione, saranno modesti. Inoltre la rigidità elevata del sistema di fondazione previsto consentirà di avere cedimenti uniformi, che saranno scontati prevalentemente subito dopo la realizzazione della struttura portante in c.a. del manufatto.

13.4. SLU di Tipo Strutturale (STRU)

La pressione massima agente sulla trave di fondazione risulta pari a 125 kN/m². Il momento flettente e il taglio sollecitanti, calcolati a favore di sicurezza senza depurare tale pressione dal peso della fondazione e terreno di ricoprimento, risultano:

- in direzione trasversale:
 $M_{Trasv} = q \times B \times l^2/2 = 125 \times 1 \times 0.55^2/2 = 18.91 \text{ kNm}$
 $V_{Trasv} = q \times B \times l = 125 \times 1 \times 0.55 = 68.7 \text{ kN}$
- in direzione longitudinale:
 $M_{Trasv} = q \times B \times l^2/2 = 125 \times 1.4 \times 2.5^2/8 = 137 \text{ kNm}$
 $V_{Trasv} = q \times B \times l = 125 \times 1.4 \times 2.5 / 2 = 218.8 \text{ kN}$

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni flettenti

L'armatura prevista per la trave è costituita da n.7 $\Phi 12$ superiori e inferiori, e da staffe $\Phi 10/200$ mm in direzione longitudinale. Si riportano a seguire gli output del programma di calcolo VcaSlu e una tabella riepilogativa delle verifiche.

Verifiche in direzione longitudinale

Verifiche in direzione longitudinale

Verifica C.A. S.L.U. - File: Trave fond-long

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

Titolo : _____

N° figure elementari 2 **Zoom** **N° strati barre** 4 **Zoom**

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	50
2	140	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	2,26	5,5
2	2,26	25,5
3	7,92	55,5
4	7,92	94,5

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. **Metodo n**
 N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 137 kNm
 M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C28/35**
 E_{su} 67,5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5 %
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15,87 %
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 1,957 % σ_{c,adm} 11
 σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6667
 τ_{c1} 1,971

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

Calcoli
 M_{xRd} 441,1 kNm
 σ_c -15,87 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ε_c 3,5 %
 ε_s 17,08 %
 d 94,5 cm
 x 16,07 x/d 0,1701
 δ 0,7

Altri parametri
 N° rett. 100
 L₀ 0 cm
 Col. modello
☐ Precompresso

Per riassumere, le verifiche delle sezioni più significative, quelle di soggette alle massime sollecitazioni flettenti sono riportate sinteticamente nella seguente tabella in cui si evidenziano per ciascuna sezione in analisi:

- la geometria della sezione [u.m. cm];
- il quantitativo d'armatura presente in zona tesa (A_f) e compressa (\bar{A}_f),
- il momento sollecitante M_s [u.m. kNm],
- il momento resistente M_d [u.m. kNm],
- il coefficiente di sicurezza a rottura CS.

Valori di momenti flettenti positivi indicano che sono tese le fibre inferiori della sezione.

Sezione	b	h _{tot}	A _f	\bar{A}_f	M _{SLU_{soll}}	M _{Rd}	CS
A T rovescia	140	100	7Φ12	7Φ12	137	441	3.21

Unità di misura: geometria [cm], momenti flettenti [kNm].

Il coefficiente di sicurezza è sempre ≥ 1 ; pertanto le verifiche di resistenza risultano soddisfatte.

Verifiche in direzione trasversale

Verifica C.A. S.L.U. - File: Trave fond-trasv

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

TITOLO :

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	3.93	4.5
2	3.93	45.5

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

Materiali
B450C C28/35
E_{su} % E_{c2} %
f_{yd} N/mm² E_{cu} %
E_s N/mm² f_{cd} %
E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
E_{syd} % σ_{c,adm}
σ_{s,adm} N/mm² τ_{co}
τ_{c1}

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

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ cm Col. modello
☐ Precompresso

Per riassumere, le verifiche delle sezioni più significative, quelle di soggette alle massime sollecitazioni flettenti sono riportate sinteticamente nella seguente tabella in cui si evidenziano per ciascuna sezione in analisi:

la geometria della sezione [u.m. cm];

il quantitativo d'armatura presente in zona tesa (A_f) e compressa (A'_f),

il momento sollecitante M_s [u.m. kNm],

il momento resistente M_d [u.m. kNm],

il coefficiente di sicurezza a rottura CS.

Valori di momenti flettenti positivi indicano che sono tese le fibre inferiori della sezione.

Sezione	b	h _{tot}	A _f	A' _f	M _{SLUsoll}	M _{Rd}	CS
Mmax	100	50	5Φ10	5Φ10	18.9	73.8	3.90

Unità di misura: geometria [cm], momenti flettenti [kNm].

Il coefficiente di sicurezza è sempre ≥ 1 ; pertanto le verifiche di resistenza risultano soddisfatte.

Verifiche stato limite ultimo per sollecitazioni taglianti*Verifiche in direzione longitudinale*

Per le formule utilizzate si rimanda alle NTC 2018 .

$V_{Ed} = 218.8 \text{ kN}$

$h =$	1.0	m
$R_{ck} =$	35	MPa
$F_{yk} =$	450	MPa
$\gamma_c =$	1,5	
$\gamma_s =$	1,15	
$f_{cd} =$	16,46	MPa
$f'_{cd} =$	8,23	
$f_{ctm} =$	2,89	MPa
$f_{ctd} =$	1,35	MPa
$f_{ywd} =$	391.30	MPa
$b_w =$	0.3	m
$d =$	0.95	m
α	90	
$\text{ctg}\alpha$	0.00	
α_c	1	
θ	45	
$\text{ctg}\theta$	1	
s	0.2	m
Φ_{staffe}	10	mm
braccia	2	
A_{sw}	157.08	mm ²

ELEMENTI SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO

$$\begin{aligned} N &= 0 \quad \text{kN} \\ \gamma_c &= 1.5 \\ A_{sl} &= 3,39 \quad \text{cm}^2 \\ f_{ck} &= 29,05 \\ k &= 1,4593 < 2 \\ v_{min} &= 0,3326 \\ \rho &= 0,00119 \\ \sigma_{cp} &= 0,00000 \quad \text{MPa} \\ &0,26493 \\ V_{rd} &= 75346,90 \quad \boxed{75.4} \quad \text{kN} \end{aligned}$$

IN PRESENZA DI ARMATURA TRASVERSALE A TAGLIO

$$\begin{aligned} V_{rzd} &= 1053,38 \quad \text{kN} \\ V_{rsd} &= 262,21 \quad \text{kN} \\ V_{rd} &= \boxed{262,2} \quad \text{kN} \end{aligned}$$

da cui risulta $V_{Rd} > V_{Ed}$; la verifica è soddisfatta.

Verifiche in direzione trasversale

Per le formule utilizzate si rimanda alle NTC 2018 .

$V_{Ed} = 68.7$ kN

$h =$	0.5	m
$R_{ck} =$	35	MPa
$F_{yk} =$	450	MPa
$\gamma_c =$	1,5	
$\gamma_s =$	1,15	
$f_{cd} =$	16,46	MPa
$f'_{cd} =$	8,23	
$f_{ctm} =$	2,89	MPa
$f_{ctd} =$	1,35	MPa
$f_{ywd} =$	391.30	MPa
$b_w =$	1.0	m
$d =$	0.45	m
α	90	
$\text{ctg}\alpha$	0.00	
α_c	1	
θ	45	
$\text{ctg}\theta$	1	
s	0.2	m
Φ_{staffe}	10	mm
braccia	2	
A_{sw}	157.08	mm ²

ELEMENTI SENZA ARMATURA TRASVERSALE RESISTENTE A TAGLIO

$N =$	0	kN
$\gamma_c =$	1.5	
$A_{sl} =$	3,9	cm ²

$$\begin{aligned}f_{ck} &= 29,05 \\k &= 1,6682 < 2 \\v_{min} &= 0,4064 \\\rho &= 0,00087 \\\sigma_{cp} &= 0,00000 \text{ MPa} \\&0,27273 \\V_{rd} &= 122181,68 \quad \boxed{122.2} \text{ kN}\end{aligned}$$

da cui risulta $V_{Rd} > V_{Ed}$; la verifica è soddisfatta.

13.5. SLE di Tipo Strutturale

La pressione massima agente sulla trave di fondazione agli SLE risulta pari a 55 kN/m². I momenti flettenti calcolati a favore di sicurezza senza depurare tale pressione dal peso della fondazione e terreno di ricoprimento, risultano:

- in direzione longitudinale:
 $M_{Trasv} = q \times B \times l^2/2 = 55 \times 1.4 \times 2.5^2/8 = 60.2 \text{ kNm}$
- in direzione trasversale:
 $M_{Trasv} = q \times B \times l^2/2 = 55 \times 1 \times 0.55^2/2 = 8.32 \text{ kNm}$

Verifiche agli stati limite di esercizio alle tensioni e a fessurazione per sollecitazioni flettenti

Verifiche in direzione longitudinale

Verifica C.A. S.L.U. - File: Trave fond-long

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

Titolo: _____

N° figure elementari: 2 Zoom N° strati barre: 4 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	50
2	140	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	2,26	5,5
2	2,26	25,5
3	7,92	55,5
4	7,92	94,5

Tipo Sezione:
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☒ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 137 60,2 kNm
M_{yEd} 0 0

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} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 391,3 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200.000 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 -1,892 N/mm²
σ_s 71,98 N/mm²
ε_s 0,3599 ‰
d 94,5 cm
x 26,72 x/d 0,2828
δ 0,7935

Verifica
N° iterazioni: 5
☐ Precompresso

Oltre alle verifiche allo Stato Limite Ultimo, sono state condotte verifiche sezionali allo Stato Limite di Esercizio con controllo della fessurazione, qui appresso sinteticamente riportate in tabella, in cui si evidenziano:

geometria della sezione [u.m. cm],
armatura in zona tesa (A_f) e compressa (\bar{A}_f),
momento flettente sollecitante [u.m. kNm/m]
tensione al lembo compresso [u.m. N/mm²],
tensione al lembo teso [u.m. N/mm²],
ampiezza della fessura w_k [u.m. mm] .

A favore di sicurezza si sé considerato il momento sollecitante agli SLE comb RARA.

Sezione	b	h	A_f	\bar{A}_f	M_{SLE} Rara soll	σ_c	σ_f	w_k
A T rovescia	140	100	7 Φ 12	7 Φ 12	60.2	-1.89	72	0.05

Unità di misura: geometria [cm], momenti flettenti [kNm], tensioni [N/mm²], fessure [mm]

Le verifiche risultano soddisfatte

Verifiche in direzione trasversale

Verifica C.A. S.L.U. - File: Trave fond-trasv

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

Titolo : _____

N° figure elementari 1 Zoom N° strati barre 2 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	A_s [cm ²]	d [cm]
1	3.93	4.5
2	3.93	45.5

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N° Ed 0 0 kN
 M_{xEd} 18.9 8.32 kNm
 M_{yEd} 0 0

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} 67.5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 391.3 N/mm² ϵ_{cu} 3.5 ‰
 E_s 200.000 N/mm² f_{cd} 15.87 ‰
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0.8
 ϵ_{syd} 1.957 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 11
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0.6667
 τ_{c1} 1.971

σ_c -0.5535 N/mm²
 σ_s 49.03 N/mm²
 ϵ_s 0.2451 ‰
 d 45.5 cm
 x 6.589 x/d 0.1448
 δ 0.7

Verifica

N° iterazioni: 5

☐ Precompresso

Oltre alle verifiche allo Stato Limite Ultimo, sono state condotte verifiche sezionali allo Stato Limite di Esercizio con controllo della fessurazione, qui appresso sinteticamente riportate in tabella, in cui si evidenziano:

geometria della sezione [u.m. cm],
armatura in zona tesa (A_f) e compressa (\bar{A}_f),
momento flettente sollecitante [u.m. kNm/m]
tensione al lembo compresso [u.m. N/mm²],
tensione al lembo teso [u.m. N/mm²],
ampiezza della fessura w_k [u.m. mm] .

A favore di sicurezza si é considerato il momento sollecitante agli SLE comb RARA.

Sezione	b	h	A_f	\bar{A}_f	$M_{SLE \text{ Rara soll}}$	σ_c	σ_f	w_k
Mmax	100	50	5 Φ 10	5 Φ 10	8.32	-0.55	49	0.09

Unità di misura: geometria [cm], momenti flettenti [kNm], tensioni [N/mm²], fessure [mm]

Le verifiche risultano soddisfatte