



REALIZZAZIONE REFETTORIO SCUOLA PRIMARIA A. GAYS

GRUPPO DI PROGETTAZIONE - COLLABORAZIONI

RESPONSABILE DI PROGETTO PROGETTO ARCHITETTONICO COORDINAMENTO PRESTAZIONI Arch. Diego Bertotti Collaborazione Arch. Sara Bertoncini	PROGETTO STRUTTURE Studio Associato LTG Ing. Matteo Lusso Ing. Alessandro Paino	PROGETTAZIONE ENERGETICA Studio Associato Pool Engineering Ing. Virgilio M. Chiono Geom. Andrea Zanusso
IMPIANTI ELETTRICI Per. Ind. Zenerino Massimo	ACUSTICA Ing. Matteo Corino	GEOLOGIA E GEOTECNICA Dott. Geol. Carlo Dellarole
IMPIANTI MECCANICI Studio Associato Pool Engineering Ing. Virgilio M. Chiono Geom. Andrea Zanusso	ANTINCENDIO Studio Associato Pool Engineering Ing. Virgilio M. Chiono Geom. Andrea Zanusso	CONSULENZA

FASE PROGETTO DEFINITIVO/ESECUTIVO	DATA PROGETTO 16-01-2023
	REV n. 00 16-01-2023
OGGETTO RELAZIONE DI CALCOLO STRUTTURALE	TAV-ELAB ES.00

1	Premessa	3
2	Normative di riferimento e bibliografia	4
3	Introduzione	6
4	Caratteristiche dei materiali, vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento	8
4.1	Legno strutturale	8
4.2	Acciaio per strutture metalliche	9
4.3	Bulloneria e barre filettate	9
4.4	Calcestruzzo per opere in cemento armato: C25/30	10
4.5	Classe di esecuzione (UNI-EN 1993-1-1:2014 Appendice C)	10
4.6	Classe d'uso, vita nominale	10
5	Caratterizzazione sismica	11
6	Analisi dei carichi	15
6.1	Carichi permanenti strutturali	15
6.2	Carichi permanenti strutturali e non strutturali	15
6.2.1	<i>Carichi variabili di esercizio</i>	15
7	Combinazioni di carico	19
8	Individuazione del codice di calcolo	20
8.1	Caratteristiche del codice di calcolo	20
8.2	Grado di affidabilità del codice	20
8.3	Motivazione della scelta del codice	20
8.4	Validazione del codice di calcolo	21
9	Modello di calcolo	22
10	Verifiche	25
10.1	Verifiche strutturali	25
10.2	Combinazioni di carico	27
10.3	Verifica delle travi principali in legno lamellare – 18x48 cm	30
10.3.1	<i>Verifica a SLU</i>	30
10.3.2	<i>Verifica a SLE</i>	33
10.3.3	<i>Verifiche in condizioni d'incendio</i>	35
10.4	Verifica delle travi secondarie in legno – 18x48 cm	36
10.5	Verifica degli sbalzi in legno – Sezione variabile a rastremarsi	36
10.6	Verifica dei pilastri in cemento armato – $\Phi 30$ cm/20x30 cm	37
10.6.1	<i>Verifica a SLU</i>	37

10.6.1.1	<i>Pilastro $\Phi 30$ cm</i>	40
10.6.1.2	<i>Pilastro 20x30 cm</i>	42
10.6.2	<i>Verifica a SLE</i>	44
10.6.2.1	<i>Pilastro $\Phi 30$ cm</i>	44
10.6.2.1.1	Verifica a tensione	44
10.6.2.1.2	Verifica a fessurazione	45
10.6.2.2	<i>Pilastro 20x30 cm</i>	46
10.6.2.2.1	Verifica a tensione	46
10.6.2.2.2	Verifica a fessurazione	47
10.7	Verifica del pannello di copertura NEXT PANEL	49
10.7.1	<i>Appoggio</i>	49
10.7.2	<i>Sbalzo</i>	52
10.8	Verifica delle connessioni tra travi in legno e pilastro in cemento armato	55
10.9	Verifica muretti in cemento armato per sostegno pareti telaio	86
10.9.1	<i>Verifica muretto 25x75 cm</i>	86
10.9.2	<i>Verifica muretto 25x100 cm</i>	92
10.10	Verifica travi di fondazione	98
10.10.1	<i>Verifica trave di fondazione 80x40 cm</i>	98
10.10.2	<i>Verifica trave di fondazione 60x40 cm</i>	104
11	VERIFICHE GEOTECNICHE	111
11.1	Caratterizzazione geotecnica del sito	111
11.2	Verifica a capacità portante	111
11.2.1	<i>Trave di fondazione 80x40 cm (L=18 m)</i>	111
11.2.2	<i>Trave di fondazione 80x40 cm (L=9.5 m)</i>	113
12	CONCLUSIONI	116

1 PREMESSA

Il sottoscritto Ing. Matteo Lusso, iscritto all' Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino con il numero 11491Z, è stato incaricato di effettuare il calcolo delle strutture lignee e in calcestruzzo armato oggetto della presente relazione tecnica.

Committente:

Comune di Valperga

Progettista esecutivo strutturale:

Ing. Matteo Lusso, residenza di lavoro in Mazzè Piazza Vittorio Veneto 3,
iscritto all'Ordine degli Ingegneri della Provincia di Torino con il n° 11491Z.

Timbro e Firma



2 NORMATIVE DI RIFERIMENTO E BIBLIOGRAFIA

- [1] **D. M. 17/01/2018** – Aggiornamento Norme Tecniche per le Costruzioni
- [2] **Circolare n.7 21-01-2019** – Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle Norme Tecniche sulle Costruzioni di cui la decreto ministeriale 17-01-2018
- [3] **UNI EN 1990:2006 – Eurocodice 0** – Criteri generali di progettazione strutturale
- [4] **UNI EN 1991-1-1:2004 – Eurocodice 1 Parte 1-1** – Azioni sulle strutture – Pesì per unità di volume, pesi propri e sovraccarichi per edifici
- [5] **UNI EN 1991-1-3:2015 – Eurocodice 1 Parte 1-3** – Azioni sulle strutture – Carichi da neve
- [6] **UNI EN 1991-1-4:2015 – Eurocodice 1 Parte 1-4** – Azioni sulle strutture – Azioni del vento
- [7] **UNI EN 1992-1-1:2015 – Eurocodice 2 Parte 1-1** – Progettazione delle strutture in calcestruzzo armato – Regole generali e regole per gli edifici
- [8] **UNI EN 1992-1-2:2015 – Eurocodice 2 Parte 1-2** – Progettazione delle strutture in calcestruzzo armato – Progettazione strutturale contro l'incendio
- [9] **UNI EN 1992-4:2018 – Eurocodice 2 Parte 4** – Progettazione delle strutture in calcestruzzo armato – Progettazione degli attacchi per l'utilizzo nel calcestruzzo
- [10] **UNI EN 1993-1-8:2005 – Eurocodice 3 Parte 1-8** – Progettazione delle strutture in acciaio – Progettazione dei collegamenti
- [11] **UNI EN 1995-1-1:2014 – Eurocodice 5 Parte 1-1** – Progettazione delle strutture in legno – Regole generali – Regole comuni e regole per gli edifici
- [12] **UNI EN 1995-1-2:2005 – Eurocodice 5 Parte 1-2** – Progettazione delle strutture in legno –Progettazione strutturale contro l'incendio

- [13] **UNI EN 1997-1:2013 – Eurocodice 7 Parte 1** – Progettazione geotecnica– Regole generali
- [14] **UNI EN 1998-1:2013 – Eurocodice 8 Parte 1** – Progettazione per le azioni sismiche – Regole generali, azioni sismiche e regole per gli edifici
- [15] **CNR DT 206/2007 R1/2018** – Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione e il controllo delle strutture in legno
- [16] **UNI 11035-2:2003** – Legno strutturale – Regole per la classificazione a vista secondo la resistenza e i valori caratteristici per tipi di legname strutturale italiani
- [17] **UNI EN 338** – Legno strutturale: Classi di resistenza

3 INTRODUZIONE

La struttura oggetto di analisi fa parte del complesso scolastico adibito a scuola primaria di primo grado “A. Gays” sito nel comune di Valperga (TO), P.zza F. Pastore.

Annessa al corpo principale della struttura scolastica esistente sarà realizzata una nuova mensa, ad uso prettamente scolastico, della dimensione di circa 19x10 m. Le opere di fondazione della nuova palestra saranno realizzate in c.a. mediante travi, platee e muretti.

La struttura in elevazione è prevista a telaio, in cui sono presenti:

- travi principali in legno lamellare di sezione 18x48 cm,;
- travi a sbalzo in legno lamellare di sezione variabile a rastremarsi, pari a 18x48 cm all'incastro e 18x24 cm in punta;
- pilastri circolari in cemento armato con diametro pari a 30 cm;
- pilastro in cemento armato di sezione 20x30 cm, in corrispondenza dello spessore della parete telaio a chiusura del perimetro della struttura.

La copertura sarà realizzata con travi principali a passo variabile, pari ad un valore massimo di 4.80 m ed un valore minimo di 3.55 m, e dimensione di 18x48 cm (in legno lamellare GL24h), in configurazione sia di travi binate (accoppiate) che di travi singole, a cui si aggiungono delle travi a sbalzo di sezione variabile a rastremarsi, pari a 18x48 cm all'incastro e 18x24 cm in punta. Saranno presenti altresì travi secondarie in legno lamellare GL24h, le quali avranno funzione di architrave per la struttura in vetro inserita all'interno della parete SUD della struttura. Il manto di copertura da installare sarà previsto da pannelli prefabbricati “*Next Panel*” costituiti da travetti in legno massiccio di dimensioni 10x24 cm (passo 60 cm) e OSB superiore da 15 mm coibentato internamente.

Le facciate, sia frontale che laterale saranno da realizzarsi con pareti a telaio (elementi come montanti e traversi di sezione 6x14 e OSB interno da 18 mm e esterno da 12 mm) in maniera tale da avere una funzione di tamponatura.

Si riportano sotto delle figure tratte dagli elaborati di progetto, per meglio chiarire la tipologia dell'intervento.

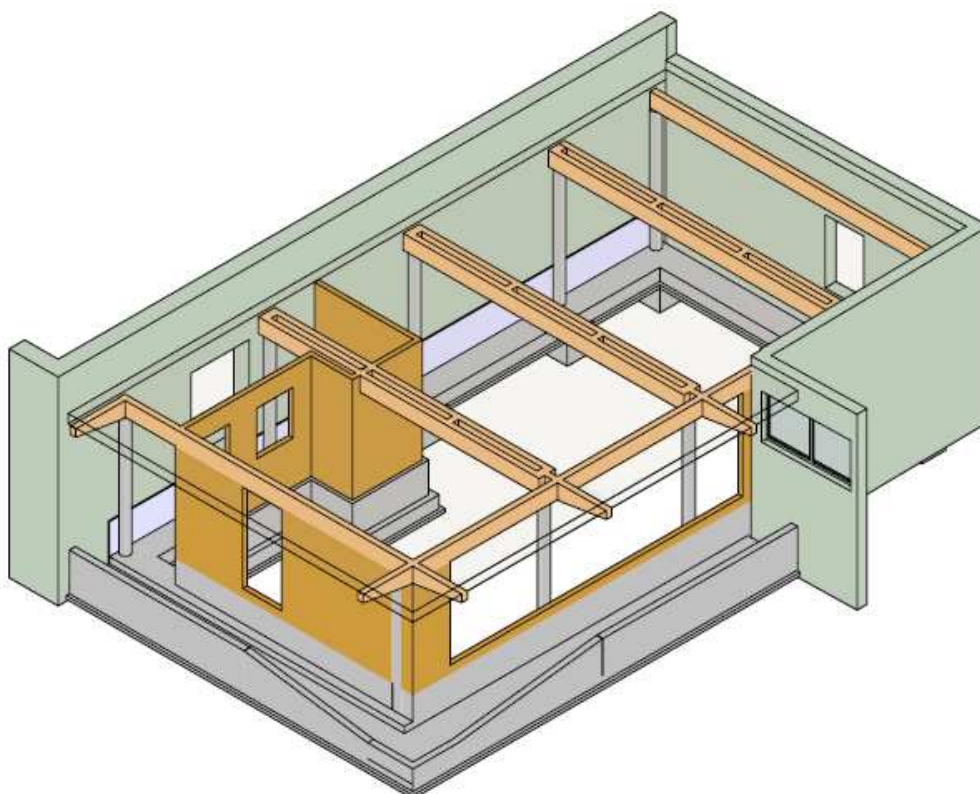


Figura 3.1: 3D complessivo

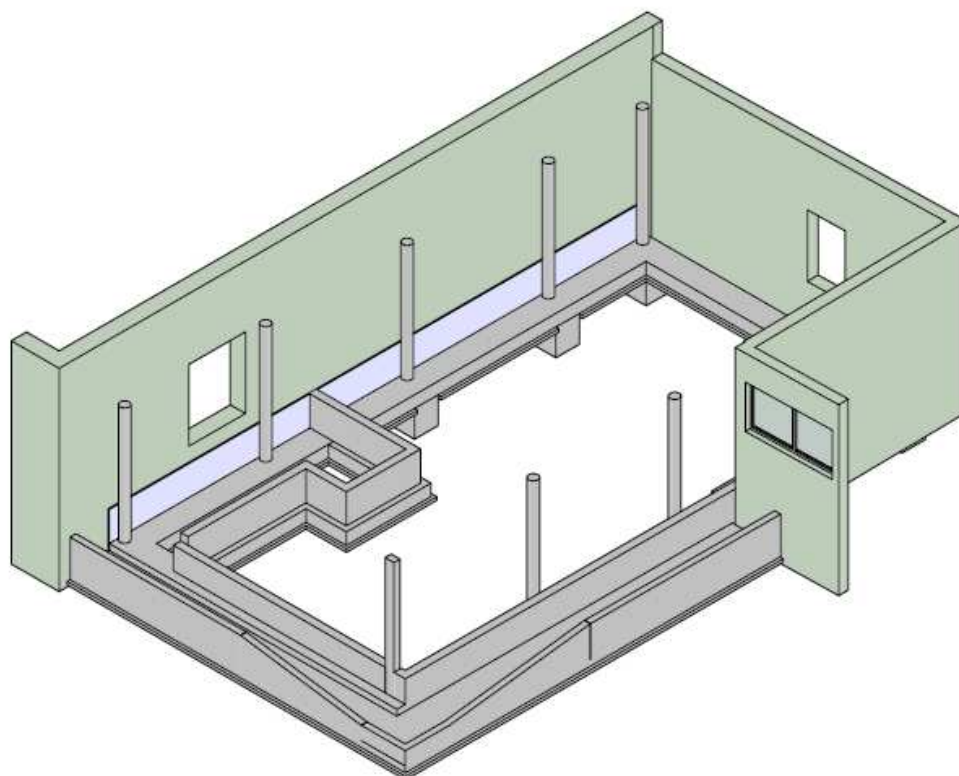


Figura 3.2: 3D fondazioni

4 CARATTERISTICHE DEI MATERIALI, VITA NOMINALE, CLASSE D'USO E PERIODO DI RIFERIMENTO

4.1 Legno strutturale

I materiali di cui alla presente relazione fanno riferimento alle seguenti caratteristiche.

Legno per sistemi strutturali: legno massiccio e lamellare

Tabella A-1- Classi di resistenza secondo EN 338, per legno di conifere e di pioppo

Valori di resistenza modulo elastico e massa volumica		C14	C16	C18	C20	C22	C24	C27	C30	C35	C40	C45	C50
Resistenze [MPa]													
Flessione	$f_{m,k}$	14	16	18	20	22	24	27	30	35	40	45	50
Trazione parallela alla fibratura	$f_{t,0,k}$	7.2	8.5	10	11.5	13	14.5	16.5	19	22.5	26	30	33.5
Trazione perpendicolare alla fibratura	$f_{t,90,k}$	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
Compressione parallela alla fibratura	$f_{c,0,k}$	16	17	18	19	20	21	22	24	25	27	29	30
Compressione perpendicolare alla fibratura	$f_{c,90,k}$	2.0	2.2	2.2	2.3	2.4	2.5	2.6	2.7	2.7	2.8	2.9	3.0
Taglio	$f_{v,k}$	3.0	3.2	3.4	3.6	3.8	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0	4.0
Modulo elastico [GPa]													
Modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean}$	7	8	9	9.5	10	11	11.5	12	13	14	15	16
Modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,k}$	4.7	5.4	6.0	6.4	6.7	7.4	7.7	8.0	8.7	9.4	10.0	10.7
Modulo elastico medio perpendicolare alle fibre	$E_{90,mean}$	0.23	0.27	0.30	0.32	0.33	0.37	0.38	0.40	0.43	0.47	0.50	0.53
Modulo di taglio medio	G_{mean}	0.44	0.50	0.56	0.59	0.63	0.69	0.72	0.75	0.81	0.88	0.94	1.00
Massa volumica [kg/m³]													
Massa volumica caratteristica	ρ_k	290	310	320	330	340	350	360	380	390	400	410	430
Massa volumica media	$\rho_{m,mean}$	350	370	380	390	410	420	430	460	470	480	490	520

Figura 4.1: Tabella A-1 - Appendice 17 – CNR-DT 206/R1-2018

Tabella A-5 - Classi di resistenza per legno lamellare di conifera omogeneo (EN14080)

		GL20h	GL22h	GL24h	GL26h	GL28h	GL30h	GL32h
Resistenze [MPa]								
Flessione	$f_{m,k}$	20	22	24	26	28	30	32
Trazione parallela	$f_{t,0,k}$	16	17.6	19.2	20.8	22.3	24	25.6
Trazione perpendicolare	$f_{t,90,k}$				0.5			
Compressione parallela	$f_{c,0,k}$	20	22	24	26	28	30	32
Compressione perpendicolare	$f_{c,90,k}$				2.5			
Taglio	$f_{v,k}$				3.5			
Rolling shear	$f_{r,k}$				1.2			
Rigidezze [MPa]								
Modulo di elasticità parallelo medio	$E_{0,mean}$	8 400	10 500	11 500	12 100	12 600	13 600	14 200
Modulo di elasticità parallelo 5-percentile	$E_{0,05}$	7 000	8 800	9 600	10 100	10 500	11 300	11 800
Modulo di elasticità perpendicolare medio	$E_{90,mean}$				300			
Modulo di elasticità perpendicolare 5-percentile	$E_{90,05}$				250			
Modulo di taglio medio	G_{mean}				650			
Modulo di taglio 5-percentile	G_{05}				540			
Modulo di taglio rotolamento medio	$G_{r,mean}$				65			
Modulo di taglio rotolamento 5-percentile	$G_{r,05}$				54			
Massa volumica (kg/m³)								
Massa volumica caratteristica	ρ_k	340	370	385	405	425	430	440
Massa volumica media	$\rho_{m,mean}$	370	410	420	445	460	480	490

Figura 4.2: Tabella A-5 - Appendice 17 – CNR-DT 206/R1-2018

4.2 Acciaio per strutture metalliche

Tipo acciaio	Tensione di rottura a trazione [MPa]		Tensione di snervamento [MPa]		Modulo Elastico [MPa]	Coefficiente di dilatazione termica [°C ⁻¹]	Coefficiente di Poisson [-]	Densità [kg/m ³]
	f_{tk}		f_{yk}		E_s	α	ν	γ
	sp. ≤ 40mm	sp. > 40mm	sp. ≤ 40mm	sp. > 40mm				
S275	430	410	275	255	210000	0.000012	0.3	7850

4.3 Bulloneria e barre filettate

Bulloni di **classe 8.8** – Dadi **classe 8**

$$f_{yb} = 640 \text{ MPa}$$

$$f_{ub} = 800 \text{ MPa}$$

Tab. 11.3.XIII.a

Viti	Dadi	Rondelle	Riferimento
Classe di resistenza UNI EN ISO 898-1:2013	Classe di resistenza UNI EN ISO 898-2:2012	Durezza	
4.6	4; 5; 6 oppure 8	100 HV min.	UNI EN 15048-1
4.8			
5.6	5; 6 oppure 8		
5.8			
6.8			
8.8	8 oppure 10	100 HV min oppure 300 HV min.	
10.9	10 oppure 12		

Tab. 11.3.XIII.b

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{tb} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

Figura 4.3: Classi di resistenza bulloneria strutturale

4.4 Calcestruzzo per opere in cemento armato: C25/30

R_{ck}	>	30 MPa	resistenza caratteristica cubica
E_c	=	31800 MPa	modulo elastico
f_{ck}	=	25 MPa	resistenza caratteristica cilindrica
f_{cd}	=	14.17 MPa	resistenza a compressione di calcolo ($f_{cd}=0.85*f_{ck}/1.5$)
γ_c	=	1.5	coefficiente di sicurezza

4.5 Classe di esecuzione (UNI-EN 1993-1-1:2014 Appendice C)

Si considera una classe di esecuzione **EXC2**.

4.6 Classe d'uso, vita nominale

Per quanto riguarda le caratteristiche di progetto della struttura, essa è stata così classificata:

- Vita nominale: $V_N = 100$ anni (rif. Tabella 2.4.I di [1] - “Opere Ordinarie, [...]”);
- Classe d'uso IV (rif. Par. 2.4.2 di [1] - “Costruzioni con funzioni pubbliche e strategiche importanti, [...]”), da cui si ricava $C_U = 2.0$ (tab. 2.4.II di [1])

5 CARATTERIZZAZIONE SISMICA

La struttura in analisi è stata modellata nel suo complesso mediante utilizzo di software agli elementi finiti, effettuando un'Analisi Lineare Dinamica (Analisi Modale con spettro di risposta), che consiste nella determinazione dei modi di vibrare della costruzione e nel calcolo degli effetti dell'azione sismica con combinazione dei modi di vibrare. Viene richiesto dalla Normativa di raggiungere un numero di modi tale da ottenere una massa partecipante totale, per ogni direzione considerata (X e Y), superiore al 85%.

Lo spettro sismico adottato corrisponde a quello *elastico* ridotto del fattore di struttura “q”, ottenendo così lo spettro di progetto.

Nel caso in esame si è assunto:

- Comportamento strutturale non dissipativo

$$q = 1.0.$$

La combinazione degli effetti relativi ai singoli modi di vibrare è di tipo “CQC” (*Combinazione Quadratica Completa*).

Gli spettri sismici elastici (S.L.V. e S.L.D.) relativi al sito su cui sorgerà la costruzione ed i relativi parametri sismici sono di seguito riportati sottoforma di immagini, ricavate dall'utilizzo di un foglio di calcolo Excel messo a disposizione dal Consiglio dei LL.PP.

La Categoria di Sottosuolo è stata ipotizzata nel tipo B e la categoria Topografica T1.

Come è noto, la classificazione del suolo è convenzionalmente eseguita sulla base della velocità media equivalente di propagazione delle onde di taglio:

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{V_{s,i}} \right)}$$

dove $V_{s,i}$ e h_i sono la velocità delle onde di taglio verticali e lo spessore dello strato i-esimo.

Per depositi con profondità H del substrato superiore a 30 m, la velocità equivalente delle onde di taglio è definita dal parametro V_{s30} , ottenuta ponendo $H = 30$ m nella precedente relazione e considerando le proprietà degli strati di terreno fino a tale profondità.

Per determinare tale valore è stato adottato il metodo MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) che è una tecnica di indagine non invasiva che individua il profilo di velocità delle onde di taglio verticali V_s , basandosi sulla misura delle onde di taglio superficiali fatta in corrispondenza di diversi sensori (accelerometri o geofoni) posti sulla superficie del suolo.

Utilizzando i riscontri derivati dai due stendimenti SS 1 e SS 2 (stendimenti sismici di 36 metri e con l'utilizzo di 24 geofoni) è stato determinato il valore della velocità V_{s30} e la corrispondente categoria del suolo.

Le due analisi si sono rivelate perfettamente coerenti, determinando entrambe l'appartenenza dei terreni di fondazione ad un suolo di tipo B.

Nel seguito sono esposte le interpretazioni dell'analisi sismica MASW (eseguite mediante software Easy Masw di Geostru) e nell'appendice 2 sono contenuti i principi applicativi

Figura 5.1: Estratto da relazione geologica/sismica a cura del Dott. Geol Carl Dellarole

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

☒ Ricerca per coordinate

LONGITUDINE

LATITUDINE

☐ Ricerca per comune
 REGIONE
 Piemonte

PROVINCIA
 Torino

COMUNE
 Torino

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

Figura 5.2: Fase 1

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="120"/>
SLD - $P_{VR} = 63\%$	<input type="text" value="201"/>
SLV - $P_{VR} = 10\%$	<input type="text" value="1898"/>
SLU - $P_{VR} = 5\%$	<input type="text" value="2475"/>

Elaborazioni

Grafici parametri azione

Grafici spettri di risposta

Tabella parametri azione

LEGENDA GRAFICO

---□--- Strategia per costruzioni ordinarie

---■--- Strategia scelta

Strategia di progettazione

INTRO

FASE 1

FASE 2

FASE 3

Figura 5.3: Fase 2

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato **SLV** info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo **B** info $S_s = 1.200$ $C_0 = 1.400$ info
 Categoria topografica **T1** info $h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info
(h: quota sito, H: altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
☒ Spettro di progetto elastico (SLE) $\zeta = 5\%$ $\eta = 1.000$ info
☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) $q_0 = 1.5$ $\eta = 1.000$ info
Compon. verticale
 Spettro di progetto $q = 1.5$ $\eta = 0.667$ info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta
 Parametri e punti spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale
 — Spettro di progetto - componente verticale
 — Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

INTRO
FASE 1
FASE 2
FASE 3

Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SLV Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato SLV

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLV
a_s	0.069 g
F_a	2.861
T_a	0.300 s
S_s	1.200
C_0	1.400
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti	
S	1.200
η	1.000
T_b	0.140 s
T_c	0.420 s
T_d	1.874 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_0 \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{0.5 \cdot (S + 1)} \geq 0.55, \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6, § 3.2.3.5})$$

$$T_b = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_0 \cdot T_b \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_d = 4 \cdot 0.1 \cdot a_s / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_b \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left[\frac{T}{T_b} + \frac{1}{\eta \cdot F_a} \left(1 - \frac{T}{T_b} \right) \right]$$

$$T_b \leq T < T_c \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

$$T_c \leq T < T_d \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_d \leq T \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con W_d dove q è il fattore di struttura (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

T [s]	S_d [g]
0.000	0.082
0.140	0.235
0.420	0.235
0.489	0.202
0.558	0.177
0.628	0.157
0.697	0.142
0.766	0.129
0.835	0.118
0.905	0.109
0.974	0.101
1.043	0.095
1.112	0.089
1.182	0.084
1.251	0.079
1.320	0.075
1.389	0.071
1.459	0.068
1.528	0.065
1.597	0.062
1.666	0.059
1.736	0.057
1.805	0.055
1.874	0.053
1.975	0.047
2.077	0.043
2.178	0.039
2.279	0.036
2.380	0.033
2.482	0.030
2.583	0.028
2.684	0.026
2.785	0.024
2.886	0.022
2.988	0.021
3.089	0.019
3.190	0.018
3.291	0.017
3.393	0.016
3.494	0.015
3.595	0.014
3.696	0.014
3.798	0.014
3.899	0.014
4.000	0.014

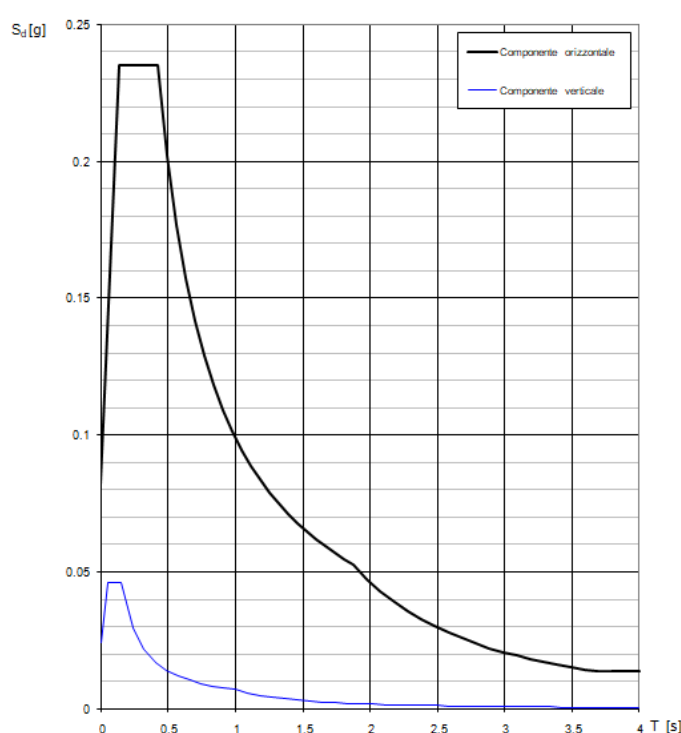


Figura 5.4: Spettro di progetto a SLV

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite
 Stato Limite considerato **SLD** Info

Risposta sismica locale
 Categoria di sottosuolo **B** Info
 Categoria topografica **T1** Info
 $S_s = 1.200$ Info $C_c = 1.453$ Info
 $h/H = 0.000$ Info $S_r = 1.000$ Info
(h=quota sito, H=altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale
☒ Spettro di progetto elastico (SLE) Smorzamento ξ (%) **5** Info
☐ Spettro di progetto inelastico (SLU) Fattore q_0 **1.5** Info Regol. in altezza **si** Info

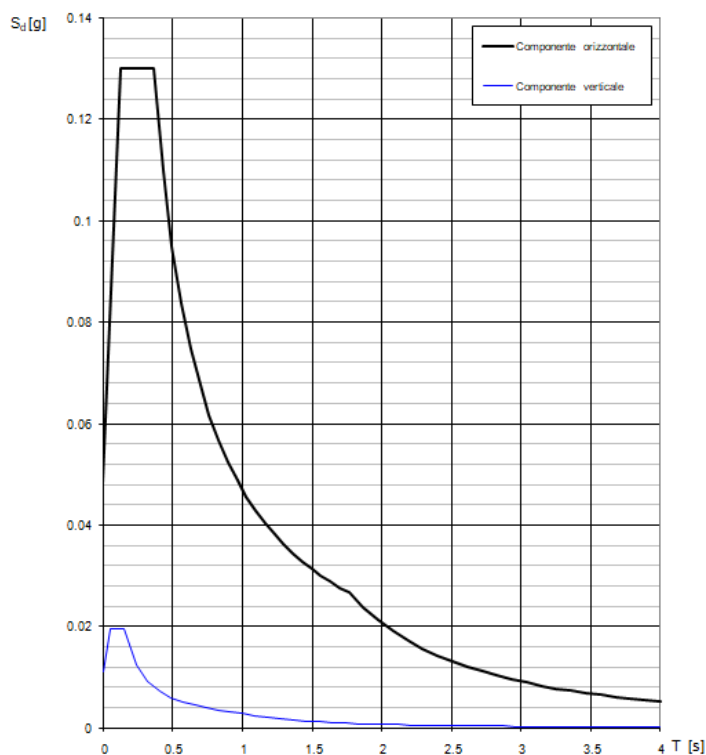
Compon. verticale
 Spettro di progetto Fattore q **1.5** Info $\eta = 0.667$ Info

Elaborazioni
 Grafici spettri di risposta Info
 Parametri e punti spettri di risposta Info

Spettri di risposta

INTRO **FASE 1** **FASE 2** **FASE 3**

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato li SLD



Parametri e punti dello spettro di risposta orizzontale per lo stato SL

Parametri indipendenti	
STATO LIMITE	SLD
a_s	0.040 g
F_a	2.675
T_a	0.249 s
S_s	1.200
C_c	1.453
S_r	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti	
S	1.200
η	1.000
T_b	0.120 s
T_c	0.361 s
T_d	1.762 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_r \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10} \cdot \left(\frac{S}{S_s} \right) \geq 0.55, \quad \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; § 3.2.3.5})$$

$$T_b = T_a / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_b \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_d = 4 \cdot 0.4 \cdot a_s / g + 1.6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_b \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left[\frac{T}{T_b} + \frac{1}{\eta \cdot F_a} \left(1 - \frac{T}{T_b} \right) \right]$$

$$T_b \leq T < T_c \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

$$T_c \leq T < T_d \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_d \leq T \quad S_d(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c \cdot T_d}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta	
T [s]	S_d [g]
0.000	0.049
0.120	0.130
0.361	0.130
0.428	0.110
0.495	0.095
0.561	0.084
0.628	0.075
0.695	0.068
0.762	0.062
0.828	0.057
0.895	0.052
0.962	0.049
1.028	0.046
1.095	0.043
1.162	0.040
1.229	0.038
1.295	0.036
1.362	0.034
1.428	0.033
1.495	0.031
1.562	0.030
1.629	0.029
1.695	0.028
1.762	0.027
1.869	0.024
1.975	0.021
2.082	0.019
2.188	0.017
2.295	0.016
2.401	0.014
2.508	0.013
2.615	0.012
2.721	0.011
2.828	0.010
2.934	0.010
3.041	0.009
3.147	0.008
3.254	0.008
3.361	0.007
3.467	0.007
3.574	0.006
3.680	0.006
3.787	0.006
3.893	0.005
4.000	0.005

Figura 5.5: Spettro di progetto a SLD

6 ANALISI DEI CARICHI

6.1 Carichi permanenti strutturali

- ✓ P.p. elementi strutturali: calcolato automaticamente dal programma di calcolo utilizzando il comando “Self Weight” ed avendo attribuito un peso specifico agli elementi in legno pari a $\gamma=4.0 \text{ kN/mc}$ e agli elementi in calcestruzzo pari a $\gamma=25 \text{ kN/mc}$.

(N.B: I pesi delle coperture sono computati nei carichi permanenti strutturali)





6.2 Carichi permanenti strutturali e non strutturali

- | | | |
|----------------------------------------------------|---|------------------------------------------------|
| ✓ <u>Permanente strutturali copertura</u> | → | <u>0.65 kN/m^2</u> |
| ✓ <u>Permanente non strutturali copertura</u> | → | <u>0.20 kN/m^2</u> |
| ✓ <u>Permanente non strutturale pavimentazione</u> | → | <u>4.50 kN/m^2</u> |
| ✓ <u>Permanente non strutturale parete telaio</u> | → | <u>2.20 kN/ml</u> |

6.2.1 Carichi variabili di esercizio

- ✓ Variabile neve: → **1.57 kN/m^2**

CALCOLO DELL'AZIONE DELLA NEVE

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

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

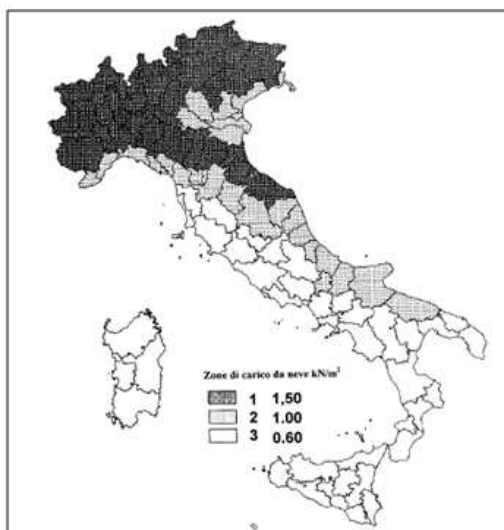
μ_s (coefficiente di forma)
 q_{sk} (valore caratteristico della neve al suolo [kN/mq])
 C_E (coefficiente di esposizione)
 C_t (coefficiente termico)

Valore caratteristico della neve al suolo

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	385
q_{sk} (val. caratt. della neve al suolo [kN/mq])	1.78

Coefficiente termico

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



Coefficiente di esposizione

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

Coefficiente di esposizione

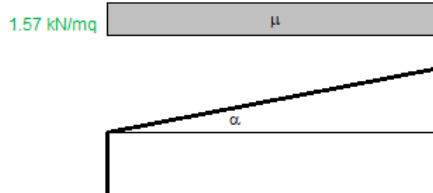
Topografia	Descrizione	C_E
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti.	1.1

Valore del carico della neve al suolo

q_s (carico della neve al suolo [kN/mq])	1.96
--------------------------------------------	------

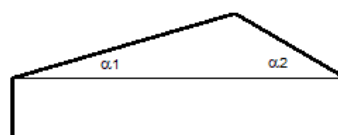
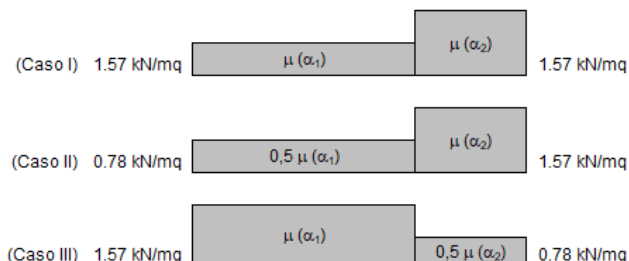
Coefficiente di forma (copertura ad una falda)

α (inclinazione falda [°])	1
μ	0.8



Coefficiente di forma (copertura a due falde)

α_1 (inclinazione falda [°])	0
α_2 (inclinazione falda [°])	0
$\mu(\alpha_1)$	0.8
$\mu(\alpha_2)$	0.8



✓ Vento:→ **0.80 kN/m²**

(Coefficiente di forma in funzione della superficie impattata)

Coefficiente di forma per facciata sottovento

0.80

Coefficiente di forma per facciata sopravento

0.50

CALCOLO DELL'AZIONE DEL VENTO

1) Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)

Zona	$v_{b,0}$ [m/s]	a_0 [m]	k_s [1/s]
1	25	1000	0.01

a_s (altitudine sul livello del mare [m])	385
---------------------------------------------	-----

$v_b = v_{b,0}$ per $a_s \leq a_0$
$v_b = v_{b,0} + k_s (a_s - a_0)$ per $a_0 < a_s \leq 1500$ m

v_b (velocità di riferimento [m/s])	25
---------------------------------------	----

p (pressione del vento [N/mq]) = $q_b \cdot c_s \cdot c_p \cdot c_d$
q_b (pressione cinetica di riferimento [N/mq])
c_s (coefficiente di esposizione)
c_p (coefficiente di forma)
c_d (coefficiente dinamico)

Pressione cinetica di riferimento

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

q_b [N/mq]	390.63
--------------	--------

Coefficiente di forma

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

Coefficiente dinamico

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

Coefficiente di esposizione

Classe di rugosità del terreno

C) Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D

Categoria di esposizione

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

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

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

ZONA 9		
A	--	I
B	--	I
C	--	I
D	I	I

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

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

z altezza edif. [m]	Zona	Classe di rugosità	a _s [m]
8.5	1	C	385

Cat. Esposiz.	k _r	z ₀ [m]	z _{min} [m]	c _t
III	0.2	0.1	5	1

c _e	2.03
----------------	------

La pressione del vento a meno del coefficiente di forma vale: 794.31 N/mq (0.7943 kN/mq)

- ✓ Variabile solaio (carico distribuito): → **4.00 kN/m²**
- ✓ Variabile manutenzione su copertura - Cat.H → **0.50 kN/m²**

N.B: Il variabile manutenzione non compare nelle combinazioni in quanto non è stato considerato concomitante con il carico neve e di magnitudo inferiore.

7 COMBINAZIONI DI CARICO

Le combinazioni considerate per le verifiche sono quelle riportate in [1] al paragrafo 2.5.3, con i valori dei coefficienti reperibili alla tabella 2.6.I e tabella 2.6.II.

- Combinazione fondamentale SLU:

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

- Combinazione RARA:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \psi_{02} Q_{k2} + \psi_{03} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione FREQUENTE:

$$G_1 + G_2 + \psi_{11} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \psi_{23} Q_{k3} + \dots$$

- Combinazione QUASI PERMANENTE:

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

Tabella 2.6.I – Coefficienti parziali di sicurezza per le combinazioni di carico agli SLU

	γ_{G1}	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_{G2}	γ_{Qi}	γ_{Qi}
	favor.	sfavor.	favor.	sfavor.	favor.	sfavor.
EQU	0,90	1,10	0,0	1,50	0,0	1,50
STR	1,00	1,30	0,0	1,50	0,0	1,50
GEO	1,00	1,00	0,0	1,30	0,0	1,30

Tabella 2.6.II – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria	ψ_0	ψ_1	ψ_2
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 Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F Rimesse e parcheggi (≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G Rimesse e parcheggi (> 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H Coperture e sottotetti	0,0	0,0	0,0
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve ($a \leq 1000$ m)	0,5	0,2	0,0
Neve ($a > 1000$ m)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

- Combinazione SISMICA:

$$E + G_1 + G_2 + \psi_{21} Q_{k1} + \psi_{22} Q_{k2} + \dots$$

8 INDIVIDUAZIONE DEL CODICE DI CALCOLO

Come consigliato nel par.10.2 di [1], si riportano alcune informazioni sul codice di calcolo usato per l'analisi degli elementi strutturali esaminati.

Il modello di calcolo è stato realizzato mediante l'ausilio del programma ad elementi finiti Midas Civil 2022 vers. 1.1 della Midas Information Technology, distribuito da Harpaceas – Milano.

8.1 Caratteristiche del codice di calcolo

Il codice esegue l'analisi elastica lineare di strutture tridimensionali con nodi a sei gradi di libertà, utilizzando un solutore ad elementi finiti. Gli elementi considerati sono di tipo trave, con eventuali svincoli interni o rotazione attorno al proprio asse, e guscio, sia rettangolare sia triangolare, avente comportamento di membrana e di piastra. I carichi possono essere applicati ai nodi, come forze o coppie concentrate, sia sulle travi, come forze distribuite, trapezie, concentrate, coppie e distorsioni termiche, sia sugli elementi guscio come carichi d'area. I vincoli esterni sono definiti da sei costanti di rigidità elastica.

8.2 Grado di affidabilità del codice

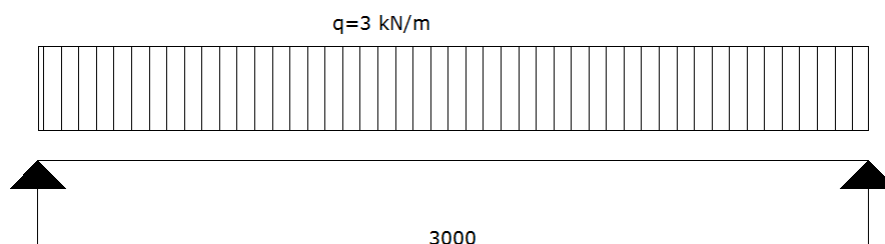
L'affidabilità del codice di calcolo è garantita dall'esistenza di un'ampia documentazione di supporto, che riporta, per una serie di strutture significative, i confronti tra le analisi effettuate con il codice e quelle effettuate con codici di confronto (SAP2000 prodotto da Computers and Structures, Inc., California). Al termine dell'elaborazione viene valutata la correttezza della soluzione, sulla base dell'uguaglianza numerica tra lavoro esterno ed energia di deformazione. La presenza di un modulo CAD per l'introduzione dei dati permette la visualizzazione dettagliata degli elementi e dei carichi introdotti. E' possibile ottenere rappresentazioni grafiche di deformate, sollecitazioni e stati di tensione della struttura.

8.3 Motivazione della scelta del codice

Midas Civil permette, in campo lineare elastico, l'analisi dettagliata del comportamento dell'intera struttura. E' possibile inoltre scegliere il grado di affinamento dell'analisi di elementi complessi utilizzando schematizzazioni via via più dettagliate.

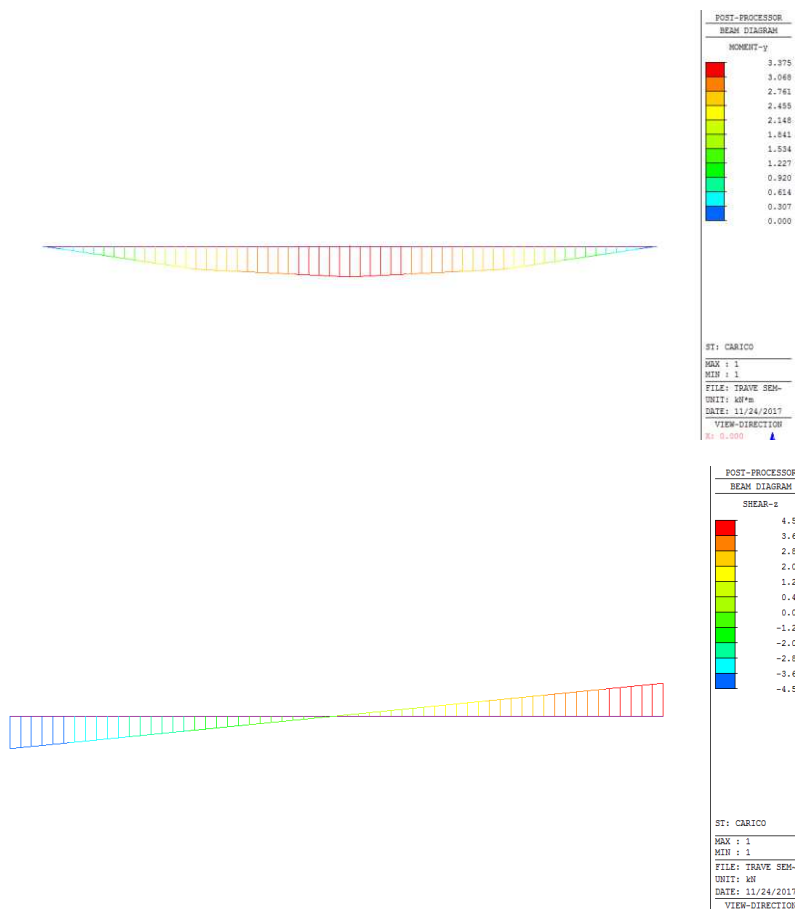
8.4 Validazione del codice di calcolo

SOLUZIONE MANUALE



- $L = 3 \text{ m}$
- $q = 3 \text{ kN/m}$
- $M = q \cdot L^2 / 8 = 3.375 \text{ kNm}$
- $V = q \cdot L / 2 = 4.5 \text{ kN}$

SOLUZIONE PROGRAMMA ELEMENTI FINITI



I risultanti sono coincidenti, quindi il modello si considera valido.

9 MODELLO DI CALCOLO

Le analisi sono state condotte con l'ausilio del programma ad elementi finiti Midas Civil 2022 vers.1.1 della Midas Information Technology, distribuito da Harpaceas – Milano.

Le caratteristiche principali possono essere schematizzate come segue:

- Elementi beam con sezioni corrispondenti a quelle di progetto;
- Elementi di tipo plate a modellare il pannello di copertura “*Next Panel*” che funge da elemento controventante;
- I vincoli esterni rappresentati da cerniere vincolanti gli spostamenti sul piano orizzontale alla base dei pilastri in c.a.;
- Reazioni del terreno rappresentato come suolo “alla Winkler”, al quale è stato applicato un coefficiente di reazione pari a 2.5 kg/cm^3 ;
- Carichi permanenti distribuiti uniformemente sulle elevazioni della struttura e sulle fondazioni, carichi di esercizio posizionati sulle elevazioni in modo da ottenere la condizione di sollecitazione peggiore.
- Sono presenti degli svincoli interni come per esempio sugli elementi trave in legno, considerati in semplice appoggio e quindi svincolati a momento flettente. Inoltre anche i pilastri in c.a. sono considerati svincolati a momento dai traversi stessi in legno.
- Elementi principali dei telai portanti modellati con materiale GL24H (travi) e calcestruzzo armato di classe C25/30 (pilastri), mentre i pannelli di copertura controventanti sono stati modellati con materiale C24. In Midas, non essendo presente il materiale legno, sono state impostate le grandezze fondamentali per la risoluzione della struttura come Modulo elastico E , modulo di Poisson ν e peso specifico del materiale γ .

Base

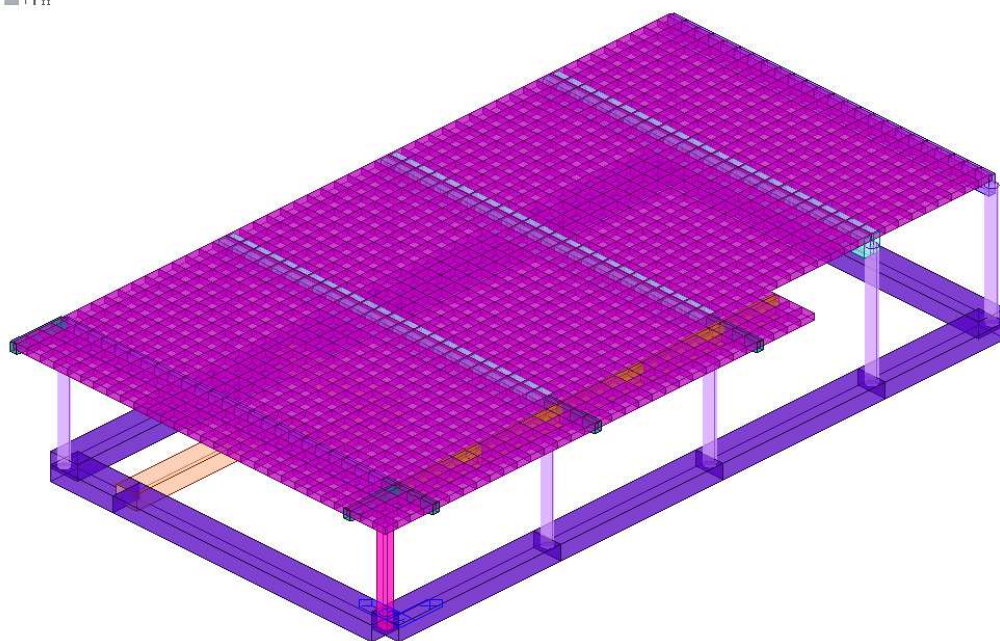


Figura 9.1: Modello 3D Globale

Base

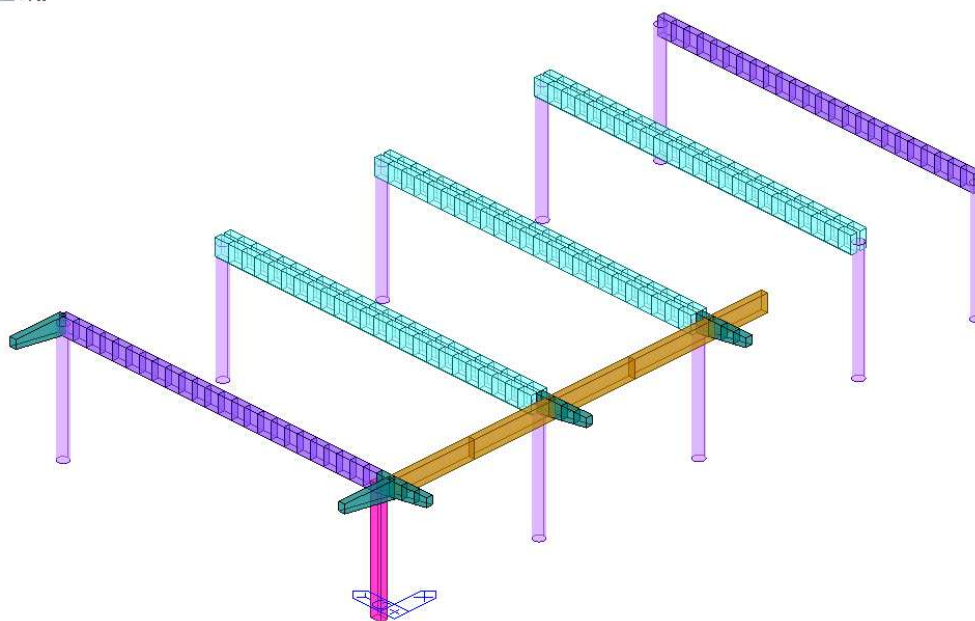


Figura 9.2: Modello 3D telai principali

Base



Figura 9.3: Modello 3D fondazioni

10 VERIFICHE

10.1 Verifiche strutturali

Nelle verifiche strutturali vengono considerati i seguenti coefficienti di sicurezza

Coefficienti di sicurezza del materiale:

Tab. 4.4.III - Coefficienti parziali γ_M per le proprietà dei materiali

Stati limite ultimi	Colonna A γ_M	Colonna B γ_M
combinazioni fondamentali		
legno massiccio	1,50	1,45
legno lamellare incollato	1,45	1,35
pannelli di tavole incollate a strati incrociati	1,45	1,35
pannelli di particelle o di fibre	1,50	1,40
LVL, compensato, pannelli di scaglie orientate	1,40	1,30
unioni	1,50	1,40
combinazioni eccezionali	1,00	1,00
Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.		

Figura 10.1: Estratto da NTC 2018 – Tab 4.4.III

La resistenza di progetto deve essere valutata mediante la relazione [4.4.1] delle NTC2018 al paragrafo 4.4.6.

$$X_d = k_{mod} * X_k / \gamma_M$$

Il valore k_{mod} deve essere valutato in accordo alla seguente tabella. In generale il valore di k_{mod} viene valutato in base alla durata dell'azione variabile.

Tab. 4.4.IV - Valori di k_{mod} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio	Classe di durata del carico				
			Permanente	Lunga	Media	Breve	Istantanea
Legno massiccio	UNI EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
Legno lamellare incollato (*)	UNI EN 14080	2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279	3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Compensato	UNI EN 636:2015	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90
Pannello di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85
		OSB/3	1	0,40	0,50	0,70	0,90
		OSB/4	2	0,30	0,40	0,55	0,70
Pannello di particelle (truciolare)	UNI EN 312:2010	Parti 4, 5	1	0,30	0,45	0,65	0,85
		Parte 5	2	0,20	0,30	0,45	0,60
		Parti 6, 7	1	0,40	0,50	0,70	0,90
Pannello di fibre, pannelli duri	UNI EN 622-2:2005	Parte 7	2	0,30	0,40	0,55	0,70
		HB.LA	1	0,30	0,45	0,65	0,85
		HB.HLA 1 o 2	2	0,20	0,30	0,45	0,60
Pannello di fibre, pannelli semiduri	UNI EN 622-3:2005	MBH.LA1 o 2	1	0,20	0,40	0,60	0,80
		MBH.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80
		2	-	-	-	0,45	0,80
Pannello di fibra di legno, ottenuto per via secca (MDF)	UNI EN 622-5:2010	MDF.LA	1	0,20	0,40	0,60	0,80
		MDF.HLS	2	-	-	-	0,45

Per i materiali non compresi nella Tabella si potrà fare riferimento ai pertinenti valori riportati nei riferimenti tecnici di comprovata validità indicati nel Capitolo 12, nel rispetto dei livelli di sicurezza delle presenti norme.

(*) I valori indicati si possono adottare anche per i pannelli di tavole incollate a strati incrociati, ma limitatamente alle classi di servizio 1 e 2.

Figura 10.2: Estratto da NTC 2018 – Tab 4.4.IV

Tab. 4.4.I - Classi di durata del carico

Classe di durata del carico	Durata del carico
Permanente	più di 10 anni
Lunga durata	6 mesi - 10 anni
Media durata	1 settimana - 6 mesi
Breve durata	meno di 1 settimana
Istantaneo	—

Le classi di durata del carico si riferiscono a un carico costante attivo per un certo periodo di tempo nella vita della struttura. Per un'azione variabile la classe appropriata deve essere determinata in funzione dell'interazione fra la variazione temporale tipica del carico nel tempo e le proprietà reologiche dei materiali.

Ai fini del calcolo in genere si può assumere quanto segue:

- il peso proprio e i carichi non rimovibili durante il normale esercizio della struttura, appartengono alla classe di durata permanente;
- i carichi permanenti suscettibili di cambiamenti durante il normale esercizio della struttura e i carichi variabili relativi a magazzini e depositi, appartengono alla classe di lunga durata;
- i carichi variabili degli edifici, ad eccezione di quelli relativi a magazzini e depositi, appartengono alla classe di media durata;
- il sovraccarico da neve riferito al suolo q_s , calcolato in uno specifico sito ad una certa altitudine, è da attribuire ad una classe di durata del carico da considerarsi in funzione delle caratteristiche del sito per altitudini di riferimento a: inferiori a 1000 m, mentre è da considerarsi almeno di media durata per altitudini superiori o uguali a 1000 m;
- l'azione del vento medio appartiene alla classe di breve durata;
- l'azione di picco del vento e le azioni eccezionali in genere appartengono alla classe di durata istantanea;

Il valore di k_{mod} dipende anche dalla classe di servizio dell'elemento strutturale par. 4.4.5 delle NTC2018:

4.4.5. CLASSI DI SERVIZIO

Le strutture (o parti di esse) devono essere assegnate ad una delle 3 classi di servizio elencate nella Tab. 4.4.II.

Il sistema delle classi di servizio ha lo scopo di definire la dipendenza delle resistenze di progetto e dei moduli elastici del legno e materiali da esso derivati dalle condizioni ambientali.

Tab. 4.4.II - Classi di servizio

Classe di servizio 1	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che non superi il 65%, se non per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 2	È caratterizzata da un'umidità del materiale in equilibrio con l'ambiente a una temperatura di 20 °C e un'umidità relativa dell'aria circostante che superi l'85% solo per poche settimane all'anno.
Classe di servizio 3	È caratterizzata da umidità più elevata di quella della classe di servizio 2.

In generale tutti gli elementi vengono considerati in classe di servizio 2.

Per le verifiche deformative del legno bisogna tenere conto le caratteristiche reologiche dello stesso e quindi tenere conto di una deformazione istantanea e di una deformazione a lungo termine.

La deformazione a lungo termine può essere calcolata utilizzando i valori medi dei moduli elastici ridotti opportunamente mediante il fattore $1/(1+k_{def})$, per le membrature, e utilizzando un valore ridotto nello stesso modo del modulo di scorrimento dei collegamenti.

Il coefficiente k_{def} tiene conto dell'aumento di deformabilità con il tempo causato dall'effetto combinato della viscosità, dell'umidità del materiale e delle sue variazioni. I valori di k_{def} sono riportati nella Tab. 4.4.V.

Quindi i valori del k_{def} : (estratto 4.4.V delle NTC2018)

Tab. 4.4.V - Valori di k_{def} per legno e prodotti strutturali a base di legno

Materiale	Riferimento	Classe di servizio		
		1	2	3
Legno massiccio	UNI EN 14081-1	0,60	0,80	2,00
Legno lamellare incollato *	UNI EN 14080	0,60	0,80	2,00
LVL	UNI EN 14374, UNI EN 14279	0,60	0,80	2,00
Compensato	UNI EN 636:2015	0,80	-	-
		0,80	1,00	-
		0,80	1,00	2,50
Pannelli di scaglie orientate (OSB)	UNI EN 300:2006	OSB/2	2,25	-
		OSB/3 OSB/4	1,50	2,25

10.2 Combinazioni di carico

Si riportano nel seguito le combinazioni di carico utilizzate per la verifica degli elementi strutturali dell'edificio:

DESIGN TYPE : General

LIST OF LOAD COMBINATIONS

NUM	NAME	ACTIVE	TYPE	
				LOADCASE(FACTOR) + LOADCASE(FACTOR) + LOADCASE(FACTOR)
1	SLU X	Active	Add	$PP(1.300) + \text{carico neve} = 1.57 \text{ k}(1.500) + \text{carico vento } X = 0.8(0.900)$ $+ \text{carico folla: } 4 \text{ kN/m}(1.500) + \text{peso pavimento: } 4.5(1.300) + \text{peso xlam: } 2.2 \text{ kN/mq}(1.300)$ $+ \text{peso muretto xlam}(1.300) + \text{peso vetrata: } 7.5 \text{ kN}(1.300)$
2	SLE rara X	Active	Add	$PP(1.000) + \text{carico neve} = 1.57 \text{ k}(1.000) + \text{carico vento } X = 0.8(0.600)$ $+ \text{carico folla: } 4 \text{ kN/m}(1.000) + \text{peso pavimento: } 4.5(1.000) + \text{peso xlam: } 2.2 \text{ kN/mq}(1.000)$ $+ \text{peso muretto xlam}(1.000) + \text{peso vetrata: } 7.5 \text{ kN}(1.000)$
3	SLE freq	Active	Add	$PP(1.000) + \text{carico neve} = 1.57 \text{ k}(0.200) + \text{carico folla: } 4 \text{ kN/m}(0.500)$ $+ \text{peso pavimento: } 4.5(1.000) + \text{peso xlam: } 2.2 \text{ kN/mq}(1.000) + \text{peso muretto xlam}(1.000)$ $+ \text{peso vetrata: } 7.5 \text{ kN}(1.000)$
4	SLE qp	Active	Add	$PP(1.000) + \text{carico folla: } 4 \text{ kN/m}(0.300) + \text{peso pavimento: } 4.5(1.000)$ $+ \text{peso xlam: } 2.2 \text{ kN/mq}(1.000) + \text{peso muretto xlam}(1.000) + \text{peso vetrata: } 7.5 \text{ kN}(1.000)$
5	SLU Y	Active	Add	$PP(1.300) + \text{carico neve} = 1.57 \text{ k}(1.500) + \text{carico vento } Y = 0.8(0.900)$ $+ \text{carico folla: } 4 \text{ kN/m}(1.500) + \text{peso pavimento: } 4.5(1.300) + \text{peso xlam: } 2.2 \text{ kN/mq}(1.300)$ $+ \text{peso muretto xlam}(1.300) + \text{peso vetrata: } 7.5 \text{ kN}(1.300)$
6	SLE rara Y	Active	Add	$PP(1.000) + \text{carico neve} = 1.57 \text{ k}(1.000) + \text{carico vento } Y = 0.8(0.600)$ $+ \text{carico folla: } 4 \text{ kN/m}(1.000) + \text{peso pavimento: } 4.5(1.000) + \text{peso xlam: } 2.2 \text{ kN/mq}(1.000)$ $+ \text{peso muretto xlam}(1.000) + \text{peso vetrata: } 7.5 \text{ kN}(1.000)$
7	SLU	Active	Envelope	$SLU X(1.000) + SLU Y(1.000)$
8	SLE rara	Active	Envelope	$SLE \text{ rara } X(1.000) + SLE \text{ rara } Y(1.000)$

9 slv1 Active Add

$PP(1.000) + SLV-x(1.000) + SLV-y(0.300)$

+ peso pavimento: $4.5 (1.000) + \text{peso xlam: } 2.2 \text{ kN/mq}(1.000) + \text{peso muretto xlam}(1.000)$

+ peso vetrata: $7.5 \text{ kN}(1.000)$

10 slv2 Active Add

$PP(1.000) + SLV-x(1.000) + SLV-y(-0.300)$

+ peso pavimento: $4.5 (1.000) + \text{peso xlam: } 2.2 \text{ kN/mq}(1.000) + \text{peso muretto xlam}(1.000)$

+ peso vetrata: $7.5 \text{ kN}(1.000)$

11 slv3 Active Add

$PP(1.000) + SLV-x(-1.000) + SLV-y(0.300)$

+ peso pavimento: $4.5 (1.000) + \text{peso xlam: } 2.2 \text{ kN/mq}(1.000) + \text{peso muretto xlam}(1.000)$

+ peso vetrata: $7.5 \text{ kN}(1.000)$

12 slv4 Active Add

$PP(1.000) + SLV-x(-1.000) + SLV-y(-0.300)$

+ peso pavimento: $4.5 (1.000) + \text{peso xlam: } 2.2 \text{ kN/mq}(1.000) + \text{peso muretto xlam}(1.000)$

+ peso vetrata: $7.5 \text{ kN}(1.000)$

13 slv5 Active Add

$PP(1.000) + SLV-x(0.300) + SLV-y(1.000)$

+ peso pavimento: $4.5 (1.000) + \text{peso xlam: } 2.2 \text{ kN/mq}(1.000) + \text{peso muretto xlam}(1.000)$

+ peso vetrata: $7.5 \text{ kN}(1.000)$

14 slv6 Active Add

$PP(1.000) + SLV-x(-0.300) + SLV-y(1.000)$

+ peso pavimento: $4.5 (1.000) + \text{peso xlam: } 2.2 \text{ kN/mq}(1.000) + \text{peso muretto xlam}(1.000)$

+ peso vetrata: $7.5 \text{ kN}(1.000)$

15 slv7 Active Add

$PP(1.000) + SLV-x(-0.300) + SLV-y(-1.000)$

+ peso pavimento: $4.5 (1.000) + \text{peso xlam: } 2.2 \text{ kN/mq}(1.000) + \text{peso muretto xlam}(1.000)$

+ peso vetrata: $7.5 \text{ kN}(1.000)$

16 slv8 Active Add

$PP(1.000) + SLV-x(0.300) + SLV-y(-1.000)$

+ peso pavimento: $4.5 (1.000) + \text{peso xlam: } 2.2 \text{ kN/mq}(1.000) + \text{peso muretto xlam}(1.000)$

+ peso vetrata: $7.5 \text{ kN}(1.000)$

17 sld1 Active Add

$PP(1.000) + SLD-x(1.000) + SLD-y(0.300)$

+ peso pavimento: $4.5 (1.000) + \text{peso xlam: } 2.2 \text{ kN/mq}(1.000) + \text{peso muretto xlam}(1.000)$

+ peso vetrata: $7.5 \text{ kN}(1.000)$

18 sld2 Active Add

$PP(1.000) + SLD-x(-1.000) + SLD-y(0.300)$

+ peso pavimento: $4.5 (1.000) + \text{peso xlam: } 2.2 \text{ kN/mq}(1.000) + \text{peso muretto xlam}(1.000)$

+ peso vetrata: $7.5 \text{ kN}(1.000)$

19 sld3 Active Add

PP(1.000) + SLD-x(1.000) + SLD-y(-0.300)

+ peso pavimento: 4.5 (1.000) + peso xlam: 2.2 kN/mq(1.000) + peso muretto xlam(1.000)

+ peso vetrata: 7.5 kN(1.000)

20 sld4 Active Add

PP(1.000) + SLD-x(-1.000) + SLD-y(-0.300)

+ peso pavimento: 4.5 (1.000) + peso xlam: 2.2 kN/mq(1.000) + peso muretto xlam(1.000)

+ peso vetrata: 7.5 kN(1.000)

21 sld5 Active Add

PP(1.000) + SLD-x(0.300) + SLD-y(1.000)

+ peso pavimento: 4.5 (1.000) + peso xlam: 2.2 kN/mq(1.000) + peso muretto xlam(1.000)

+ peso vetrata: 7.5 kN(1.000)

22 sld6 Active Add

PP(1.000) + SLD-x(-0.300) + SLD-y(1.000)

+ peso pavimento: 4.5 (1.000) + peso xlam: 2.2 kN/mq(1.000) + peso muretto xlam(1.000)

+ peso vetrata: 7.5 kN(1.000)

23 sld7 Active Add

PP(1.000) + SLD-x(0.300) + SLD-y(-1.000)

+ peso pavimento: 4.5 (1.000) + peso xlam: 2.2 kN/mq(1.000) + peso muretto xlam(1.000)

+ peso vetrata: 7.5 kN(1.000)

24 sld8 Active Add

PP(1.000) + SLD-x(-0.300) + SLD-y(-1.000)

+ peso xlam: 2.2 kN/mq(1.000) + peso muretto xlam(1.000) + peso pavimento: 4.5 (1.000)

+ peso vetrata: 7.5 kN(1.000)

25 slv Active Envelope

slv1(1.000) + slv2(1.000) + slv3(1.000)

+ slv4(1.000) + slv5(1.000) + slv6(1.000)

+ slv7(1.000) + slv8(1.000)

26 sld Active Envelope

sld1(1.000) + sld2(1.000) + sld3(1.000)

+ sld4(1.000) + sld5(1.000) + sld6(1.000)

+ sld7(1.000) + sld8(1.000)

10.3 Verifica delle travi principali in legno lamellare – 18x48 cm

10.3.1 Verifica a SLU

Si riportano alcune immagini riguardanti le massime sollecitazioni agenti sulle travi a SLU/SLV¹:

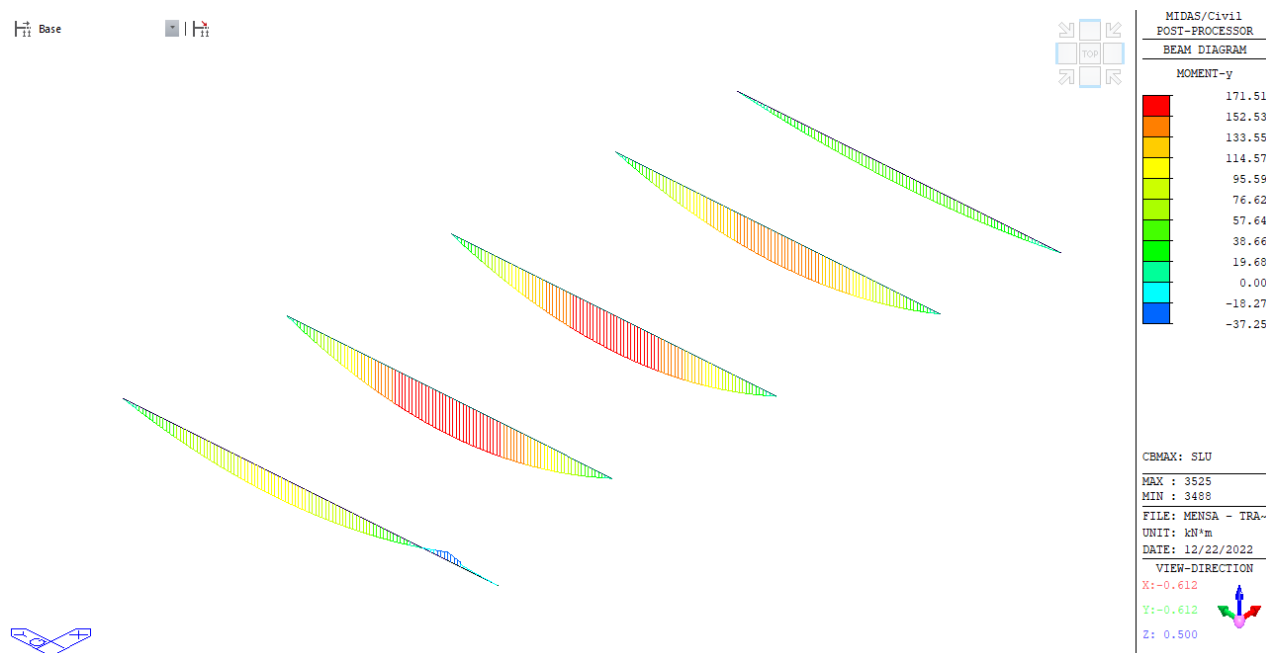


Figura 10.3: Sollecitazione massimo momento flettente M_y [kNm]

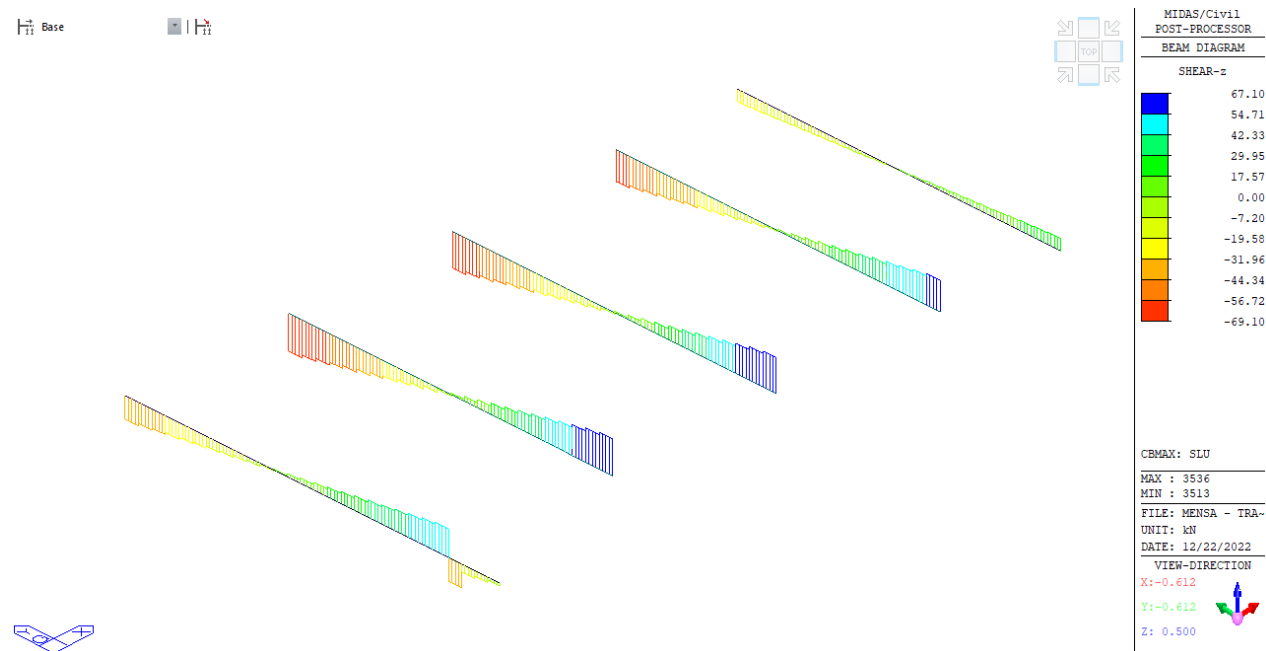


Figura 10.4: Sollecitazione massimo taglio F_z [kN]

¹ In presenza di travi binate (accoppiate) la sollecitazione è da considerarsi divisa a metà tra i due elementi

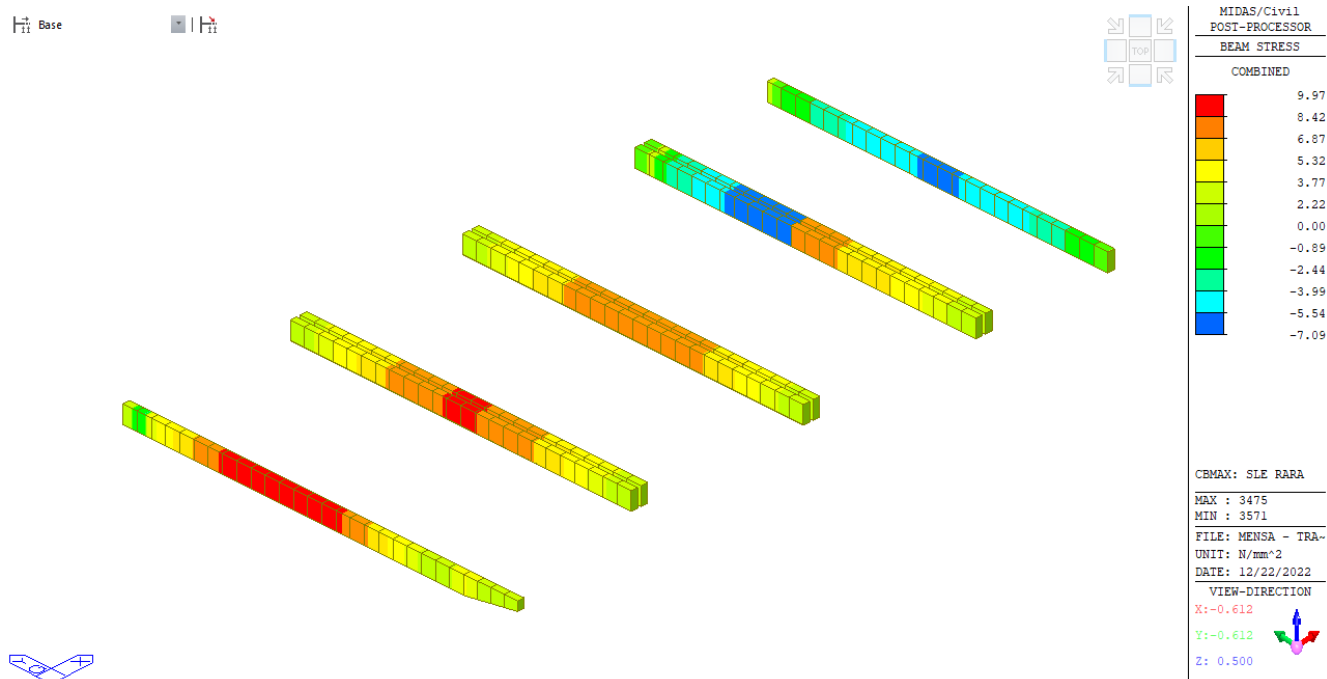


Figura 10.5: Tensioni [MPa]

Considerando una tensione resistente pari a:

$$f_{md} = 24 \cdot 0.9 / 1.45 = 14.9 \text{ MPa}$$

$$f_{max} = 10.0 \text{ MPa} < 14.9 \text{ MPa} \rightarrow \text{verifica preliminare soddisfatta}$$

Si riporta la verifica relativa all'elemento maggiormente sollecitato, effettuata con un foglio di calcolo specifico:

Verifica a flessione travi

1. Dimensione della sezione

B (Base)	180	[mm]	Base della trave
H (Altezza)	480	[mm]	Altezza della trave

2. Materiale e coefficienti (k_{mod})

Tipo materiale	lamellare	[-]	
γ_M	1.45	[-]	
k_{mod}	0.9	[-]	Coeff. in base a durata azione
f_{mk}	24	[MPa]	Tensione resistente flessionale car.
f_{md}	14.90	[MPa]	Tensione resistente flessionale calcolo
k_m	0.7	[-]	Coeff. di combinazione per flessione biax

3. Sollecitazioni

M_y	97.35	[kNm]
M_z	0	[kNm]

4. Caratteristiche meccaniche

W_y	6912000	[mm ³]	=	$B \cdot H^2 / 6$
W_z	2592000	[mm ³]	=	$H \cdot B^2 / 6$
A	86400	[mm ²]	=	$B \cdot H$

5. Tensioni agenti

σ_{my}	14.08	[MPa]	=	M_y / W_y
σ_{mz}	0.00	[MPa]	=	M_z / W_z

6. Verifiche

Ver.1	0.95	[-]	=	$(\sigma_{my} / f_{md}) + k_m \cdot (\sigma_{mz} / f_{md})$
Ver.2	N.N	[-]	=	$(\sigma_{mz} / f_{md}) + k_m \cdot (\sigma_{my} / f_{md})$

Verifica a taglio**1. Dimensione della sezione**

B (Base)	180	[mm]	Base della trave
H (Altezza)	480	[mm]	Altezza della trave

2. Materiale e coefficienti (k_{mod})

Tipo materiale	lamellare	[-]	
γ_M	1.45	[-]	
k_{mod}	0.9	[-]	Coeff. in base a durata azione
f_{vk}	2.5	[MPa]	Tensione resistente taglio car.
f_{vd}	1.55	[MPa]	Tensione resistente taglio calcolo
k_{cf}	1	[-]	Coeff. riduzione resistenza taglio

3. Sollecitazioni

T_z	50.4	[kN]
-------	------	------

4. Caratteristiche meccaniche

A	86400	[mm ²]	=	$B \cdot H$
-----	-------	--------------------	---	-------------

5. Tensioni agenti

T_z	0.88	[MPa]	=	
-------	------	-------	---	--

6. Verifiche

Verifica	0.56	[-]	=	(T_z / f_{vd})
----------	------	-----	---	------------------

Le verifiche a flessione e taglio risultano soddisfatte.

10.3.2 Verifica a SLE

Si riportano le deformazioni, suddivise e non coefficientate relative ai carichi permanente ed ai carichi variabili. Si impongono delle limiti deformativi pari a :

deformazione istantanea $\rightarrow L/300$

deformazione a lungo termine $\rightarrow L/200$

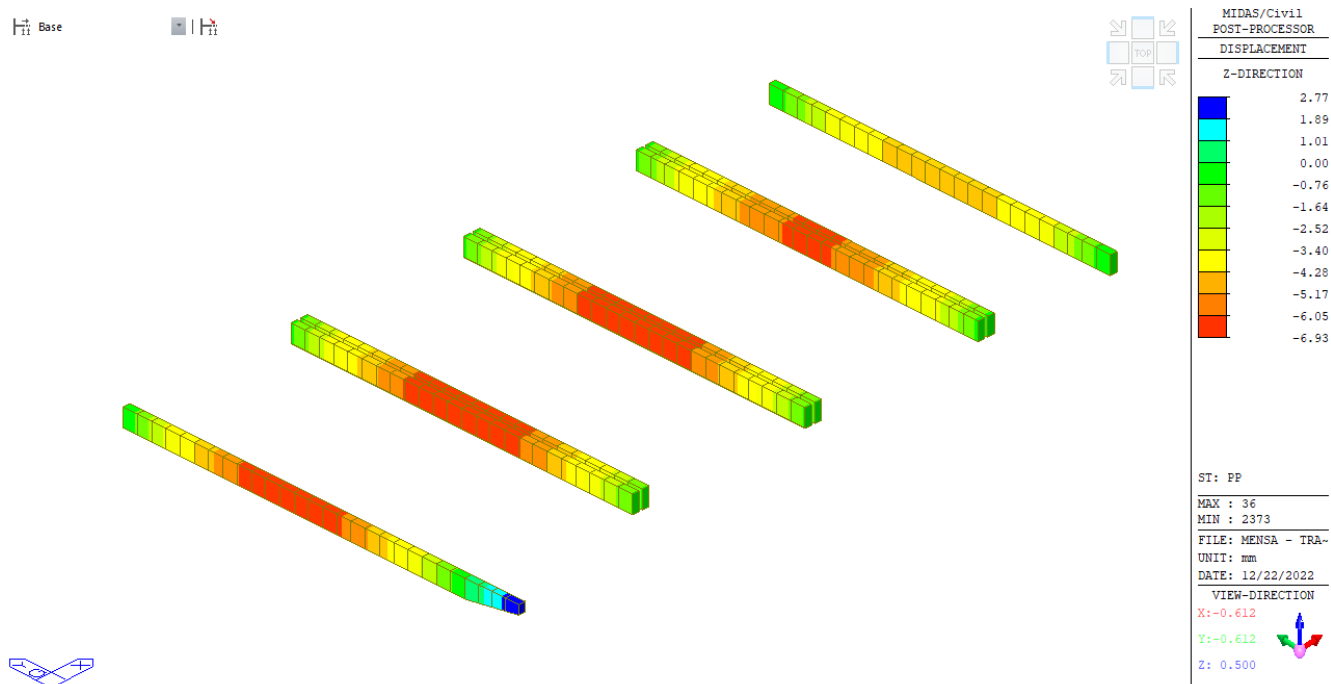


Figura 10.6: Deformazione pesi propri + permanenti str + permanenti non str [mm]

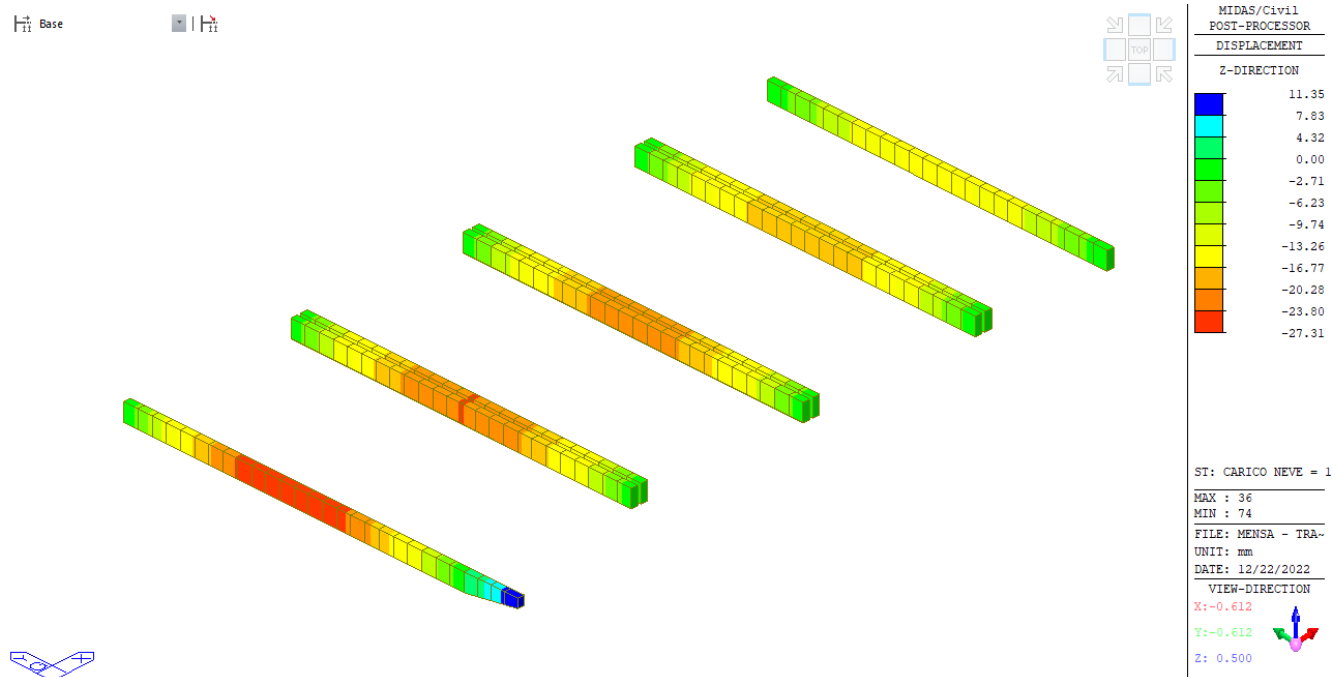


Figura 10.7: Deformazione carichi variabili neve [mm]

Deformazione per permanenti $\rightarrow \delta = 6.8 \text{ mm}$

Deformazione per variabili $\rightarrow \delta = 27.3 \text{ mm}$

Verifica in esercizio, inflessione

0. Limiti deformativi

u_{ist} (deformazione istantanea) 300 [-]

u_{fin} (deformazione istantanea) 200 [-]

1. Verifica di deformazione istantanea

Deformazione per variabili 27.3 [mm]

Luce trave 9500 [mm]

Rapporto di deformazione $L/347$ [-]

Verificato

2. Verifica di deformazione a lungo termine

Deformazione per p.p+perm. 6.8 [mm]

Coefficiente K_{def} 0.8 [-]

Coefficiente di combinazione var. 0 [-]

Deformazione finale 39.5 [mm]

Rapporto di deformazione $L/240$ [-]

Verificato

Le verifiche sono soddisfatte.

10.3.3 Verifiche in condizioni d'incendio

Si riporta di seguito la verifica della trave maggiormente sollecitata in caso d'incendio, per il quale è richiesta una resistenza al fuoco **R60**.

Verifiche in condizione di incendio

Normativa: UNI EN 1995 : 2005 parte 1-2

Sezione integra

b = 180 mm

h = 480 mm

Metodo della sezione efficace

$\beta_0 = 0.7$ mm/min

$t_{f,req} = 60.0$ min

$d_{char} = \beta_0 t_{f,req} = 42.0$ mm

$k_0 = 1.00$

$d_0 = 7.0$ mm

$d_{ef} = d_{char} + k_0 d_0 = 49.0$ mm

N.° superfici esposte al fuoco

lateralmente: 2

riduzione di t 2 d_{ef}

inferiormente e superiormente 2

riduzione di t 2 d_{ef}

Sezione efficace

$b_{ef} = 82.0$ mm

$h_{ef} = 382.0$ mm

$A = b_{ef} h_{ef} = 31324$ mm²

$J_{22} = b_{ef} h_{ef}^3 / 12 = 380910281$ mm⁴

$W_{22} = b_{ef} h_{ef}^2 / 6 = 1994295$ mm³

Combinazione di carico $\Psi_{2j} = 0.00$

$F_d = 1,00 G_k + \Psi_{2j} Q_{var,k} \rightarrow q_d = 2.39$ kN/m

$\rightarrow P_d = 0.00$ kN

Sollecitazioni massime

$l = 9.50$ m

$V_3 = 11.33$ kN

$M_{22} = 26.91$ kNm

Tensioni di progetto

$\tau_d = 1,5 V_3 / A = 0.54$ Mpa

$\sigma_{m,2,d} = M_{22} / W_{22} = 13.49$ Mpa

Lunghezza efficace (per sbandamento nel piano debole 1-2)

$l_{3,eff} = 9.50$ m

Calcolo dei coefficienti di sbandamento laterale k_{crit} (sbandamento nel piano debole 1-2)

$k_{crit} =$ (formule in funzione di $\lambda_{rel,m}$) = 0.63 calcolato con le formule in 5.2.2.(4) EC5

$\lambda_{rel,m} = (f_{m,k} / \sigma_{m,crit})^{0.5} = 1.24$ snellezza a flessione

$f_{m,k} = 24.00$ Mpa resistenza caratteristica a flessione

$\sigma_{m,crit} = (\pi^2 b^2 / (l_{3,eff}^2 h)) E_{0,05} (G_{mean} / E_{mean})^{0.5} = 15.68$ Mpa tensione di flessione critica

$l_{3,eff} = 9.50$ m lunghezza efficace

$E_{0,05} = 10810$ Mpa modulo elastico parallelo caratteristico

$G_{mean} = 720$ Mpa modulo di taglio medio

Resistenza al fuoco richiesta: R 60

LEGNO LAMELLARE GL 24 h

Valori di calcolo dei moduli di elasticità

mod. elast. parall. $E_{0,f,d} = 10810$ MPa

mod. elast. ortog. $E_{90,f,d} = 449$ MPa

modulo di taglio $G_{f,d} = 828$ MPa

Valori di calcolo di resistenza

flessione $f_{m,f,d} = 27.60$ MPa

traz. parallela alle fibre $f_{t,0,f,d} = 18.98$ MPa

traz. ortog. alle fibre $f_{t,90,f,d} = 0.46$ MPa

compr. parallela alle fibre $f_{c,0,f,d} = 27.60$ MPa

compr. ortog. alle fibre $f_{c,90,f,d} = 3.11$ MPa

taglio $f_{v,f,d} = 3.11$ MPa

Coefficienti di calcolo utilizzati:

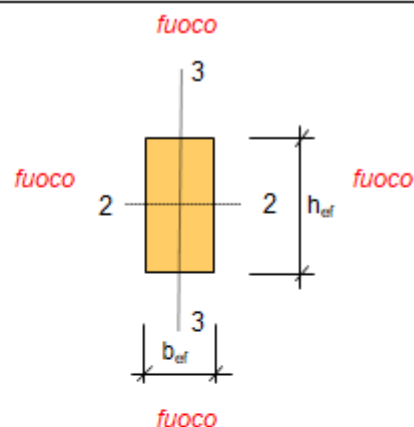
$k_{mod,f} = 1.00$

$k_f = 1.15$

$\gamma_{M,f} = 1.00$

$k_{mod,f} k_f / \gamma_{M,f} = 1.15$

Pagina 4



$E_{mean} =$ 11600 Mpa modulo elastico parallelo medio

Calcolo del coefficiente di compressione ortogonale $k_{c,90}$

$k_{c,90} = (2,38 - l_{app} / 250)(1 + h_{ef} / (12 l_{app})) \leq 4$ 1.56 calcolato con le formule in 6.1.5 (3) EC5

Verifica di resistenza a flessione

$\eta = \sigma_{m,2,d} / f_{m,f,d} \leq 1$ $\eta = 0.49 \leq 1$

Verifica di stabilità (svergolamento)

$\eta = \sigma_{m,2,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,f,d}) \leq 1$ $\eta = 0.77 \leq 1$

Verifica di resistenza a taglio

$\eta = \tau_d / f_{v,f,d} \leq 1$ $\eta = 0.17 \leq 1$

Verifica a compressione all'appoggio

$\eta = \sigma_{c,90,d} / (k_{c,90,d} f_{c,90,d}) \leq 1$ $\eta = 0.11 \leq 1$

Le verifiche risultano soddisfatte.

10.4 Verifica delle travi secondarie in legno – 18x48 cm

Le verifiche delle travi secondarie in legno lamellare sono soddisfatte in quanto esse sono soggette a sollecitazioni inferiori rispetto alle travi principali, presentando la stessa sezione trasversale.

10.5 Verifica degli sbalzi in legno – Sezione variabile a rastremarsi

Si riporta di seguito la verifica delle travi a sbalzo in legno lamellare, le quali si sviluppano per una lunghezza pari a 1.50 m e presentano una sezione all'incastro di dimensioni pari a 18x48 cm ed una sezione in punta di dimensioni pari a 18x24 cm.

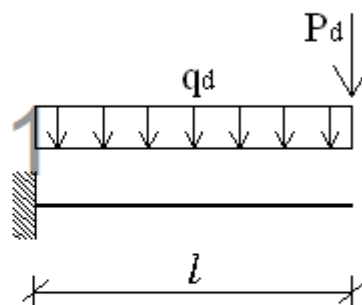
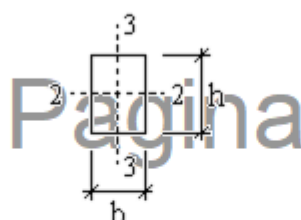
Tipologia:	trave	Elemento:	...
Vincoli:	sbalzo	Posizione:	...
Norma:	UNI EN 1995 : 2005 parte 1-1	Note:	...

LEGNO LAMELLARE GL 32 h

Sezione			Proprietà del legno secondo le normative europee EN1194-2000 (lamellare), EN338-2003 (massiccio).		
b =	180	mm	Valori caratteristici di rigidezza		
h =	480	mm	mod. elast. parall. medi	$E_{0,mean}$	13700 MPa
l =	1.50	m	mod. elast. parall. carati	$E_{0,05}$	11100 MPa
Peso proprio del legno	4.00	kN/m ³	mod. elast. ortog. medic	$E_{90,mean}$	460 MPa
q_{G1k} = (peso pr. trave) =	0.35	kN/m	modulo di taglio medio	G_{mean}	850 MPa
Carichi agenti per metro quadro			Valori caratteristici di resistenza		
passo (o tratto di carico) =	4.80	m	flessione	$f_{m,k}$	32.00 MPa
q_{G2k} = (permanente) =	0.85	kN/m ²	traz. parallela alle fibre	$f_{t,0,k}$	22.50 MPa
q_{Vk} = (variabile) =	1.57	kN/m ²	traz. ortog. alle fibre	$f_{t,90,k}$	0.50 MPa
Carichi puntuali applicati all'estremità libera			compr. parallela alle fibi	$f_{c,0,k}$	29.00 MPa
P_{Gk} = (permanente) =	0.00	kN	compr. ortog. alle fibre	$f_{c,90,k}$	3.30 MPa
P_{Vk} = (variabile) =	0.00	kN	taglio e torsione	$f_{v,k}$	3.80 MPa
Classe di servizio:	2		Lunghezza efficace		
Carichi accidentali:	Neve fino a 1000 m		$l_{3,eff} = 1,0 \cdot l =$	1.50	m
l_{app}	250	mm	perm. $q_{Gk} = q_{G2k} \cdot \text{passo} + q_{G1k} =$	4.43	kN/m
			var. $q_{Vk} = q_{Vk} \cdot \text{passo} =$	7.54	kN/m

Valori statici

$A = b \cdot h =$	86400	mm ²
$J_{22} = bh^3/12 =$	1658880000	mm ⁴
$J_{33} = hb^3/12 =$	233280000	mm ⁴
$W_{22} = bh^2/6 =$	6912000	mm ³
$W_{33} = hb^2/6 =$	2592000	mm ³



Verifiche di resistenza			Verifiche di deformazione		
		se $\leq 1 \rightarrow ok$			se $\leq 1 \rightarrow ok$
Flessione	$\sigma_{m,2,d} / f_{m,d} =$	0.12	Freccia istantanea	$u_{2,ist} / u_{2,ist,lim}$	0.03
Stabilità	$\sigma_{m,2,d} / (k_{crit} \cdot f_{m,d}) =$	0.12	Freccia netta finale	$u_{net,fin} / u_{net,fin,lim}$	0.05
Taglio	$\tau_d / f_{v,d} =$	0.17			
Compr. app.	$\sigma_{c,90,d} / (k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}) =$	0.15			

Esito: **OK!**

10.6 Verifica dei pilastri in cemento armato – $\Phi 30$ cm/20x30 cm

10.6.1 Verifica a SLU

Si riportano alcune immagini riguardanti le massime sollecitazioni agenti sui pilastri a SLU/SLV:

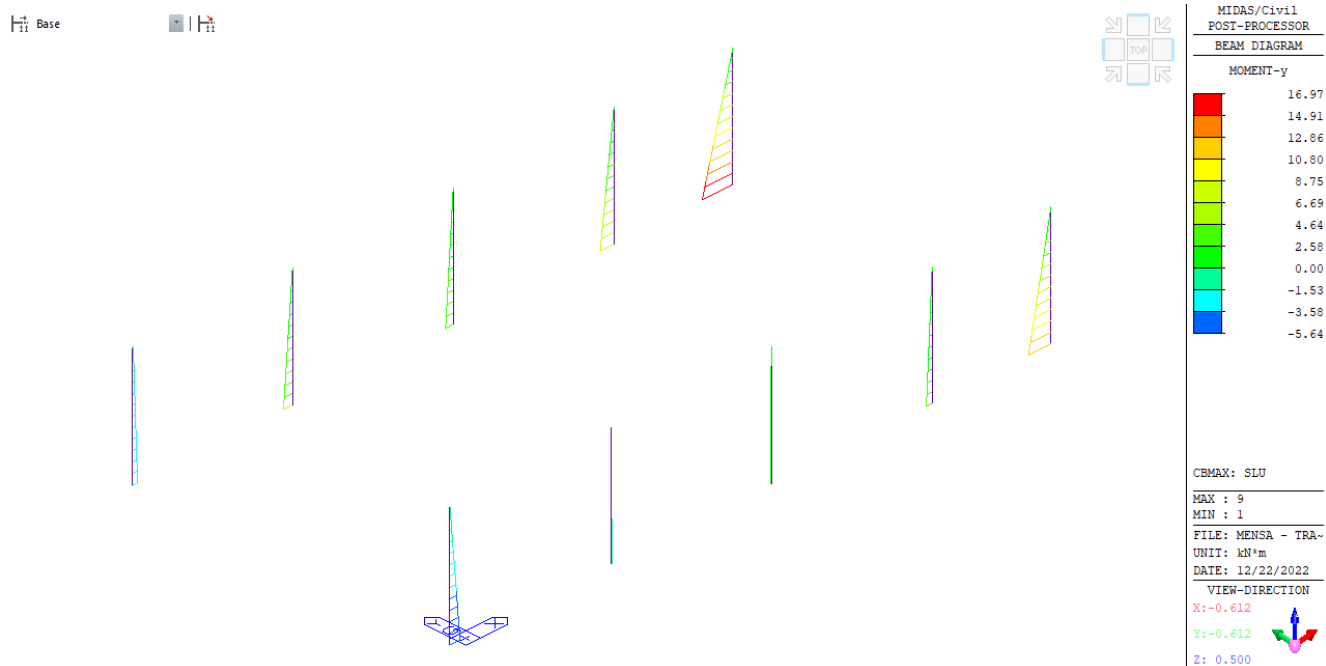


Figura 10.8: Sollecitazione massimo momento flettente M_y [kNm]

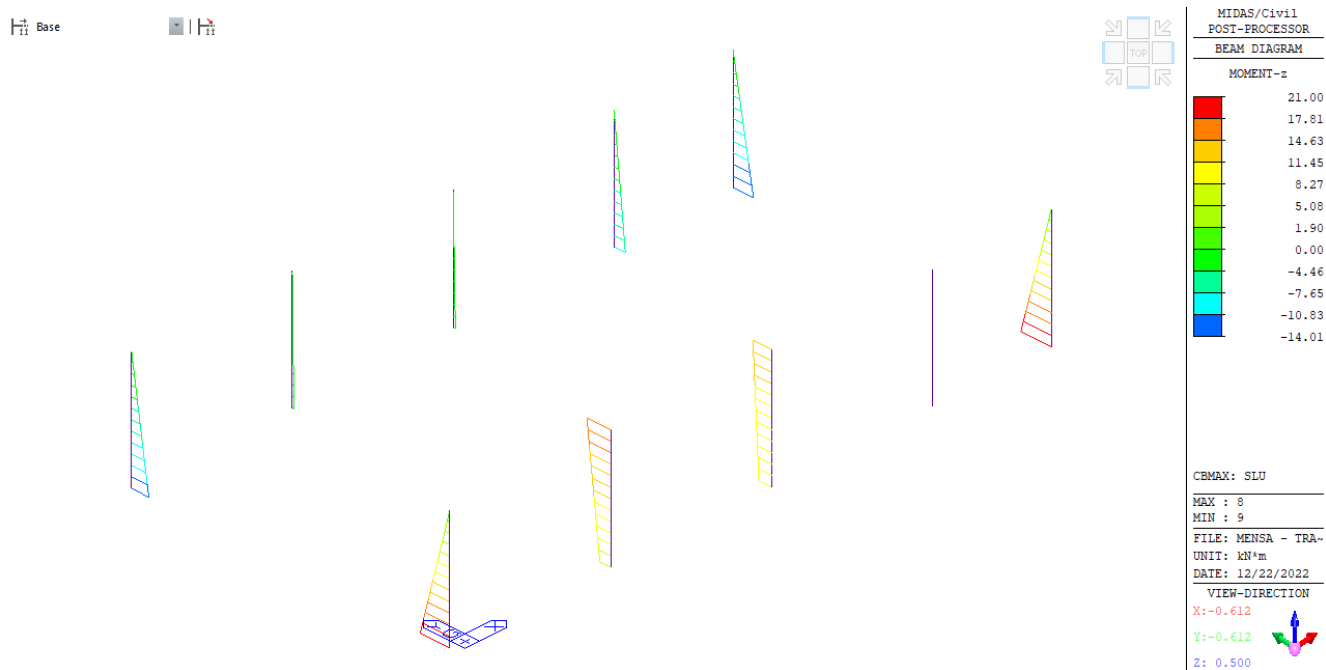


Figura 10.7: Sollecitazione massimo momento flettente M_z [kNm]

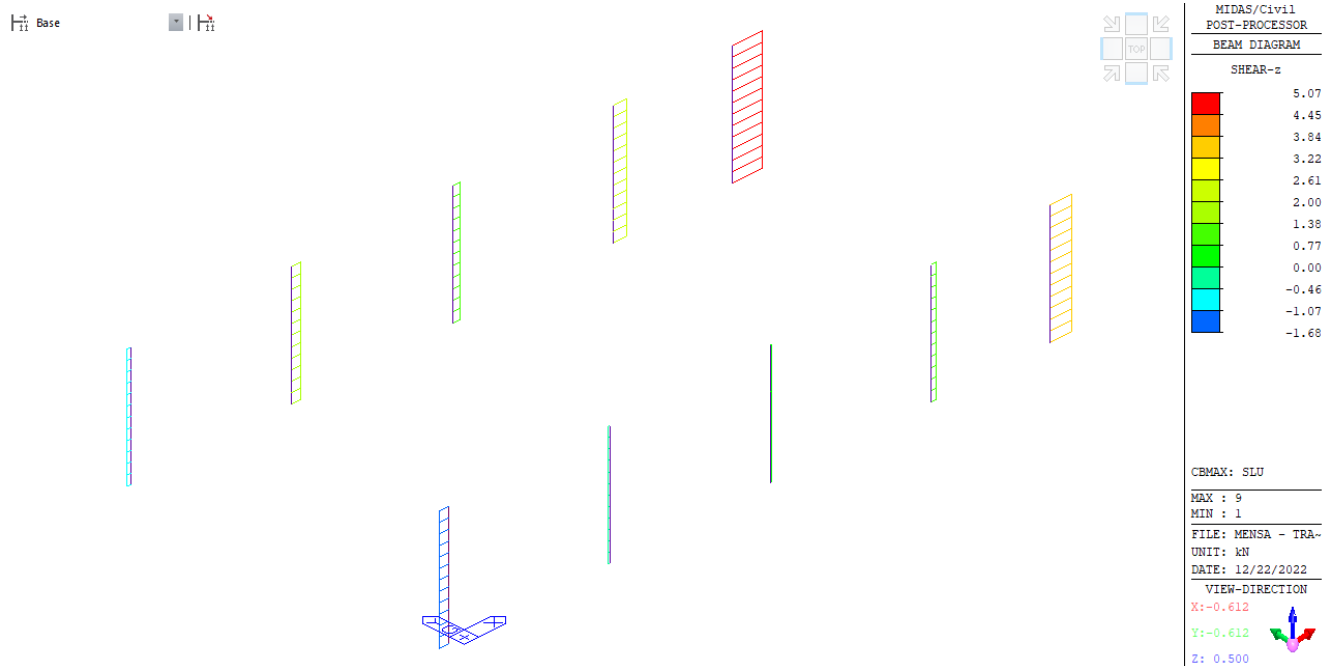


Figura 10.8: Sollecitazione massimo taglio F_z [kNm]

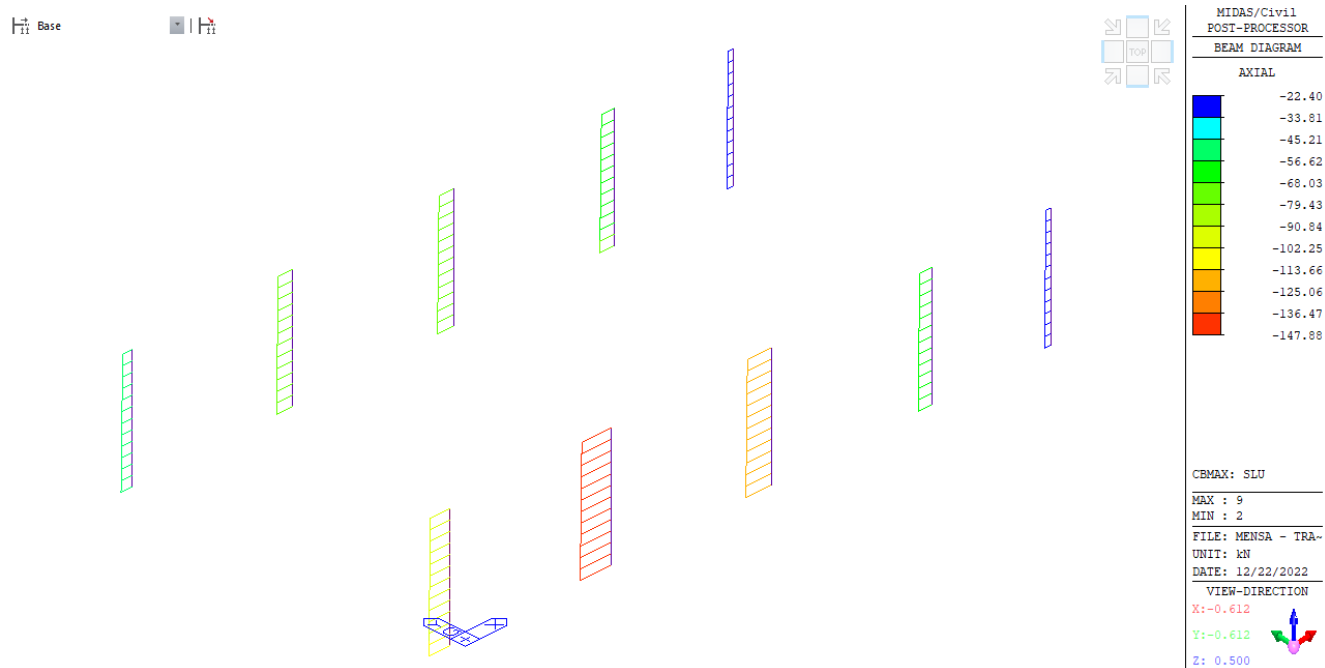


Figura 10.9: Sollecitazione massimo sforzo normale F_x [kNm]

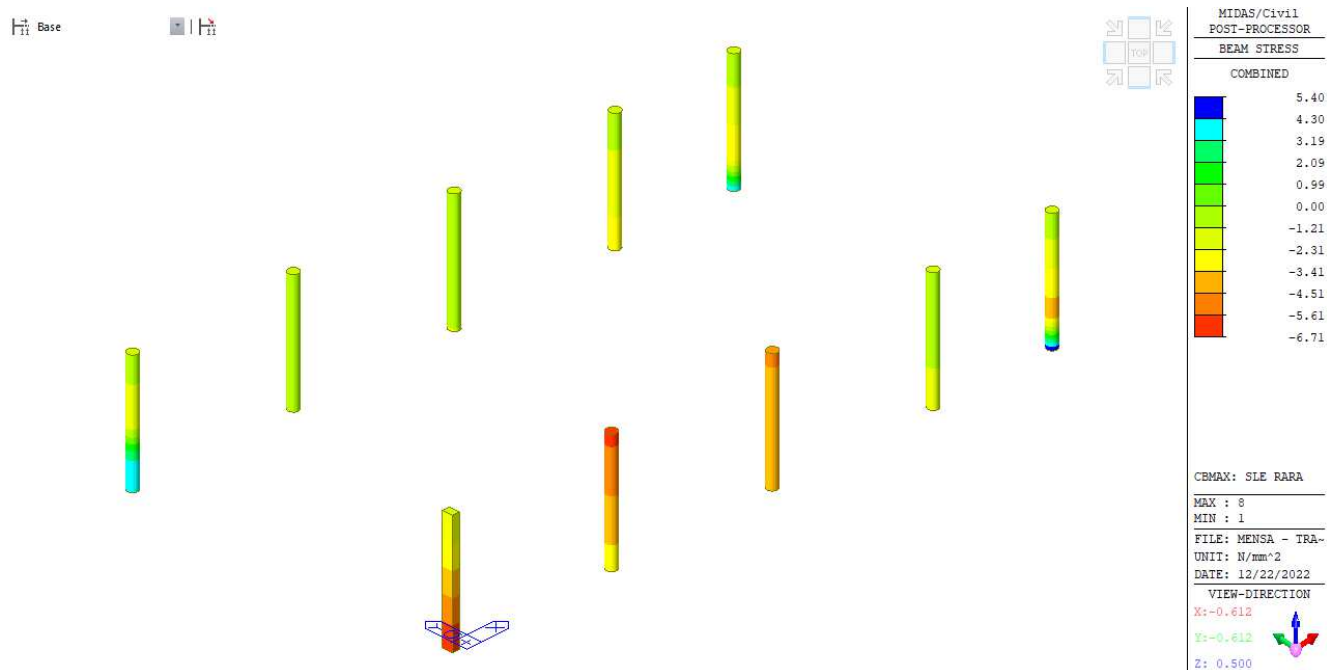


Figura 10.10: Tensioni [MPa]

Considerando una tensione resistente pari a:

$$f_{md} = 24 \cdot 0.9 / 1.45 = 14.9 \text{ MPa}$$

$$f_{max} = 6.7 \text{ MPa} < 14.9 \text{ MPa} \rightarrow \text{verifica preliminare soddisfatta}$$

La verifica viene effettuata per il pilastro a sezione circolare maggiormente sollecitato e per il pilastro a sezione rettangolare.

10.6.1.1 Pilastro $\Phi 30 \text{ cm}$

Verifica a pressoflessione

Titolo : pilastro Mmax

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 15 [cm]
 Raggio interno: 0 [cm]
 N° barre uguali: 8
 Diametro barre: 1,2 [cm]
 Copriferro (baric.): 3 [cm]

N° barre: 0 Zoom

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

Sollecitazioni
 S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 30,4 kN
 M_{xEd}: 12,5 kNm
 M_{yEd}: 21 kNm

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C C25/30
 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} : 14,17 N/mm²
 E_s/E_c : 15 f_{cc}/f_{cd} : 0,8
 ϵ_{syd} : 1,957 ‰ $\sigma_{c,adm}$: 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$: 255 N/mm² τ_{co} : 0,6
 τ_{c1} : 1,829

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

Tipo flessione
☐ Retta ☒ Deviata

Vertici: 52 N° rett.: 100

Calcola MRd Dominio Mx-My

M_{xRd}: 19,66 kNm
 M_{yRd}: 34,15 kNm
 σ_c : -14,17 N/mm²
 σ_s : 391,3 N/mm²
 ϵ_c : 3,5 ‰
 ϵ_s : 7,708 ‰
 d: 26,53 cm
 x: 8,285 x/d: 0,3123
 δ : 0,8304

angolo asse neutro θ° : 299

☐ Precompresso

pilastro Mmax - NEd = 30,4 kN

— Mx-MyRd
 — Mx-MyEd
 — Vettore

M_{xEd}: 12,5 kNm M_{yEd}: 21 kNm ρ_M : 0,6201
 M_{xRd}: 19,66 kNm M_{yRd}: 34,15 kNm

Valori Infittisci punti

La verifica risulta soddisfatta inserendo **8 barre di armatura $\Phi 12$** a passo costante, come mostrato nella figura precedente.

Verifica a taglio

Si inseriscono staffe circolari chiuse **Φ10 passo 200 mm**, le quali soddisfano il requisito di armatura minima a taglio, così definito:

$$A_{st,min} = 1,5 \cdot b = 1,5 \cdot 300 = 450 \text{ mm}^2/m$$

Con:

- b = spessore minimo dell'anima [mm]

$$n_{st} = \frac{A_{st,min}}{nb \cdot A1_{phi}} = 2.9 \cong 3 \text{ per metro lineare}$$

Con:

- n_{st} = numero staffe per metro lineare;
- nb = numero bracci staffe = 2;
- $A1_{phi}$ = area della sezione di una singola staffa [mm²]

$$p_{st,max} = \frac{1}{n_{st}} = 0.33 \text{ m}$$

Con:

- $p_{st,max}$ = passo massimo delle staffe

La scelta progettuale è di un passo pari a **200 mm** il quale risulta cautelativo.

10.6.1.2 Pilastro 20x30 cmVerifica a pressoflessione

TITOLO : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	0	30
3	20	30
4	20	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
4	1,13	3	27
5	1,13	10	27
6	1,13	17	27
7	1,13	3	15
8	1,13	17	15

Sollecitazioni
☒ S.L.U. ☐ Metodo n

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C25/30**
 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

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

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

- NEd = 103 kN

M_{xEd} kNm **M_{yEd}** **ρ_M**

M_{xRd} **M_{yRd}**

Valori **Infittisci punti**

La verifica risulta soddisfatta inserendo **8 barre di armatura $\Phi 12$** , di cui 3 superiori, 3 inferiori e 2 barre esterne aggiuntive a metà sezione, come mostrato nella figura precedente.

Verifica a taglio

Si inseriscono staffe circolari chiuse **Φ10 passo 200 mm**, le quali soddisfano il requisito di armatura minima a taglio, così definito:

$$A_{st,min} = 1,5 \cdot 200 = 300 \text{ mm}^2/m$$

Con:

- b = spessore minimo dell'anima [mm]

$$n_{st} = \frac{A_{st,min}}{nb \cdot A1_{phi}} = 1.9 \cong 2 \text{ per metro lineare}$$

Con:

- n_{st} = numero staffe per metro lineare;
- nb = numero bracci staffe = 2;
- $A1_{phi}$ = area della sezione di una singola staffa [mm²]

$$p_{st,max} = \frac{1}{n_{st}} = 0.50 \text{ m}$$

Con:

- $p_{st,max}$ = passo massimo delle staffe

La scelta progettuale è di un passo pari a **200 mm** il quale rispetta i requisiti di passo massimo definiti all'interno della normativa di riferimento (NTC 2018), ovvero di 12 volte la dimensione del diametro delle armature longitudinali. Nel caso corrente, il passo massimo risulta essere 240 mm, a livello cautelativo si sceglie un passo inferiore.

10.6.2 Verifica a SLE**10.6.2.1 Pilastro Φ30 cm****10.6.2.1.1 Verifica a tensione**

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica}$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente}$$

La tensione massima nell'acciaio $\sigma_{s,max}$ per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 f_{yk}$$

4. Sollecitazioni (combinazione frequente e quasi-permanente)			
Momento flettente (condizione rara)	M_{rara}	12	[kNm]
Momento flettente (combinazione frequente)	M_{freq}	7.1	[kNm]
Momento flettente (combinazione q.p.)	M_{q-p}	6.4	[kNm]

3. Calcolo delle tensione nella combinazione rara				
Tensione sul massima sul cls	σ_c	-2.6	[MPa]	OK
Tensione su armatura compressa	σ'_s	-28.1	[MPa]	
Tensione su armatura tesa	σ_s	55.5	[MPa]	OK
4. Calcolo delle tensione nella combinazione frequente				
Tensione sul massima sul cls	σ_c	-1.5	[MPa]	
Tensione su armatura compressa	σ'_s	-16.6	[MPa]	
Tensione su armatura tesa	σ_s	32.8	[MPa]	
5. Calcolo delle tensioni nella combinazione quasi permanente				
Tensione sul massima sul cls	σ_c	-1.4	[MPa]	OK
Tensione su armatura compressa	σ'_s	-15.0	[MPa]	
Tensione su armatura tesa	σ_s	29.6	[MPa]	OK

Le verifiche risultano soddisfatte.

10.6.2.1.2 Verifica a fessurazione

La verifica a fessurazione è condotta secondo quanto riportato all'interno delle NTC18:

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Sensibile Stato limite	Armatura		
				w_k	Poco sensibile 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	$\leq w_1$

4. Sollecitazioni (combinazione frequente e quasi-permanente)			
Momento flettente (condizione rara)	M_{rara}	12	[kNm]
Momento flettente (combinazione frequente)	M_{freq}	7.1	[kNm]
Momento flettente (combinazione q.p.)	M_{q-p}	6.4	[kNm]
Calcolo			
1. Distanza tra le fessure			
Baricentro della sezione	y_g	155.2	[mm]
Distanza da bordo teso	y	144.8	[mm]
Momento di inerzia sezione omogenizz.	I_g	8E+08	[mm ⁴]
Momento di fessurazione	M_f	11.9	[kNm]
Coefficiente per calcolo dist. fessure	k_1	0.8	[-]
Coefficiente per calcolo dist. fessure	k_2	0.5	[-]
Area calcestruzzo teso efficace	$A_{c,eff}$	22500	[mm ²]
Percentuale di armatura long. tesa	ρ_r	0.04103	[-]
Distanza media tra le fessure	s_{rm}	84.1	[mm]

6. Verifica a fessurazione nella combinazione frequente			
Rapporto M_f/M_{freq}	-	1.67	[-]
Coefficienti	β_1	1	[-]
	β_2	0.5	[-]
Deformazione media dell'acciaio	ϵ_{sm}	N.D	[-]
Valore caratteristico di ampiezza delle fessure	w_k	N.D	[mm]
6. Verifica a fessurazione nella combinazione q.p			
Rapporto M_f/M_{freq}	-	1.9	[-]
Coefficienti	β_1	1	[-]
	β_2	0.5	[-]
Deformazione media dell'acciaio	ϵ_{sm}	N.D	[-]
Valore caratteristico di ampiezza delle fessure	w_k	N.D	[mm]

La verifica è soddisfatta in quanto non è raggiunto il valore di momento di fessurazione.

10.6.2.2 Pilastro 20x30 cm

10.6.2.2.1 Verifica a tensione

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica}$$

$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck}$ per combinazione quasi permanente

La tensione massima nell'acciaio $\sigma_{s,max}$ per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 f_{yk}$$

4. Sollecitazioni (combinazione frequente e quasi-permanente)			
Momento flettente (condizione rara)	M_{rara}	15	[kNm]
Momento flettente (combinazione frequente)	M_{freq}	13	[kNm]
Momento flettente (combinazione q.p.)	M_{q-p}	12.2	[kNm]

3. Calcolo delle tensioni nella combinazione rara				
Tensione sul massima sul cls	σ_c	-3.9	[MPa]	OK
Tensione su armatura compressa	σ'_s	-40.4	[MPa]	
Tensione su armatura tesa	σ_s	102.2	[MPa]	OK
4. Calcolo delle tensioni nella combinazione frequente				
Tensione sul massima sul cls	σ_c	-3.4	[MPa]	
Tensione su armatura compressa	σ'_s	-35.3	[MPa]	
Tensione su armatura tesa	σ_s	89.3	[MPa]	
5. Calcolo delle tensioni nella combinazione quasi permanente				
Tensione sul massima sul cls	σ_c	-3.2	[MPa]	OK
Tensione su armatura compressa	σ'_s	-32.9	[MPa]	
Tensione su armatura tesa	σ_s	83.2	[MPa]	OK

Le verifiche risultano soddisfatte.

10.6.2.2.2 Verifica a fessurazione

La verifica a fessurazione è condotta secondo quanto riportato all'interno delle NTC18:

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Sensibile Stato limite	Armatura	
				w_k	Poco sensibile 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 $\leq w_1$

4. Sollecitazioni (combinazione frequente e quasi-permanente)			
Momento flettente (condizione rara)	M_{rara}	15	[kNm]
Momento flettente (combinazione frequente)	M_{freq}	13.1	[kNm]
Momento flettente (combinazione q.p.)	M_{q-p}	12.2	[kNm]
Calcolo			
1. Distanza tra le fessure			
Baricentro della sezione	y_g	150.0	[mm]
Distanza da bordo teso	y	150.0	[mm]
Momento di inerzia sezione omogenizz.	I_g	5.7E+08	[mm ⁴]
Momento di fessurazione	M_f	8.3	[kNm]
Coefficiente per calcolo dist. fessure	k_1	0.8	[-]
Coefficiente per calcolo dist. fessure	k_2	0.5	[-]
Area calcestruzzo teso efficace	$A_{c,eff}$	15000	[mm ²]
Percentuale di armatura long. tesa	ρ_r	0.04103	[-]
Distanza media tra le fessure	s_{rm}	84.1	[mm]

6. Verifica a fessurazione nella combinazione frequente			
Rapporto M_f/M_{freq}	-	0.63	[-]
Coefficienti	β_1	1	[-]
	β_2	0.5	[-]
Deformazione media dell'acciaio	ϵ_{sm}	0.00034	[-]
Valore caratteristico di ampiezza delle fessure	w_k	0.05	[mm]
6. Verifica a fessurazione nella combinazione q.p			
Rapporto M_f/M_{freq}	-	0.7	[-]
Coefficienti	β_1	1	[-]
	β_2	0.5	[-]
Deformazione media dell'acciaio	ϵ_{sm}	0.00031	[-]
Valore caratteristico di ampiezza delle fessure	w_k	0.04	[mm]

La verifica è soddisfatta in quanto:

- $w_k = 0,05 \text{ mm} < w_2 = 0,3 \text{ mm}$ per la verifica a fessurazione nella combinazione frequente;
- $w_k = 0,4 \text{ mm} < w_1 = 0,2 \text{ mm}$ per la verifica a fessurazione nella combinazione quasi permanente.

10.7 Verifica del pannello di copertura NEXT PANEL

La copertura verrà realizzata con pannello prefabbricato di altezza 24 cm (travetto) + OSB da 15 mm. La dimensione considerata del travetto è 10x24 e il passo degli stessi 60 cm. Nel seguito si riporta la verifica svolta come element in semplice appoggio tra due arcarecci. La luce di verifica considerata è 480 cm.

Si riportano di seguito le verifiche effettuate per il pannello di copertura con comportamento di trave in semplice appoggio ed a sbalzo.

10.7.1 Appoggio

SOLAIO LEGNO CONNESSIONE DEFORMAB.				Pag.	1
Dati di ingresso					
1. Geometria della sezione					
Luce totale	L		4800	[mm]	
Base della trave principale	B		100	[mm]	
Altezza della trave principale	H		240	[mm]	
Larghezza di competenza della trave	i		600	[mm]	
Spessore del tavolato/OSB superiore	s		15	[mm]	
2. Materiale della sezione trave					
Materiale	-		C 24	[-]	
Resistenza a flessione	$f_{m,g,k}$		24	[MPa]	
Resistenza a trazione paral. alla fibratura	$f_{t,0,g,k}$		14	[MPa]	
Resistenza a trazione perp. alla fibratura	$f_{t,90,g,k}$		0.5	[MPa]	
Resistenza a compressione paral. alla fibratura	$f_{c,0,g,k}$		21	[MPa]	
Resistenza a compressione perp. alla fibratura	$f_{c,90,g,k}$		2.5	[MPa]	
Resistenza a taglio	$f_{v,g,k}$		2.5	[MPa]	
Modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,g,mean}$		11000	[MPa]	
Modulo elastico caratteristico parallelo alle fibre	$E_{0,g,0.5}$		7400	[MPa]	
Modulo elastico caratteristico perpendic alle fibre	$E_{90,g,mean}$		370	[MPa]	
Modulo di taglio medio	$G_{g,mean}$		690	[MPa]	
Densità volumica caratteristica	$\rho_{g,k}$		350	[kg/m ³]	
3. Materiale OSB/Tavolato					
Tipo di materiale	-		OSB/3	[-]	
Resistenza a flessione	$f_{m,k}$		16.4	[MPa]	
Resistenza a trazione paral. alla fibratura	$f_{t,0,k}$		9.4	[MPa]	
Resistenza a trazione perp. alla fibratura	$f_{t,90,k}$		7	[MPa]	
Resistenza a compressione paral. alla fibratura	$f_{c,0,k}$		15.4	[MPa]	
Resistenza a compressione perp. alla fibratura	$f_{c,90,k}$		12.7	[MPa]	

Resistenza a taglio	$f_{v,k}$	6.8	[MPa]
Modulo elastico medio parallelo alle fibre	$E_{0,mean}$	4930	[MPa]
Modulo elastico medio perpendicolari alle fibre	$E_{90,mean}$	1980	[MPa]
Modulo elastico carat. parallelo alle fibre	$E_{t,0,k}$	3800	[MPa]
Modulo elastico carat. perpendicolari alle fibre	$E_{t,90,k}$	3000	[MPa]
Modulo di taglio medio	G_k	690	[MPa]
Densità volumica caratteristica	$\rho_{g,k}$	550	[kg/m ³]

4. Caratteristica dei connettori

Diametro dei connettori	d	8	[mm]
Numero connettori	n	2	[mm]
Rigidezza della connessione SLU	$2/3 \cdot K_{ser}$	2328	[N/mm]
Rigidezza della connessione SLE	K_{ser}	3492	[N/mm]
Passo dei connettori max	s_{max}	200	[mm]
Passo dei connettori min	s_{min}	80	[mm]
Passo equivalente	s_{eq}	110	[mm]

5. Coefficienti di sicurezza

Coefficiente di sicurezza per il materiale	γ_m	1.5	[-]
--------------------------------------------	------------	------------	-----

SOLAIO LEGNO CONNESSIONE DEFORMAB.

Pag. 2

*Calcoli***1. Caratteristiche geometriche della sezione**

Spessore del tavolato/OSB superiore	h_1	15	[mm]
Altezza della trave principale	h_2	240	[mm]
Distanza tra baricentri	a	127.5	[mm]
Fattore adimensionale (1) (SLU)	γ_1	0.53	[-]
Fattore adimensionale (2)	γ_2	1	[-]
Fattore adimensionale (1) (SLE)	γ_1	0.63	[-]
Distanza baricentro trave a baricentro totale	a_2	10.4	[mm]
Distanza baricentro tavol/OSB a baricentro totale	a_1	117.1	[mm]
Inerzia tavolato/OSB	J_1	168750.0	[mm ⁴]
Inerzia trave	J_2	115200000.0	[mm ⁴]
Rigidezza efficace SLU	EJ_{eff}	1.62E+12	[Nmm ²]
Rigidezza efficace SLE	EJ_{eff}	1.68E+12	[Nmm ²]

2. Analisi dei carichi e sollecitazioni

Carichi			Spessori per analisi carichi		
Peso travi	0.14	[kN/m ²]	Cls alleg.	0	[mm]
Peso assitto	0.09	[kN/m ²]	Malta	0	[mm]

Peso cls alleg.+malta	0.00	[kN/m ²]	Tabella densità elementi		
Altri permanenti	0.4	[kN/m ²]	Travi	350	[kg/m ³]
Pavimento	0	[kN/m ²]	Assitto	600	[kg/m ³]
Tramezzi	0	[kN/m ²]	Cls all.	1100	[kg/m ³]
Variabile	1.42	[kN/m ²]	Malta	1100	[kg/m ³]
Classe di servizio			Pavimento	0	[kg/m ²]
Cl. di servizio	2		Tramezzi	0	[kg/m ²]
k_{mod} p.p	0.6	[-]	Altri permanenti		
k_{mod} perm.	0.7	[-]	giardino pens.	0	[kN/m ²]
k_{mod} var.	0.9	[-]	fotovolt.	0.4	[kN/m ²]
Combinazione stato limite ultimo			altro	0	[kN/m ²]
P.p+permanenti	0.82	[kN/m ²]			
P.p	0.30	[kN/m ²]			
P.p+perm.+var	2.95	[kN/m ²]			
q_{slu}	1.77	[kN/m]			
Combinazione stato limite esercizio					
P.p+permanenti	0.63	[kN/m ²]			
P.p	0.23	[kN/m ²]			
P.p+perm.+var	2.05	[kN/m ²]			
q_{rara}	1.23	[kN/m]			
Sollecitazioni					
M_{ed}	5.10	[kNm]			
V_{ed}	4.25	[kN]			

SOLAIO LEGNO CONNESSIONE DEFORMAB.

Pag. 3

3. Verifica a flessione delle travi

Sollecitazione normale	$N_{2,d}$	8.63	[kN]	
Sollecitazione flessionale	$M_{2,d}$	3.99	[kNm]	
Tensione trazione lembo inferiore	$\sigma_{t,inf}$	4.52	[MPa]	
Tensione di compressione lembo superiore	$\sigma_{c,sup}$	-3.80	[MPa]	
Tensione di calcolo resistente	$f_{m,d}$	14.40	[MPa]	
Fattore di sfruttamento a trazione	-	0.31	[-]	OK
Fattore di sfruttamento a compressione	-	0.26	[-]	OK

4. Verifica a flessione OSB/Tavolato

Sollecitazione normale	$N_{1,d}$	-8.63	[kN]	
Sollecitazione flessionale	$M_{1,d}$	0.00	[kNm]	
Tensione trazione lembo inferiore	$\sigma_{t,inf}$	-0.84	[MPa]	
Tensione di compressione lembo superiore	$\sigma_{c,sup}$	-1.08	[MPa]	
Tensione di calcolo resistente	$f_{m,d}$	9.84	[MPa]	

Fattore di sfruttamento a trazione	-	-0.09	[-]	OK
Fattore di sfruttamento a compressione	-	0.11	[-]	OK
5. Verifica a taglio				
Posizione taglio max	h	130.4	[mm]	
Tensione a taglio agente	$T_{2,d}$	0.25	[MPa]	
Tensione di calcolo resistente	$f_{v,d}$	1.50	[MPa]	
Fattore di sfruttamento a taglio	-	0.16	[-]	OK
6. Compressione perpendicolare alle fibre				
Larghezza di appoggio	b	180	[mm]	
Larghezza efficace di appoggio	L_{eff}	210	[mm]	
Area di calcolo compressione	A	21000	[mm]	
Tensione agente di compressione	$\sigma_{c,90}$	0.20	[mm]	
Tensione di calcolo resistente	$f_{c,90}$	1.50	[mm]	
Fattore di sfruttamento a compressione	T_{agente}/T_d	0.13	[-]	OK

Le verifiche sono soddisfatte.

10.7.2 Sbalzo

Travi principali		
L	1500	[mm]
B	100	[mm]
H	240	[mm]
i	600	[mm]
Materiale	C 24	
$f_{m,g,k}$	24	[MPa]
$f_{t,0,g,k}$	14	[MPa]
$f_{t,90,g,k}$	0.5	[MPa]
$f_{c,0,g,k}$	21	[MPa]
$f_{c,90,g,k}$	2.5	[MPa]
$f_{v,g,k}$	2.5	[MPa]
$E_{0,g,mean}$	11000	[MPa]
$E_{0,g,0.5}$	7400	[MPa]
$E_{90,g,mean}$	370	[MPa]
$G_{g,mean}$	690	[MPa]
$r_{g,k}$	350	[kg/m ³]
Assitto		
s	15	[mm]
l	600	[mm]
competenza	600	[mm]
Analisi Carichi		

P.p+permanenti		
Peso travi	0.14	[kN/m ²]
Peso assitto	0.0825	[kN/m ²]
Peso cls alleg.+malta	0.00	[kN/m ²]
Altri permanenti	0.4	[kN/m ²]
Pavimento	0	[kN/m ²]
Tramezzi	0	[kN/m ²]
Variabile		
Variabile	1.42	[kN/m ²]
Classe di servizio		
Cl. di servizio	2	
$k_{mod} p.p$	0.6	[-]
$k_{mod} perm.$	0.7	[-]
$k_{mod} var.$	0.8	[-]
Combinazione		

Combinazione stato limite ultimo

P.p+permanenti	0.81	[kN/m ²]
P.p	0.29	[kN/m ²]
P.p+perm.+var	2.94	[kN/m ²]
q_{slu}	1.76	[kN/m]

Combinazione esercizio

P.p+permanenti	0.62	[kN/m ²]
P.p	0.22	[kN/m ²]
P.p+perm.+var	2.04	[kN/m ²]
q_{rara}	1.23	[kN/m]

Sollecitazioni

M_{ed}	1.98	[kNm]
V_{ed}	2.65	[kN]

Inerzia Sezione trave + assitto

$A_{assitto}$	9000	[mm ²]
A_{trave}	24000	[mm ²]
$S_{assitto}$	2227500	[mm ³]
S_{trave}	2880000	[mm ³]
y_g	154.77	[mm]
$I_{bar,trave}$	115200000	[mm ⁴]
$I_{bar,assitto}$	168750	[mm ⁴]
$I_{trasp,trave}$	29019421	[mm ⁴]
$I_{trasp,assitto}$	77385124	[mm ⁴]
I_{totale}	221773295	[mm ⁴]
W_{sup}	2212704.1	[mm ³]

Spessori per analisi carichi		
Cls alleg.	0	[mm]
Malta	0	[mm]
Tabella densità elementi		
Travi	350	[kg/m ³]
Assitto	550	[kg/m ³]
Cls all.	1100	[kg/m ³]
Malta	1100	[kg/m ³]
Pavimento	0	[kg/m ²]
Tramezzi	0	[kg/m ²]
Altri permanenti		
giardino pens.	0	[kN/m ²]
fotovolt.	0.4	[kN/m ²]
altro	0	[kN/m ²]

W_{inf}	1432896.5	[mm ³]
Verifica a flessione		
$\sigma_{agente, compr}$	-0.90	[MPa]
$\sigma_{agente, traz}$	1.38	[MPa]
Tipo materiale	massiccio	
$f_{m,g,d}$	12.80	[MPa]
$\sigma_{agente, compr}/f_{m,g,d}$	0.07	[-]
$\sigma_{agente, traz}/f_{m,g,d}$	0.11	[-]
Verifica a taglio appoggio		
$A_{verifica}$	24000	[mm]
k_{cr}	0.67	[-]
τ_{agente}	0.25	[MPa]
τ_d	1.33	[MPa]
τ_{agente}/τ_d	0.19	[-]
Verifica a compressione appoggio		
Larghezza appog.	180	[mm]
L_{eff}	210	[mm]
A	21000	[mm ²]
$\sigma_{c,90}$	0.13	[MPa]
$f_{c,90}$	1.33	[MPa]
τ_{agente}/τ_d	0.09	[-]
Verifica a deformazione istantanea		
q_p	0.37	[kN/m]
q_n	0.852	[kN/m]
I	221773295	[mm ⁴]
A	33000	[mm ²]
χ	1.2	[-]
u_0	0	[mm]
$u_{1,ist}$	0.10	[mm]
$u_{2,ist}$	0.23	[mm]
u_{tot}	0.34	[mm]
Verifica a deformazione finale		
q_{qp}	0.63	[kN/m]
k_{def}	0.8	[-]
$u_{1,fin}$	0.18	[mm]
$u_{2,fin}$	0.29	[mm]
$u_{net,fin}$	0.47	[mm]
Verifica solo assitto (flessione)		
Materiale assitto	OSB/3	
Tipo materiale	-	

OK

OK

OK

eventuale controfreccia

L/ 6420

OK

può essere compreso tra L/300 e L/500

L/ 3164

OK

può essere compreso tra L/250 e L/350

$f_{m,g,k}$	16.4	[MPa]
$f_{m,g,d}$	9.84	[MPa]
I	168750	[mm ⁴]
W	22500	[mm ³]
Q_k	0	[kN]
M_q	0.08	[kNm]
$\sigma_{agente,traz}$	3.53	[MPa]
$\sigma_{agente,traz}/f_{m,g,d}$	0.36	[-]
M_Q	0.02	[kNm]
$\sigma_{agente,traz}$	0.97	[MPa]
$\sigma_{agente,traz}/f_{m,g,d}$	0.10	[-]

Verifica a deformazione istantanea

q_p	0.37	[kN/m]
q_n	0.852	[kN/m]
Q_k	0	[kN]
I	168750	[mm ⁴]
A	9000	[mm ²]
χ	1.2	[-]
$u_{1,ist}$	0.34	[mm]
$u_{2,ist}$	0.78	[mm]

L/ 767

OK

Verifica a deformazione finale

q_{qp}	0.63	[kN/m]
k_{def}	0.8	[-]
$u_{1,fin}$	0.62	[mm]
$u_{2,fin}$	0.97	[mm]
$u_{net,fin}$	1.59	[mm]

L/ 378

OK

10.8 Verifica delle connessioni tra travi in legno e pilastro in cemento armato

Si riporta di seguito la nomenclatura dei pilastri:

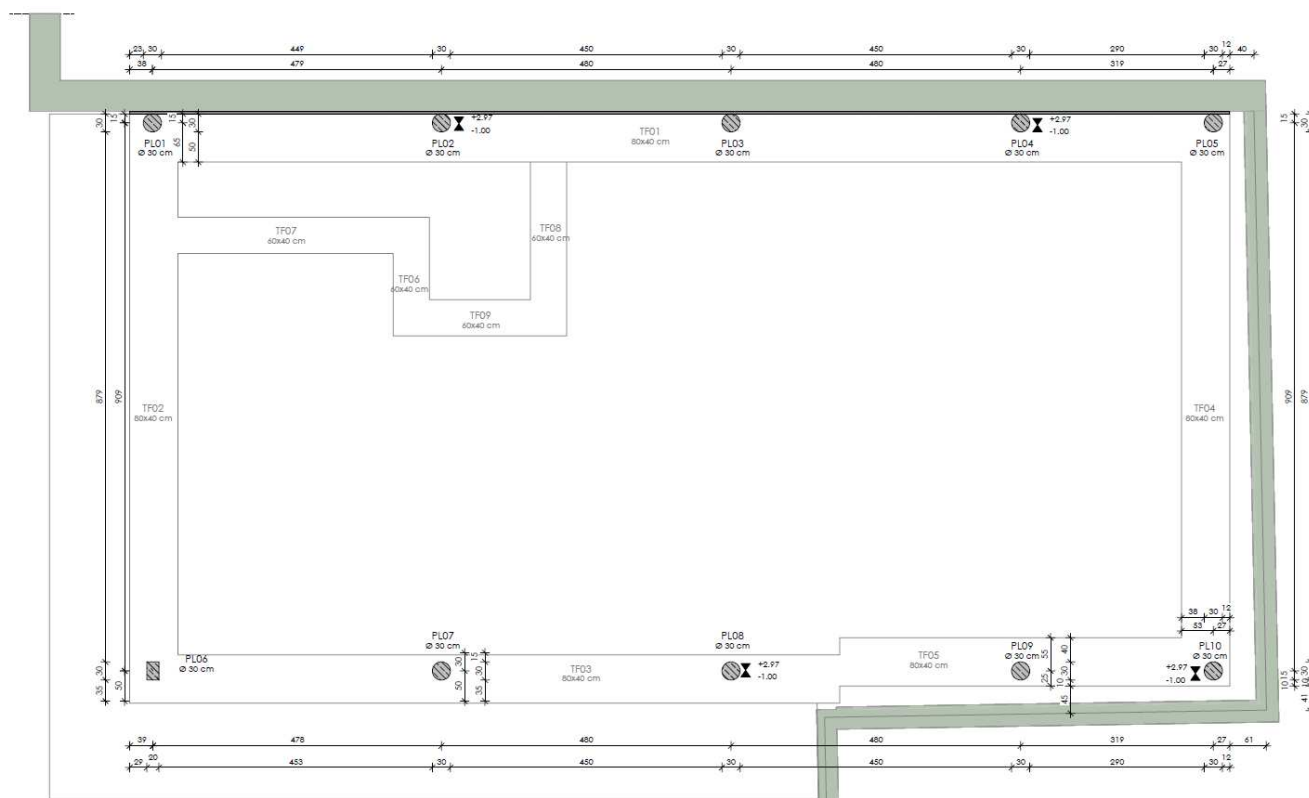


Figura 10.11: Nomenclatura pilastri

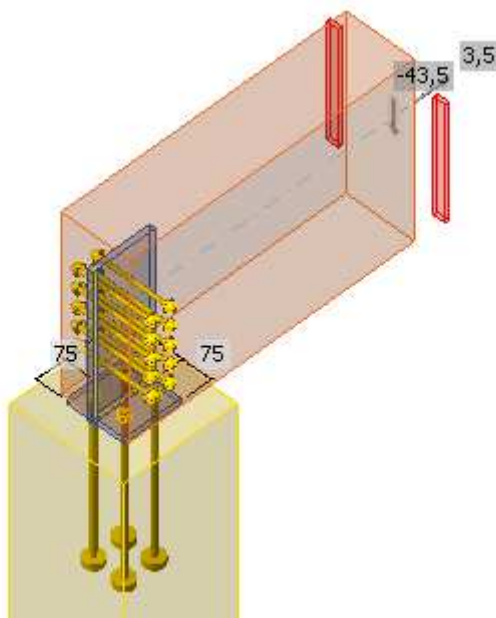
Le connessioni delle travi in legno ai pilastri in cemento armato $\Phi 30$ cm ed al pilastro in cemento armato 20×30 cm sono realizzate come segue:

- In corrispondenza dei pilastri P01, P05 e P10 è presente una piastra di base 150×150 mm di spessore 15 mm in acciaio S275 ancorata al pilastro tramite 4 tirafondi M16 cl.8.8. La connessione tra piastra di base e legno avviene per mezzo di piastra nascosta di altezza 400 mm di spessore pari a 15 mm e 10 spinotti $\Phi 12$ S275 di lunghezza $L=80$ mm. Si prevedono tappini di protezione.
- In corrispondenza del pilastro P06 è presente una piastra di base 150×150 mm di spessore 15 mm in acciaio S275 ancorata al pilastro tramite 4 tirafondi M16 cl.8.8. La connessione tra piastra di base e legno avviene per mezzo di piastra nascosta di altezza variabile, pari a 400 mm in corrispondenza dello spigolo di appoggio sulla piastra di base ed altezza pari a 320 mm al di fuori della zona di contatto, in seguito ad intaglio della piastra stessa; lo spessore della piastra di collegamento è pari a 15 mm; sono presenti 20 spinotti $\Phi 12$ S275 di lunghezza $L=80$ mm. Si prevedono tappini di protezione.
- In corrispondenza dei pilastri P02, P03, P04 e P09 è presente una piastra di base 150×150 mm di spessore 15 mm in acciaio S275 ancorata al pilastro tramite 4 tirafondi M16 cl.8.8. La connessione tra piastra di base e legno avviene per mezzo di una piastra nascosta di

altezza variabile, pari a 400 mm in corrispondenza dello spigolo di appoggio sulla piastra di base ed altezza pari a 320 mm al di fuori della zona di contatto, in seguito ad intaglio della piastra stessa; lo spessore della piastra di collegamento è pari a 15 mm. Ad essa sono saldate 2 piastre nascoste all'interno delle travi binate, di spessore 15 mm ed altezza 320 mm e forate per l'inserimento in ciascuna di 10 spinotti Ø12 S275 di lunghezza L=80 mm. Si prevedono tappini di protezione. E' saldata inoltre una piastra central di spessore 15 mm ed altezza 400 mm, nascosta all'interno di un dado in legno.

- In corrispondenza dei pilastri P07, P08 è presente una piastra di base 150x150 mm di spessore 15 mm in acciaio S275 ancorata al pilastro tramite 4 tirafondi M16 cl.8.8. La connessione tra piastra di base e legno avviene per mezzo di una piastra nascosta di altezza variabile, pari a 400 mm in corrispondenza dello spigolo di appoggio sulla piastra di base ed altezza pari a 320 mm al di fuori della zona di contatto, in seguito ad intaglio della piastra stessa; lo spessore della piastra di collegamento è pari a 15 mm. Ad essa sono saldate 3 piastre nascoste all'interno delle 2 travi binate e della trave a sbalzo, di spessore 15 mm ed altezza 320 mm e forate per l'inserimento in ciascuna di 10 spinotti Ø12 S275 di lunghezza L=80 mm. Si prevedono tappini di protezione. E' saldata inoltre una piastra central di spessore 15 mm ed altezza 400 mm, nascosta all'interno di un dado in legno.

Verifica connessioni pilastri P01, P05, P10



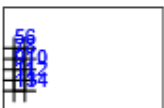
Effetti del carico (equilibrio non richiesto)

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	M1	3,5	0,0	-43,5	0,0	0,0	0,0

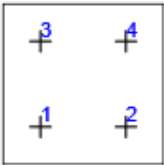
Piastre

Nome	Spessore [mm]	Carichi	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{pl} [%]	$\sigma_{C_{Ed}}$ [MPa]	Stato
SP1	15,0	LE1	70,0	0,0	0,0	OK
CPLT3a	15,0	LE1	4,9	0,0	0,0	OK
CPLT3b	15,0	LE1	30,9	0,0	0,0	OK

Bulloni - legno

	Nome	Carichi	V [kN]
	B5	LE1	2,2
	B6	LE1	2,2
	B7	LE1	2,2
	B8	LE1	2,2
	B9	LE1	2,1
	B10	LE1	2,2
	B11	LE1	2,1
	B12	LE1	2,2
	B13	LE1	2,1
	B14	LE1	2,2

Ancoraggi

Forma	Elemento	Carichi	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	$N_{Rd,p}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	U_{t_t} [%]	U_{t_s} [%]	$U_{t_{ts}}$ [%]	Stato
	A1	LE1	0,0	0,9	308,4	-	93,9	0,0	3,7	0,7	OK
	A2	LE1	0,0	0,9	308,4	-	93,9	0,0	3,7	0,7	OK
	A3	LE1	0,0	0,9	308,4	17,1	93,9	0,0	20,5	9,3	OK
	A4	LE1	0,0	0,9	308,4	17,1	93,9	0,0	20,5	9,3	OK

Dati Progetto

Classe	$N_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]
M16 8.8 - 1	71,2	50,2

Si riporta la verifica relativa all'ancoraggio maggiormente sollecitato:

Risultati dettagliati per A3**Resistenza a trazione dell'ancoraggio (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3)**

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 71,2 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 0,0 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,s} = c \cdot A_s \cdot f_{uk} = 106,8 \text{ kN}$$

Dove:

$c = 0,85$ – fattore di riduzione per taglio filettatura

$A_s = 157 \text{ mm}^2$ – area soggetta alla trazione

$f_{uk} = 800,0 \text{ MPa}$ – resistenza alla trazione minima del bullone

$\gamma_{Ms} = 1,50$ – coefficiente di sicurezza per acciaio

- $\gamma_{Ms} = 1,2 \cdot \frac{f_{uk}}{f_{yk}} \geq 1,4$, dove:
 - $f_{yk} = 640,0 \text{ MPa}$ – tensione di snervamento minima del bullone

Resistenza a pullout del calcestruzzo (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.5)

$$N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mc}} = 308,4 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 0,0 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,p} = k_2 \cdot A_h \cdot f_{ck} = 555,2 \text{ kN}$$

Dove:

$k_2 = 10,50$ – coefficiente per calcestruzzo fessurato / non fessurato

$A_h = 1762 \text{ mm}^2$ – area della testa portante del fissaggio

- $A_h = \frac{\pi}{4} \cdot (d_h^2 - d^2)$, dove:
 - $d_h = 50 \text{ mm} \leq 6 \cdot t_h + d$ – dimensione utile della piastra a rondella, dove:
 - $t_h \geq \frac{d_h - d}{6} = 6 \text{ mm}$ – spessore della testa del fissaggio con testa
 - $d = 16 \text{ mm}$ – diametro del gambo del fissaggio

$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$ – resistenza a compressione del calcestruzzo

$\gamma_{Mc} = 1,80$ – coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Resistenza a taglio (EN1992-4 - Cl.7.2.2.3.1)

$$V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 50,2 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 0,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 = 62,8 \text{ kN}$$

Dove:

$k_7 = 1,00$ – coefficiente di duttilità dell'acciaio dell'ancoraggio

- $k_7 = \begin{cases} 0,8, & A < 0,08 \\ 1,0, & A \geq 0,08 \end{cases}$, dove:
 - $A = 0,12$ – allungamento della classe del bullone al rottura

$V_{Rk,s}^0 = 62,8 \text{ kN}$ – la resistenza caratteristica a taglio

- $V_{Rk,s}^0 = k_6 \cdot A_s \cdot f_{uk}$, dove:
 - $k_6 = 0,50$ – coefficiente per resistenza all'ancoraggio a taglio
 - $A_s = 157 \text{ mm}^2$ – area soggetta alla trazione
 - $f_{uk} = 800,0 \text{ MPa}$ – resistenza alla rottura specificata dell'acciaio dell'ancoraggio

$\gamma_{Ms} = 1,25$ – coefficiente di sicurezza per acciaio

Resistenza rottura del bordo di calcestruzzo (EN1992-4 - Cl. 7.2.2.5)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi che formano i coni di rottura a taglio: A3, A4

$$V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = 17,1 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 3,5 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{re,V} = 25,6 \text{ kN}$$

Dove:

$V_{Ed,g} = 3,5 \text{ kN}$ – somma delle forze a taglio degli ancoraggi su piastra di base comune

$V_{Rk,c}^0 = 31,3 \text{ kN}$ – valore iniziale della resistenza caratteristica a taglio del fissaggio

- $V_{Rk,c}^0 = k_9 \cdot d_{nom}^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1,5}$, dove:
 - $k_9 = 2,40$ – parametro che tiene conto dello stato del calcestruzzo
 - $d_{nom} = 16 \text{ mm}$ – diametro ancoraggio
 - $\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1}\right)^{0,5} = 0,13$ – fattore
 - $l_f = \min(h_{ef}, 12 \cdot d) = 192 \text{ mm}$ – parametro relativo alla lunghezza del fissaggio, dove:
 - $h_{ef} = 400 \text{ mm}$ – lunghezza dell'ancoraggio incorporata nel calcestruzzo
 - $d_{nom} = 16 \text{ mm}$ – diametro ancoraggio
 - $\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1}\right)^{0,2} = 0,07$ – fattore
 - $f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$ – resistenza a compressione del calcestruzzo
 - $c_1 = 110 \text{ mm}$ – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$A_{c,V} = 49500 \text{ mm}^2$ – area effettiva del corpo di break-out di calcestruzzo idealizzato

$A_{c,V}^0 = 54450 \text{ mm}^2$ – riferimento area proiettata del cono di rottura

- $A_{c,V}^0 = 4,5 \cdot c_1^2$, dove:
 - $c_1 = 110 \text{ mm}$ – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$\psi_{s,V} = 0,90$ – parametro relativo alla distribuzione delle tensioni nel calcestruzzo a causa della vicinanza del fissaggio a un bordo dell'elemento in calcestruzzo:

- $\psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5 \cdot c_1} \leq 1$, dove:
 - $c_1 = 110 \text{ mm}$ – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico
 - $c_2 = 110 \text{ mm}$ – distanza dal bordo del fissaggio perpendicolare alla direzione 1 che è la più piccola distanza dal bordo in un elemento stretto con più bordi

$\psi_{h,V} = 1,00$ – fattore di modifica per gli ancoraggi posizionati in un elemento di calcestruzzo ribassato:

- $\psi_{h,V} = \left(\frac{1,5 \cdot c_1}{h}\right)^{0,5} \geq 1$, dove:
 - $h = 3000 \text{ mm}$ – spessore dell'elemento in calcestruzzo
 - $c_1 = 110 \text{ mm}$ – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$\psi_{ec,V} = 1,00$ – fattore di modifica per gruppi di ancoraggi caricati eccentricamente a taglio:

$\psi_{\alpha,V} = 1,00$ – fattore di modifica per gli ancoraggi caricati a un angolo con il bordo di calcestruzzo

- $\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0,5 \cdot \sin \alpha_V)^2}} \geq 1$, dove:
 - $\alpha_V = 0,0^\circ$ – angolo tra il carico agente sul fissaggio o gruppo di fissaggi e la direzione perpendicolare al bordo libero considerato

$\psi_{re,V} = 1,00$ – parametro che tiene conto dell'effetto dello spalling del guscio, non si presume nessuna armatura o staffe nel bordo

$\gamma_{Mc} = 1,50$ – coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Resistenza a pryout del calcestruzzo (EN1992-4 - Cl. 7.2.2.4)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi sulla piastra di base comune

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} = 93,9 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 3,5 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot N_{Rk,c} = 140,8 \text{ kN}$$

Dove:

$k_8 = 2,00$ – fattore che tiene conto della profondità di infissione del fissaggio

$N_{Rk,c} = 70,4 \text{ kN}$ – resistenza caratteristica del cono di calcestruzzo per un singolo fissaggio o per un fissaggio in un gruppo

$\gamma_{Mc} = 1,50$ – coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Interazione delle forze di trazione e taglio nell'acciaio (EN 1992-4 - Table 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}} \right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} \right)^2 = 0,00 \leq 1,0$$

Dove:

$N_{Ed} = 0,0 \text{ kN}$ – forza di trazione di progetto

$N_{Rd,s} = 71,2 \text{ kN}$ – resistenza alla trazione del fissaggio

$V_{Ed} = 0,9 \text{ kN}$ – sforzo di taglio di progetto

$V_{Rd,s} = 50,2 \text{ kN}$ – resistenza al taglio del fissaggio

Interazione delle forze di trazione e taglio nel calcestruzzo (EN 1992-4 - Table 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}} \right)^{1,5} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}} \right)^{1,5} = 0,09 \leq 1,0$$

Dove:

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}}$ – il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per trazione

$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}}$ – il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per taglio

$\frac{N_{Ed,s}}{N_{Rd,c}} = 0\%$ – rottura del cono di calcestruzzo dell'ancoraggio a trazione

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 0\%$ – rottura a pullout del calcestruzzo

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,rb}} = 0\%$ – rottura a blowout del calcestruzzo

$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} = 20\%$ – rottura del bordo del calcestruzzo

$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,rb}} = 3\%$ – rottura a pryout del calcestruzzo

Saldature (Ridistribuzione plastica)

Elemento	Bordo	Spess. gola [mm]	Lunghezza [mm]	Carichi	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Stato
CPLT3a	CPLT3b	15,0	400	LE1								OK
SP1	CPLT3b	▲5,0▲	150	LE1	81,6	0,0	-39,3	12,9	-39,2	20,2	10,4	OK
		▲5,0▲	150	LE1	81,7	0,0	-39,3	-12,9	39,3	20,2	10,4	OK

Dati Progetto

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 275	0,85	404,7	309,6

Spiegazione dei simboli

ε_{pi}	Deformazione
$\sigma_{w,Ed}$	Sforzo equivalente
$\sigma_{w,Rd}$	Resistenza sforzo equivalente
σ_{\perp}	Tensione perpendicolare
$\tau_{ }$	Sforzo di taglio parallelo all'asse della saldatura
τ_{\perp}	Sforzo di taglio perpendicolare all'asse della saldatura
0.9σ	Resistenza allo sforzo perpendicolare - $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
β_w	Fattore di Correlazione EN 1993-1-8 tab. 4.1
U_t	Utilizzo
U_{tc}	Utilizzo della capacità della saldatura

Risultati dettagliati per SP1 CPLT3b

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 404,7 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)]^{0,5} = 81,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 309,6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 39,3 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 430,0 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{– fattore di correlazione appropriato tratto dalla Tabella 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 20,2 \%$$

Blocco di calcestruzzo

Elemento	Carichi	c [mm]	A_{eff} [mm ²]	σ [MPa]	k_j [-]	F_{jd} [MPa]	U_t [%]	Stato
CB 1	LE1	27	10110	4,3	2,45	27,9	15,5	OK

Spiegazione dei simboli

c	Larghezza del supporto
A_{eff}	Area utile
σ	Tensione media nel calcestruzzo
k_j	Fattore di Concentrazione
F_{jd}	La portata ultima del basamento in calcestruzzo
U_t	Utilizzo

Risultati dettagliati per CB 1

Verifica resistenza a compressione del blocco di calcestruzzo (EN 1993-1-8 6.2.5)

$$\sigma = \frac{N}{A_{eff}} = 4,3 \text{ MPa}$$

$$F_{jd} = \alpha_{cc} \beta_j k_j f_{ck} / \gamma_c = 27,9 \text{ MPa}$$

dove:

$$N = 43,7 \text{ kN} \quad \text{– Forza normale di progetto}$$

$$A_{eff} = 10110 \text{ mm}^2 \quad \text{– Area utile su cui la forza N del pilastro è distribuita}$$

$$\alpha_{cc} = 0,85 \quad \text{– Effetti a lungo termine su Fcd}$$

$$\beta_j = 0,67 \quad \text{– Coefficiente unione } \beta_j$$

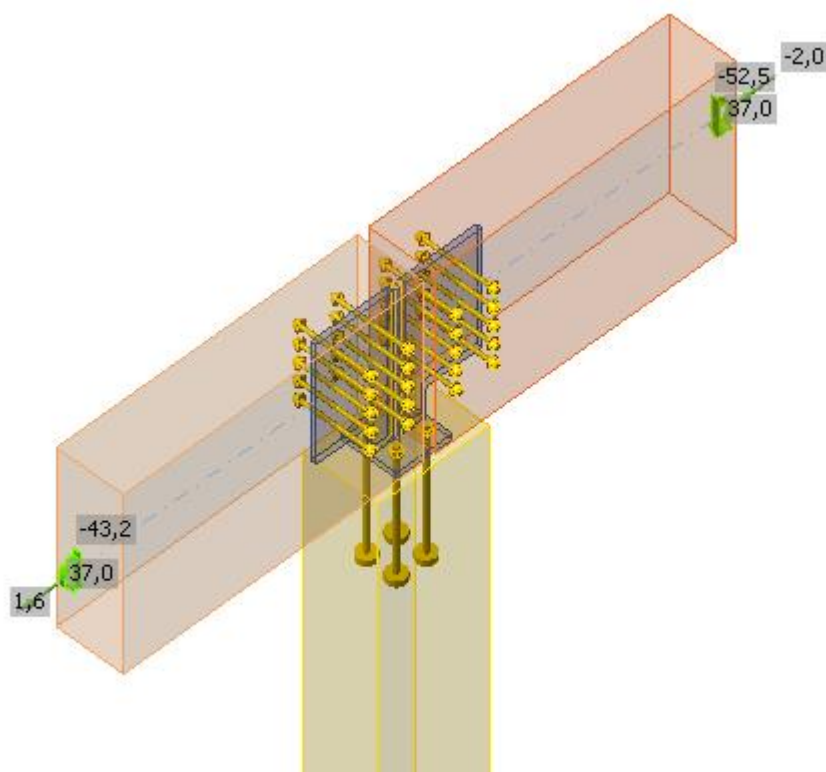
$$k_j = 2,45 \quad \text{– Fattore di Concentrazione}$$

$$f_{ck} = 30,0 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo}$$

$$\gamma_c = 1,50 \quad \text{– Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \frac{\sigma}{F_{jd}} = 15,5 \%$$

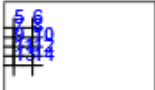
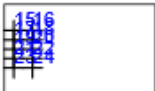
Verifica connessione pilastro P06**Effetti del carico (equilibrio non richiesto)**

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	M1	-2,0	0,0	-52,5	0,0	37,0	0,0
	M2	1,6	0,0	-43,2	0,0	37,0	0,0

Piastre

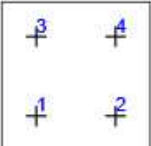
Nome	Spessore [mm]	Carichi	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	$\sigma_{C_{Ed}}$ [MPa]	Stato
SP1	15,0	LE1	105,8	0,0	0,0	OK
CPLT3a	15,0	LE1	33,9	0,0	0,0	OK
CPLT3b	15,0	LE1	262,2	0,1	0,0	OK
CPLT2a	15,0	LE1	33,5	0,0	0,0	OK
CPLT2b	15,0	LE1	262,1	0,1	0,0	OK

Bulloni - legno

	Nome	Carichi	V [kN]
	B5	LE1	26,4
	B6	LE1	28,8
	B7	LE1	15,6
	B8	LE1	19,3
	B9	LE1	9,7
	B10	LE1	15,0
	B11	LE1	15,8
	B12	LE1	19,5
	B13	LE1	26,6
	B14	LE1	28,9
	B15	LE1	26,8
	B16	LE1	28,7
	B17	LE1	16,0
	B18	LE1	19,1
	B19	LE1	10,2
	B20	LE1	14,5
	B21	LE1	15,9
	B22	LE1	19,0
	B23	LE1	26,6
	B24	LE1	28,5

Si riporta la verifica dell'ancoraggio maggiormente sollecitato:

Ancoraggi

Forma	Elemento	Carichi	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	$N_{Rd,p}$ [kN]	$V_{Rd,o}$ [kN]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	U_{t_t} [%]	U_{t_s} [%]	$U_{t_{ts}}$ [%]	Stato
	A1	LE1	0,0	0,9	257,0	9,3	49,2	0,0	38,6	24,0	OK
	A2	LE1	0,0	0,9	257,0	9,3	49,2	0,0	38,6	24,0	OK
	A3	LE1	0,0	0,9	257,0	-	49,2	0,0	7,3	2,0	OK
	A4	LE1	0,0	0,9	257,0	-	49,2	0,0	7,3	2,0	OK

Dati Progetto

Classe	$N_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]
M16 8.8 - 1	71,2	50,2

Spiegazione dei simboli

N_{Ed}	Forza di trazione
V_{Ed}	Risultante degli sforzi di taglio V_y , V_z nel bullone
$N_{Rd,p}$	Resistenza di progetto in caso di rottura per pull-out - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.5
$V_{Rd,o}$	Resistenza di progetto in caso di rottura del cono di calcestruzzo sotto carico di taglio - EN1992-4 - Cl. 7.2.2.5
$V_{Rd,cp}$	Resistenza di progetto in caso di rottura del calcestruzzo per pryout - EN1992-4 - Cl. 7.2.2.4
U_{t_t}	Utilizzo in trazione
U_{t_s}	Utilizzo a taglio
$U_{t_{ts}}$	Utilizzo in trazione e taglio
$N_{Rd,s}$	Resistenza di progetto alla trazione di un elemento di fissaggio in caso di rottura dell'acciaio - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3
$V_{Rd,s}$	Resistenza di progetto a taglio in caso di rottura dell'acciaio - EN1992-4 - Cl. 7.2.2.3.1

Risultati dettagliati per A1

Resistenza a trazione dell'ancoraggio (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3)

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 71,2 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 0,0 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,s} = c \cdot A_s \cdot f_{uk} = 106,8 \text{ kN}$$

Dove:

- $c = 0,85$ – fattore di riduzione per taglio filettatura
- $A_s = 157 \text{ mm}^2$ – area soggetta alla trazione
- $f_{uk} = 800,0 \text{ MPa}$ – resistenza alla trazione minima del bullone
- $\gamma_{Ms} = 1,50$ – coefficiente di sicurezza per acciaio

- $\gamma_{Ms} = 1,2 \cdot \frac{f_{uk}}{f_{yk}} \geq 1,4$, dove:
 - $f_{yk} = 640,0 \text{ MPa}$ – tensione di snervamento minima del bullone

Resistenza a pullout del calcestruzzo (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.5)

$$N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mc}} = 257,0 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 0,0 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,p} = k_2 \cdot A_h \cdot f_{ck} = 462,6 \text{ kN}$$

Dove:

- $k_2 = 10,50$ – coefficiente per calcestruzzo fessurato / non fessurato
- $A_h = 1762 \text{ mm}^2$ – area della testa portante del fissaggio
- $A_h = \frac{\pi}{4} \cdot (d_h^2 - d^2)$, dove:
 - $d_h = 50 \text{ mm} \leq 6 \cdot t_h + d$ – dimensione utile della piastra a rondella, dove:
 - $t_h \geq \frac{d_h - d}{6} = 6 \text{ mm}$ – spessore della testa del fissaggio con testa
 - $d = 16 \text{ mm}$ – diametro del gambo del fissaggio

- $f_{ck} = 25,0 \text{ MPa}$ – resistenza a compressione del calcestruzzo
- $\gamma_{Mc} = 1,80$ – coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Resistenza a taglio (EN1992-4 - Cl. 7.2.2.3.1)

$$V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 50,2 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 0,9 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 = 62,8 \text{ kN}$$

Dove:

- $k_7 = 1,00$ – coefficiente di duttilità dell'acciaio dell'ancoraggio

- $k_7 = \begin{cases} 0,8, & A < 0,08 \\ 1,0, & A \geq 0,08 \end{cases}$, dove:
 - $A = 0,12$ – allungamento della classe del bullone al rottura

$$V_{Rk,s}^0 = 62,8 \text{ kN} \text{ – la resistenza caratteristica a taglio}$$

- $V_{Rk,s}^0 = k_6 \cdot A_s \cdot f_{uk}$, dove:
 - $k_6 = 0,50$ – coefficiente per resistenza all'ancoraggio a taglio
 - $A_s = 157 \text{ mm}^2$ – area soggetta alla trazione
 - $f_{uk} = 800,0 \text{ MPa}$ – resistenza alla rottura specificata dell'acciaio dell'ancoraggio

- $\gamma_{Ms} = 1,25$ – coefficiente di sicurezza per acciaio

Resistenza rottura del bordo di calcestruzzo (EN1992-4 - Cl. 7.2.2.5)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi che formano i coni di rottura a taglio: A1, A2

$$V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = 9,3 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 3,6 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{re,V} = 14,0 \text{ kN}$$

Dove:

$V_{Ed,g} = 3,6 \text{ kN}$ – somma delle forze a taglio degli ancoraggi su piastra di base comune

$V_{Rk,c}^0 = 28,6 \text{ kN}$ – valore iniziale della resistenza caratteristica a taglio del fissaggio

- $V_{Rk,c}^0 = k_0 \cdot d_{nom}^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1,5}$, dove:
 - $k_0 = 2,40$ – parametro che tiene conto dello stato del calcestruzzo
 - $d_{nom} = 16 \text{ mm}$ – diametro ancoraggio
 - $\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1}\right)^{0,5} = 0,13$ – fattore
 - $l_f = \min(h_{ef}, 12 \cdot d) = 192 \text{ mm}$ – parametro relativo alla lunghezza del fissaggio, dove:
 - $h_{ef} = 300 \text{ mm}$ – lunghezza dell'ancoraggio incorporata nel calcestruzzo
 - $d_{nom} = 16 \text{ mm}$ – diametro ancoraggio
 - $\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d_{nom}}{c_1}\right)^{0,2} = 0,07$ – fattore
 - $f_{ck} = 25,0 \text{ MPa}$ – resistenza a compressione del calcestruzzo
 - $c_1 = 110 \text{ mm}$ – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$A_{c,V} = 33000 \text{ mm}^2$ – area effettiva del corpo di break-out di calcestruzzo idealizzato

$A_{c,V}^0 = 54450 \text{ mm}^2$ – riferimento area proiettata del cono di rottura

- $A_{c,V}^0 = 4,5 \cdot c_1^2$, dove:
 - $c_1 = 110 \text{ mm}$ – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$\psi_{s,V} = 0,81$ – parametro relativo alla distribuzione delle tensioni nel calcestruzzo a causa della vicinanza del fissaggio a un bordo dell'elemento in calcestruzzo:

- $\psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5 \cdot c_1} \leq 1$, dove:
 - $c_1 = 110 \text{ mm}$ – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico
 - $c_2 = 60 \text{ mm}$ – distanza dal bordo del fissaggio perpendicolare alla direzione 1 che è la più piccola distanza dal bordo in un elemento stretto con più bordi

$\psi_{h,V} = 1,00$ – fattore di modifica per gli ancoraggi posizionati in un elemento di calcestruzzo ribassato:

- $\psi_{h,V} = \left(\frac{1,5 \cdot c_1}{h}\right)^{0,5} \geq 1$, dove:
 - $h = 3000 \text{ mm}$ – spessore dell'elemento in calcestruzzo
 - $c_1 = 110 \text{ mm}$ – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$\psi_{ec,V} = 1,00$ – fattore di modifica per gruppi di ancoraggi caricati eccentricamente a taglio:

- $\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{e_V}{3 \cdot c_1}} \leq 1$, dove:
 - $e_V = 0 \text{ mm}$ – eccentricità carico a taglio
 - $c_1 = 110 \text{ mm}$ – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$\psi_{\alpha,V} = 1,00$ – fattore di modifica per gli ancoraggi caricati a un angolo con il bordo di calcestruzzo

- $\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0,5 \cdot \sin \alpha_V)^2}} \geq 1$, dove:
 - $\alpha_V = 0,0^\circ$ – angolo tra il carico agente sul fissaggio o gruppo di fissaggi e la direzione perpendicolare al bordo libero considerato

$\psi_{re,V} = 1,00$ – parametro che tiene conto dell'effetto dello spalling del guscio, non si presume nessuna armatura o staffe nel bordo

$\gamma_{Mc} = 1,50$ – coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Resistenza a pryout del calcestruzzo (EN1992-4 - Cl. 7.2.2.4)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi sulla piastra di base comune

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} = 49,2 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 3,6 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot N_{Rk,c} = 73,8 \text{ kN}$$

Dove:

$k_8 = 2,00$ – fattore che tiene conto della profondità di infissione del fissaggio

$N_{Rk,c} = 36,9 \text{ kN}$ – resistenza caratteristica del cono di calcestruzzo per un singolo fissaggio o per un fissaggio in un gruppo

$\gamma_{Mc} = 1,50$ – coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Interazione delle forze di trazione e taglio nell'acciaio (EN 1992-4 - Table 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}}\right)^2 = 0,00 \leq 1,0$$

Dove:

$N_{Ed} = 0,0 \text{ kN}$ – forza di trazione di progetto

$N_{Rd,s} = 71,2 \text{ kN}$ – resistenza alla trazione del fissaggio

$V_{Ed} = 0,9 \text{ kN}$ – sforzo di taglio di progetto

$V_{Rd,s} = 50,2 \text{ kN}$ – resistenza al taglio del fissaggio

Interazione delle forze di trazione e taglio nel calcestruzzo (EN 1992-4 - Table 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}}\right)^{1,5} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}}\right)^{1,5} = 0,24 \leq 1,0$$

Dove:

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}}$ – il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per trazione

$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}}$ – il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per taglio

$\frac{N_{Ed,g}}{N_{Rd,c}} = 0\%$ – rottura del cono di calcestruzzo dell'ancoraggio a trazione

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 0\%$ – rottura a pullout del calcestruzzo

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}} = 0\%$ – rottura a blowout del calcestruzzo

$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = 38\%$ – rottura del bordo del calcestruzzo

$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cb}} = 7\%$ – rottura a pryout del calcestruzzo

Saldature (Ridistribuzione plastica)

Elemento	Bordo	Spess. gola [mm]	Lunghezza [mm]	Carichi	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut _e [%]	Stato
CPLT2a	CPLT3a	4,0	15	LE1								OK
CPLT2a	CPLT3a	4,0	15	LE1								OK
CPLT2a	CPLT3a	4,0	400	LE1								OK
CPLT2a	CPLT3a	4,0	400	LE1								OK
CPLT3a	CPLT3b	▲5,0▲	400	LE1	265,5	0,0	131,5	20,9	131,5	65,6	35,1	OK
		▲5,0▲	400	LE1	265,5	0,0	131,4	-20,9	-131,6	65,6	35,1	OK
SP1	CPLT3b	▲5,0▲	58	LE1	211,9	0,0	-85,7	-72,0	-85,6	52,4	34,0	OK
		▲5,0▲	58	LE1	211,9	0,0	-85,7	72,0	85,7	52,4	34,0	OK
CPLT2a	CPLT2b	▲5,0▲	400	LE1	267,0	0,0	132,4	20,1	132,4	66,0	35,0	OK
		▲5,0▲	400	LE1	267,0	0,0	132,5	-20,1	-132,3	66,0	35,0	OK
SP1	CPLT2b	▲5,0▲	58	LE1	199,8	0,0	-85,6	-59,6	-85,6	49,4	31,1	OK
		▲5,0▲	58	LE1	199,9	0,0	-85,6	59,6	85,5	49,4	31,1	OK

Dati Progetto

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 275	0,85	404,7	309,6

Spiegazione dei simboli

ϵ_{pl}	Deformazione
$\sigma_{w,Ed}$	Sforzo equivalente
$\sigma_{w,Rd}$	Resistenza sforzo equivalente
σ_{\perp}	Tensione perpendicolare
$\tau_{ }$	Sforzo di taglio parallelo all'asse della saldatura
τ_{\perp}	Sforzo di taglio perpendicolare all'asse della saldatura
0.9σ	Resistenza allo sforzo perpendicolare - $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
β_w	Fattore di Correlazione EN 1993-1-8 tab. 4.1
U_t	Utilizzo
U_{tc}	Utilizzo della capacità della saldatura

Risultati dettagliati per CPLT2a CPLT2b

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 404,7 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)]^{0,5} = 267,0 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 309,6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 132,4 \text{ MPa}$$

dove:

$f_u = 430,0 \text{ MPa}$	– Resistenza Ultima
$\beta_w = 0,85$	– fattore di correlazione appropriato tratto dalla Tabella 4.1
$\gamma_{M2} = 1,25$	– Coefficiente di sicurezza

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 66,0 \%$$

Blocco di calcestruzzo

Elemento	Carichi	c [mm]	A_{eff} [mm ²]	σ [MPa]	k_j [-]	F_{jd} [MPa]	U_t [%]	Stato
CB 1	LE1	31	11424	8,4	1,87	17,8	47,3	OK

Spiegazione dei simboli

c	Larghezza del supporto
A_{eff}	Area utile
σ	Tensione media nel calcestruzzo
k_j	Fattore di Concentrazione
F_{jd}	La portata ultima del basamento in calcestruzzo
U_t	Utilizzo

Risultati dettagliati per CB 1

Verifica resistenza a compressione del blocco di calcestruzzo (EN 1993-1-8 6.2.5)

$$\sigma = \frac{N}{A_{eff}} = 8,4 \text{ MPa}$$

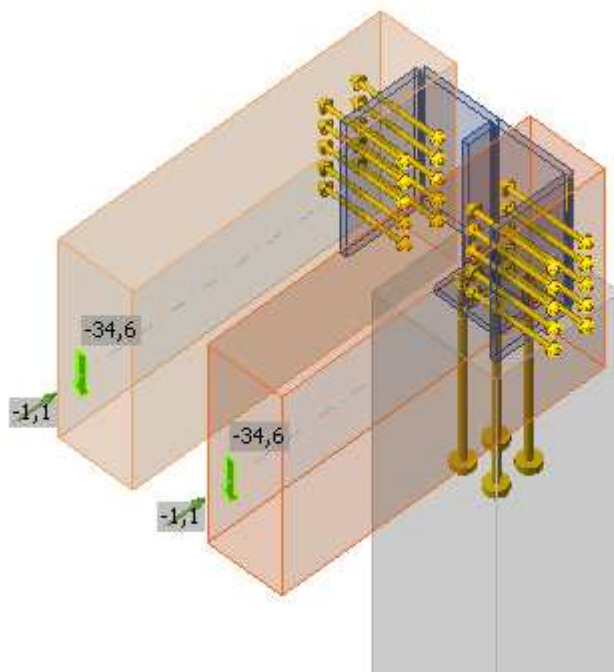
$$F_{jd} = \alpha_{cc} \beta_j k_j f_{ck} / \gamma_c = 17,8 \text{ MPa}$$

dove:

$N = 96,0 \text{ kN}$	– Forza normale di progetto
$A_{eff} = 11424 \text{ mm}^2$	– Area utile su cui la forza N del pilastro è distribuita
$\alpha_{cc} = 0,85$	– Effetti a lungo termine su Fcd
$\beta_j = 0,67$	– Coefficiente unione β_j
$k_j = 1,87$	– Fattore di Concentrazione
$f_{ck} = 25,0 \text{ MPa}$	– Resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo
$\gamma_c = 1,50$	– Coefficiente di sicurezza

Utilizzo tensione

$$U_t = \frac{\sigma}{F_{jd}} = 47,3 \%$$

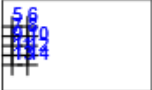
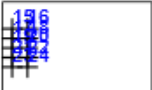
Verifica connessioni pilastri P02, P03, P04, P09**Effetti del carico (equilibrio non richiesto)**

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	M2	-1,1	0,0	-34,6	0,0	0,0	0,0
	M3	-1,1	0,0	-34,6	0,0	0,0	0,0

Piastre

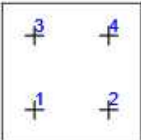
Nome	Spessore [mm]	Carichi	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	$\sigma_{C_{Ed}}$ [MPa]	Stato
SP1	15,0	LE1	262,0	0,0	0,0	OK
CPLT2a	15,0	LE1	262,1	0,1	0,0	OK
CPLT2b	15,0	LE1	161,5	0,0	0,0	OK
CPLT4a	15,0	LE1	262,1	0,1	0,0	OK
CPLT4b	15,0	LE1	161,5	0,0	0,0	OK
SP2	15,0	LE1	190,4	0,0	0,0	OK

Bulloni - legno

	Nome	Carichi	V [kN]
	B5	LE1	1,7
	B6	LE1	1,7
	B7	LE1	1,7
	B8	LE1	1,7
	B9	LE1	1,7
	B10	LE1	1,7
	B11	LE1	1,7
	B12	LE1	1,7
	B13	LE1	1,7
	B14	LE1	1,7
	B15	LE1	1,7
	B16	LE1	1,7
	B17	LE1	1,7
	B18	LE1	1,7
	B19	LE1	1,7
	B20	LE1	1,7
	B21	LE1	1,7
	B22	LE1	1,7
	B23	LE1	1,7
	B24	LE1	1,7

Si riporta la verifica dell'ancoraggio maggiormente sollecitato:

Ancoraggi

Forma	Elemento	Carichi	N _{Ed} [kN]	V _{Ed} [kN]	N _{Rd,c} [kN]	N _{Rd,p} [kN]	N _{Rd,cb} [kN]	V _{Rd,c} [kN]	V _{Rd,cp} [kN]	U _t [%]	U _s [%]	U _{ts} [%]	Stato
	A1	LE1	0,0	0,6	-	257,0	-	-	85,7	0,0	2,6	0,4	OK
	A2	LE1	0,0	0,6	-	257,0	-	-	85,7	0,0	2,6	0,4	OK
	A3	LE1	13,3	0,5	29,3	257,0	115,1	15,6	85,7	90,5	14,1	91,4	OK
	A4	LE1	13,3	0,5	29,3	257,0	115,1	15,6	85,7	90,5	14,1	91,4	OK

Dati Progetto

Classe	N _{Rd,s} [kN]	V _{Rd,s} [kN]
M16 8.8 - 1	71,2	50,2

Spiegazione dei simboli

- N_{Ed} Forza di trazione
V_{Ed} Risultante degli sforzi di taglio Vy, Vz nel bullone
N_{Rd,c} Resistenza di progetto in caso di rottura del cono di calcestruzzo sotto carico di trazione - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.4
N_{Rd,p} Resistenza di progetto in caso di rottura per pull-out - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.5
N_{Rd,cb} Resistenza di progetto in caso di collasso del calcestruzzo per spinta a vuoto - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.8
V_{Rd,c} Resistenza di progetto in caso di rottura del cono di calcestruzzo sotto carico di taglio - EN1992-4 - Cl. 7.2.2.5
V_{Rd,cp} Resistenza di progetto in caso di rottura del calcestruzzo per pryout - EN1992-4 - Cl. 7.2.2.4
U_t Utilizzo in trazione
U_s Utilizzo a taglio
U_{ts} Utilizzo in trazione e taglio
N_{Rd,s} Resistenza di progetto alla trazione di un elemento di fissaggio in caso di rottura dell'acciaio - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3
V_{Rd,s} Resistenza di progetto a taglio in caso di rottura dell'acciaio - EN1992-4 - Cl. 7.2.2.3.1

Risultati dettagliati per A3**Resistenza a trazione dell'ancoraggio (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3)**

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 71,2 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 13,3 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,s} = c \cdot A_s \cdot f_{uk} = 106,8 \text{ kN}$$

Dove:

- $c = 0,85$ – fattore di riduzione per taglio filettatura
- $A_s = 157 \text{ mm}^2$ – area soggetta alla trazione
- $f_{uk} = 800,0 \text{ MPa}$ – resistenza alla trazione minima del bullone
- $\gamma_{Ms} = 1,50$ – coefficiente di sicurezza per acciaio

- $\gamma_{Ms} = 1,2 \cdot \frac{f_{yk}}{f_{tk}} \geq 1,4$, dove:
 - $f_{yk} = 640,0 \text{ MPa}$ – tensione di snervamento minima del bullone

Resistenza a rottura conica del calcestruzzo dell'ancoraggio a trazione (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.4)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi che formano i coni di rottura a trazione comuni: A3, A4

$$N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = 29,3 \text{ kN} \geq N_{Ed,g} = 26,6 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{M,N} = 52,8 \text{ kN}$$

Dove:

- $N_{Ed,g} = 26,6 \text{ kN}$ – somma delle forze di trazione degli ancoraggi con area del cono di rottura del calcestruzzo comune
- $N_{Rk,c}^0 = 39,9 \text{ kN}$ – resistenza caratteristica di un fissaggio a distanza dagli effetti dei fissaggi e bordi adiacenti dell'elemento in calcestruzzo

- $N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h_{ef}^{1,5}$, dove:
 - $k_1 = 12,70$ – parametro che tiene conto del tipo di ancoraggio e della condizione del calcestruzzo
 - $f'_c = 25,0 \text{ MPa}$ – resistenza a compressione del calcestruzzo
 - $h_{ef} = \min(h_{emb}, \max(\frac{c_{a,max}}{1,5}, \frac{s_{max}}{3})) = 73 \text{ mm}$ – profondità dell'ancoraggio, dove:
 - $h_{emb} = 400 \text{ mm}$ – lunghezza dell'ancoraggio incorporata nel calcestruzzo
 - $c_{a,max} = 110 \text{ mm}$ – distanza massima dall'ancoraggio a uno dei tre bordi più vicini
 - $s_{max} = 80 \text{ mm}$ – spaziatura massima tra ancoraggi

$A_{c,N} = 65700 \text{ mm}^2$ – area del cono di rottura del calcestruzzo per gruppo di ancoraggi

$A_{c,N}^0 = 48400 \text{ mm}^2$ – area del cono di rottura di calcestruzzo per ancoraggio singolo non influenzato dai bordi

- $A_{c,N}^0 = (3 \cdot h_{ef})^2$, dove:
 - $h_{ef} = 73 \text{ mm}$ – profondità dell'ancoraggio

$\psi_{s,N} = 1,00$ – parametro relativo alla distribuzione delle tensioni nel calcestruzzo a causa della vicinanza del fissaggio a un bordo dell'elemento in calcestruzzo:

- $\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{1,5 \cdot h_{ef}} \leq 1$, dove:
 - $c = 110 \text{ mm}$ – distanza minima dall'ancoraggio al bordo
 - $h_{ef} = 73 \text{ mm}$ – profondità dell'ancoraggio

$\psi_{re,N} = 0,87$ – parametro che tiene conto del fenomeno dello spalling del guscio:

- $\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{emb}}{200} \leq 1$, dove:
 - $h_{emb} = 400$ mm – lunghezza dell'ancoraggio incorporata nel calcestruzzo

$\psi_{ec,N} = 1,00$ – fattore di modifica per gruppi di ancoraggi caricati eccentricamente a trazione:

- $\psi_{ec,N} = \psi_{ecx,N} \cdot \psi_{ecy,N}$, dove:
 - $\psi_{ecx,N} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_{x,N}}{3 \cdot h_{ef}}} = 1,00$ – fattore di modifica che dipende dall'eccentricità nella direzione x
 - $e_{x,N} = 0$ mm – eccentricità del carico a trazione nella direzione x
 - $\psi_{ecy,N} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_{y,N}}{3 \cdot h_{ef}}} = 1,00$ – fattore di modifica che dipende dall'eccentricità nella direzione y
 - $e_{y,N} = 0$ mm – eccentricità del carico a trazione nella direzione y
 - $h_{ef} = 73$ mm – profondità dell'ancoraggio

$\psi_{M,N} = 1,13$ – parametro che tiene conto dell'effetto di una forza di compressione tra il dispositivo di fissaggio e il calcestruzzo; questo parametro è uguale a 1 se $c < 1,5h_{ef}$ o il rapporto tra la forza di compressione (inclusa la compressione dovuta alla flessione) e la somma delle forze di trazione negli ancoraggi è inferiore a 0.8

- $\psi_{M,N} = 2 - \frac{2 \cdot z}{3 \cdot h_{ef}} \geq 1$, dove:
 - $z = 96$ mm – braccio della leva interno
 - $h_{ef} = 73$ mm – profondità dell'ancoraggio

$\gamma_{Mc} = 1,80$ – coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Resistenza a pullout del calcestruzzo (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.5)

$$N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mc}} = 257,0 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 13,3 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,p} = k_2 \cdot A_h \cdot f_{ck} = 462,6 \text{ kN}$$

Dove:

$k_2 = 10,50$ – coefficiente per calcestruzzo fessurato / non fessurato

$A_h = 1762 \text{ mm}^2$ – area della testa portante del fissaggio

- $A_h = \frac{\pi}{4} \cdot (d_h^2 - d^2)$, dove:
 - $d_h = 50 \text{ mm} \leq 6 \cdot t_h + d$ – dimensione utile della piastra a rondella, dove:
 - $t_h \geq \frac{d_h - d}{6} = 6 \text{ mm}$ – spessore della testa del fissaggio con testa
 - $d = 16 \text{ mm}$ – diametro del gambo del fissaggio

$f_{ck} = 25,0 \text{ MPa}$ – resistenza a compressione del calcestruzzo

$\gamma_{Mc} = 1,80$ – coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Resistenza a blowout del calcestruzzo (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.8)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi che formano le aree di blowout: A3, A4

$$N_{Rd,cb} = \frac{N_{Rk,cb}}{\gamma_{Ms}} = 115,1 \text{ kN} \geq N_{Ed,g} = 26,6 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,cb} = N_{Rk,cb}^0 \cdot \frac{A_{c,Nb}}{A_{c,Nb}^0} \cdot \psi_{s,Nb} \cdot \psi_{g,Nb} \cdot \psi_{ec,Nb} = 207,1 \text{ kN}$$

Dove:

$N_{Ed,g} = 26,6 \text{ kN}$ – somma delle forze di trazione degli ancoraggi con area del cono di rottura del calcestruzzo comune

$N_{Rk,cb}^0 = 486,6 \text{ kN}$ – resistenza caratteristica di un singolo fissaggio a distanza dagli effetti dei fissaggi e bordi adiacenti dell'elemento in calcestruzzo

- $N_{Rk,cb}^0 = k_5 \cdot c_1 \cdot \sqrt{A_h} \cdot \sqrt{f'_c}$, dove:
 - $k_5 = 12,20$ – parametro relativo allo stato del calcestruzzo
 - $c_1 = 190$ mm – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo più vicino
 - $A_h = \frac{\pi}{4} \cdot (d_h^2 - d^2) = 1762$ mm² – area della testa portante del fissaggio
 - $d_h = 50$ mm $\leq 6 \cdot t_h + d$ – dimensione utile della piastra a rondella, dove:
 - $t_h \geq \frac{d_h - d}{6} = 6$ mm – spessore della testa del fissaggio con testa
 - $d = 16$ mm – diametro del gambo del fissaggio
 - $f'_c = 25,0$ MPa – resistenza a compressione del calcestruzzo

$A_{c,Nb} = 228000$ mm² – area proiettata effettiva per il fissaggio che è limitata dai bordi dell'elemento di calcestruzzo ($c_2 \leq 2c_1$), dalla presenza di fissaggi adiacenti ($s \leq 4c_1$) o dallo spessore dell'elemento

$A_{c,Nb}^0 = 577600$ mm² – riferimento area proiettata di un singolo fissaggio con una distanza di bordo uguale a c_1

- $A_{c,Nb}^0 = (4 \cdot c_1)^2$, dove:
 - $c_1 = 190$ mm – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo più vicino

$\psi_{s,Nb} = 0,79$ – parametro relativo alla distribuzione delle tensioni nel calcestruzzo a causa della vicinanza del fissaggio a un bordo dell'elemento in calcestruzzo:

- $\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{2 \cdot c_1} \leq 1$, dove:
 - $c_1 = 190$ mm – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo più vicino
 - $c_2 = 110$ mm – distanza dal bordo del fissaggio perpendicolare alla direzione 1 che è la più piccola distanza dal bordo in un elemento stretto con più bordi

$\psi_{g,Nb} = 1,37$ – parametro che tiene conto dell'effetto di gruppo

- $\psi_{g,Nb} = \sqrt{n} + (1 - \sqrt{n}) \cdot \frac{s_2}{4 \cdot c_1} \geq 1$, dove:
 - $n = 2$ – numero di fissaggi in una fila parallela al bordo dell'elemento in calcestruzzo
 - $s_2 = 80$ mm – spaziatura massima tra ancoraggi
 - $c_1 = 190$ mm – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo più vicino

$\psi_{ec,Nb} = 1,00$ – fattore di modifica per gruppi di ancoraggi caricati eccentricamente a trazione:

- $\psi_{ec,Nb} = \frac{1}{1 + \frac{2 \cdot e_N}{4 \cdot c_1}} \leq 1$, dove:
 - $e_N = 0$ mm – eccentricità del carico a trazione
 - $c_1 = 190$ mm – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo più vicino

$\gamma_{Mc} = 1,80$ – coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Resistenza a taglio (EN1992-4 - Cl.7.2.2.3.1)

$$V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 50,2 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 0,5 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 = 62,8 \text{ kN}$$

Dove:

$k_7 = 1,00$ – coefficiente di duttilità dell'acciaio dell'ancoraggio

- $k_7 = \begin{cases} 0,8, & A < 0,08 \\ 1,0, & A \geq 0,08 \end{cases}$, dove:
 - $A = 0,12$ – allungamento della classe del bullone al rottura

$V_{Rk,s}^0 = 62,8$ kN – la resistenza caratteristica a taglio

- $V_{Rk,s}^0 = k_{t6} \cdot A_s \cdot f_{uk}$, dove:
 - $k_{t6} = 0,50$ – coefficiente per resistenza all'ancoraggio a taglio
 - $A_s = 157 \text{ mm}^2$ – area soggetta alla trazione
 - $f_{uk} = 800,0 \text{ MPa}$ – resistenza alla rottura specificata dell'acciaio dell'ancoraggio

$\gamma_{Ms} = 1,25$ – coefficiente di sicurezza per acciaio

Resistenza rottura del bordo di calcestruzzo (EN1992-4 - Cl. 7.2.2.5)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi che formano i coni di rottura a taglio: A3, A4

$$V_{Rd,c} = \frac{V_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = 15,6 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 2,2 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,c} = V_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,V}}{A_{c,V}^0} \cdot \psi_{s,V} \cdot \psi_{h,V} \cdot \psi_{ec,V} \cdot \psi_{re,V} = 23,4 \text{ kN}$$

Dove:

$V_{Ed,g} = 2,2 \text{ kN}$ – somma delle forze a taglio degli ancoraggi su piastra di base comune

$V_{Rk,c}^0 = 28,6 \text{ kN}$ – valore iniziale della resistenza caratteristica a taglio del fissaggio

- $V_{Rk,c}^0 = k_{t9} \cdot d_{nom}^\alpha \cdot l_f^\beta \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot c_1^{1,5}$, dove:
 - $k_{t9} = 2,40$ – parametro che tiene conto dello stato del calcestruzzo
 - $d_{nom} = 16 \text{ mm}$ – diametro ancoraggio
 - $\alpha = 0,1 \cdot \left(\frac{l_f}{c_1}\right)^{0,5} = 0,13$ – fattore
 - $l_f = \min(h_{ef}, 12 \cdot d) = 192 \text{ mm}$ – parametro relativo alla lunghezza del fissaggio, dove:
 - $h_{ef} = 400 \text{ mm}$ – lunghezza dell'ancoraggio incorporata nel calcestruzzo
 - $d_{nom} = 16 \text{ mm}$ – diametro ancoraggio
 - $\beta = 0,1 \cdot \left(\frac{d}{c_1}\right)^{0,2} = 0,07$ – fattore
 - $f_{ck} = 25,0 \text{ MPa}$ – resistenza a compressione del calcestruzzo
 - $c_1 = 110 \text{ mm}$ – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$A_{c,V} = 49500 \text{ mm}^2$ – area effettiva del corpo di break-out di calcestruzzo idealizzato

$A_{c,V}^0 = 54450 \text{ mm}^2$ – riferimento area proiettata del cono di rottura

- $A_{c,V}^0 = 4,5 \cdot c_1^3$, dove:
 - $c_1 = 110 \text{ mm}$ – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$\psi_{s,V} = 0,90$ – parametro relativo alla distribuzione delle tensioni nel calcestruzzo a causa della vicinanza del fissaggio a un bordo dell'elemento in calcestruzzo:

- $\psi_{s,V} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{1,5 \cdot c_1} \leq 1$, dove:
 - $c_1 = 110 \text{ mm}$ – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico
 - $c_2 = 110 \text{ mm}$ – distanza dal bordo del fissaggio perpendicolare alla direzione 1 che è la più piccola distanza dal bordo in un elemento stretto con più bordi

$\psi_{h,V} = 1,00$ – fattore di modifica per gli ancoraggi posizionati in un elemento di calcestruzzo ribassato:

- $\psi_{h,V} = \left(\frac{1,5 \cdot c_1}{h}\right)^{0,5} \geq 1$, dove:
 - $h = 3000 \text{ mm}$ – spessore dell'elemento in calcestruzzo
 - $c_1 = 110 \text{ mm}$ – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$\psi_{ec,V} = 1,00$ – fattore di modifica per gruppi di ancoraggi caricati eccentricamente a taglio:

- $\psi_{ec,V} = \frac{1}{1 + \frac{e_V}{3c_1}} \leq 1$, dove:
 - $e_V = 0$ mm – eccentricità carico a taglio
 - $c_1 = 110$ mm – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo nella direzione di carico

$\psi_{\alpha,V} = 1,00$ – fattore di modifica per gli ancoraggi caricati a un angolo con il bordo di calcestruzzo

- $\psi_{\alpha,V} = \sqrt{\frac{1}{(\cos \alpha_V)^2 + (0,5 \sin \alpha_V)^2}} \geq 1$, dove:
 - $\alpha_V = 0,0^\circ$ – angolo tra il carico agente sul fissaggio o gruppo di fissaggi e la direzione perpendicolare al bordo libero considerato

$\psi_{re,V} = 1,00$ – parametro che tiene conto dell'effetto dello spalling del guscio, non si presume nessuna armatura o staffe nel bordo

$\gamma_{Mc} = 1,50$ – coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Resistenza a pryout del calcestruzzo (EN1992-4 - Cl. 7.2.2.4)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi sulla piastra di base comune

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} = 85,7 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 2,2 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot N_{Rk,c} = 128,5 \text{ kN}$$

Dove:

$k_8 = 2,00$ – fattore che tiene conto della profondità di infissione del fissaggio

$N_{Rk,c} = 64,3$ kN – resistenza caratteristica del cono di calcestruzzo per un singolo fissaggio o per un fissaggio in un gruppo

$\gamma_{Mc} = 1,50$ – coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Interazione delle forze di trazione e taglio nell'acciaio (EN 1992-4 - Table 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}} \right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}} \right)^2 = 0,03 \leq 1,0$$

Dove:

$N_{Ed} = 13,3$ kN – forza di trazione di progetto

$N_{Rd,s} = 71,2$ kN – resistenza alla trazione del fissaggio

$V_{Ed} = 0,5$ kN – sforzo di taglio di progetto

$V_{Rd,s} = 50,2$ kN – resistenza al taglio del fissaggio

Interazione delle forze di trazione e taglio nel calcestruzzo (EN 1992-4 - Table 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}} \right)^{1,5} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}} \right)^{1,5} = 0,91 \leq 1,0$$

Dove:

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}}$ – il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per trazione

$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}}$ – il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per taglio

$\frac{N_{Ed,g}}{N_{Rd,c}} = 90\%$ – rottura del cono di calcestruzzo dell'ancoraggio a trazione

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 5\%$ – rottura a pullout del calcestruzzo

$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}} = 23\%$ – rottura a blowout del calcestruzzo

$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = 14\%$ – rottura del bordo del calcestruzzo

$\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cb}} = 2\%$ – rottura a pryout del calcestruzzo

Saldature (Ridistribuzione plastica)

Elemento	Bordo	Spess. gola [mm]	Lunghezza [mm]	Carichi	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Stato
CPLT4a	CPLT2a	15,0	400	LE1								OK
CPLT2a	CPLT2b	▲5,0▲	320	LE1	308,1	0,0	-106,7	153,0	-66,7	76,1	32,3	OK
		▲5,0▲	320	LE1	221,5	0,0	106,1	95,8	58,5	54,7	23,2	OK
CPLT4a	CPLT4b	▲5,0▲	320	LE1	220,9	0,0	105,4	-96,0	-57,9	54,6	23,2	OK
		▲5,0▲	320	LE1	307,7	0,0	-106,3	-152,9	66,4	76,0	32,3	OK
SP1	CPLT2a	▲5,0▲	70	LE1	208,1	0,0	95,5	-32,0	-101,8	51,4	37,5	OK
		▲5,0▲	70	LE1	174,4	0,0	-76,9	-82,1	-37,6	43,1	28,6	OK
SP1	CPLT4a	▲5,0▲	70	LE1	207,9	0,0	95,0	31,5	-102,0	51,4	37,5	OK
		▲5,0▲	70	LE1	174,7	0,0	-76,7	82,4	-37,8	43,2	28,5	OK
SP1	SP2	▲5,0▲	68	LE1	396,6	0,0	-195,6	-37,8	-195,6	98,0	69,0	OK
		▲5,0▲	68	LE1	396,6	0,0	-195,7	37,6	195,6	98,0	69,0	OK
CPLT4a	SP2	▲5,0	400	LE1	283,3	0,0	111,4	-123,0	86,5	70,0	41,1	OK
CPLT2a	SP2	▲5,0	400	LE1	282,8	0,0	111,2	122,7	-86,5	69,9	41,0	OK

Dati Progetto

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 275	0,85	404,7	309,6

Spiegazione dei simboli

ϵ_{Pl}	Deformazione
$\sigma_{w,Ed}$	Sforzo equivalente
$\sigma_{w,Rd}$	Resistenza sforzo equivalente
σ_{\perp}	Tensione perpendicolare
τ_{\parallel}	Sforzo di taglio parallelo all'asse della saldatura
τ_{\perp}	Sforzo di taglio perpendicolare all'asse della saldatura
0.9σ	Resistenza allo sforzo perpendicolare - $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
β_w	Fattore di Correlazione EN 1993-1-8 tab. 4.1
Ut	Utilizzo
Ut _c	Utilizzo della capacità della saldatura

Risultati dettagliati per SP1 SP2**Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 4.5.3.2)**

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 404,7 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0,5} = 396,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 309,6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 195,7 \text{ MPa}$$

dove:

$$f_u = 430,0 \text{ MPa} \quad \text{– Resistenza Ultima}$$

$$\beta_w = 0,85 \quad \text{– fattore di correlazione appropriato tratto dalla Tabella 4.1}$$

$$\gamma_{M2} = 1,25 \quad \text{– Coefficiente di sicurezza}$$

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 98,0 \%$$

Blocco di calcestruzzo

Elemento	Carichi	c [mm]	A _{eff} [mm ²]	σ [MPa]	k _j [-]	F _{jd} [MPa]	Ut [%]	Stato
CB 1	LE1	26	4419	21,7	3,00	28,5	76,3	OK

Spiegazione dei simboli

c	Larghezza del supporto
A _{eff}	Area utile
σ	Tensione media nel calcestruzzo
k _j	Fattore di Concentrazione
F _{jd}	La portata ultima del basamento in calcestruzzo
Ut	Utilizzo

Risultati dettagliati per CB 1

Verifica resistenza a compressione del blocco di calcestruzzo (EN 1993-1-8 6.2.5)

$$\sigma = \frac{N}{A_{eff}} = 21,7 \text{ MPa}$$

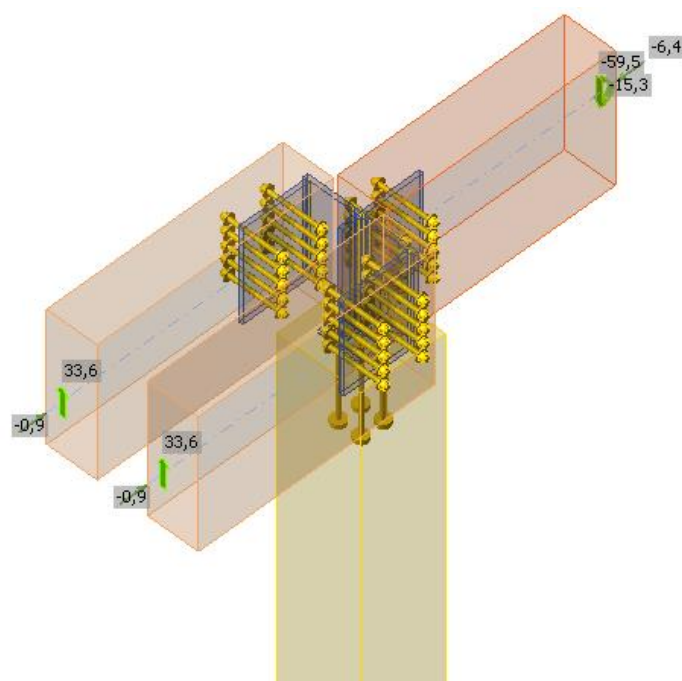
$$F_{jd} = \alpha_{cc} \beta_j k_j f_{ck} / \gamma_c = 28,5 \text{ MPa}$$

dove:

N = 96,0 kN	– Forza normale di progetto
A _{eff} = 4419 mm ²	– Area utile su cui la forza N del pilastro è distribuita
α _{cc} = 0,85	– Effetti a lungo termine su F _{cd}
β _j = 0,67	– Coefficiente unione β _j
k _j = 3,00	– Fattore di Concentrazione
f _{ck} = 25,0 MPa	– Resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo
γ _c = 1,50	– Coefficiente di sicurezza

Utilizzo tensione

$$U_t = \frac{\sigma}{F_{jd}} = 76,3 \text{ \%}$$

Verifica connessioni pilastri P07, P08

Effetti del carico (equilibrio non richiesto)

Nome	Elemento	N [kN]	Vy [kN]	Vz [kN]	Mx [kNm]	My [kNm]	Mz [kNm]
LE1	M1	-6,4	0,0	-59,5	0,0	-15,3	0,0
	M2	-0,9	0,0	33,6	0,0	0,0	0,0
	M3	-0,9	0,0	33,6	0,0	0,0	0,0

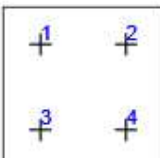
Piastre

Nome	Spessore [mm]	Carichi	σ_{Ed} [MPa]	ϵ_{Pl} [%]	$\sigma_{C_{Ed}}$ [MPa]	Stato
SP1	15,0	LE1	45,7	0,0	0,0	OK
CPLT3a	15,0	LE1	245,0	0,0	0,0	OK
CPLT3b	15,0	LE1	102,6	0,0	0,0	OK
CPLT2a	15,0	LE1	262,4	0,2	0,0	OK
CPLT2b	15,0	LE1	167,8	0,0	0,0	OK
CPLT4a	15,0	LE1	262,4	0,2	0,0	OK
CPLT4b	15,0	LE1	167,4	0,0	0,0	OK
SP3	15,0	LE1	21,4	0,0	0,0	OK

Bulloni - legno

	Nome	Carichi	V [kN]
	B5	LE1	13,3
	B6	LE1	10,7
	B7	LE1	9,7
	B8	LE1	5,8
	B9	LE1	8,1
	B10	LE1	2,1
	B11	LE1	9,4
	B12	LE1	5,2
	B13	LE1	12,8
	B14	LE1	10,1
	B15	LE1	1,7
	B16	LE1	1,7
	B17	LE1	1,7
	B18	LE1	1,7
	B19	LE1	1,7
	B20	LE1	1,7
	B21	LE1	1,7
	B22	LE1	1,7
	B23	LE1	1,7
	B24	LE1	1,7
	B25	LE1	1,7
	B26	LE1	1,7
	B27	LE1	1,7
	B28	LE1	1,7
	B29	LE1	1,7
	B30	LE1	1,7
	B31	LE1	1,7
	B32	LE1	1,7
	B33	LE1	1,7
	B34	LE1	1,7

Ancoraggi

Forma	Elemento	Carichi	N_{Ed} [kN]	V_{Ed} [kN]	$N_{Rd,c}$ [kN]	$N_{Rd,p}$ [kN]	$N_{Rd,cb}$ [kN]	$V_{Rd,c}$ [kN]	$V_{Rd,cp}$ [kN]	U_{t1} [%]	U_{t2} [%]	U_{t3} [%]	Stato
	A1	LE1	10,1	1,2	26,0	257,0	121,3	-	85,7	77,1	5,5	68,9	OK
	A2	LE1	9,9	1,2	26,0	257,0	121,3	-	85,7	77,1	5,5	68,9	OK
	A3	LE1	0,0	1,2	-	257,0	-	15,6	85,7	0,0	30,2	16,6	OK
	A4	LE1	0,0	1,2	-	257,0	-	15,6	85,7	0,0	30,2	16,6	OK

Dati Progetto

Classe	$N_{Rd,s}$ [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]
M16 8.8 - 1	71,2	50,2

Spiegazione dei simboli

N_{Ed} Forza di trazione

V_{Ed} Risultante degli sforzi di taglio V_y , V_z nel bullone

$N_{Rd,c}$ Resistenza di progetto in caso di rottura del cono di calcestruzzo sotto carico di trazione - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.4

$N_{Rd,p}$ Resistenza di progetto in caso di rottura per pull-out - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.5

$N_{Rd,cb}$ Resistenza di progetto in caso di collasso del calcestruzzo per spinta a vuoto - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.8

$V_{Rd,c}$ Resistenza di progetto in caso di rottura del cono di calcestruzzo sotto carico di taglio - EN1992-4 - Cl. 7.2.2.5

$V_{Rd,cp}$ Resistenza di progetto in caso di rottura del calcestruzzo per pryout - EN1992-4 - Cl. 7.2.2.4

U_{t1} Utilizzo in trazione

U_{t2} Utilizzo a taglio

U_{t3} Utilizzo in trazione e taglio

$N_{Rd,s}$ Resistenza di progetto alla trazione di un elemento di fissaggio in caso di rottura dell'acciaio - EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3

$V_{Rd,s}$ Resistenza di progetto a taglio in caso di rottura dell'acciaio - EN1992-4 - Cl. 7.2.2.3.1

Risultati dettagliati per A1

Resistenza a trazione dell'ancoraggio (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.3)

$$N_{Rd,s} = \frac{N_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 71,2 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 10,1 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,s} = c \cdot A_s \cdot f_{uk} = 106,8 \text{ kN}$$

Dove:

$c = 0,85$ – fattore di riduzione per taglio filettatura

$A_s = 157 \text{ mm}^2$ – area soggetta alla trazione

$f_{uk} = 800,0 \text{ MPa}$ – resistenza alla trazione minima del bullone

$\gamma_{Ms} = 1,50$ – coefficiente di sicurezza per acciaio

- $\gamma_{Ms} = 1,2 \cdot \frac{f_{yk}}{f_{yk}} \geq 1,4$, dove:
 - $f_{yk} = 640,0 \text{ MPa}$ – tensione di snervamento minima del bullone

Resistenza a rottura conica del calcestruzzo dell'ancoraggio a trazione (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.4)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi che formano i coni di rottura a trazione comuni: A1, A2

$$N_{Rd,c} = \frac{N_{Rk,c}}{\gamma_{Mc}} = 26,0 \text{ kN} \geq N_{Ed,g} = 20,0 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,c} = N_{Rk,c}^0 \cdot \frac{A_{c,N}}{A_{c,N}^0} \cdot \psi_{s,N} \cdot \psi_{re,N} \cdot \psi_{ec,N} \cdot \psi_{M,N} = 46,8 \text{ kN}$$

Dove:

$N_{Ed,g} = 20,0 \text{ kN}$ – somma delle forze di trazione degli ancoraggi con area del cono di rottura del calcestruzzo comune

$N_{Rk,c}^0 = 39,9 \text{ kN}$ – resistenza caratteristica di un fissaggio a distanza dagli effetti dei fissaggi e bordi adiacenti dell'elemento in calcestruzzo

- $N_{Rk,c}^0 = k_1 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot h_{ef}^{1,5}$, dove:
 - $k_1 = 12,70$ – parametro che tiene conto del tipo di ancoraggio e della condizione del calcestruzzo
 - $f'_c = 25,0 \text{ MPa}$ – resistenza a compressione del calcestruzzo
 - $h_{ef} = \min(h_{emb}, \max(\frac{c_{a,max}}{1,5}, \frac{s_{max}}{3})) = 73 \text{ mm}$ – profondità dell'ancoraggio, dove:
 - $h_{emb} = 300 \text{ mm}$ – lunghezza dell'ancoraggio incorporata nel calcestruzzo
 - $c_{a,max} = 110 \text{ mm}$ – distanza massima dall'ancoraggio a uno dei tre bordi più vicini
 - $s_{max} = 80 \text{ mm}$ – spaziatura massima tra ancoraggi

$A_{c,N} = 65700 \text{ mm}^2$ – area del cono di rottura del calcestruzzo per gruppo di ancoraggi

$A_{c,N}^0 = 48400 \text{ mm}^2$ – area del cono di rottura di calcestruzzo per ancoraggio singolo non influenzato dai bordi

- $A_{c,N}^0 = (3 \cdot h_{ef})^2$, dove:
 - $h_{ef} = 73 \text{ mm}$ – profondità dell'ancoraggio

$\psi_{s,N} = 1,00$ – parametro relativo alla distribuzione delle tensioni nel calcestruzzo a causa della vicinanza del fissaggio a un bordo dell'elemento in calcestruzzo:

- $\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c}{1,5 \cdot h_{ef}} \leq 1$, dove:
 - $c = 110 \text{ mm}$ – distanza minima dall'ancoraggio al bordo
 - $h_{ef} = 73 \text{ mm}$ – profondità dell'ancoraggio

$\psi_{re,N} = 0,87$ – parametro che tiene conto del fenomeno dello spalling del guscio:

- $\psi_{re,N} = 0,5 + \frac{h_{emb}}{200} \leq 1$, dove:
 - $h_{emb} = 300 \text{ mm}$ – lunghezza dell'ancoraggio incorporata nel calcestruzzo

$\psi_{ec,N} = 1,00$ – fattore di modifica per gruppi di ancoraggi caricati eccentricamente a trazione:

- $\psi_{ec,N} = \psi_{ecx,N} \cdot \psi_{ecy,N}$, dove:
 - $\psi_{ecx,N} = \frac{1}{1 + \frac{e_{x,N}}{3 \cdot h_{ef}}} = 1,00$ – fattore di modifica che dipende dall'eccentricità nella direzione x
 - $e_{x,N} = 0 \text{ mm}$ – eccentricità del carico a trazione nella direzione x
 - $\psi_{ecy,N} = \frac{1}{1 + \frac{e_{y,N}}{3 \cdot h_{ef}}} = 1,00$ – fattore di modifica che dipende dall'eccentricità nella direzione y
 - $e_{y,N} = 0 \text{ mm}$ – eccentricità del carico a trazione nella direzione y
 - $h_{ef} = 73 \text{ mm}$ – profondità dell'ancoraggio

$\psi_{M,N} = 1,00$ – parametro che tiene conto dell'effetto di una forza di compressione tra il dispositivo di fissaggio e il calcestruzzo; questo parametro è uguale a 1 se $c < 1,5h_{ef}$ o il rapporto tra la forza di compressione (inclusa la compressione dovuta alla flessione) e la somma delle forze di trazione negli ancoraggi è inferiore a 0.8

- $\psi_{M,N} = 2 - \frac{2 \cdot z}{3 \cdot h_{ef}} \geq 1$, dove:
 - $z = 99 \text{ mm}$ – braccio della leva interno
 - $h_{ef} = 73 \text{ mm}$ – profondità dell'ancoraggio

$\gamma_{Mc} = 1,80$ – coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Resistenza a pullout del calcestruzzo (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.5)

$$N_{Rd,p} = \frac{N_{Rk,p}}{\gamma_{Mc}} = 257,0 \text{ kN} \geq N_{Ed} = 10,1 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,p} = k_2 \cdot A_h \cdot f_{ck} = 462,6 \text{ kN}$$

Dove:

$k_2 = 10,50$ – coefficiente per calcestruzzo fessurato / non fessurato

$A_h = 1762 \text{ mm}^2$ – area della testa portante del fissaggio

- $A_h = \frac{\pi}{4} \cdot (d_h^2 - d^2)$, dove:
 - $d_h = 50 \text{ mm} \leq 6 \cdot t_h + d$ – dimensione utile della piastra a rondella, dove:
 - $t_h \geq \frac{d_h - d}{6} = 6 \text{ mm}$ – spessore della testa del fissaggio con testa
 - $d = 16 \text{ mm}$ – diametro del gambo del fissaggio

$f_{ck} = 25,0 \text{ MPa}$ – resistenza a compressione del calcestruzzo

$\gamma_{Mc} = 1,80$ – coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Resistenza a blowout del calcestruzzo (EN1992-4 - Cl. 7.2.1.8)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi che formano le aree di blowout: A1, A2

$$N_{Rd,cb} = \frac{N_{Rk,cb}}{\gamma_{Mc}} = 121,3 \text{ kN} \geq N_{Ed,g} = 20,0 \text{ kN}$$

$$N_{Rk,cb} = N_{Rk,cb}^0 \cdot \frac{A_{c,Nb}}{A_{c,Nb}^0} \cdot \psi_{s,Nb} \cdot \psi_{g,Nb} \cdot \psi_{ec,Nb} = 218,3 \text{ kN}$$

Dove:

$N_{Ed,g} = 20,0 \text{ kN}$ – somma delle forze di trazione degli ancoraggi con area del cono di rottura del calcestruzzo comune

$N_{Rk,cb}^0 = 281,7 \text{ kN}$ – resistenza caratteristica di un singolo fissaggio a distanza dagli effetti dei fissaggi e bordi adiacenti dell'elemento in calcestruzzo

- $N_{Rk,cb}^0 = k_5 \cdot c_1 \cdot \sqrt{A_h} \cdot \sqrt{f'_c}$, dove:
 - $k_5 = 12,20$ – parametro relativo allo stato del calcestruzzo
 - $c_1 = 110 \text{ mm}$ – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo più vicino
 - $A_h = \frac{\pi}{4} \cdot (d_h^2 - d^2) = 1762 \text{ mm}^2$ – area della testa portante del fissaggio
 - $d_h = 50 \text{ mm} \leq 6 \cdot t_h + d$ – dimensione utile della piastra a rondella, dove:
 - $t_h \geq \frac{d_h - d}{6} = 6 \text{ mm}$ – spessore della testa del fissaggio con testa
 - $d = 16 \text{ mm}$ – diametro del gambo del fissaggio
 - $f'_c = 25,0 \text{ MPa}$ – resistenza a compressione del calcestruzzo

$A_{c,Nb} = 132000 \text{ mm}^2$ – area proiettata effettiva per il fissaggio che è limitata dai bordi dell'elemento di calcestruzzo ($c_2 \leq 2c_1$), dalla presenza di fissaggi adiacenti ($s \leq 4c_1$) o dallo spessore dell'elemento

$A_{c,Nb}^0 = 193600 \text{ mm}^2$ – riferimento area proiettata di un singolo fissaggio con una distanza di bordo uguale a c_1

- $A_{c,Nb}^0 = (4 \cdot c_1)^2$, dove:
 - $c_1 = 110 \text{ mm}$ – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo più vicino

$\psi_{s,Nb} = 0,85$ – parametro relativo alla distribuzione delle tensioni nel calcestruzzo a causa della vicinanza del fissaggio a un bordo dell'elemento in calcestruzzo:

- $\psi_{s,N} = 0,7 + 0,3 \cdot \frac{c_2}{2 \cdot c_1} \leq 1$, dove:
 - $c_1 = 110 \text{ mm}$ – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo più vicino
 - $c_2 = 110 \text{ mm}$ – distanza dal bordo del fissaggio perpendicolare alla direzione 1 che è la più piccola distanza dal bordo in un elemento stretto con più bordi

$\psi_{g,Nb} = 1,34$ – parametro che tiene conto dell'effetto di gruppo

- $\psi_{g,Nb} = \sqrt{n} + (1 - \sqrt{n}) \cdot \frac{s_2}{4c_1} \geq 1$, dove:
 - $n = 2$ – numero di fissaggi in una fila parallela al bordo dell'elemento in calcestruzzo
 - $s_2 = 80$ mm – spaziatura massima tra ancoraggi
 - $c_1 = 110$ mm – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo più vicino

$\psi_{ec,Nb} = 1,00$ – fattore di modifica per gruppi di ancoraggi caricati eccentricamente a trazione:

- $\psi_{ec,Nb} = \frac{1}{1 + \frac{e_N}{4c_1}} \leq 1$, dove:
 - $e_N = 0$ mm – eccentricità del carico a trazione
 - $c_1 = 110$ mm – distanza dal bordo del fissaggio nella direzione 1 verso il bordo più vicino

$\gamma_{Mc} = 1,80$ – coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Resistenza a taglio (EN1992-4 - Cl.7.2.2.3.1)

$$V_{Rd,s} = \frac{V_{Rk,s}}{\gamma_{Ms}} = 50,2 \text{ kN} \geq V_{Ed} = 1,2 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,s} = k_7 \cdot V_{Rk,s}^0 = 62,8 \text{ kN}$$

Dove:

$k_7 = 1,00$ – coefficiente di duttilità dell'acciaio dell'ancoraggio

- $k_7 = \begin{cases} 0,8, & A < 0,08 \\ 1,0, & A \geq 0,08 \end{cases}$, dove:
 - $A = 0,12$ – allungamento della classe del bullone al rottura

$V_{Rk,s}^0 = 62,8 \text{ kN}$ – la resistenza caratteristica a taglio

- $V_{Rk,s}^0 = k_6 \cdot A_s \cdot f_{uk}$, dove:
 - $k_6 = 0,50$ – coefficiente per resistenza all'ancoraggio a taglio
 - $A_s = 157 \text{ mm}^2$ – area soggetta alla trazione
 - $f_{uk} = 800,0 \text{ MPa}$ – resistenza alla rottura specificata dell'acciaio dell'ancoraggio

$\gamma_{Ms} = 1,25$ – coefficiente di sicurezza per acciaio

Resistenza a pryout del calcestruzzo (EN1992-4 - Cl. 7.2.2.4)

La verifica viene eseguita per un gruppo di ancoraggi sulla piastra di base comune

$$V_{Rd,cp} = \frac{V_{Rk,cp}}{\gamma_{Mc}} = 85,7 \text{ kN} \geq V_{Ed,g} = 4,7 \text{ kN}$$

$$V_{Rk,cp} = k_8 \cdot N_{Rk,c} = 128,5 \text{ kN}$$

Dove:

$k_8 = 2,00$ – fattore che tiene conto della profondità di infissione del fissaggio

$N_{Rk,c} = 64,3 \text{ kN}$ – resistenza caratteristica del cono di calcestruzzo per un singolo fissaggio o per un fissaggio in un gruppo

$\gamma_{Mc} = 1,50$ – coefficiente di sicurezza per calcestruzzo

Interazione delle forze di trazione e taglio nell'acciaio (EN 1992-4 - Table 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,s}}\right)^2 + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,s}}\right)^2 = 0,02 \leq 1,0$$

Dove:

- $N_{Ed} = 10,1 \text{ kN}$ – forza di trazione di progetto
 $N_{Rd,s} = 71,2 \text{ kN}$ – resistenza alla trazione del fissaggio
 $V_{Ed} = 1,2 \text{ kN}$ – sforzo di taglio di progetto
 $V_{Rd,s} = 50,2 \text{ kN}$ – resistenza al taglio del fissaggio

Interazione delle forze di trazione e taglio nel calcestruzzo (EN 1992-4 - Table 7.3)

$$\left(\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}}\right)^{1,5} + \left(\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}}\right)^{1,5} = 0,69 \leq 1,0$$

Dove:

- $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,i}}$ – il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per trazione
 $\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,i}}$ – il valore di utilizzo più grande per le modalità di rottura per taglio
 $\frac{N_{Ed,g}}{N_{Rd,c}} = 77\%$ – rottura del cono di calcestruzzo dell'ancoraggio a trazione
 $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,p}} = 3\%$ – rottura a pullout del calcestruzzo
 $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd,cb}} = 16\%$ – rottura a blowout del calcestruzzo
 $\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,c}} = 0\%$ – rottura del bordo del calcestruzzo
 $\frac{V_{Ed}}{V_{Rd,cb}} = 5\%$ – rottura a pryout del calcestruzzo

Saldature (Ridistribuzione plastica)

Elemento	Bordo	Spess. gola [mm]	Lunghezza [mm]	Carichi	$\sigma_{w,Ed}$ [MPa]	ϵ_{pl} [%]	σ_{\perp} [MPa]	τ_{\parallel} [MPa]	τ_{\perp} [MPa]	Ut [%]	Ut _c [%]	Stato
CPLT2a	CPLT3a	15,0	410	LE1								OK
CPLT4a	CPLT3a	15,0	410	LE1								OK
CPLT3a	CPLT3b	▲5,0▲	410	LE1	63,7	0,0	2,7	36,7	2,7	15,7	11,9	OK
		▲5,0▲	410	LE1	64,3	0,0	-13,2	-33,8	13,2	15,9	11,8	OK
SP1	CPLT3a	▲5,0▲	60	LE1	14,7	0,0	11,1	5,5	0,1	3,6	3,3	OK
		▲5,0▲	60	LE1	23,8	0,0	-1,1	9,3	10,1	5,9	4,2	OK
SP1	CPLT3b	▲5,0▲	68	LE1	35,4	0,0	17,2	-4,3	17,3	8,7	6,3	OK
		▲5,0▲	68	LE1	36,6	0,0	18,1	3,8	-18,0	9,1	6,6	OK
CPLT2a	CPLT2b	▲5,0▲	330	LE1	197,7	0,0	72,3	-90,9	55,1	48,9	45,7	OK
		▲5,0▲	330	LE1	164,6	0,0	-31,1	-89,5	26,6	40,7	34,9	OK
CPLT4a	CPLT4b	▲5,0▲	330	LE1	166,2	0,0	-32,6	89,7	-28,4	41,1	34,6	OK
		▲5,0▲	330	LE1	196,7	0,0	72,1	90,2	-55,0	48,6	45,4	OK
CPLT3a	SP3	▲5,0▲	408	LE1	21,8	0,0	2,9	-12,1	-2,9	5,4	3,0	OK
		▲5,0▲	408	LE1	21,8	0,0	3,1	12,1	3,1	5,4	3,0	OK
SP1	SP3	▲5,0▲	65	LE1	50,9	0,0	-22,8	12,6	23,0	12,6	7,0	OK
		▲5,0▲	65	LE1	52,2	0,0	-24,0	-12,3	-23,8	12,9	7,2	OK
SP1	CPLT4a	▲5,0▲	45	LE1	90,9	0,0	62,8	18,7	33,0	22,5	15,7	OK
		▲5,0▲	45	LE1	84,4	0,0	-58,9	19,3	29,1	20,8	11,6	OK
SP1	CPLT2a	▲5,0▲	45	LE1	85,5	0,0	60,0	18,8	-29,8	21,1	15,4	OK
		▲5,0▲	45	LE1	81,1	0,0	-57,4	18,8	-27,2	20,0	10,8	OK

Dati Progetto

	β_w [-]	$\sigma_{w,Rd}$ [MPa]	0.9σ [MPa]
S 275	0,85	404,7	309,6

Spiegazione dei simboli

ϵ_{pl}	Deformazione
$\sigma_{w,Ed}$	Sforzo equivalente
$\sigma_{w,Rd}$	Resistenza sforzo equivalente
σ_{\perp}	Tensione perpendicolare
$\tau_{ }$	Sforzo di taglio parallelo all'asse della saldatura
τ_{\perp}	Sforzo di taglio perpendicolare all'asse della saldatura
0.9σ	Resistenza allo sforzo perpendicolare - $0.9 \cdot f_u / \gamma_{M2}$
β_w	Fattore di Correlazione EN 1993-1-8 tab. 4.1
Ut	Utilizzo
Utc	Utilizzo della capacità della saldatura

Risultati dettagliati per CPLT2a CPLT2b

Verifica della resistenza della saldatura (EN 1993-1-8 4.5.3.2)

$$\sigma_{w,Rd} = f_u / (\beta_w \gamma_{M2}) = 404,7 \text{ MPa} \geq \sigma_{w,Ed} = [\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{||}^2)]^{0,5} = 197,7 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\perp,Rd} = 0,9 f_u / \gamma_{M2} = 309,6 \text{ MPa} \geq |\sigma_{\perp}| = 72,3 \text{ MPa}$$

dove:

$f_u = 430,0 \text{ MPa}$	– Resistenza Ultima
$\beta_w = 0,85$	– fattore di correlazione appropriato tratto dalla Tabella 4.1
$\gamma_{M2} = 1,25$	– Coefficiente di sicurezza

Utilizzo tensione

$$U_t = \max\left(\frac{\sigma_{w,Ed}}{\sigma_{w,Rd}}; \frac{|\sigma_{\perp}|}{\sigma_{\perp,Rd}}\right) = 48,9 \%$$

Blocco di calcestruzzo

Elemento	Carichi	c [mm]	A_{eff} [mm ²]	σ [MPa]	k_j [-]	F_{jd} [MPa]	Ut [%]	Stato
CB 1	LE1	26	3477	3,6	3,00	28,5	12,6	OK

Spiegazione dei simboli

c	Larghezza del supporto
A_{eff}	Area utile
σ	Tensione media nel calcestruzzo
k_j	Fattore di Concentrazione
F_{jd}	La portata ultima del basamento in calcestruzzo
Ut	Utilizzo

Risultati dettagliati per CB 1

Verifica resistenza a compressione del blocco di calcestruzzo (EN 1993-1-8 6.2.5)

$$\sigma = \frac{N}{A_{eff}} = 3,6 \text{ MPa}$$

$$F_{jd} = \alpha_{cc} \beta_j k_j f_{ck} / \gamma_c = 28,5 \text{ MPa}$$

dove:

$N = 12,5 \text{ kN}$	– Forza normale di progetto
$A_{eff} = 3477 \text{ mm}^2$	– Area utile su cui la forza N del pilastro è distribuita
$\alpha_{cc} = 0,85$	– Effetti a lungo termine su Fcd
$\beta_j = 0,67$	– Coefficiente unione β_j
$k_j = 3,00$	– Fattore di Concentrazione
$f_{ck} = 25,0 \text{ MPa}$	– Resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo
$\gamma_c = 1,50$	– Coefficiente di sicurezza

Utilizzo tensione

$$U_t = \frac{\sigma}{F_{jd}} = 12,6 \%$$

Verifica spinotti legno

Con riferimento alle sollecitazioni riportate all'interno delle tabelle precedenti (sforzo di taglio relative ai bulloni) si verificano a taglio gli spinotti delle connessioni. La verifica è condotta in riferimento allo spinotto maggiormente sollecitato tra tutte le connessioni.

UNIONI LEGNO-LEGNO (2 piani di taglio) - Connettori a gambo cilindrico -		Pag	1
Dati di ingresso			
1. Caratteristiche del connettore			
Resistenza ultima del connettore	f_{uk}	800	[MPa]
Diametro del connettore	d	16	[mm]
2. Caratteristiche del primo elemento ligneo			
Densità del materiale	ρ_k	400	[kg/m ³]
Spessore elemento/ profondità di infissione	t_1	80	[mm]
3. Piastra acciaio			
Spessore piastra		15	[mm]
4. Coefficienti di calcolo			
Coefficiente per il materiale	γ_m	1.45	[-]
Coefficiente di correzione	k_{mod}	0.9	[-]

Calcoli				
1. Resistenza a rifollamento del primo elemento ligneo (I _A)				
Resistenza a rifollamento caratteristica	$f_{h,1,k}$	27.55	[MPa]	
Resistenza caratteristica a taglio	$R_{k,1}$	35.3	[kN]	
2. Resistenza del connettore (II _A)				
Momento resistente caratteristico conett.	$M_{v,k}$	327680.00	[Nmm]	
Resistenza caratteristica a taglio	$R_{k,2}$	185.4	[kN]	
3. Resistenza del connettore (III _A)				
Resistenza caratteristica a taglio	$R_{k,3}$	61.8	[kN]	
Resistenza a taglio massima connessione				
Resistenza a taglio di calcolo senza effetto gruppo	R_d	218.9	[kN]	
Resistenza a taglio di calcolo con effetto gruppo	R_d	69.2	[kN]	
Coefficiente di efficacia	k_{ef}	0.32	[-]	

$$V_{Ed} = 28.9 \text{ kN} < 69.2 \text{ kN} \rightarrow \text{la verifica è soddisfatta}$$

10.9 Verifica muretti in cemento armato per sostegno pareti telaio

I muretti in oggetto presentano due sezioni trasversali differenti, in modo tale da rispettare i piani finiti di estradosso della pavimentazione del locale mensa:

- Sezione 25x75 cm;
- Sezione 25x100 cm.

10.9.1 Verifica muretto 25x75 cm

Si riportano di seguito i diagrammi di momento flettente e taglio a SLU cui sono soggetti i muretti oggetto di verifica.

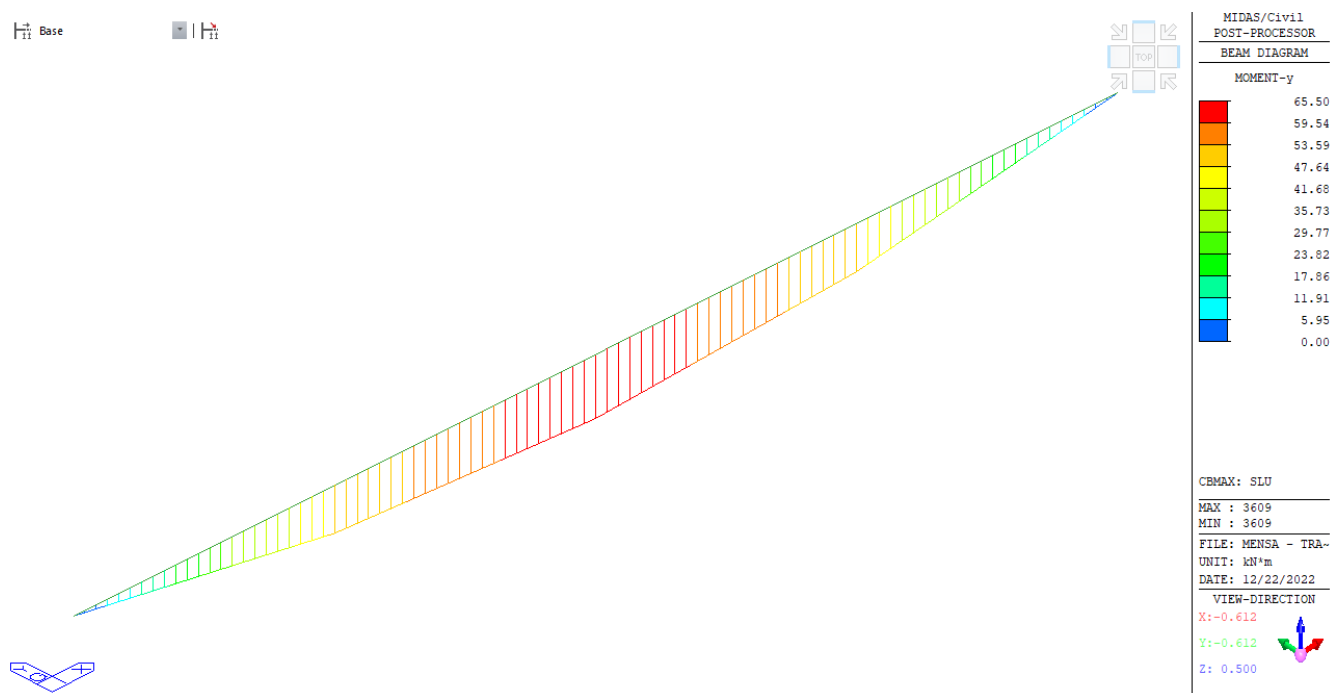


Figura 10.12: Diagramma di momento flettente a SLU [kNm]

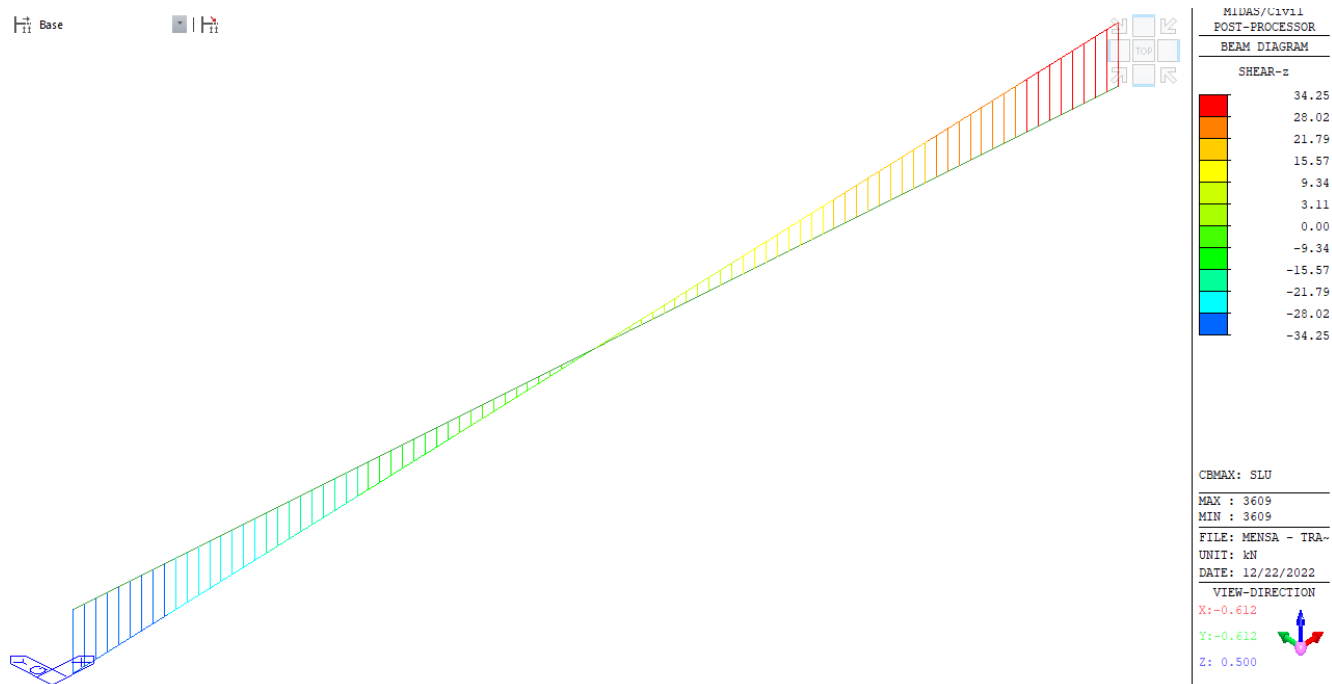


Figura 10.13: Diagramma di taglio verticale [kN]

Verifica a flessione semplice

La verifica a flessione semplice è stata condotta con l'ausilio del programma di calcolo GELFI, a seguito della quale si ottengono i seguenti valori:

Titolo : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	0	75
3	25	75
4	25	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
4	0,79	3	54,7
5	0,79	3	72
6	0,79	22	3
7	0,79	22	20,2
8	0,79	22	72

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

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C25/30**
 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}

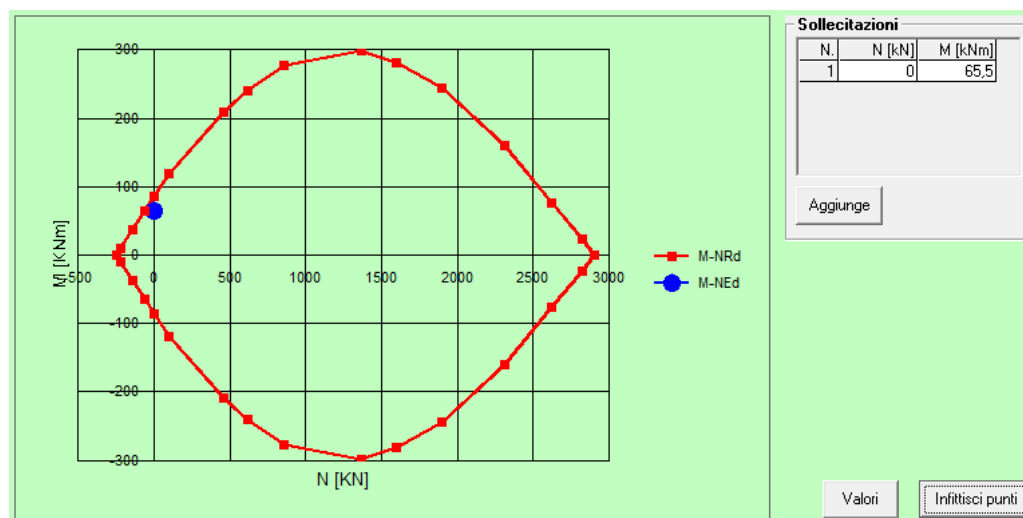
M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 δ

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviato

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



La verifica risulta soddisfatta avendo inserito un'armatura longitudinale pari a **8 barre $\Phi 10$** , disposte come nella figura precedente.

Verifica a taglio

Si inseriscono staffe circolari chiuse **$\Phi 8$ passo 200 mm**, le quali soddisfano il requisito di armatura minima a taglio, così definito:

$$A_{st,min} = 1,5 \cdot 250 = 375 \text{ mm}^2/m$$

Con:

- b = spessore minimo dell'anima [mm]

$$n_{st} = \frac{A_{st,min}}{nb \cdot A1_{phi}} = 3.7 \cong 4 \text{ per metro lineare}$$

Con:

- n_{st} = numero staffe per metro lineare;
- nb = numero bracci staffe = 2;
- $A1_{phi}$ = area della sezione di una singola staffa [mm²]

$$p_{st,max} = \frac{1}{n_{st}} = 0.250 \text{ m}$$

Con:

- $p_{st,max}$ = passo massimo delle staffe

La scelta progettuale è di un passo pari a **200 mm** il quale risulta cautelativo.

Verifica tensione ammissibile

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica}$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente}$$

La tensione massima nell'acciaio $\sigma_{s,max}$ per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 f_{yk}$$

Dati di Input

1. Calcestruzzo e Acciaio

Classe calcestruzzo	-	C25/30	[-]
Tensione rottura di calcolo calcestruzzo	f_{cd}	25	[MPa]
Tensione di snervamento dell'acciaio	f_{yd}	450	[MPa]
Tensione di rottura a trazione calcestruzzo	$f_{ct,d}$	2.16	[MPa]

2. Armatura disposta*Armatura compressa*

armatura con 1°tipologia ferro	Φ 10	n 4	n 3 Φ 12
armatura con 2°tipologia ferro	Φ 0	n 0	n 0 Φ 0
armatura con 3°tipologia ferro	Φ 0	n 0	n 0 Φ 0
Armatura totale compressa	A'_s	339	[mm ²]

Armatura tesa

armatura con 1°tipologia ferro	Φ 10	n 4	n 3 Φ 12
armatura con 2°tipologia ferro	Φ 0	n 0	n 0 Φ 0
armatura con 3°tipologia ferro	Φ 0	n 0	n 0 Φ 0
Armatura totale tesa	A_s	339.12	[mm ²]

3. Dimensione della sezione

Base	b	250	[mm]
Altezza	h	750	[mm]
Copriferro	c	30	[mm]
coefficiente di omogenizzazione	n	7	[-]

4. Sollecitazioni (combinazione frequente e quasi-permanente)

Momento flettente (condizione rara)	M_{rara}	50.4	[kNm]
Momento flettente (combinazione frequente)	M_{freq}	50.4	[kNm]
Momento flettente (combinazione q.p.)	M_{q-p}	50.4	[kNm]

3. Calcolo delle tensione nella combinazione rara

Tensione sul massima sul cls	σ_c	-3.6	[MPa]	OK
Tensione su armatura compressa	σ'_s	-42.3	[MPa]	
Tensione su armatura tesa	σ_s	236.8	[MPa]	OK

4. Calcolo delle tensione nella combinazione frequente

Tensione sul massima sul cls	σ_c	-3.6	[MPa]	
Tensione su armatura compressa	σ'_s	-42.3	[MPa]	
Tensione su armatura tesa	σ_s	236.8	[MPa]	

5. Calcolo delle tensioni nella combinazione quasi permanente

Tensione sul massima sul cls	σ_c	-3.6	[MPa]	OK
Tensione su armatura compressa	σ'_s	-42.3	[MPa]	
Tensione su armatura tesa	σ_s	236.8	[MPa]	OK

Le verifiche risultano soddisfatte.

Verifica a fessurazione

La verifica a fessurazione è condotta secondo quanto riportato all'interno delle NTC18:

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Sensibile Stato limite	Armatura	
				w_k	Poco sensibile 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 $\leq w_1$

Dati di Input

1. Calcestruzzo e Acciaio

Classe calcestruzzo	-	C25/30	[-]
Tensione rottura di calcolo calcestruzzo	f_{cd}	25	[MPa]
Tensione di snervamento dell'acciaio	f_{yd}	450	[MPa]
Tensione di rottura a trazione calcestruzzo	$f_{ct,d}$	2.16	[MPa]

2. Armatura disposta

Armatura compressa

armatura con 1°tipologia ferro	Φ 10	n 4	n 3 Φ 12
armatura con 2°tipologia ferro	Φ 0	n 0	n 0 Φ 0
armatura con 3°tipologia ferro	Φ 0	n 0	n 0 Φ 0
Armatura totale compressa	A'_s	339	[mm ²]

Armatura tesa

armatura con 1°tipologia ferro	Φ 10	n 4	n 3 Φ 12
armatura con 2°tipologia ferro	Φ 0	n 0	n 0 Φ 0
armatura con 3°tipologia ferro	Φ 0	n 0	n 0 Φ 0
Armatura totale tesa	A_s	339.12	[mm ²]

3. Dimensione della sezione

Base	b	250	[mm]
Altezza	h	750	[mm]
Copriferro	c	30	[mm]
coefficiente di omogenizzazione	n	7	[-]

4. Sollecitazioni (combinazione frequente e quasi-permanente)

Momento flettente (condizione rara)	M_{rara}	50.4	[kNm]
Momento flettente (combinazione frequente)	M_{freq}	50.4	[kNm]
Momento flettente (combinazione q.p.)	M_{q-p}	50.4	[kNm]

6. Verifica a fessurazione nella combinazione frequente

Rapporto M_f/M_{freq}	-	1.06	[-]
Coefficienti	β_1	1	[-]
	β_2	0.5	[-]

Deformazione media dell'acciaio	ϵ_{sm}	N.D	[-]
Valore caratteristico di ampiezza delle fessure	w_k	N.D	[mm]
6. Verifica a fessurazione nella combinazione q.p			
Rapporto M_f/M_{freq}	-	1.1	[-]
Coefficienti	β_1	1	[-]
	β_2	0.5	[-]
Deformazione media dell'acciaio	ϵ_{sm}	N.D	[-]
Valore caratteristico di ampiezza delle fessure	w_k	N.D	[mm]

La verifica è soddisfatta in quanto non è raggiunto il valore di limite di fessurazione.

10.9.2 Verifica muretto 25x100 cm

Si riportano di seguito i diagrammi di momento flettente e taglio a SLU cui sono soggetti i muretti oggetto di verifica.

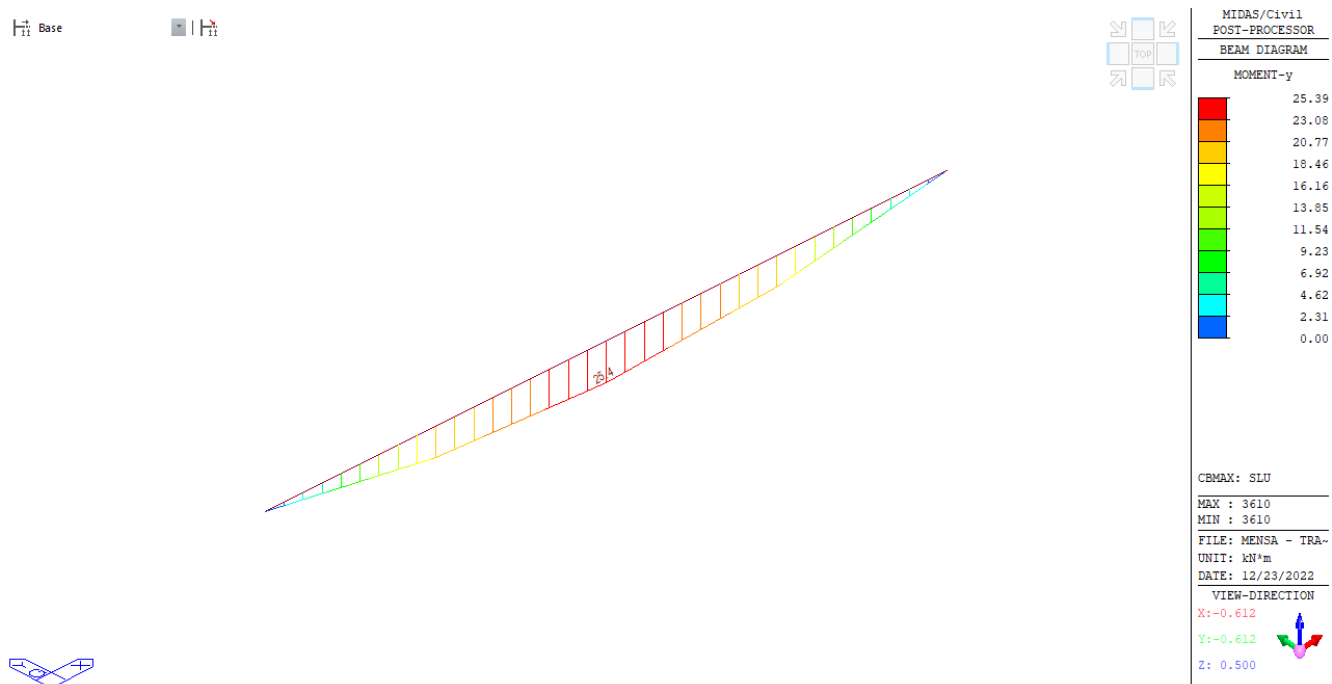


Figura 10.14: Diagramma di momento flettente a SLU [kNm]

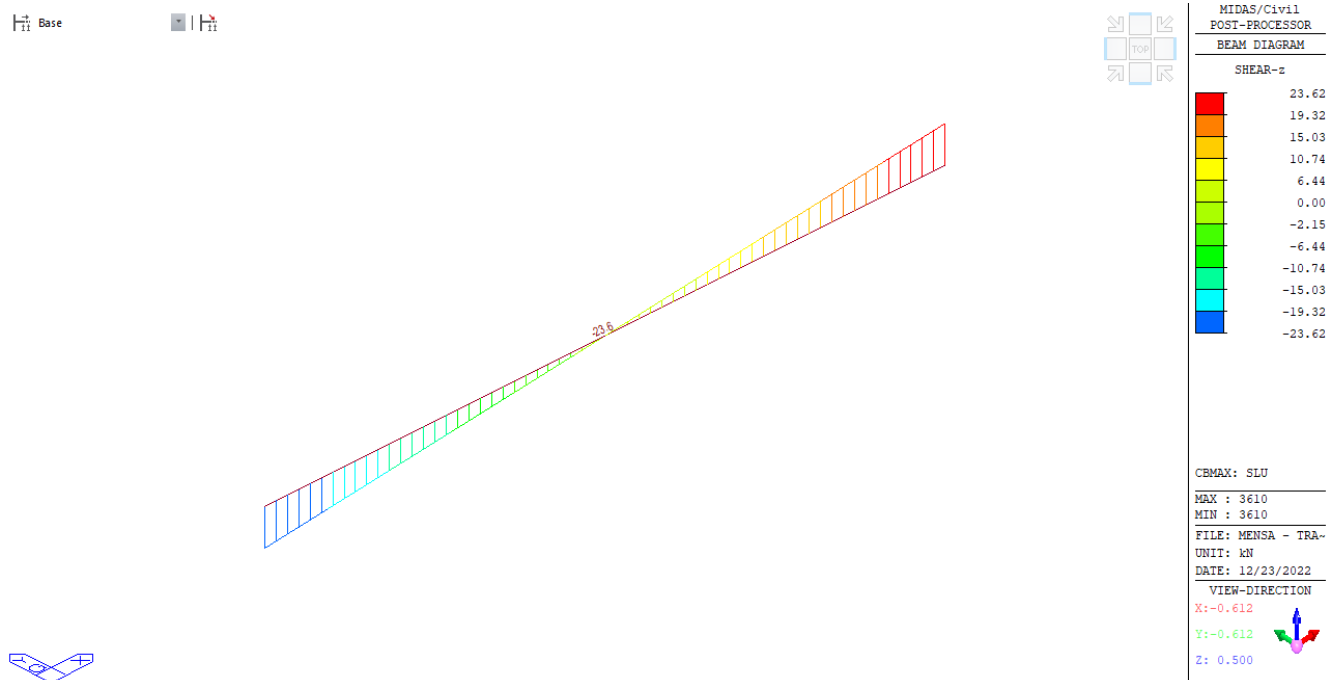


Figura 10.15: Diagramma di taglio verticale [kN]

Verifica a flessione semplice

La verifica a flessione semplice è stata condotta con l'ausilio del programma di calcolo GELFI, a seguito della quale si ottengono i seguenti valori:

Titolo : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	0	100
3	25	100
4	25	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0,79	3	3
2	0,79	3	20,2
3	0,79	3	37,5
4	0,79	3	54,7
5	0,79	3	72
6	0,79	22	3

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 **C25/30**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} N/mm²
 τ_{cl} N/mm²

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.
☐ DXF

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**
M-curvatura
☐ Precompresso

Sollecitazioni

N.	N [kN]	M [kNm]
1	0	25,5

Aggiunge

Valori **Infiltrisci punti**

La verifica risulta soddisfatta avendo inserito un'armatura longitudinale pari a **10 barre $\Phi 10$** , disposte come nella figura precedente.

Verifica a taglio

Si inseriscono staffe circolari chiuse **$\Phi 8$ passo 200 mm**, le quali soddisfano il requisito di armatura minima a taglio, così definito:

$$A_{st,min} = 1,5 \cdot 250 = 375 \text{ mm}^2/m$$

Con:

- b = spessore minimo dell'anima [mm]

$$n_{st} = \frac{A_{st,min}}{nb \cdot A1_{phi}} = 3.7 \cong 4 \text{ per metro lineare}$$

Con:

- n_{st} = numero staffe per metro lineare;
- nb = numero bracci staffe = 2;
- $A1_{phi}$ = area della sezione di una singola staffa [mm²]

$$p_{st,max} = \frac{1}{n_{st}} = 0.250 \text{ m}$$

Con:

- $p_{st,max}$ = passo massimo delle staffe

La scelta progettuale è di un passo pari a **200 mm** il quale risulta cautelativo.

Verifica tensione ammissibile

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 f_{ck} \text{ per combinazione caratteristica}$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 f_{ck} \text{ per combinazione quasi permanente}$$

La tensione massima nell'acciaio $\sigma_{s,max}$ per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 f_{yk}$$

Dati di Input

1. Calcestruzzo e Acciaio

Classe calcestruzzo	-	C25/30	[-]
Tensione rottura di calcolo calcestruzzo	f_{cd}	25	[MPa]
Tensione di snervamento dell'acciaio	f_{yd}	450	[MPa]
Tensione di rottura a trazione calcestruzzo	$f_{ct,d}$	2.16	[MPa]

2. Armatura disposta*Armatura compressa*

armatura con 1°tipologia ferro	Φ 10	n 4	n 3 Φ 12
armatura con 2°tipologia ferro	Φ 0	n 0	n 0 Φ 0
armatura con 3°tipologia ferro	Φ 0	n 0	n 0 Φ 0
Armatura totale compressa	A'_s	339	[mm ²]

Armatura tesa

armatura con 1°tipologia ferro	Φ 10	n 4	n 3 Φ 12
armatura con 2°tipologia ferro	Φ 0	n 0	n 0 Φ 0
armatura con 3°tipologia ferro	Φ 0	n 0	n 0 Φ 0
Armatura totale tesa	A_s	339.12	[mm ²]

3. Dimensione della sezione

Base	b	250	[mm]
Altezza	h	1000	[mm]
Copriferro	c	30	[mm]
coefficiente di omogenizzazione	n	7	[-]

4. Sollecitazioni (combinazione frequente e quasi-permanente)

Momento flettente (condizione rara)	M_{rara}	19.5	[kNm]
Momento flettente (combinazione frequente)	M_{freq}	19.5	[kNm]
Momento flettente (combinazione q.p.)	M_{q-p}	19.5	[kNm]

3. Calcolo delle tensioni nella combinazione rara

Tensione sul massima sul cls	σ_c	-0.9	[MPa]	OK
Tensione su armatura compressa	σ'_s	-10.8	[MPa]	
Tensione su armatura tesa	σ_s	67.5	[MPa]	OK

4. Calcolo delle tensioni nella combinazione frequente

Tensione sul massima sul cls	σ_c	-0.9	[MPa]	
Tensione su armatura compressa	σ'_s	-10.8	[MPa]	
Tensione su armatura tesa	σ_s	67.5	[MPa]	

5. Calcolo delle tensioni nella combinazione quasi permanente

Tensione sul massima sul cls	σ_c	-0.9	[MPa]	OK
Tensione su armatura compressa	σ'_s	-10.8	[MPa]	
Tensione su armatura tesa	σ_s	67.5	[MPa]	OK

Le verifiche risultano soddisfatte.

Verifica a fessurazione

La verifica a fessurazione è condotta secondo quanto riportato all'interno delle NTC18:

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Sensibile Stato limite	Armatura	
				w_k	Poco sensibile 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 $\leq w_1$

Dati di Input

1. Calcestruzzo e Acciaio

Classe calcestruzzo	-	C25/30	[-]
Tensione rottura di calcolo calcestruzzo	f_{cd}	25	[MPa]
Tensione di snervamento dell'acciaio	f_{yd}	450	[MPa]
Tensione di rottura a trazione calcestruzzo	$f_{ct,d}$	2.16	[MPa]

2. Armatura disposta

Armatura compressa

armatura con 1°tipologia ferro	Φ 10	n 4	n 3 Φ 12
armatura con 2°tipologia ferro	Φ 0	n 0	n 0 Φ 0
armatura con 3°tipologia ferro	Φ 0	n 0	n 0 Φ 0
Armatura totale compressa	A'_s	339	[mm ²]

Armatura tesa

armatura con 1°tipologia ferro	Φ 10	n 4	n 3 Φ 12
armatura con 2°tipologia ferro	Φ 0	n 0	n 0 Φ 0
armatura con 3°tipologia ferro	Φ 0	n 0	n 0 Φ 0
Armatura totale tesa	A_s	339.12	[mm ²]

3. Dimensione della sezione

Base	b	250	[mm]
Altezza	h	1000	[mm]
Copriferro	c	30	[mm]
coefficiente di omogenizzazione	n	7	[-]

4. Sollecitazioni (combinazione frequente e quasi-permanente)

Momento flettente (condizione rara)	M_{rara}	19.5	[kNm]
Momento flettente (combinazione frequente)	M_{freq}	19.5	[kNm]
Momento flettente (combinazione q.p.)	M_{q-p}	19.5	[kNm]

6. Verifica a fessurazione nella combinazione frequente

Rapporto M_f/M_{freq}	-	4.82	[-]
Coefficienti	β_1	1	[-]
	β_2	0.5	[-]

Deformazione media dell'acciaio	ϵ_{sm}	N.D	[-]
Valore caratteristico di ampiezza delle fessure	w_k	N.D	[mm]
6. Verifica a fessurazione nella combinazione q.p			
Rapporto M_f/M_{freq}	-	4.8	[-]
Coefficienti	β_1	1	[-]
	β_2	0.5	[-]
Deformazione media dell'acciaio	ϵ_{sm}	N.D	[-]
Valore caratteristico di ampiezza delle fessure	w_k	N.D	[mm]

La verifica è soddisfatta in quanto non è raggiunto il valore di limite di fessurazione.

10.10 Verifica travi di fondazione

Le travi di fondazione in oggetto presentano due sezioni trasversali differenti:

- Sezione 80x40 cm in corrispondenza della cordolatura perimetrale;
- Sezione 60x40 cm in corrispondenza dei muretti interni in cemento armato.

10.10.1 Verifica trave di fondazione 80x40 cm

Si riportano di seguito i diagrammi di momento flettente e taglio a SLU cui sono soggetti le travi oggetto di verifica.

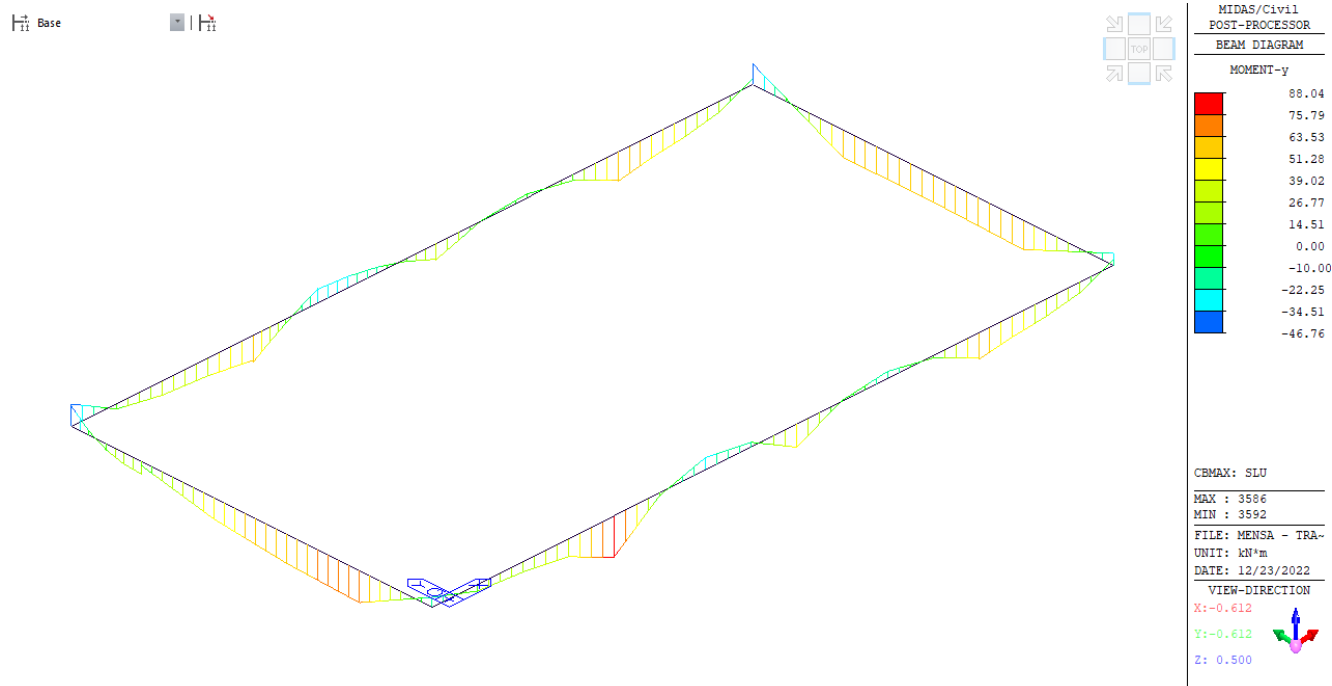


Figura 10.16: Diagramma di momento flettente a SLU [kNm]

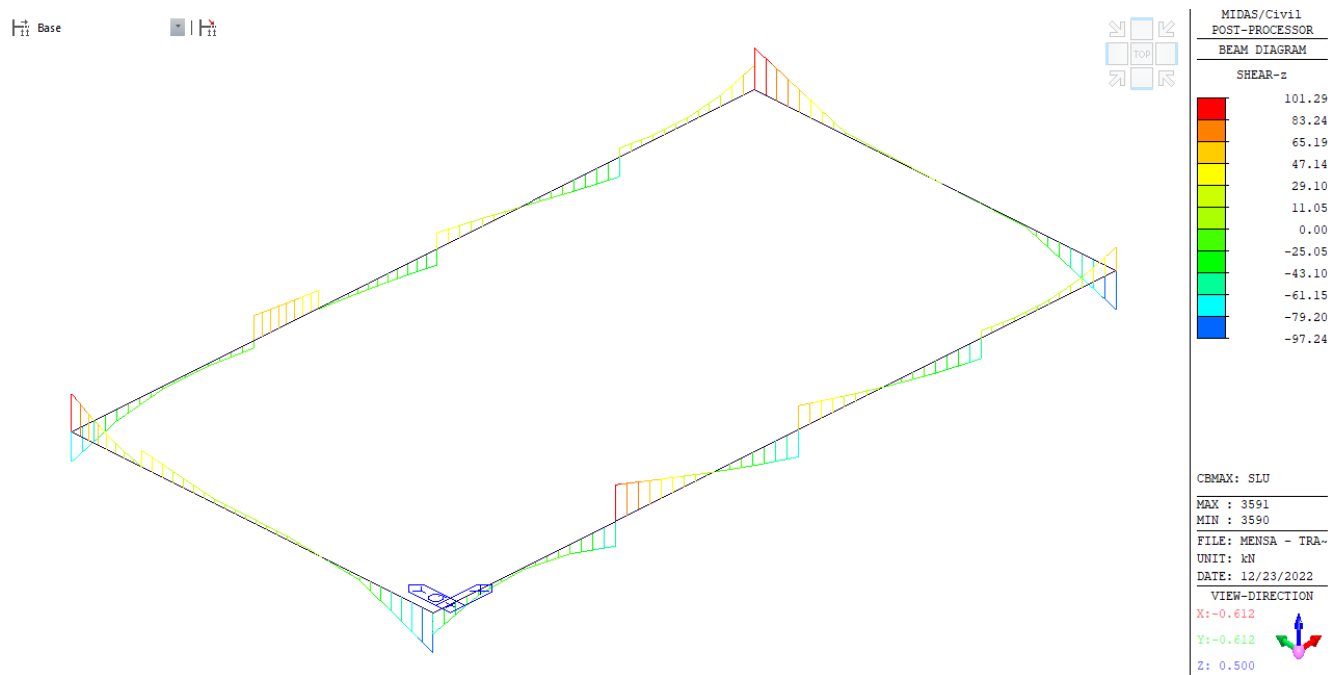


Figura 10.17: Diagramma di taglio verticale [kN]

Verifica a flessione semplice

La verifica a flessione semplice è stata condotta con l'ausilio del programma di calcolo GELFI, a seguito della quale si ottengono i seguenti valori:

Titolo : cordolo posa xlam 15x80

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	0	40
3	80	40
4	80	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
8	1,13	21	37
9	1,13	40	37
10	1,13	59	37
11	1,13	77	37
12	1,13	77	20

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

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C25/30**
 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

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

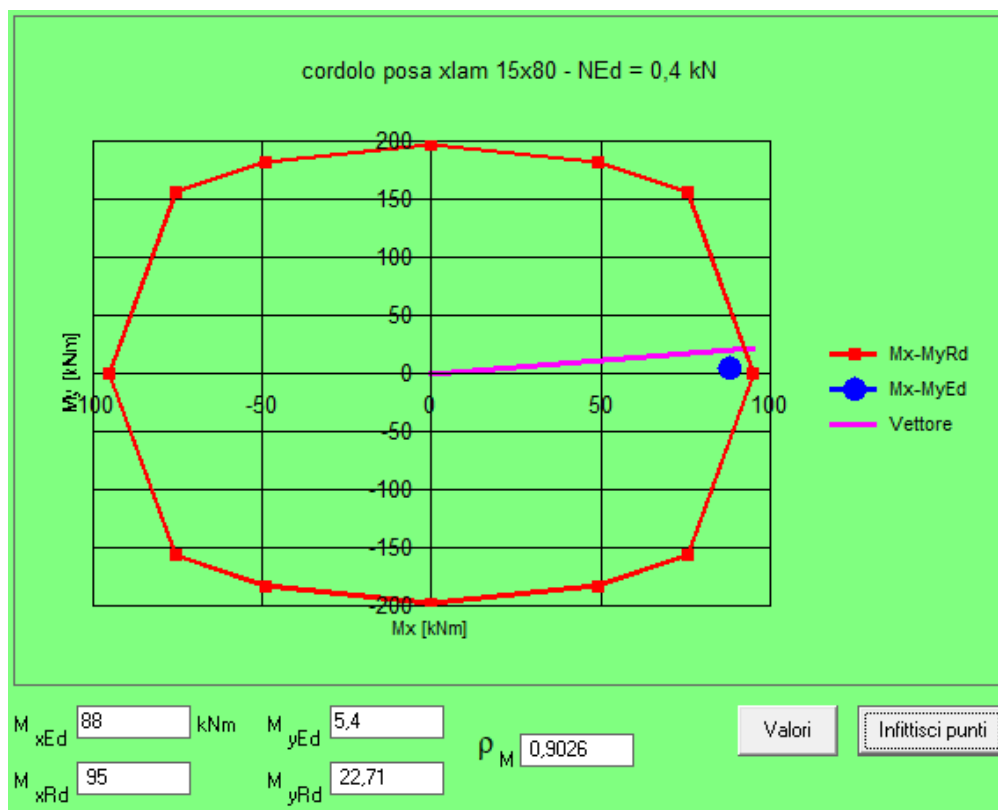
Tipo flessione
☐ Retta ☒ Deviata

N° rett.

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

angolo asse neutro θ°

☐ Precompresso



La verifica risulta soddisfatta avendo inserito un'armatura longitudinale pari a **12 barre $\Phi 12$** , disposte come nella figura precedente.

Verifica a taglio

Si inseriscono staffe circolari chiuse **$\Phi 10$ passo 120 mm**, le quali soddisfano il requisito di armatura minima a taglio, così definito:

$$A_{st,min} = 1,5 \cdot 800 = 1200 \text{ mm}^2/m$$

Con:

- b = spessore minimo dell'anima [mm]

$$n_{st} = \frac{A_{st,min}}{nb \cdot A1_{phi}} = 7.6 \cong 8 \text{ per metro lineare}$$

Con:

- n_{st} = numero staffe per metro lineare;
- nb = numero bracci staffe = 2;
- $A1_{phi}$ = area della sezione di una singola staffa [mm²]

$$p_{st,max} = \frac{1}{n_{st}} = 0.125 \text{ m}$$

Con:

- $p_{st,max}$ = passo massimo delle staffe

La scelta progettuale è di un passo pari a **120 mm** il quale risulta cautelativo.

Verifica tensione ammissibile

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 \text{ fck per combinazione caratteristica}$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 \text{ fck per combinazione quasi permanente}$$

La tensione massima nell'acciaio $\sigma_{s,max}$ per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 \text{ fyk}$$

Dati di Input			
1. Calcestruzzo e Acciaio			
Classe calcestruzzo	-	C25/30	[-]
Tensione rottura di calcolo calcestruzzo	f_{cd}	25	[MPa]
Tensione di snervamento dell'acciaio	f_{yd}	450	[MPa]
Tensione di rottura a trazione calcestruzzo	$f_{ct,d}$	2.16	[MPa]
2. Armatura disposta			
<i>Armatura compressa</i>			
armatura con 1°tipologia ferro	Φ 12	n 5	n 5 Φ 12
armatura con 2°tipologia ferro	Φ 0	n 0	n 0 Φ 0
armatura con 3°tipologia ferro	Φ 0	n 0	n 0 Φ 0
Armatura totale compressa	A'_s	565	[mm ²]
<i>Armatura tesa</i>			
armatura con 1°tipologia ferro	Φ 12	n 5	n 5 Φ 12
armatura con 2°tipologia ferro	Φ 0	n 0	n 0 Φ 0
armatura con 3°tipologia ferro	Φ 0	n 0	n 0 Φ 0
Armatura totale tesa	A_s	565.2	[mm ²]
3. Dimensione della sezione			
Base	b	800	[mm]
Altezza	h	400	[mm]
Copriferro	c	35	[mm]
coefficiente di omogenizzazione	n	7	[-]
4. Sollecitazioni (combinazione frequente e quasi-permanente)			
Momento flettente (condizione rara)	M_{rara}	63.4	[kNm]
Momento flettente (combinazione frequente)	M_{freq}	42	[kNm]
Momento flettente (combinazione q.p.)	M_{q-p}	36.4	[kNm]

3. Calcolo delle tensione nella combinazione rara			
Tensione sul massima sul cls	σ_c	-5.5	[MPa] OK
Tensione su armatura compressa	σ'_s	-43.4	[MPa]
Tensione su armatura tesa	σ_s	330.7	[MPa] OK
4. Calcolo delle tensione nella combinazione frequente			
Tensione sul massima sul cls	σ_c	-3.7	[MPa]
Tensione su armatura compressa	σ'_s	-28.8	[MPa]
Tensione su armatura tesa	σ_s	219.1	[MPa]
5. Calcolo delle tensioni nella combinazione quasi permanente			
Tensione sul massima sul cls	σ_c	-3.2	[MPa] OK
Tensione su armatura compressa	σ'_s	-24.9	[MPa]
Tensione su armatura tesa	σ_s	189.9	[MPa] OK

Le verifiche risultano soddisfatte.

Verifica a fessurazione

La verifica a fessurazione è condotta secondo quanto riportato all'interno delle NTC18:

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Sensibile Stato limite	Armatura	
				w_k	Poco sensibile 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 $\leq w_1$

Dati di Input			
1. Calcestruzzo e Acciaio			
Classe calcestruzzo	-	C25/30	[-]
Tensione rottura di calcolo calcestruzzo	f_{cd}	25	[MPa]
Tensione di snervamento dell'acciaio	f_{yd}	450	[MPa]
Tensione di rottura a trazione calcestruzzo	$f_{ct,d}$	2.16	[MPa]
2. Armatura disposta			
<i>Armatura compressa</i>			
armatura con 1°tipologia ferro	Φ 12	n 5	n 5 Φ 12
armatura con 2°tipologia ferro	Φ 0	n 0	n 0 Φ 0
armatura con 3°tipologia ferro	Φ 0	n 0	n 0 Φ 0
Armatura totale compressa	A'_s	565	[mm ²]
<i>Armatura tesa</i>			
armatura con 1°tipologia ferro	Φ 12	n 5	n 5 Φ 12
armatura con 2°tipologia ferro	Φ 0	n 0	n 0 Φ 0
armatura con 3°tipologia ferro	Φ 0	n 0	n 0 Φ 0
Armatura totale tesa	A_s	565.2	[mm ²]
3. Dimensione della sezione			
Base	b	800	[mm]
Altezza	h	400	[mm]
Copriferro	c	35	[mm]
coefficiente di omogenizzazione	n	7	[-]
4. Sollecitazioni (combinazione frequente e quasi-permanente)			
Momento flettente (condizione rara)	M_{rara}	63.4	[kNm]
Momento flettente (combinazione frequente)	M_{freq}	42	[kNm]
Momento flettente (combinazione q.p.)	M_{q-p}	36.4	[kNm]

6. Verifica a fessurazione nella combinazione frequente

Rapporto M_f/M_{freq}	-	1.15	[-]
Coefficienti	β_1	1	[-]
	β_2	0.5	[-]
Deformazione media dell'acciaio	ϵ_{sm}	N.D	[-]
Valore caratteristico di ampiezza delle fessure	w_k	N.D	[mm]

6. Verifica a fessurazione nella combinazione q.p

Rapporto M_f/M_{freq}	-	1.3	[-]
Coefficienti	β_1	1	[-]
	β_2	0.5	[-]
Deformazione media dell'acciaio	ϵ_{sm}	N.D	[-]
Valore caratteristico di ampiezza delle fessure	w_k	N.D	[mm]

La verifica è soddisfatta in quanto non è raggiunto il valore di limite di fessurazione.

10.10.2 Verifica trave di fondazione 60x40 cm

Si riportano di seguito i diagrammi di momento flettente e taglio a SLU cui sono soggetti i cordoli oggetto di verifica.

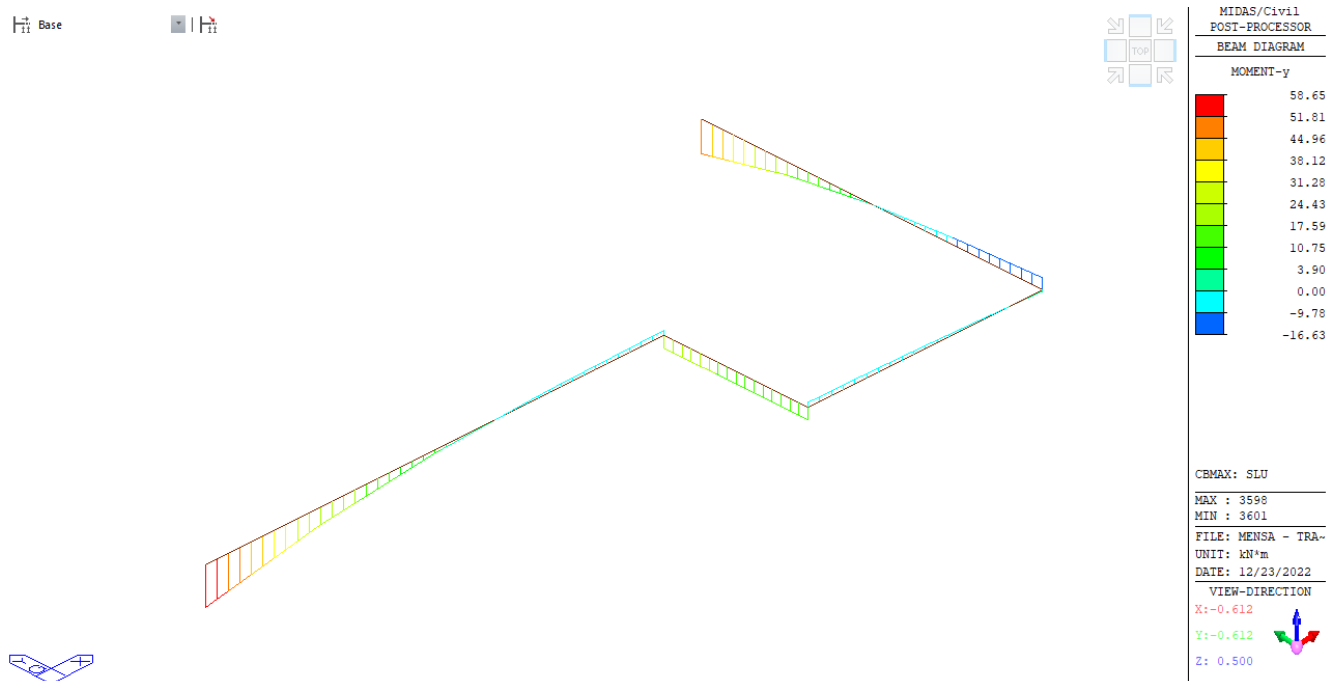


Figura 10.18: Diagramma di momento flettente a SLU [kNm]

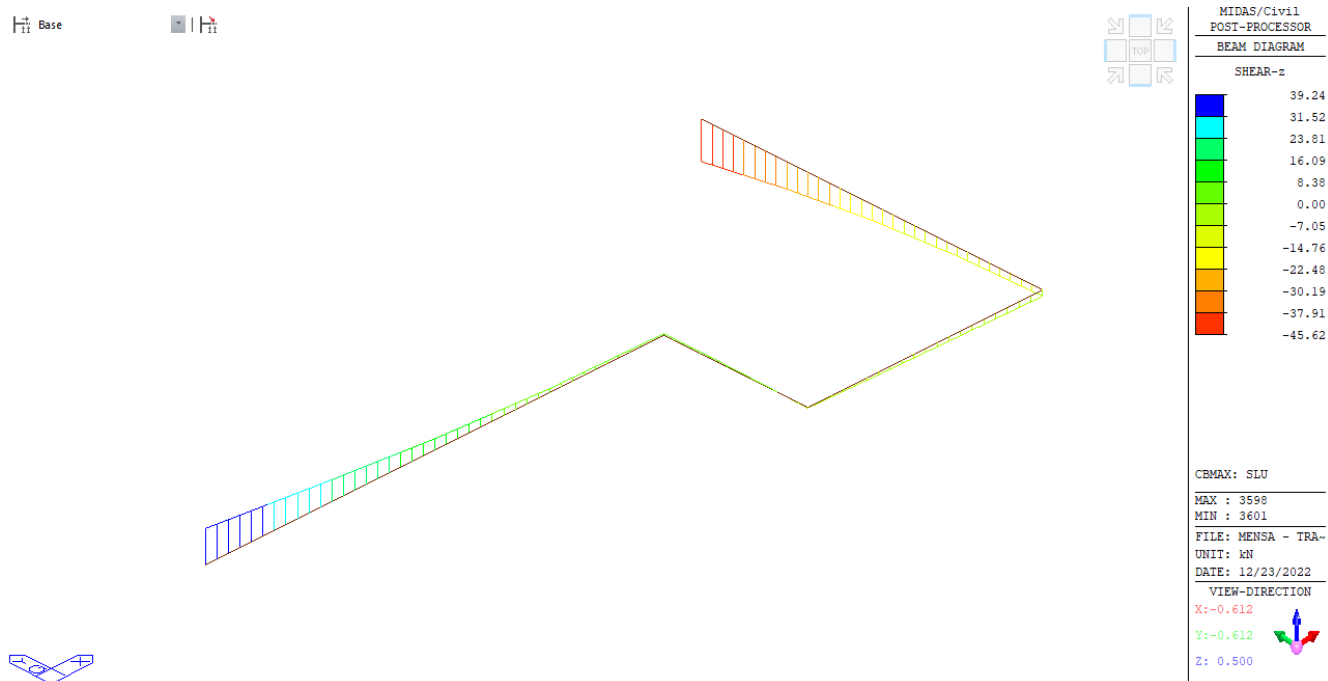


Figura 10.19: Diagramma di taglio verticale [kN]

Verifica a flessione semplice

La verifica a flessione semplice è stata condotta con l'ausilio del programma di calcolo GELFI, a seguito della quale si ottengono i seguenti valori:

Titolo : _____

N° Vertici **Zoom** **N° barre** **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	0	40
3	60	40
4	60	0

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
4	1,13	57	3
5	1,13	57	20
6	1,13	3	20
7	1,13	3	37
8	1,13	21	37
9	1,13	40	37

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

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

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

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C **C25/30**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{c1}

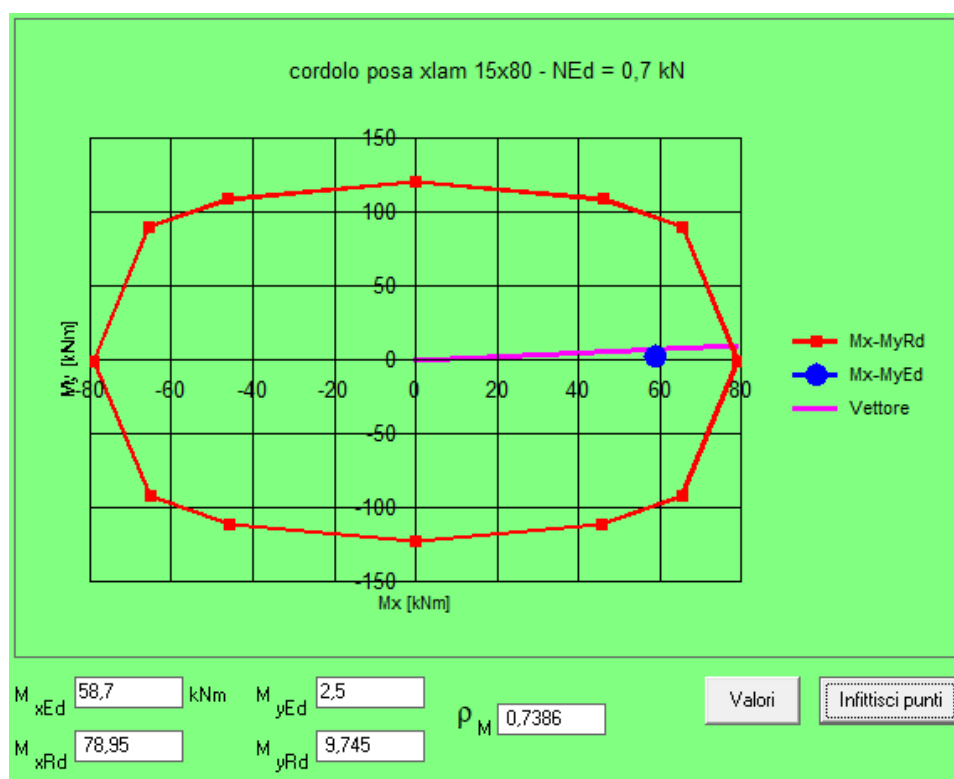
Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.- ☐ Metodo n

Tipo flessione
☐ Retta ☒ Deviata

N° rett.

Calcola MRd **Dominio Mx-My**

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** **angolo asse neutro θ°**
 δ ☐ Precompresso



La verifica risulta soddisfatta avendo inserito un'armatura longitudinale pari a **10 barre $\Phi 12$** , disposte come nella figura precedente.

Verifica a taglio

Si inseriscono staffe circolari chiuse **Φ10 passo 150 mm**, le quali soddisfano il requisito di armatura minima a taglio, così definito:

$$A_{st,min} = 1,5 \cdot 600 = 900 \text{ mm}^2/m$$

Con:

- b = spessore minimo dell'anima [mm]

$$n_{st} = \frac{A_{st,min}}{nb \cdot A1_{phi}} = 5.7 \cong 6 \text{ per metro lineare}$$

Con:

- n_{st} = numero staffe per metro lineare;
- nb = numero bracci staffe = 2;
- $A1_{phi}$ = area della sezione di una singola staffa [mm²]

$$p_{st,max} = \frac{1}{n_{st}} = 0.167 \text{ m}$$

Con:

- $p_{st,max}$ = passo massimo delle staffe

La scelta progettuale è di un passo pari a **150 mm** il quale risulta cautelativo.

Verifica tensione ammissibile

La massima tensione di compressione del calcestruzzo $\sigma_{c,max}$ deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{c,max} \leq 0,60 \text{ fck per combinazione caratteristica}$$

$$\sigma_{c,max} \leq 0,45 \text{ fck per combinazione quasi permanente}$$

La tensione massima nell'acciaio $\sigma_{s,max}$ per effetto delle azioni dovute alla combinazione caratteristica deve rispettare la limitazione seguente:

$$\sigma_{s,max} \leq 0,8 \text{ fyk}$$

1. Calcestruzzo e Acciaio

Classe calcestruzzo	-	C25/30	[-]
---------------------	---	---------------	-----

Tensione rottura di calcolo calcestruzzo	f_{cd}	25	[MPa]
Tensione di snervamento dell'acciaio	f_{yd}	450	[MPa]
Tensione di rottura a trazione calcestruzzo	$f_{ct,d}$	2.16	[MPa]
2. Armatura disposta			
<i>Armatura compressa</i>			
armatura con 1°tipologia ferro	Φ 12	n 4	n 4 Φ 12
armatura con 2°tipologia ferro	Φ 0	n 0	n 0 Φ 0
armatura con 3°tipologia ferro	Φ 0	n 0	n 0 Φ 0
Armatura totale compressa	A'_s	452	[mm ²]
<i>Armatura tesa</i>			
armatura con 1°tipologia ferro	Φ 12	n 4	n 4 Φ 12
armatura con 2°tipologia ferro	Φ 0	n 0	n 0 Φ 0
armatura con 3°tipologia ferro	Φ 0	n 0	n 0 Φ 0
Armatura totale tesa	A_s	452.16	[mm ²]
3. Dimensione della sezione			
Base	b	600	[mm]
Altezza	h	400	[mm]
Copriferro	c	35	[mm]
coefficiente di omogenizzazione	n	7	[-]
4. Sollecitazioni (combinazione frequente e quasi-permanente)			
Momento flettente (condizione rara)	M_{rara}	42.3	[kNm]
Momento flettente (combinazione frequente)	M_{freq}	32.4	[kNm]
Momento flettente (combinazione q.p.)	M_{q-p}	28.9	[kNm]

3. Calcolo delle tensione nella combinazione rara				
Tensione sul massima sul cls	σ_c	-4.8	[MPa]	OK
Tensione su armatura compressa	σ'_s	-38.3	[MPa]	
Tensione su armatura tesa	σ_s	276.3	[MPa]	OK
4. Calcolo delle tensione nella combinazione frequente				
Tensione sul massima sul cls	σ_c	-3.7	[MPa]	
Tensione su armatura compressa	σ'_s	-29.3	[MPa]	
Tensione su armatura tesa	σ_s	211.6	[MPa]	
5. Calcolo delle tensioni nella combinazione quasi permanente				
Tensione sul massima sul cls	σ_c	-3.3	[MPa]	OK
Tensione su armatura compressa	σ'_s	-26.1	[MPa]	
Tensione su armatura tesa	σ_s	188.8	[MPa]	OK

Le verifiche risultano soddisfatte.

Verifica a fessurazione

La verifica a fessurazione è condotta secondo quanto riportato all'interno delle NTC18:

Gruppi di Esigenze	Condizioni ambientali	Combinazione di azioni	Sensibile Stato limite	Armatura	
				w_k	Poco sensibile 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 $\leq w_1$

1. Calcestruzzo e Acciaio

Classe calcestruzzo	-	C25/30	[-]
Tensione rottura di calcolo calcestruzzo	f_{cd}	25	[MPa]
Tensione di snervamento dell'acciaio	f_{yd}	450	[MPa]
Tensione di rottura a trazione calcestruzzo	$f_{ct,d}$	2.16	[MPa]

2. Armatura disposta*Armatura compressa*

armatura con 1°tipologia ferro	Φ 12	n 4	n 4 Φ 12
armatura con 2°tipologia ferro	Φ 0	n 0	n 0 Φ 0
armatura con 3°tipologia ferro	Φ 0	n 0	n 0 Φ 0
Armatura totale compressa	A'_s	452	[mm ²]

Armatura tesa

armatura con 1°tipologia ferro	Φ 12	n 4	n 4 Φ 12
armatura con 2°tipologia ferro	Φ 0	n 0	n 0 Φ 0
armatura con 3°tipologia ferro	Φ 0	n 0	n 0 Φ 0
Armatura totale tesa	A_s	452.16	[mm ²]

3. Dimensione della sezione

Base	b	600	[mm]
Altezza	h	400	[mm]
Copriferro	c	35	[mm]
coefficiente di omogenizzazione	n	7	[-]

4. Sollecitazioni (combinazione frequente e quasi-permanente)

Momento flettente (condizione rara)	M_{rara}	42.3	[kNm]
Momento flettente (combinazione frequente)	M_{freq}	32.4	[kNm]
Momento flettente (combinazione q.p.)	M_{q-p}	28.9	[kNm]

6. Verifica a fessurazione nella combinazione frequente

Rapporto M_f/M_{freq}	-	1.12	[-]
Coefficienti	β_1	1	[-]

	β_2	0.5	[-]
Deformazione media dell'acciaio	ϵ_{sm}	N.D	[-]
Valore caratteristico di ampiezza delle fessure	w_k	N.D	[mm]
6. Verifica a fessurazione nella combinazione q.p			
Rapporto M_f/M_{freq}	-	1.3	[-]
Coefficienti	β_1	1	[-]
	β_2	0.5	[-]
Deformazione media dell'acciaio	ϵ_{sm}	N.D	[-]
Valore caratteristico di ampiezza delle fessure	w_k	N.D	[mm]

La verifica è soddisfatta in quanto non è raggiunto il valore di limite di fessurazione.

11 VERIFICHE GEOTECNICHE

11.1 Caratterizzazione geotecnica del sito

Si considerano i seguenti parametri meccanici del terreno:

$$\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\Phi_{vc} = 36^\circ$$

11.2 Verifica a capacità portante

Per quanto riguarda le verifiche geotecniche, è stato creato un modello di calcolo nel quale la fondazione è stata vincolata per mezzo di un vincolo di incastro ipotizzato nel baricentro della struttura.

Si riporta di seguito il risultato della verifica a capacità portante e scorrimento delle travi di fondazione di sezione 80x40 cm, le quali risultano maggiormente sollecitate. In particolare, si riportano le verifiche per la trave di fondazione (fondazione nastriforme) maggiormente sollecitata nelle due direzioni di piano.

11.2.1 Trave di fondazione 80x40 cm (L=18 m)

Verifica a capacità portante e scorrimento della fondazione

Formula di Brinch-Hansen

$$q_{lim} = 1/2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N(\gamma) \cdot s(\gamma) \cdot i(\gamma) \cdot b(\gamma) \cdot g(\gamma) + c' \cdot N(coes) \cdot s(coes) \cdot d(coes) \cdot i(coes) \cdot b(coes) \cdot g(coes) + q \cdot N(q) \cdot s(q) \cdot d(q) \cdot i(q) \cdot b(q) \cdot g(q)$$

In arancione parametri di input

APPROCCIO 2 - A1+M1+R3 (GEO)

Fond. Nastriforme? SI

Sollecitazioni

Mx	154.60	[kN*m/m]
My	0.00	[kN*m/m]
N	1501.20	[kN/m]
Hy	0.00	[kN/m]
Hx	0.00	[kN/m]
H	0.00	[kN/m]

	P.P	permanente	variabile	
Mx				[kN*m]
My				[kN*m]
N				[kN]
Hy				[kN]
Hx				[kN]
H				[kN]

Coefficienti di combinazione

	γ_{G1}	γ_{G2}	γ_Q
A1	1.3	1.5	1.5

Peso fondazione

$\gamma_{C.A.}$	25.0	[kN/m ³]
$\gamma_{dC.A.}$	25.0	[kN/m ³]

	tang φ	c'	c_u	γ_v
M1	1	1	1	1
	c.portante	scorr.		
R3	2.3	1.1		

$N_{sd,fond}$	144.00 [kN]
$N_{sd,comb}$	1314.00 [kN]

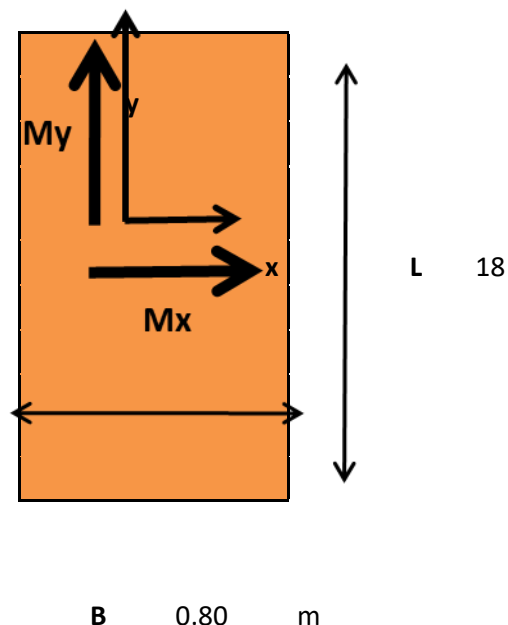
Pianta

Caratteristiche del terreno

c	0.00 [kPa]
φ	36.00 [°]
γ_t	20.00 [kN/m ³]
z p.p. (D)	1.40 [m]
$\varphi'd$	0.63 [rad]
	36.02 [°]
$c'd$	0.00 [kPa]

Dimensione fondazione

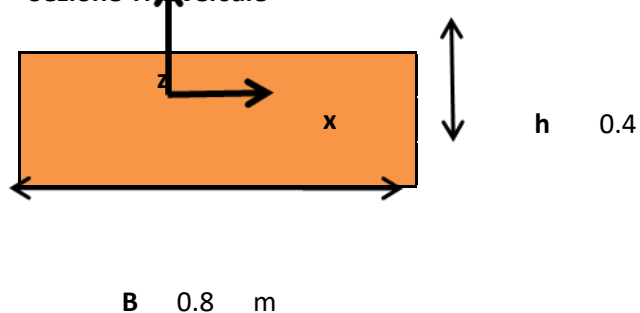
B	0.80 [m]
L	18.00 [m]
h	0.40 [m]
α	0.00 [°]
ω	0 [°]



Base ridotta

q	28.00 [kPa]
e_x	0.000 [m]
e_y	0.103 [m]
Base ridotta	
a	0.80 [m]
b	17.794 [m]

Sezione Trasversale



Coefficienti di Capacità Portante

N_γ	56.48 [-]
$N(\text{coes})$	50.672 [-]
N_q	37.84 [-]

Coefficienti di Forma

s_γ	1.00 [-]
s_q	1.000 [-]
s_c	1.000 [-]

Riduzione per presenza Taglio

m	2.00	[-]
iy	1.000	[-]
iq	1.000	[-]
ic	1.000	[-]

Fattori per inclinazione piano di posa

by	1.00	[-]
bq	1.00	[-]
bc	1.00	[-]

Fattore per inclinazione pendio

gy	1.00	[-]
gq	1.00	[-]
gc	1.00	[-]

Fattore per approfondimento piano di posa

dq	1.26	[-]
dc	1.27	[-]

Calcolo della Capacità Portante

qlim	1786.45	[kPa]
Nlim	11056.74	[kN]
Ed/Rd	0.136	[-]

Ok

Verifica a Scorrimento

Rd	991.53	[kN]
Ed/Rd	0.000	[-]

Ok

Le verifiche di capacità portante e di scorrimento sono soddisfatte.

11.2.2 Trave di fondazione 80x40 cm (L=9.5 m)**Verifica a capacità portante e scorrimento della fondazione****Formula di Brinch-Hansen**

$$q_{lim} = 1/2 \cdot \gamma \cdot B N(\gamma) s(\gamma) i(\gamma) b(\gamma) g(\gamma) + c' N(coes) s(coes) d(coes) i(coes) b(coes) g(coes) + q N(q) s(q) d(q) i(q) b(q) g(q)$$

In arancione parametri di input**APPROCCIO 2 - A1+M1+R3 (GEO)**

Fond. Nastriforme? SI

Sollecitazioni

Mx	173.00	[kN*m/m]
My	6.20	[kN*m/m]
N	802.30	[kN/m]
Hy	0.00	[kN/m]
Hx	0.00	[kN/m]
H	0.00	[kN/m]

	P.P	permanente	variabile	
Mx				[kN*m]
My				[kN*m]
N				[kN]
Hy				[kN]
Hx				[kN]
H				[kN]

Coefficienti di combinazione

	$\gamma G1$	$\gamma G2$	γQ	
A1	1.3	1.5	1.5	
	tang φ	c'	cu	γ_v
M1	1	1	1	1
	c.portante	scorr.		
R3	2.3	1.1		

Peso fondazione

$\gamma_{C.A.}$	25.0	[kN/m ³]
$\gamma_{dC.A.}$	25.0	[kN/m ³]
$N_{sd,fond}$	76.00	[kN]
$N_{sd,comb}$	703.50	[kN]

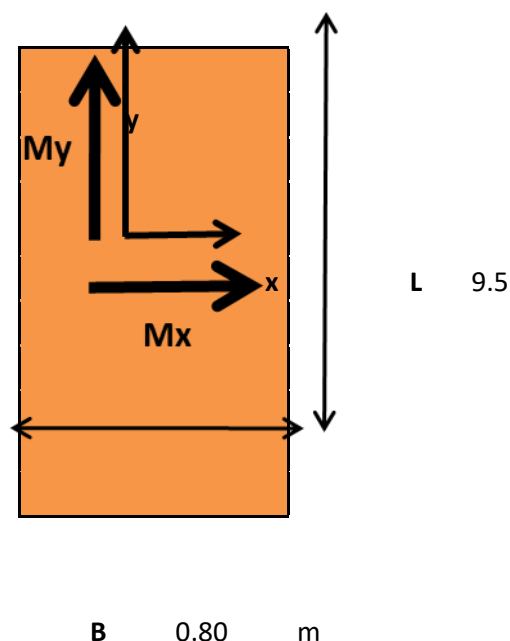
Pianta

Caratteristiche del terreno

c	0.00	[kPa]
φ	36.00	[°]
γ_t	20.00	[kN/m ³]
z p.p. (D)	1.40	[m]
$\varphi'd$	0.63	[rad]
	36.02	[°]
c'd	0.00	[kPa]

Dimensione fondazione

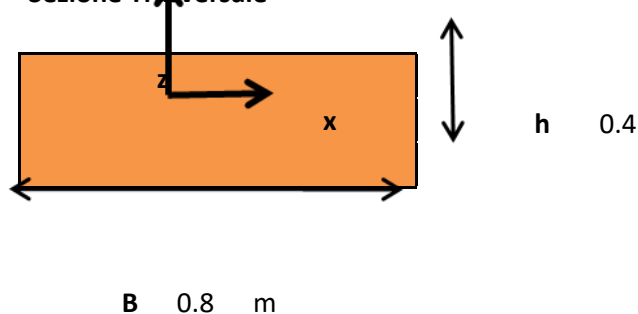
B	0.80	[m]
L	9.50	[m]
h	0.40	[m]
α	0.00	[°]
ω	0	[°]



Base ridotta

q	28.00	[kPa]
ex	0.008	[m]
ey	0.216	[m]
Base ridotta		
a	0.78	[m]
b	9.069	[m]

Sezione Trasversale



Coefficienti di Capacità Portante

N_y	56.48	[-]
N(coes)	50.672	[-]
N_q	37.84	[-]

Coefficienti di Forma

s_y	1.00	[-]
s_q	1.000	[-]
s_c	1.000	[-]

Riduzione per presenza Taglio

m	2.00	[-]
i_y	1.000	[-]
i_q	1.000	[-]
i_c	1.000	[-]

Fattori per inclinazione piano di posa

b_y	1.00	[-]
b_q	1.00	[-]
b_c	1.00	[-]

Fattore per inclinazione pendio

g_y	1.00	[-]
g_q	1.00	[-]
g_c	1.00	[-]

Fattore per approfondimento piano di posa

d_q	1.26	[-]
d_c	1.27	[-]

Calcolo della Capacità Portante

q_{lim}	1777.72	[kPa]
N_{lim}	5499.20	[kN]
Ed/R_d	0.146	[-]

Ok**Verifica a Scorrimento**

R_d	529.91	[kN]
Ed/R_d	0.000	[-]

Ok

Le verifiche risultano soddisfatte.

12 CONCLUSIONI

Le strutture, realizzate così come riportato nella presente relazione di calcolo sono verificate in ogni loro parte. Si rimanda agli elaborati grafici.