




COMUNE di VOGHIERA



PROGRAMMA "SICURO, VERDE E SOCIALE. RIQUALIFICAZIONE DELL'EDILIZIA RESIDENZIALE PUBBLICA" P.C. P.N.R.R.

Via San Leo 10 - Voghenza

Titolare della progettazione  ACER FERRARA C.so V.Veneto, 7 - 44121 Ferrara Servizio Tecnico Dirigente: arch. M.Cenacchi <small>Azienda con sistema qualità certificato in conformità alla normativa ISO 9001:2015</small>	Responsabile unico del procedimento ACER FERRARA Servizio tecnico: arch. M. Cenacchi Coordinamento generale programma ACER FERRARA Servizio tecnico: ing. G. Addesso Progetto architettonico arch. Irene Ferroni Progetto strutture ing. Pierluigi Pascale Progetto impianti ing. Pierluigi Pascale Relazione energetica arch. Irene Ferroni Collaboratori Ing. Mattia Di Fabio
--	---

PROGETTO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA

titolo elaborato Relazione tecnica di PFTE	<table><tr><td>cod. commessa 2105</td><td rowspan="2">codice elaborato ST-P-R02-2</td></tr><tr><td>scala --</td></tr></table>	cod. commessa 2105	codice elaborato ST-P-R02-2	scala --
cod. commessa 2105	codice elaborato ST-P-R02-2			
scala --				

REV 0	Emissione	MARZO 2022
REV 1	INTEGRAZIONI	SETTEMBRE 2022
REV 2	INTEGRAZIONI	OTTOBRE 2022



Indice

1	DESCRIZIONE DEGLI EDIFICI.....	4
2	NORMATIVA DI RIFERIMENTO	7
3	ANALISI DI VULNERABILITA' SISMICA	8
3.1	Informazioni generali sull'analisi svolta	8
3.2	Caratterizzazione geognostica	8
3.3	Azioni sulle costruzioni	9
3.3.1	Azioni verticali	9
3.4	Definizione dell'azione sismica.....	12
3.5	Combinazioni delle azioni	14
3.6	Tipo di analisi svolte	15
3.7	Calcolo del livello di sicurezza	15
3.8	Software di calcolo utilizzato	15
3.9	Sintesi dei risultati	16
4	OBIETTIVI DEGLI INTERVENTI ED IPOTESI PROGETTUALI	17
5	INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO E VERIFICHE DI RESISTENZA.....	18
5.1	Descrizione degli interventi	18
5.1.1	Realizzazione di una cappa collaborante in calcestruzzo armato alleggerito in copertura.....	18
5.1.2	Realizzazione di pareti esterne di controvento.....	18
5.1.3	Rinforzo a flessione negativa delle travi 30x20 esterne in corrispondenza del vano scala mediante la disposizione di un angolare in acciaio S275.....	18
5.2	VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI POST-INTERVENTO.....	19
5.2.1	Modellazione strutturale	19
5.2.2	Sintesi risultati analisi strutturale	20
5.2.3	Deformata strutturale allo SLV	25
5.3	Verifiche elementi strutturali allo SLV	27
5.3.1	Verifica pilastri 30x30 cm	28
5.3.2	Verifica pilastri 25x30 cm	30
5.3.3	Verifica travi 20x45 cm	32
5.3.4	Verifica travi 60x20 cm	34
5.3.5	Verifica travi 30x20 cm	36
5.3.6	Verifica travi del pianerottolo 120x15 cm	38
5.3.7	Verifica travi 45x20 cm	40
5.3.8	Verifica travi 30x35 cm	42
5.3.9	Verifica travi 30x40 cm	44
5.3.10	Verifica travi 35x16 cm.....	46
5.3.11	Verifica travi 50x20 cm.....	48
5.3.12	Verifica travi di colmo 30x23 cm	50
5.3.13	Verifica puntoni di tamponamento	52
5.3.1	Verifica dei nodi perimetrali	53



STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA
Programma "sicuro, verde e sociale riqualificazione dell'edilizia
residenziale pubblica"
via San Leo 10 - localita' Voghenza - Voghiera (FE)

ID File: D24

REV 01

Pag 2 di 87

5.4	PROGETTAZIONE DEI NUOVI ELEMENTI	55
5.4.1	Progetto elementi in elevazione	55
5.4.2	Progetto elementi di fondazione	61
5.4.3	Progetto elemento di collegamento tra i nuovi setti e l'edificio esistente	82
5.4.4	Dimensionamento rinforzo solaio di copertura.....	83
6	CONCLUSIONI	86



PREMESSA

Il presente documento ha come scopo quello di illustrare gli esiti dello Studio di Fattibilità tecnica ed economica condotta per individuare, classificare e valutare le possibili strategie di intervento ipotizzate per conseguire l'adeguamento sismico del fabbricato sito in **VIA SAN LEO 10 - LOCALITA' VOGHENZA - VOGHIERA (FE)** adibito ad uso residenziale. Il dettaglio del documento esplica le proposte di intervento e le connesse implicazioni economiche relativamente al programma denominato *"SICURO, VERDE E SOCIALE. RIQUALIFICAZIONE DELL'EDILIZIA RESIDENZIALE PUBBLICA"*, parte del piano nazionale per gli investimenti complementari (Decreto-Legge 6 maggio 2021, n. 59, come convertito dalla Legge 1° luglio 2021 n. 101), come da Allegato "A" (in seguito, Allegato "A") e Allegato "1" (in seguito, Allegato "1") della Delibera Num. 1851 del 08/11/2021, seduta Num. 51, Giunta Regionale Emilia-Romagna (proposta GPG/2021/1856 del 27/10/2021).

In base ai risultati delle analisi di vulnerabilità del fabbricato, descritti ampiamente nei documenti della precedente fase di analisi e nel seguito sintetizzati, nel presente documento si individuano le strategie di intervento al fine di conseguire l'adeguamento sismico del fabbricato illustrando il livello di sicurezza post-intervento.



1 DESCRIZIONE DEGLI EDIFICI

Il fabbricato in oggetto è sito in **VIA SAN LEO 10 - LOCALITA' VOGHENZA - VOGHIERA (FE)**, ed è composto da **4 appartamenti**.



Figura 1-1: Localizzazione del fabbricato



FOTO 1



FOTO 2



FOTO 3

Si descrive sinteticamente di seguito lo stato di fatto del fabbricato in oggetto.

L'edificio, costruito alla fine degli anni Settanta, è un fabbricato che si sviluppa su 3 livelli, con struttura portante in calcestruzzo armato e pannelli di tamponatura in muratura di mattoni doppio UNI. La struttura in elevazione è caratterizzata da pilastri di sezione 30x30 cm e 25x30 cm e le travi di solaio sono in spessore di solaio con altezza pari a 20 cm.

L'ingombro massimo in pianta dell'edificio è di 20,10 x 9,50 m (superficie lorda pari a circa 191 mq).

Gli impalcati sono in laterocemento, gettati in opera, costituiti da travetti in calcestruzzo armato con interasse di circa 40 cm di altezza 16 cm e soletta di spessore 4 cm, il solaio di sottotetto è costituito da un solaio analogo ai precedenti per geometria ma risulta essere rasato, pertanto senza soletta, mentre il solaio di copertura è della tipologia Varese con travetti prefabbricati e tavellone estradossale pertanto senza soletta. All'interno dell'immobile è presente un vano scala costituito da soletta rampante poggiata su travi in calcestruzzo armato. In corrispondenza del medesimo vano sono state realizzate pareti di tamponamento parallele alla rampa in muratura di mattoni pieni.

La struttura non è regolare in pianta (distribuzione di masse e rigidezze approssimativamente simmetrica rispetto alle due direzioni ortogonali ma non si hanno tutti i solai infinitamente rigidi), mentre è regolare in altezza in quanto non variano masse e rigidezza tra un livello e il successivo.



2 NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Le analisi necessarie alla redazione dello Studio di Fattibilità e la progettazione degli interventi strutturali atti a conseguire l'adeguamento sismico del fabbricato ad uso residenziale fanno riferimento alle norme ed istruzioni elencate nel seguito:

- Decreto Ministeriale 17 gennaio 2018, Ministero delle Infrastrutture, "Norme tecniche per le costruzioni" – **NTC 2018** (G.U. n. 42 del 20/2/2018 suppl. ord. n.8);
- Circolare Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti n. 7 del 21 Gennaio 2019, Istruzioni per l'applicazione delle «Norme tecniche per le costruzioni» di cui al D.M.17/01/2018 – **Circ. 2019** (G.U. n. 35 del 11/2/2019 suppl. ord. n. 5);
- Linee guida per modalità di indagine sulle strutture e sui terreni per i progetti di riparazione, miglioramento e ricostruzione di edifici inagibili (M. Dolce, G. Di Pasquale, C. Moroni, G. Naso, G. Manfredi, C. Modena, A. Prota *et al.*);



3 ANALISI DI VULNERABILITA' SISMICA

3.1 Informazioni generali sull'analisi svolta

L'analisi dell'edificio è stata condotta ai sensi della vigente normativa tecnica e, al fine di implementare correttamente la verifica strutturale, le valutazioni sono state effettuate al termine di una campagna di indagini volta a raccogliere informazioni sulla struttura e sui materiali costituenti.

L'obiettivo dello studio è stato la stima del livello di sicurezza attraverso l'esecuzione di un'**analisi dinamica lineare con fattore di comportamento**. Questa analisi permette, mediante la valutazione dei modi di vibrare della costruzione e nella combinazione degli effetti indotti dall'azione sismica, la determinazione delle azioni sollecitanti sui diversi elementi strutturali considerando tutti quei modi di vibrare la cui massa partecipante è superiore al 5% e fino a raggiungere una massa partecipante totale di almeno l'85%. Il livello di sicurezza è determinato dal confronto tra capacità degli elementi strutturali e la domanda allo Stato Limite considerato.

3.2 Caratterizzazione geognostica

Per l'identificazione e la modellazione geologica, la parametrizzazione geotecnica del volume significativo del terreno e la modellazione sismica secondo le NTC2018, è stata eseguita una prova penetrometrica statica con punta elettrica e piezocono sismico **SCPTU** fino alla profondità di -30,00 m dal p.c.

I principali risultati possono essere sintetizzati come segue:

- i. Generalmente le campagne che circondano l'abitato di Voghenza sorgono su depositi di piana alluvionale, rappresentati principalmente da canali distributori, da argini intercalati a depositi di catino interfluviale. Spesso si rilevano sabbie da medie a fini organizzate in strati decimetrici intercalate a sabbie finissime ed argille limose. Nell'area in esame, si rilevano prevalentemente sedimenti coesivi tipici di ambienti deposizionali di basse energie idrodinamiche intervallate da qualche piccolo banco di sabbie.
- ii. una quota della superficie di falda ad una profondità di -2,00 m dal p.c.

Dalla modellazione sismica del sito, eseguita in base, l'area di sedime dell'edificio rientra in una zona stabile suscettibile di amplificazione sismica per condizioni stratigrafiche.

Per la definizione della categoria di sottosuolo è stata determinata la velocità delle onde di taglio $V_{s,30}$ nei primi 30 m di sottosuolo indagato. Mediante l'impiego di ricevitori (geofoni) sulla punta elettronica della prova penetrometrica e una sorgente di onde in superficie è stato possibile misurare la velocità di propagazione delle onde con il metodo geofisico "downhole". Il valore della velocità delle onde di taglio $V_{s,30}$ risultante dalle indagini è risultata essere pari a **$V_{s,30} = 177 \text{ m/s}$** , pertanto, l'area ricade in una **categoria di sottosuolo D**.

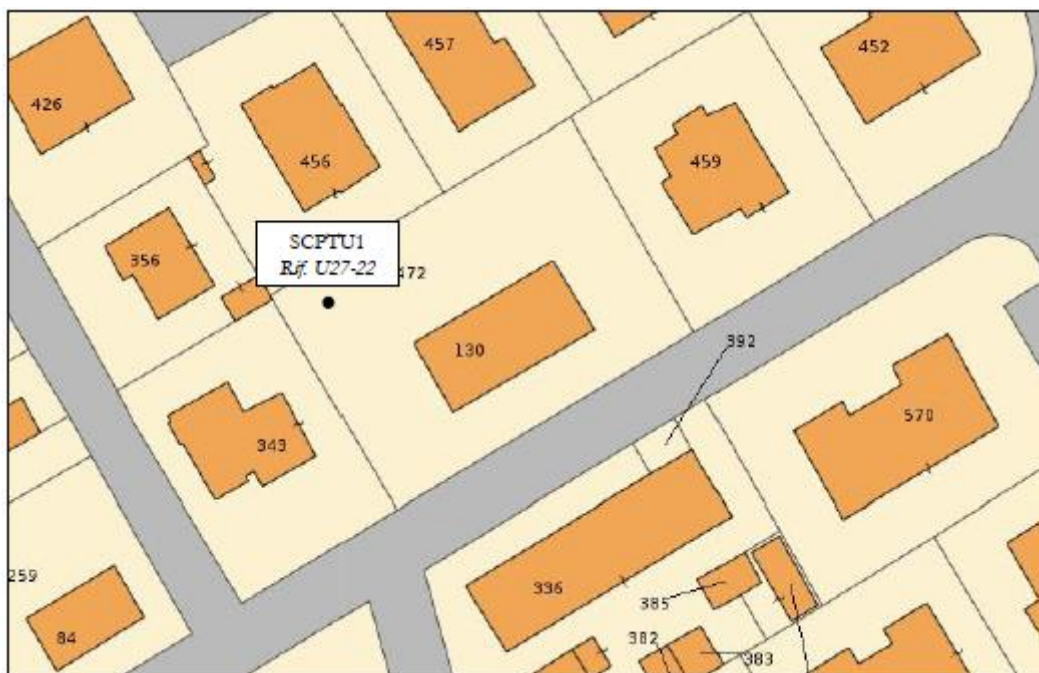


Figura 3-1 Localizzazione delle prove geognostiche

3.3 Azioni sulle costruzioni

Nei paragrafi seguenti vengono riportati i valori delle azioni considerate nell'analisi strutturale dell'edificio in oggetto, sia per l'Analisi di Vulnerabilità Sismica che per la verifica allo Stato di Progetto, ossia per l'analisi del comportamento strutturale post-intervento di adeguamento.

3.3.1 Azioni verticali

3.3.1.1 Carico accidentale

Ai fini delle verifiche svolte si è fatto riferimento, per la definizione dei sovraccarichi variabili, alle NTC 2018. I sovraccarichi assunti nelle verifiche sono quelli previsti per la destinazione di "ambienti ad uso residenziale" e "coperture accessibili per sola manutenzione" – A e H - tabella 3.1.II - "Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni".

Tabella 1 Carichi accidentali

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
Cat. A	Aree per attività domestiche e residenziali	2,00	2,00	1,00
H	Coperture Cat. H Coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione	0.50	1.20	1.00

3.3.1.2 Carico neve

Il fabbricato sito in località Voghenza - Voghiera (FE), e pertanto ricade in Zona II,

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione (§ 3.4.1, NTC 2018):

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



dove:

q_s è il carico neve sulla copertura;

μ_i è il coefficiente di forma della copertura, assunto pari a 0,8;

q_{sk} è il valore caratteristico di riferimento del carico neve al suolo, assunto pari a 1,00 kN/m², essendo la quota del suolo sul livello del mare $a_s < 200$ m;

C_E è il coefficiente di esposizione, assunto pari a 1;

C_t è il coefficiente termico, assunto pari a 1.

Da cui risulta il carico neve di progetto **$q_s = 0,80$ kN/m²**

3.3.1.3 Analisi dei carichi solai

L'analisi dei carichi utilizzata per le verifiche è riportata in seguito.



SOLAIO INTERPIANO – LATEROCEMENTO					
Intonaco	18 kN/m ³	sp.=0.5 cm		0.10	kN/m ²
Solaio in c.a. h = 16 cm	i=40 cm	b =6 cm	h =16 cm	1.50	kN/m ²
Soletta c.a.	25 kN/m ³	sp.=4 cm		1.00	kN/m ²
Massetto	18 kN/m ³	sp.=3.5 cm		0.63	kN/m ²
Pavimento		sp.=3 cm		0.30	kN/m ²
Incidenza tramezze	Peso 2.30 kN/m			1.20	kN/m ²
Totale permanenti				4.73	kN/m²
Accidentale				2.00	kN/m²
SOLAIO SOFFITTO – LATEROCEMENTO RASATO					
Intonaco	18 kN/m ³	sp.=0.5 cm		0.10	kN/m ²
Solaio in c.a. h = 16 cm	i=40 cm	b =6 cm	h =16 cm	1.50	kN/m ²
Totale permanenti				1.60	kN/m²
Accidentale				0.50	kN/m²
SOLAIO COPERTURA – LATEROCEMENTO VARESE					
Solaio Varese h = 16 cm				1.50	kN/m ²
Soletta in c.a. alleggerita	16 kN/m ³			0.64	kN/m ²
Tegole				0.80	kN/m ²
Totale permanenti				2.94	kN/m²
Accidentale				0.80	kN/m²
SOLAIO BALCONE – LATEROCEMENTO					
Solaio in c.a. h = 16 cm	i=40 cm	b =6 cm	h =16 cm	1.50	kN/m ²
Soletta c.a.	25 kN/m ³	sp.=4 cm		1.00	kN/m ²
Massetto	18 kN/m ³	sp.=3.5 cm		0.63	kN/m ²
Pavimento		sp.=3 cm		0.30	kN/m ²
Totale permanenti				3.43	kN/m²
Accidentale				4.00	kN/m²

3.3.1.4 Tamponatura

Il carico della tamponatura è calcolato in base alle caratteristiche geometriche dei pannelli, al netto degli ingombri di travi e pilastri, nonché delle aperture quali porte e finestre, ed in relazione alle caratteristiche dei materiali che le compongono.

In particolare, sulla base delle stratigrafie riscontrate in opera, si sono individuate i seguenti carichi al metro lineare, dipendenti dall'altezza del pannello.

TAMPONATURE ESTERNE					
Intonaco	18 kN/m ³	sp.=1 cm		0.18	kN/m ²
Paramento interno sp. 8 cm	11 kN/m ³	sp.=8 cm		0.88	kN/m ²
Paramento esterno sp. 12.5 cm	11 kN/m ³	sp.=12.5 cm		1.375	kN/m ²
Carico distribuito tamponatura				2.44	kN/m²
Altezza interpiano			h=2.70 m		
Carico lineare tamponatura				6.59	kN/m



TAMPONATURE SCALE

Intonaco	18 kN/m ³	sp.=1 cm	0.18	kN/m ²
Paramento sp. 15 cm	11 kN/m ³	sp.=8 cm	1.65	kN/m ²
Intonaco	18 kN/m ³	sp.=1 cm	0.18	kN/m ²
Carico distribuito tamponatura				2.01 kN/m²

Altezza interpiano h=2.70 m

Carico lineare tamponatura **5.43 kN/m**

3.4 Definizione dell'azione sismica

L'azione sismica è stata calcolata in riferimento agli spettri di risposta elastici in pseudo-accelerazione orizzontale come definito al punto §3.2 delle NTC2018. Quale che sia la probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} considerata, lo spettro di risposta elastico della componente orizzontale è definito dalle espressioni seguenti:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)$$

Dove T e S_e sono, rispettivamente, periodo di vibrazione ed accelerazione spettrale orizzontale, e:

- a_g è l'accelerazione orizzontale massima attesa su suolo rigido, determinata per il sito in cui sorge l'opera, in funzione della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR}
- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S=S_S \cdot S_T$, essendo S_S il coefficiente di amplificazione stratigrafica e S_T il coefficiente di amplificazione topografica. Dalle indagini geotecniche, risulta che la categoria di sottosuolo del fabbricato oggetto di analisi è la categoria C. Quindi i coefficienti S_S e C_C sono pari rispettivamente a:

$$S_S = 1.800 \quad C_C = 2.397$$

Dall'esame della morfologia del sito la topografia è inquadrabile nella categoria T_1 da cui risulta un coefficiente S_T unitario

- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione $\eta=10/(5+\xi) \geq 0,55$, dove ξ (espresso in percentuale) è valutato sulla base di materiali, tipologia strutturale e terreno di fondazione;
- F_o è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore pari a 2,592;
- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato da $T_C = C_C \cdot T_C^*$ dove T_C^* è definito al § 3.2 e C_C è un coefficiente funzione della categoria di sottosuolo;
- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante $T_B = T_C/3$
- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione: $T_D=4,0 \cdot a_g/g + 1,6$.

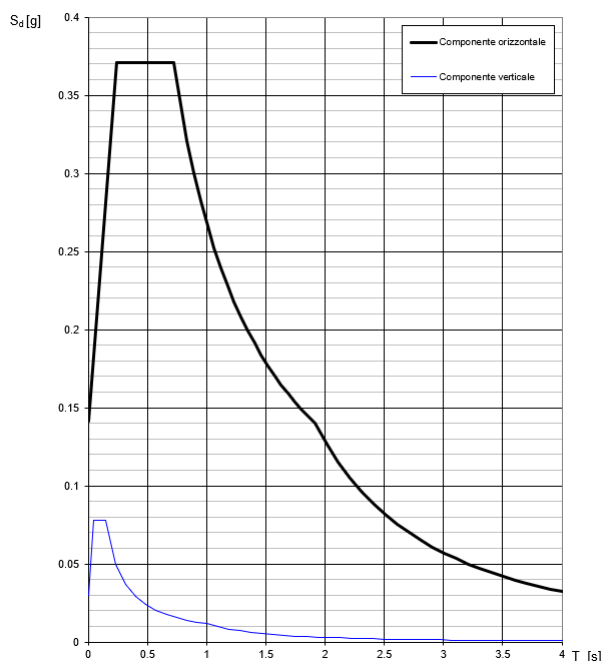


Al fine di determinare il tempo di ritorno (T_R) per il quale viene definito lo spettro di progetto sono stati adottati i seguenti valori di vita nominale, classe d'uso e periodo di riferimento (in accordo con le NTC2018):

- V_N : vita nominale di 50 anni
- C_U : coefficiente di classe d'uso pari a 1,0 (classe d'uso II)
- $P_R = V_N \cdot C_U$ periodo di riferimento pari a 50 anni.

Di conseguenza per lo stato limite considerato (ultimo-salvaguardia della vita, SLV), il periodo di ritorno è pari a 475 anni e lo spettro di riferimento è quello illustrato in Figura 3-2.

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



Parametri indipendenti

STATO LIMITE	SLV
a_g	0.079 g
F_o	2.623
T_c^*	0.335 s
S_s	1.800
C_c	2.160
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.800
η	1.000
T_B	0.241 s
T_C	0.723 s
T_D	1.914 s

Figura 3-2 Spettro elastico SLV - $q=1$

Regolarità in pianta e in altezza della costruzione

Per la valutazione della regolarità strutturale si analizzano i criteri riportati nel §7.2.1. delle NTC2018.

- La distribuzione di masse e rigidezze è pressoché simmetrica rispetto alle due direzioni principali e la forma in pianta è compatta e rettangolare con rapporto tra i lati inferiore a 4. Per contro non tutti gli orizzontamenti hanno una soletta di spessore di almeno 4 cm e questo comporta che la struttura è definita **non regolare in pianta**.
- Tutti gli elementi strutturali sono continui dalla fondazione alla copertura. Nei diversi livelli di impalcato non si hanno variazioni importanti di rigidezza, pertanto, la struttura risulta **regolare in altezza**.

Definite le caratteristiche di regolarità in pianta si prosegue con la definizione del fattore di comportamento da adottare per l'analisi per azioni sismiche della struttura. A tal proposito, eseguendo un'analisi dinamica lineare con fattore di comportamento, seguendo le indicazioni riportate nel § C8.7.2.2.2 della Circolare Esplicativa n°7 del 2019, si farà distinzione tra meccanismi fragili e meccanismi duttili. Nel caso di **meccanismi fragili il fattore di comportamento è definito pari a $q=1,5$** , mentre nel caso di **meccanismi duttili tale fattore è assunto pari ad un valore variabile tra 1,5 e 3,0** sulla base della regolarità della struttura e della capacità dissipativa. Considerando che la struttura in esame non è stata progettata seguendo gli standard di progettazione sismica attuali e date le scarse proprietà dissipative dei pilastri i quali sono caratterizzate principalmente da staffe poste



con un passo non ottimale nelle zone critiche e data la presenza al livello di impalcato di travi in spessore, ai fini dell'analisi della struttura esistente, si adotta, a favore di sicurezza un **fattore di comportamento per meccanismi duttili pari a $q=1,5$** , analogo al fattore adottato per meccanismi fragili.

Noto il fattore di comportamento, è possibile definire lo **spettro di risposta di progetto** riportato nelle figure seguenti.

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

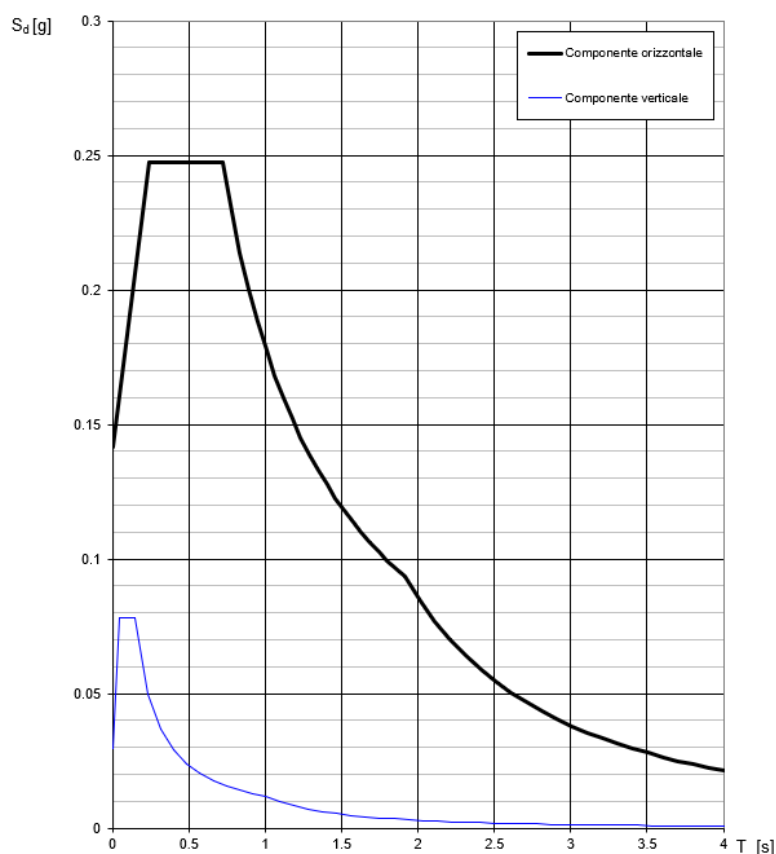


Figura 3-3 – Spettro di risposta di progetto – Componente orizzontale con $q=1,5$

3.5 Combinazioni delle azioni

Le verifiche allo stato limite ultimo vengono condotte considerando la combinazione fondamentale:

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

Dove il coefficiente di sicurezza γ_G vale generalmente 1,3 per i carichi permanenti e per i carichi permanenti non strutturali, mentre il coefficiente di sicurezza per le azioni variabili γ_Q vale 1,5.

Ai fini delle verifiche SLV si fa riferimento alla combinazione sismica:

$$G_1 + G_2 + P + E + \sum_i \psi_{2i} \cdot Q_{ki}$$

dove:

- G_1 : rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi strutturali, il peso proprio del terreno quando pertinente, le forze indotte dal terreno (esclusi gli effetti di carichi variabili applicati al terreno), le forze risultanti dalla pressione dell'acqua (quando si configurino costanti nel tempo);
- G_2 : rappresenta il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali;



- P: rappresenta pretensione e precompressione;
- Q_{ki} : rappresenta il valore caratteristico della i-esima azione variabile;
- Ψ_{2i} : sono coefficienti di combinazione per tenere conto della ridotta probabilità di concomitanza delle azioni variabili con i rispettivi valori caratteristici;
- E: rappresenta l'azione sismica per lo stato limite e per la classe di importanza in esame.

I valori di riferimento per i coefficienti di combinazione sono rilevati dalla tabella 2.5. I delle NTC 2018:

Tabella 2 Coefficienti di combinazione delle azioni

Categoria / Azione variabile	Ψ_{0i}	Ψ_{1i}	Ψ_{2i}
<i>Categoria A – Ambienti ad uso residenziale</i>	0,7	0,5	0,3
<i>Categoria H – Coperture accessibili per sola manutenzione</i>	0,0	0,0	0,0
<i>Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)</i>	0,5	0,2	0,0

3.6 Tipo di analisi svolte

Oltre alle analisi allo SLU per carichi gravitazionali, la vulnerabilità sismica del fabbricato è stata valutata attraverso analisi modali con spettro di risposta di progetto adottando un fattore di comportamento pari a **$q=1,5$** . Essendo la struttura posta in zona sismica è necessario realizzare un **modello di calcolo che simuli quanto più fedelmente possibile il suo comportamento reale**. A tale scopo vengono sviluppati modelli tridimensionali agli elementi finiti, tanto sotto l'effetto dei carichi gravitazionali quanto sotto l'effetto delle azioni sismiche.

Attraverso un solutore di calcolo agli elementi finiti (MidasGen), i pilastri e le travi sono modellate come elementi *beam*. Gli elementi al piano terra inoltre vengono modellati come incastrati alla base.

3.7 Calcolo del livello di sicurezza

L'indice di sicurezza è dato dal rapporto tra capacità e domanda. In particolare, per verifiche rispetto alle azioni sismiche, viene definito il rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe per il progetto di una nuova costruzione.

È evidente come, all'aumentare di ζ_E migliora la resistenza strutturale nei confronti del sisma di progetto e, in particolare, se è maggiore di 1 la struttura risulta adeguata mentre, al contrario, se è minore di 1, l'edificio presenta delle vulnerabilità.

3.8 Software di calcolo utilizzato

Al fine di eseguire le analisi di vulnerabilità sismica dell'edificio è stato implementato un modello tridimensionale agli elementi finiti mediante il software Midas Gen 2019 v1.2. Un attento esame preliminare della documentazione a corredo del software ha consentito di valutarne l'affidabilità. La documentazione fornita dal produttore del software contiene un'esauriente descrizione delle basi teoriche, degli algoritmi impiegati e l'individuazione dei campi d'impiego. Ad ogni modo i risultati delle elaborazioni sono stati sottoposti a controlli dallo scrivente. Il "check" ha compreso il confronto con i risultati di semplici calcoli, eseguiti con metodi tradizionali. Inoltre, sulla base di considerazioni riguardanti gli stati tensionali e deformativi determinati, si è valutata la validità delle scelte operate in sede di schematizzazione e di modellazione della struttura e delle azioni.



3.9 Sintesi dei risultati

I paragrafi seguenti sintetizzano i risultati delle analisi condotte e successivamente delle verifiche condotte sul fabbricato in esame, ossia:

- **Verifiche allo Stato Limite Ultimo per carichi gravitazionali (SLU);**
- **Verifiche allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).**

La Tabella 3 seguente riepiloga i livelli di sicurezza calcolati per i soli carichi gravitazionali allo SLU, in combinazione fondamentale, ottenuti tramite analisi lineare.

STATO LIMITE	Livello di sicurezza ($\zeta_{v,i}$)			
	TRAVI		PILASTRI	
	TAGLIO	FLESSIONE	PRESSO-FLESSIONE	TAGLIO
Ultimo (Comb. fondamentale)	>1.00	>1.00	>1.00	>1.00

Tabella 3: Livelli di sicurezza per soli carichi gravitazionali allo SLU

Più in dettaglio **tutti gli elementi strutturali risultano verificati allo SLU.**

La Tabella 4 **Errore. L'origine riferimento non è stata trovata.** seguente riepiloga invece i livelli di sicurezza degli elementi strutturali determinati mediante analisi dinamica con fattore di comportamento. Il **livello di sicurezza minimo**, derivante dalle verifiche dei meccanismi duttili, è **pari a $\zeta_E = 0.16$ per le travi e a $\zeta_E = 0.15$ per i pilastri.**

STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA	TRAVI	PILASTRI
Verifica Meccanismi Duttile	0.16	0.15
Verifica Meccanismi Fragili	0.31	0.26

Tabella 4: Livelli di sicurezza per azioni sismiche allo SLV



4 OBIETTIVI DEGLI INTERVENTI ED IPOTESI PROGETTUALI

L'obiettivo degli interventi sul fabbricato oggetto del presente Studio di Fattibilità è il raggiungimento, in linea con quanto previsto dalle NTC2018 al §8.4.3, di un livello di sicurezza sismico corrispondente a $\zeta_E \geq 0.80$.

Di seguito vengono descritti gli interventi necessari al raggiungimento dell'adeguamento della struttura.

Affinché si possa raggiungere una condizione di adeguamento della struttura senza la necessità di liberare gli alloggi dai nuclei occupanti sono stati individuati i seguenti interventi:

- *Realizzazione di una cappa collaborante in calcestruzzo armato alleggerito sul solaio di copertura al fine di creare un piano rigido in copertura e regolarizzare il comportamento della struttura e di distribuire le azioni sismiche sull'ultimo livello fuori terra;*
- *Realizzazione di pareti esterne di controvento in struttura mista calcestruzzo e acciaio, fondate su plinti isolati su pali, le quali andranno ad assorbire, per la presenza di piani rigidi su tutti gli impalcati, la gran parte delle azioni sismiche, sgravando dunque la struttura in elevazione originaria evitando dunque il rinforzo di questi ultimi;*
- *Rinforzo a momento flettente negativo delle travi 30x20 cm sul vano scala mediante ancoraggio con spinotti di angolari a lati disuguali.*



5 INTERVENTI DI ADEGUAMENTO SISMICO E VERIFICHE DI RESISTENZA

Di seguito si riporta una descrizione dettagliata degli interventi finalizzati al raggiungimento degli obiettivi previsti ed alcuni grafici ed immagini esemplificativi di essi ricavati da lavori simili svolti.

5.1 Descrizione degli interventi

5.1.1 Realizzazione di una cappa collaborante in calcestruzzo armato alleggerito in copertura

Sulla copertura dell'edificio si ha un solaio rasato che non garantisce una distribuzione ottimale delle azioni sismiche. Per rendere efficace il successivo intervento di realizzazione di controventi esterni è necessario realizzare una soletta collaborante in calcestruzzo alleggerito connesso alle travi Varese della copertura. Tale intervento oltre a garantire una distribuzione più ottimale delle azioni sismiche garantisce inoltre un aumento del carico utile del solaio senza importanti aumenti dei carichi globali.

5.1.2 Realizzazione di pareti esterne di controvento

L'intervento principale consta nella realizzazione di setti composti acciaio/calcestruzzo di sezione trasversale 40x200 cm posti esternamente al fabbricato e connessi a quest'ultimo al livello dei solai. Tali elementi di controvento esterno sono volti ad incrementare la capacità del sistema sismo-resistente originario. Tali setti agiscono come mensole di contrasto, ancorati a terra mediante plinti su pali di medio diametro, le quali, per la presenza di un piano rigido di impalcato, assorbono la maggioranza delle azioni sismiche di piano, sgravando la struttura in elevazione originaria.

5.1.3 Rinforzo a flessione negativa delle travi 30x20 esterne in corrispondenza del vano scala mediante la disposizione di un angolare in acciaio S275

L'intervento consta nel rinforzare a flessione le due travi di sezione 30x20 poste all'esterno del vano scala mediante l'ancoraggio con spinotti inghisati nella trave sullo spigolo superiore della trave di un angolare a lati disuguali in acciaio S275.



5.2 VERIFICHE ELEMENTI STRUTTURALI POST-INTERVENTO

5.2.1 Modellazione strutturale

Nel modello, tutti i componenti strutturali quali travi e pilastri sono stati implementati come elementi di tipo beam. I solai di interpiano, essendo caratterizzati da una soletta piena di spessore pari a 4 cm sono modellati come infinitamente rigidi nel loro piano, mentre i vincoli esterni, alla base dei pilastri del piano terra, sono considerati degli incastri che impediscono tutte le rotazioni e tutte le traslazioni.

Per quanto concerne gli elementi non strutturali quali ad esempio le tramezzature sono stati modellati solo come masse e come carichi. In particolare le tramezzature interne sono state considerate con un'incidenza equivalente su tutto il solaio mentre i tamponamenti esterni di carico maggiore sono stati considerati nella loro posizione effettiva. Unicamente per il tamponamento interno in corrispondenza del vano scala è stato introdotto il contributo irrigidente in quanto le pareti perimetrali, essendo a sacco con gli elementi più rigidi posti in esterna a faccia vista, non sono completamente aderenti con il telaio in c.a.

Gli elementi di controvento sono modellati come incastrati alla base e vincolati alla struttura, al livello del solaio mediante un collegamento rigido in acciaio. In particolare nel modello sono stati inseriti elementi truss, pertanto incernierati alle estremità realizzati mediante profili HEB260, necessari alla trasmissione delle azioni dalla struttura esistente ai nuovi elementi.

Il modello di calcolo è quello illustrato nella seguente figura.

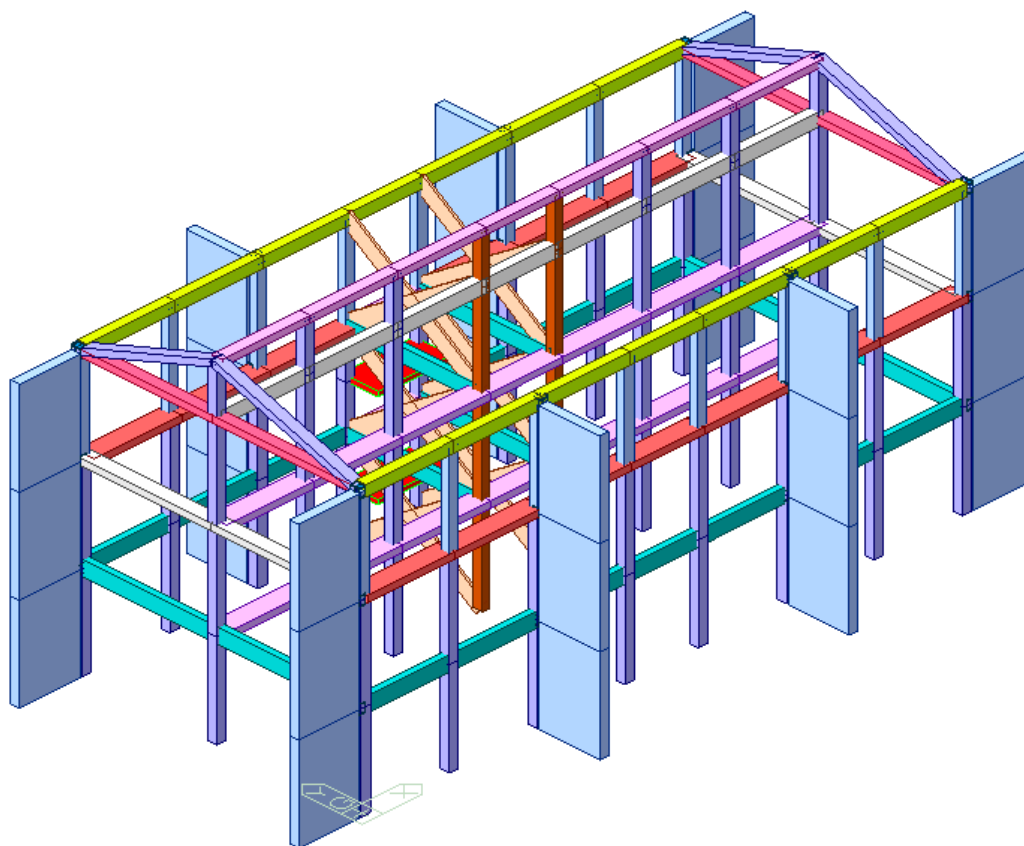


Figura 4: Modello globale 3D



5.2.2 Sintesi risultati analisi strutturale

Le verifiche sono condotte secondo il criterio semiprobabilistico degli stati limite, utilizzando un fattore di comportamento pari a 1,5 (struttura poco dissipativa), pertanto non si richiede alla struttura una grande duttilità e capacità dissipativa, se non a livello dei materiali. Nei paragrafi a seguire si riportano le caratteristiche di sollecitazione allo SLV.

5.2.2.1 Caratteristiche di sollecitazione allo SLV

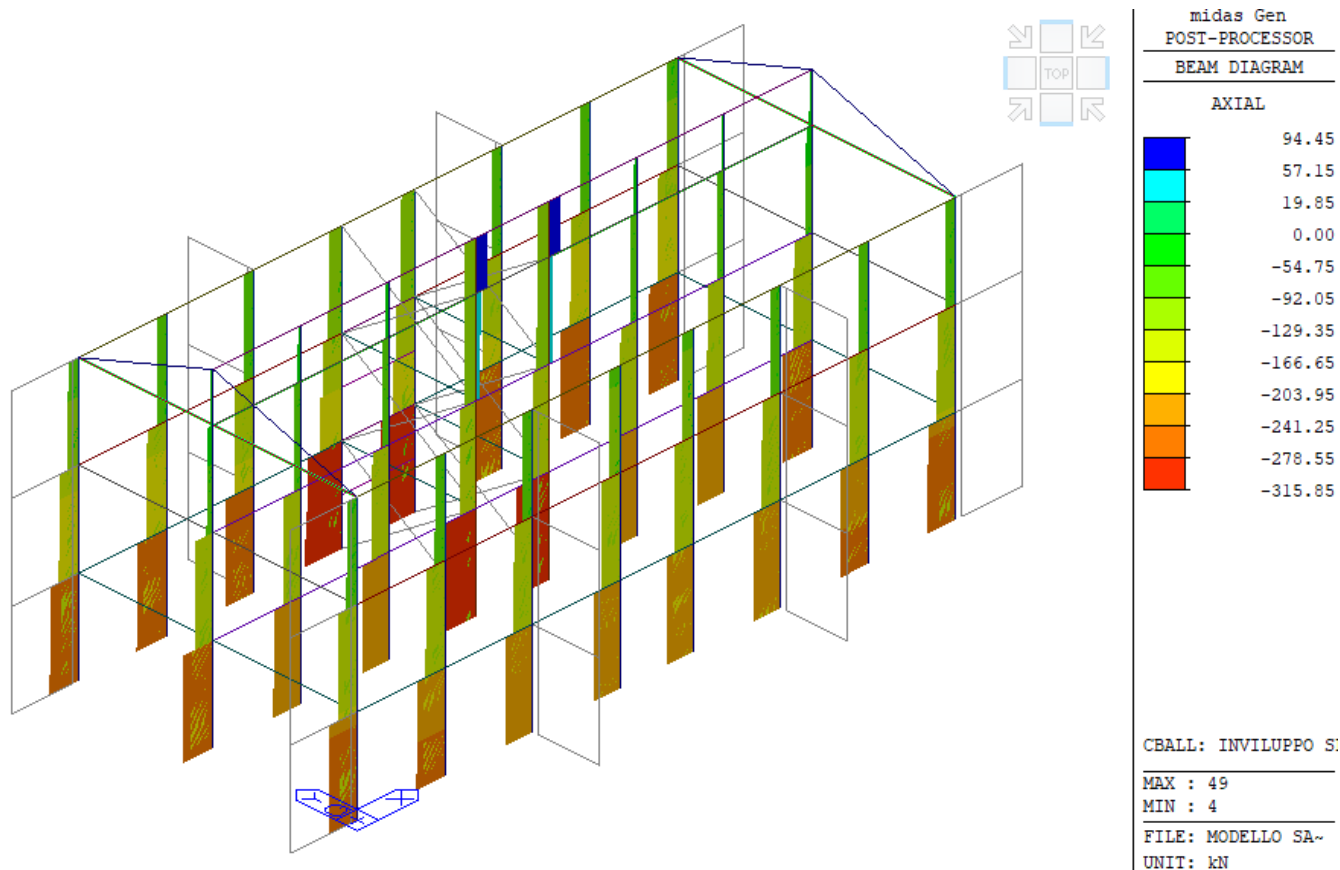


Figura 5-5: Diagramma di involucro dello Sforzo Normale N allo SLV

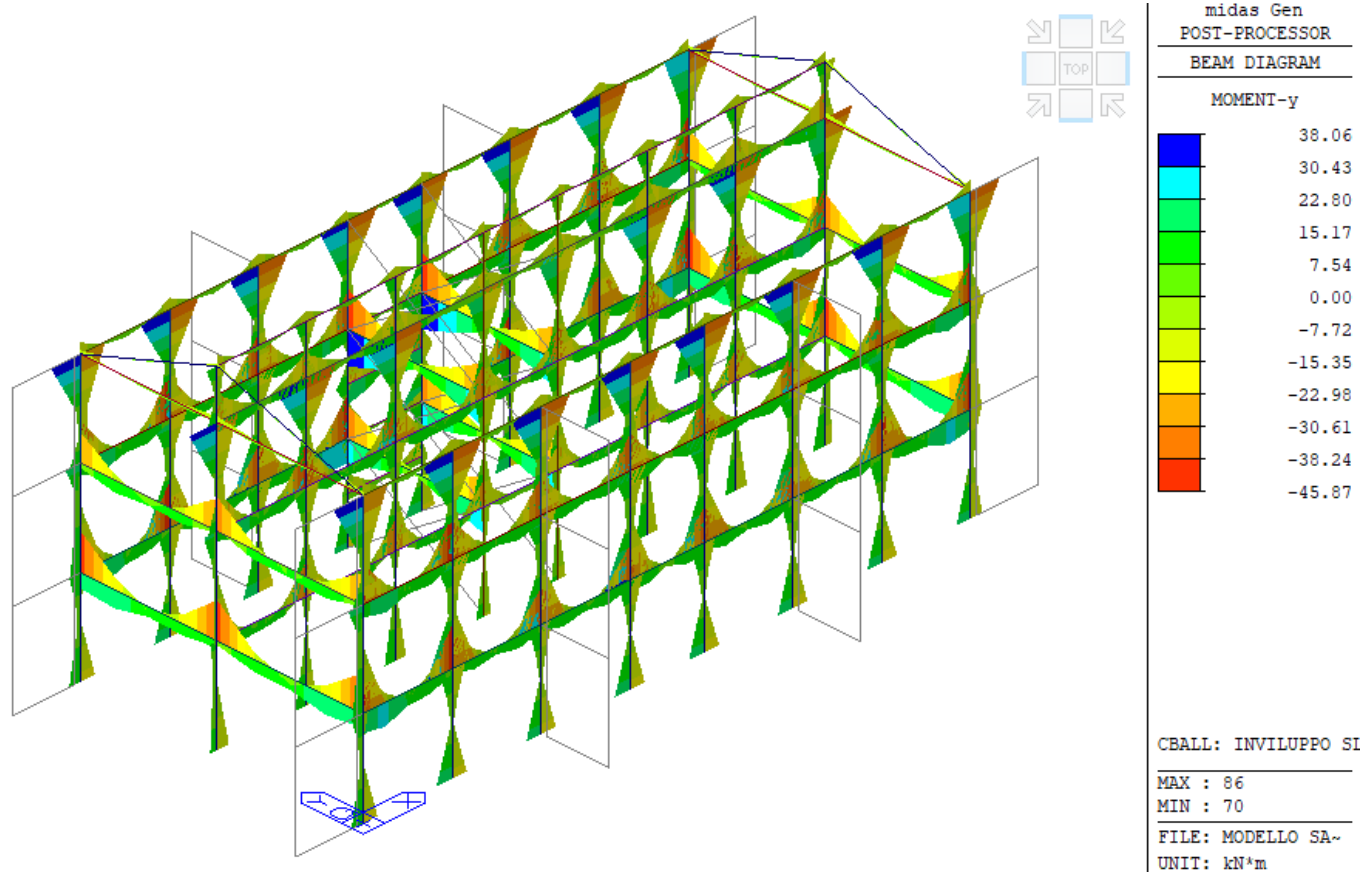


Figura 5-6: Diagrammi di involucro del Momento Flettente y allo SLV

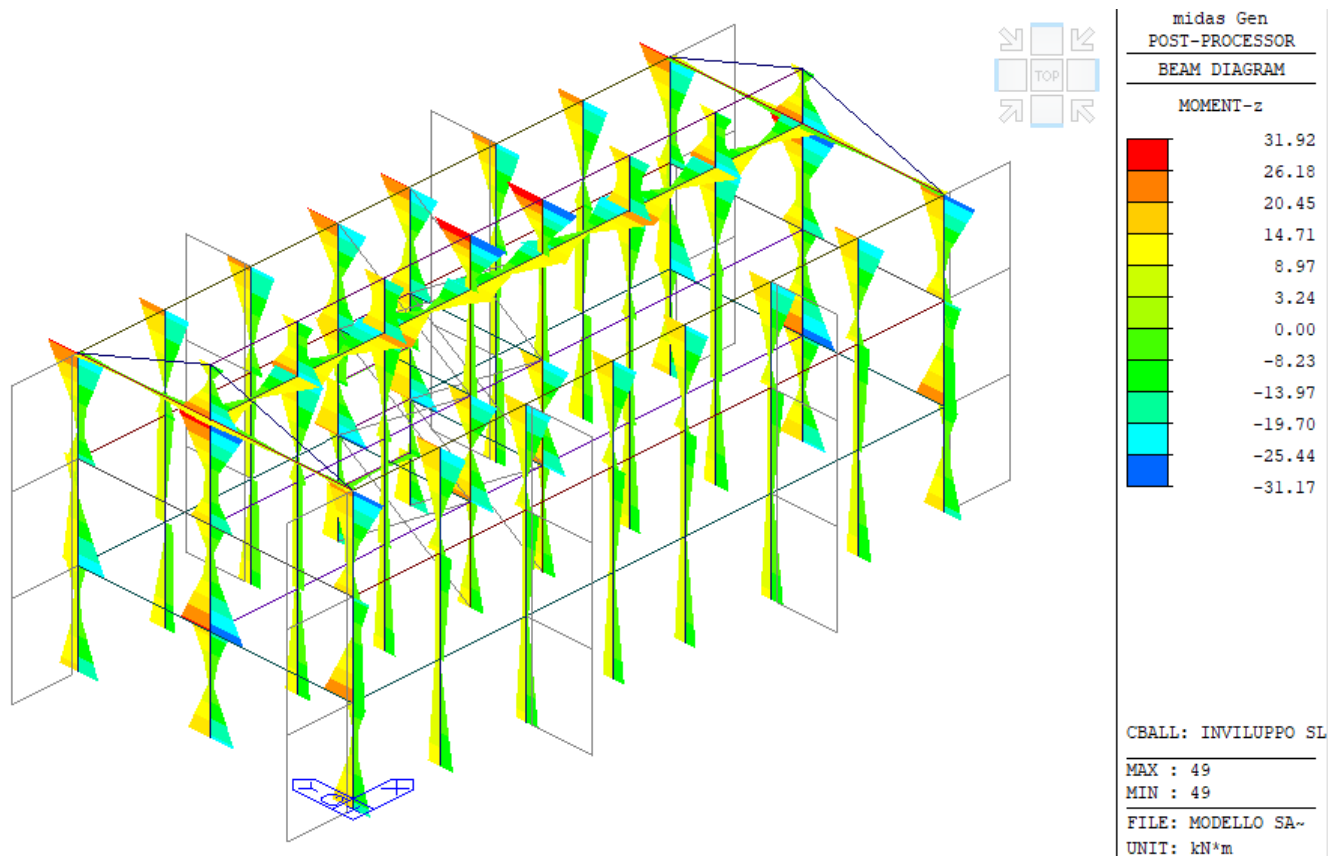


Figura 5-7: Diagrammi di involucro del Momento Flettente z allo SLV

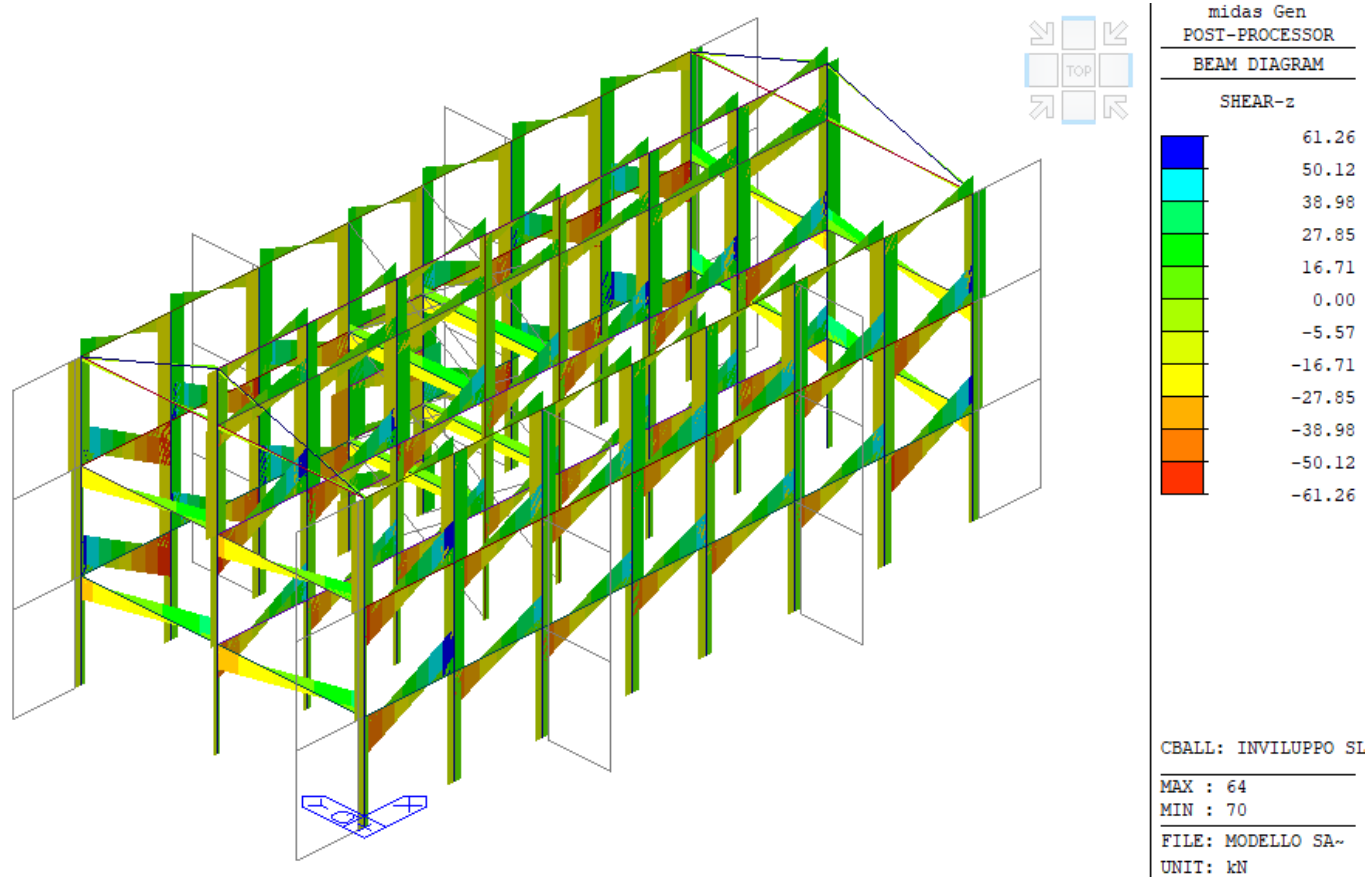


Figura 5-8: Diagramma di inviluppo del Taglio z allo SLV

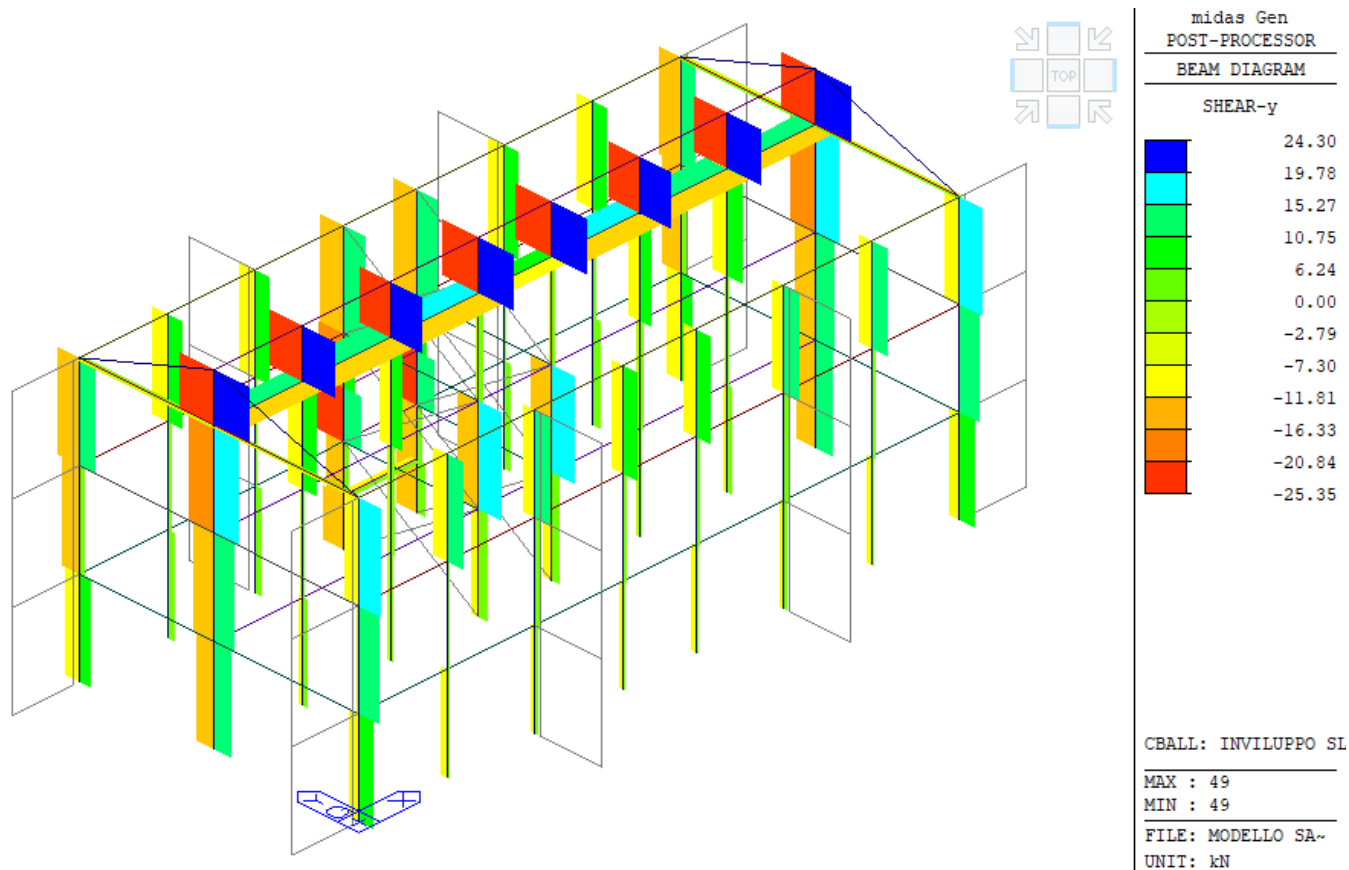


Figura 5-9: Diagramma di inviluppo del Taglio y allo SLV

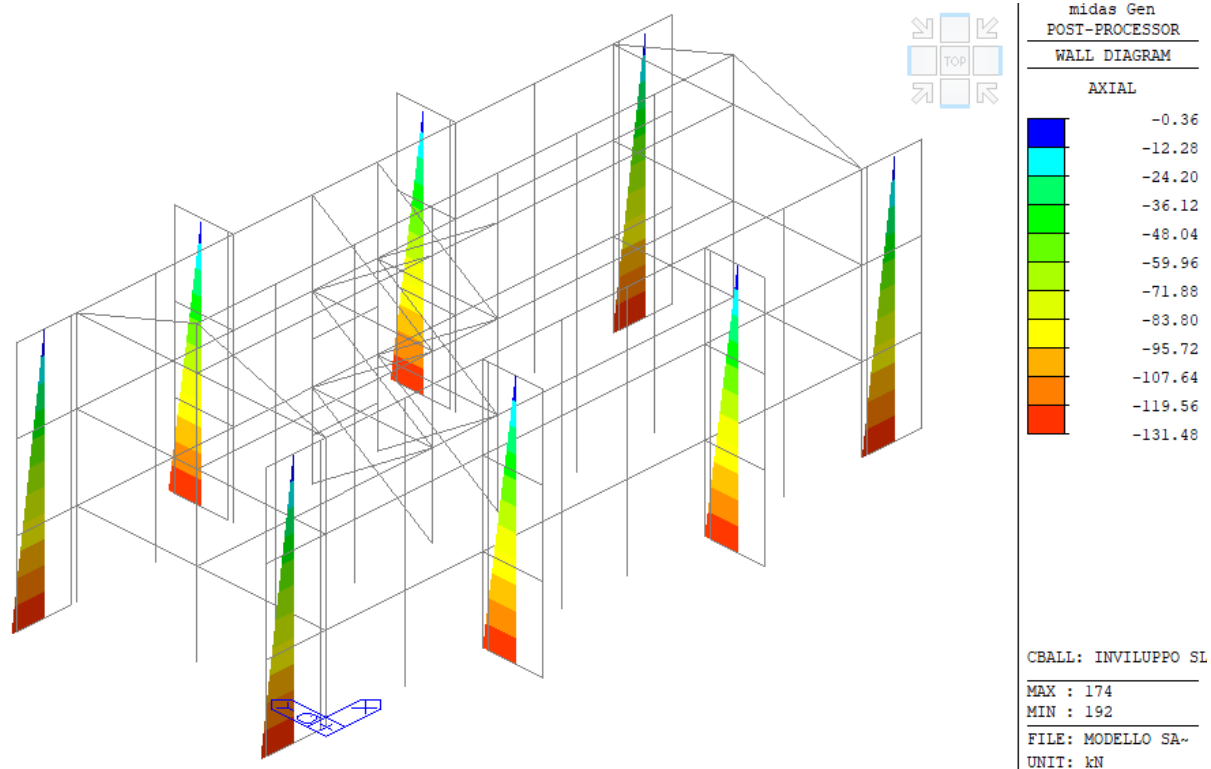


Figura 5-10: Diagramma di involucro dello Sforzo Normale N dei controventi allo SLV

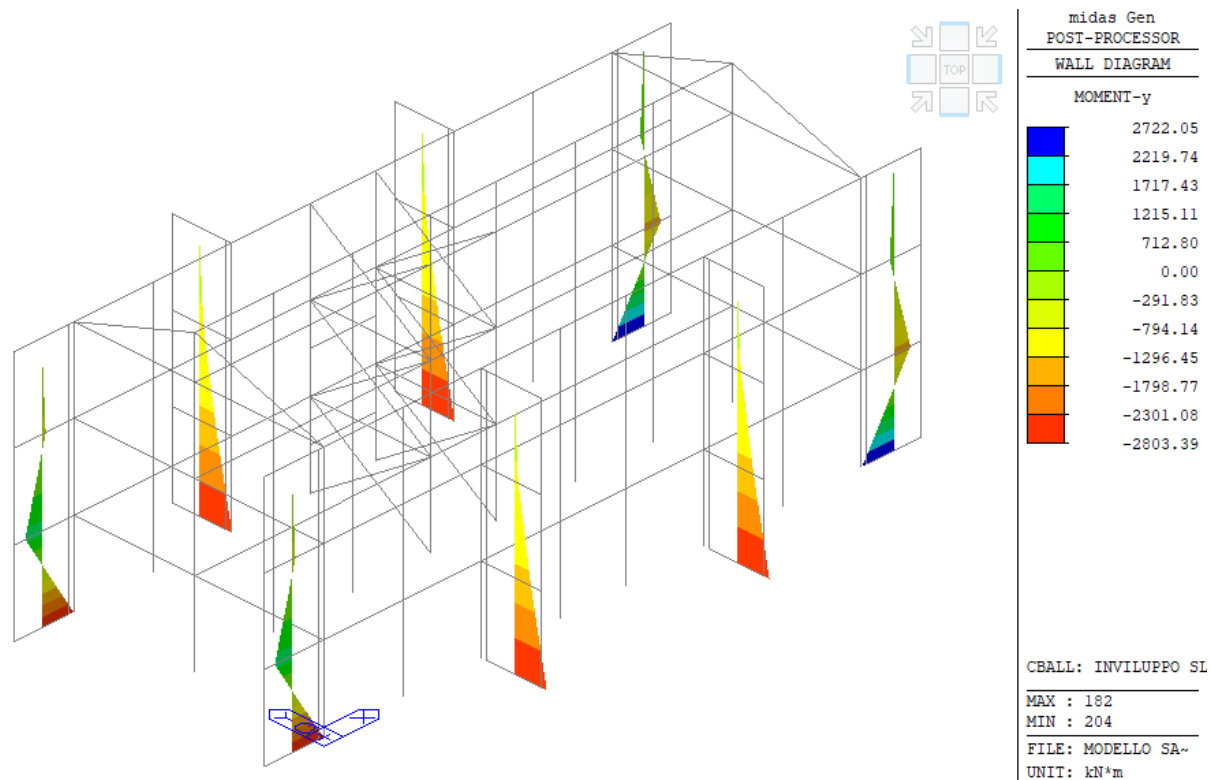


Figura 5-11: Diagrammi di involucro del Momento Flettente dei controventi allo SLV

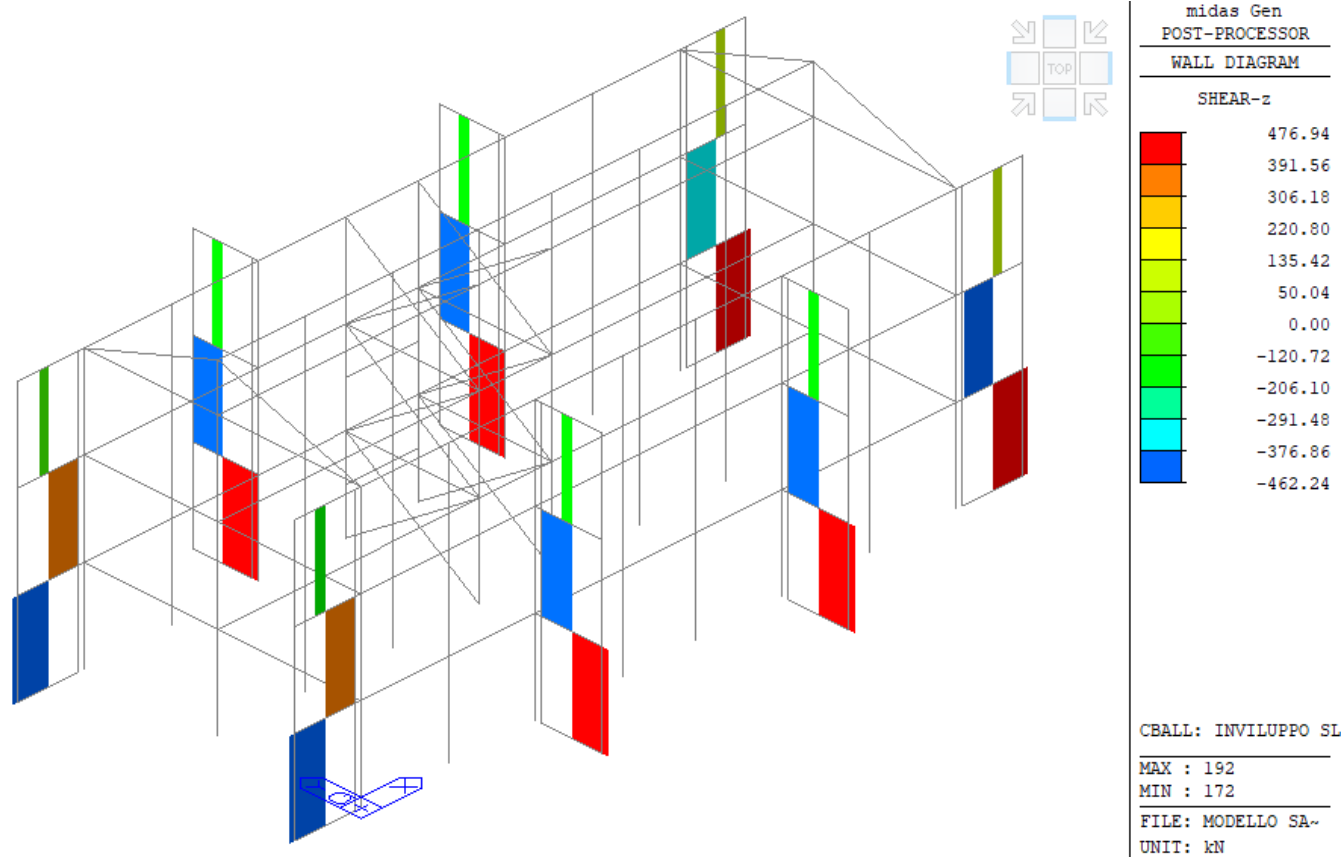


Figura 5-12: Diagramma di involucro del Taglio dei controventi allo SLV



5.2.3 Deformata strutturale allo SLV

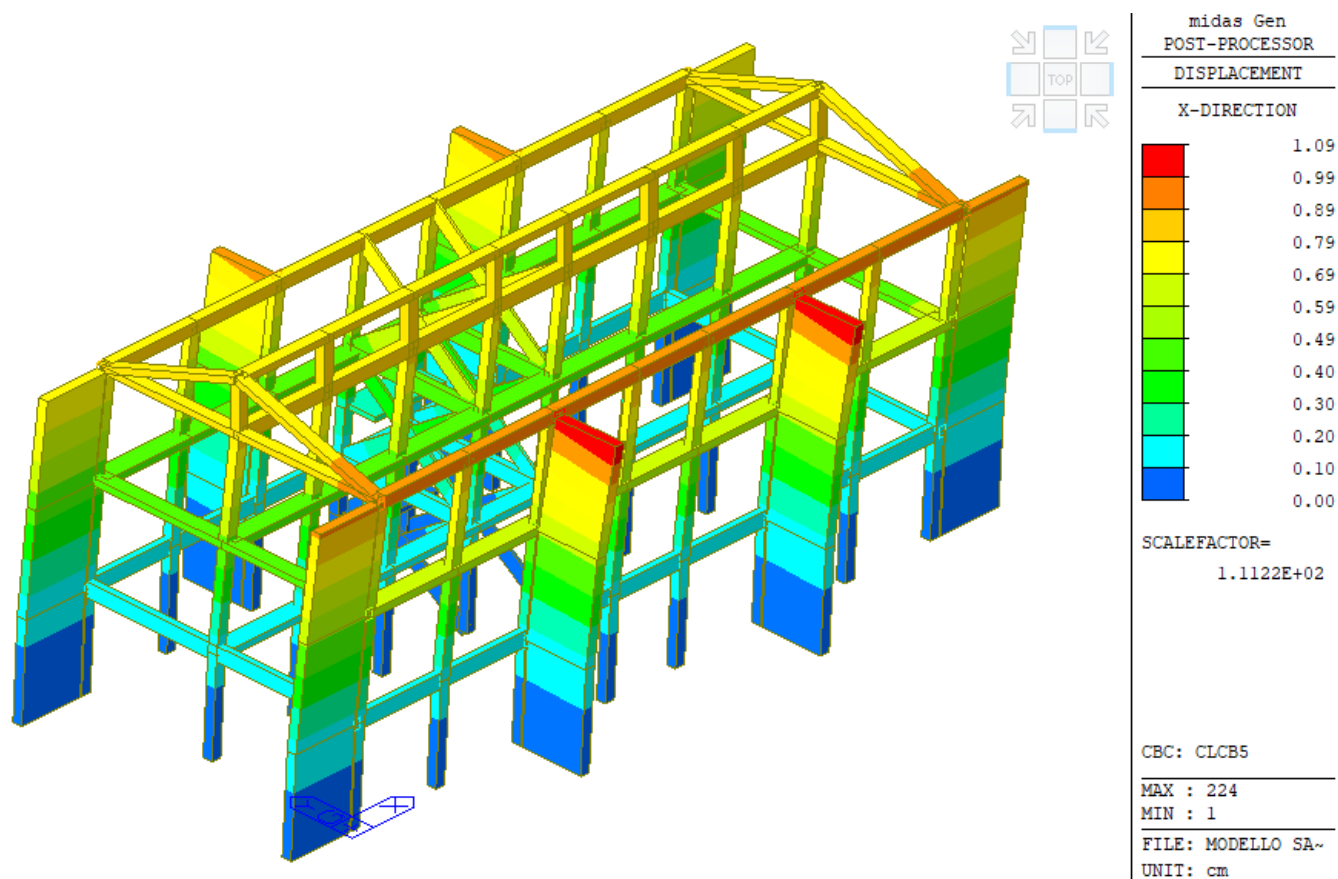
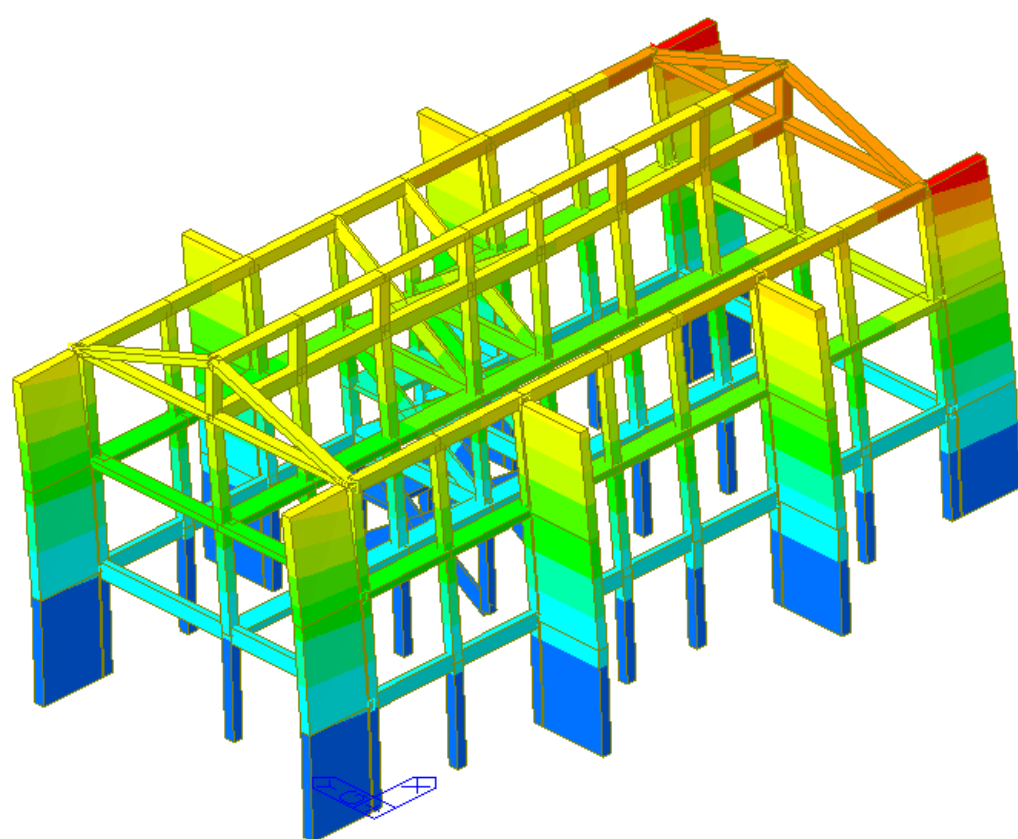


Figura 5-13: Deformata per sisma dominante in direzione X



midas Gen	
POST-PROCESSOR	
DISPLACEMENT	
Y-DIRECTION	
	1.23
	1.11
	1.00
	0.89
	0.78
	0.67
	0.56
	0.45
	0.33
	0.22
	0.11
	0.00

SCALEFACTOR=
9.8685E+01

CBC: CLCB9

MAX : 194

MIN : 1

FILE: MODELLO SA~

UNIT: cm

Figura 5-14: Deformata per sisma dominante in direzione Y



5.3 Verifiche elementi strutturali allo SLV

Si riportano di seguito le verifiche degli elementi strutturali allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita nella situazione post-intervento.

Per i pilastri si eseguono verifiche a pressoflessione e taglio. Le verifiche a pressoflessione si conducono verificando che il momento sollecitante ricada all'interno del dominio di resistenza M-N della sezione trasversale di riferimento, per quel determinato sforzo normale associato. Le verifiche a taglio dei pilastri vengono condotte con riferimento al Capitolo 4 delle NTC2018. Il criterio adottato è quello di schematizzare l'elemento resistente come un traliccio. Pertanto, la capacità a taglio degli elementi è determinata dal valore minimo tra la resistenza a taglio-compressione dei puntoni compressi di calcestruzzo e la resistenza a taglio-trazione dei tiranti in acciaio considerando un'inclinazione del puntone pari a 45°.

Per le travi si eseguono verifiche a flessione e taglio. Le verifiche a flessione si conducono verificando che il momento sollecitante sia minore del momento resistente della sezione trasversale di riferimento. Le verifiche a taglio delle travi vengono condotte con riferimento al Capitolo 4 delle NTC2018. Il criterio adottato è quello di schematizzare l'elemento resistente come un traliccio. Pertanto, la capacità a taglio degli elementi è determinata dal valore minimo tra la resistenza a taglio-compressione dei puntoni compressi di calcestruzzo e la resistenza a taglio-trazione dei tiranti in acciaio considerando un'inclinazione del puntone pari a 45°. A differenza dello SLU le armature longitudinali sagomate non contribuiscono al meccanismo di resistenza a taglio per inversione del segno del taglio sotto azioni sismiche, pertanto, non si computa tale contributo.



5.3.1 Verifica pilastri 30x30 cm

Verifica a pressoflessione

Titolo : _____

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

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

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1,54	2,5	2,5
2	1,54	2,5	27,5
3	1,54	27,5	2,5
4	1,54	27,5	27,5

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

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

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

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

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

- NEd = 31,41 kN

M_{xEd} kNm **M_{yEd}** kNm **ρ_M**

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

Valori **Infittisci punti**

Figura 5-15: Verifica a pressoflessione pilastro 30x30 SLV

Verifica a taglio

b [mm]	h [mm]	c [mm]	d [mm]
300	300	25	275



STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA
Programma "sicuro, verde e sociale riqualificazione dell'edilizia residenziale pubblica"
via San Leo 10 - localita' Voghenza - Voghiera (FE)

ID File: D24

REV 01

Pag 29 di 87

Staffe	ϕ_w [mm]	n° bracci	A_{sw} [mm ²]	s [mm]	f_{ywd} [MPa]	θ [°]	α [°]	V_{Rsd} [kN]
	6	2	56.55	200	391.30	45	90	27.38
Calcestruzzo	b_w [mm]	d [mm]	α_{cw}	v	f_{cd} [MPa]	θ [°]	α [°]	V_{Rcd} [kN]
	300	275	1.00	0.5	11.77	45	90	218.54

VERIFICA

V_{Rcd} (kN)	V_{Rsd} (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{ed} (kN)
218.54	27.38	27.38	28.99



5.3.2 Verifica pilastri 25x30 cm

Verifica a pressoflessione

Titolo : _____

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

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

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	1,54	2,5	2,5
2	1,54	2,5	27,5
3	1,54	22,5	2,5
4	1,54	22,5	27,5

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

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

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

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

- NEd = -94,46 kN

M_x [kNm] **M_y [kNm]**

M_{xEd} kNm **M_{yEd}** kNm
M_{xRd} kNm **M_{yRd}** kNm
P_M

Valori **Infittisci punti**

Legenda:
Mx-MyRd (red line)
Mx-MyEd (blue line)
Vettore (pink line)

Figura 5-16: Verifica a pressoflessione pilastro 25x30 SLV

Verifica a taglio

b [mm]	h [mm]	c [mm]	d [mm]
250	300	25	275



STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA
Programma "sicuro, verde e sociale riqualificazione dell'edilizia residenziale pubblica"
via San Leo 10 - localita' Voghenza - Voghiera (FE)

ID File: D24

REV 01

Pag 31 di 87

Staffe	ϕ_w [mm]	n° bracci	A_{sw} [mm ²]	s [mm]	f_{ywd} [MPa]	θ [°]	α [°]	V_{Rsd} [kN]
	6	2	56.55	200	391.3	45	90	27.38
Calcestruzzo	b_w [mm]	d [mm]	α_{cw}	v	f_{cd} [MPa]	θ [°]	α [°]	V_{Rcd} [kN]
	250	275	1.00	0.5	11.77	45	90	218.54

VERIFICA

V_{Rcd} (kN)	V_{Rsd} (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{ed} (kN)
218.54	27.38	27.38	25.35



5.3.3 Verifica travi 20x45 cm

Verifica a flessione positiva in appoggio

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	20	45

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1,57	42,5
2	3,14	2,5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 35,68 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 450 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17,66 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 2,25 ‰ σ_{c,adm} 9,75 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 29,3 kNm

σ_c -17,66 N/mm²
σ_s 450 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 56,25 ‰
d 42,5 cm
x 2,49 x/d 0,05858
δ 0,7

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

☐ Precompresso

Figura 5-17: Verifica a flessione positiva trave 20x45 SLV

Verifica a flessione negativa in appoggio

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	20	45

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1,57	42,5
2	3,14	2,5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} -45,87 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30

ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 450 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17,66 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 2,25 ‰ σ_{c,adm} 9,75 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

M_{xRd} -57,53 kNm

σ_c -17,66 N/mm²
σ_s 450 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 36,79 ‰
d 42,5 cm
x 3,692 x/d 0,08686
δ 0,7

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

☐ Precompresso

Figura 5-18: Verifica a flessione negativa trave 20x45 SLV



Verifica a taglio

b [mm]	h [mm]	c [mm]	d [mm]
200	450	25	425

Staffe	ϕ_w [mm]	n° bracci	A_{sw} [mm ²]	s [mm]	f_{ywd} [MPa]	θ [°]	α [°]	V_{Rsd} [kN]
	8	2	100.53	300	391.30	45	90	50.16
Calcestruzzo	b_w [mm]	d [mm]	α_{cw}	v	f_{cd} [MPa]	θ [°]	α [°]	V_{Rcd} [kN]
	200	425	1.00	0.5	11.77	45	90	225.17

VERIFICA			
V_{Rcd} (kN)	V_{Rsd} (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{ed} (kN)
225.17	50.16	50.16	61.26



5.3.4 Verifica travi 60x20 cm

Verifica a flessione positiva in appoggio

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	60	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	2,36	17,5
2	5,43	2,5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 450 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17,66 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 2,25 ‰ σ_{c,adm} 9,75 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

M_{xRd} kN m

σ_c -17,66 N/mm²
σ_s 450 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 25,75 ‰
d 17,5 cm
x 2,094 x/d 0,1197
δ 0,7

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

☐ Precompresso

Figura 5-19: Verifica a flessione positiva trave 60x20 SLV

Verifica a flessione negativa in appoggio

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	60	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	2,36	17,5
2	5,43	2,5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 450 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17,66 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 2,25 ‰ σ_{c,adm} 9,75 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

M_{xRd} kN m

σ_c -17,66 N/mm²
σ_s 450 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 19,17 ‰
d 17,5 cm
x 2,702 x/d 0,1544
δ 0,7

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

☐ Precompresso

Figura 5-20: Verifica a flessione negativa trave 60x20 SLV



Verifica a taglio

b [mm]	h [mm]	c [mm]	d [mm]
600	200	25	175

Staffe	ϕ_w [mm]	n° bracci	A_{sw} [mm ²]	s [mm]	f_{ywd} [MPa]	θ [°]	α [°]	V_{Rsd} [kN]
	8	2	100.53	200	391.30	45	90	30.98
Calcestruzzo	b_w [mm]	d [mm]	α_{cw}	v	f_{cd} [MPa]	θ [°]	α [°]	V_{Rcd} [kN]
	600	175	1.00	0.5	11.77	45	90	278.15

VERIFICA			
V_{Rcd} (kN)	V_{Rsd} (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{ed} (kN)
278.15	30.98	30.98	51.60

La verifica a taglio della trave non raggiunge la condizione di adeguamento. Si osserva però dai risultati delle analisi che per azioni sismiche su tali travi non si ha inversione delle sollecitazioni in corrispondenza degli appoggi rendendo dunque efficaci le armature longitudinali sagomate a 45° in tali zone. A favore di sicurezza si esegue la verifica a taglio della trave in esame considerando la formulazione riferita ad elementi privi di armatura trasversale la quale fornisce valori di resistenza minori rispetto al valore di resistenza a taglio calcolata tenendo conto dell'armatura inclinata a 45°.

b [mm]	h [mm]	c [mm]	d [mm]
600	200	25	175

k	ρ_1	f_{cd} [MPa]	k_1	b_w [mm]	d [mm]	v_{min}	V_{Rd} [kN]
2.00	0.00518	11.77	0.15	600	175	0.340	46.03

VERIFICA	
V_{Rd} (kN)	V_{ed} (kN)
46.03	51.60



5.3.5 Verifica travi 30x20 cm

Verifica a flessione positiva in appoggio

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1,57	17,5
2	1,57	2,5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 10,64 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 450 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17,66 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 2,25 ‰ σ_{c,adm} 9,75 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 12,07 kNm
σ_c -17,66 N/mm²
σ_s 450 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 25,48 ‰
d 17,5 cm
x 2,113 x/d 0,1208
δ 0,7

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

Figura 5-21: Verifica a flessione positiva trave 30x20 SLV

Verifica a flessione negativa in appoggio

Nella verifica si è tenuto conto dell'angolare a lati disuguali 50x100x8 in acciaio S275.

Titolo : _____

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

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

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	0,79	2,5	2,5
2	0,79	27,5	2,5
3	0,79	2,5	17,5
4	0,79	27,5	17,5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} -16,99 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Cavo snervato

Materiali
B450C C25/30
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 450 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17,66 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 2,25 ‰ σ_{c,adm} 9,75 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

M_{xRd} -44,49 kNm
σ_c -17,66 N/mm²
σ_s 450 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 5,946 ‰
d 17,5 cm
x 6,484 x/d 0,3705
δ 0,9032

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

Armatura Precompressione
N° cavi Zoom

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]	σ _{sp} [MPa]
1	11,5	0	15	0

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

Tipo flessione
☐ Retta ☒ Deviata

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

S275
ε_{su} 67,5 ‰
f_{yd} 239,13 N/mm²
E_s/E_c 6
ε_{syd} 1,196 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm²
σ_{sp} 239,1 N/mm²
ε_{sp} 4,597 ‰ compressa predef.

Figura 5-22: Verifica a flessione negativa trave 30x20 SLV



Verifica a taglio

b [mm]	h [mm]	c [mm]	d [mm]
300	200	25	175

Staffe	ϕ_w [mm]	n° bracci	A_{sw} [mm ²]	s [mm]	f_{ywd} [MPa]	θ [°]	α [°]	V_{Rsd} [kN]
	8	2	100.53	250	391.30	45	90	24.78
Calcestruzzo	b_w [mm]	d [mm]	α_{cw}	v	f_{cd} [MPa]	θ [°]	α [°]	V_{Rcd} [kN]
	300	175	1.00	0.5	11.77	45	90	139.07

VERIFICA			
V_{Rcd} (kN)	V_{Rsd} (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{ed} (kN)
139.07	24.78	24.78	23.05



5.3.6 Verifica travi del pianerottolo 120x15 cm

Verifica a flessione positiva in appoggio

Titolo :

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	120	15

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,62	2
2	6,22	13

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} ‰

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.

File

Metodo di calcolo

☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-

☒ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

☐ Precompresso

Figura 5-23: Verifica a flessione positiva trave 120x15 SLV

Verifica a flessione negativa in appoggio

Titolo :

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	120	15

N°	As [cm²]	d [cm]
1	4,62	2
2	6,22	13

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} ‰

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.

File

Metodo di calcolo

☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-

☒ Metodo n

Tipo flessione

☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.

Calcola MRd Dominio M-N

L₀ cm Col. modello

☐ Precompresso

Figura 5-24: Verifica a flessione negativa trave 120x15 SLV



Verifica a taglio

Si esegue la verifica a taglio della trave in esame considerando la formulazione riferita ad elementi privi di armatura trasversale.

b [mm]	h [mm]	c [mm]	d [mm]
1200	150	20	130

k	ρ_1	f_{cd} [MPa]	k_1	b_w [mm]	d [mm]	v_{min}	V_{Rd} [kN]
2.00	0.00296	11.77	0.15	1200	130	0.340	56.77

VERIFICA	
V_{Rd} (kN)	V_{ed} (kN)
56.77	39.87



5.3.7 Verifica travi 45x20 cm

Verifica a flessione positiva in appoggio

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	45	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	2,36	17,5
2	8,51	2,5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 7,09 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

Materiali
B450C C25/30
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 450 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17,66 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 2,25 ‰ σ_{c,adm} 9,75 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

M xRd 18,22 kN m
σ_c -17,66 N/mm²
σ_s 450 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 22,8 ‰
d 17,5 cm
x 2,329 x/d 0,1331
δ 0,7

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

☐ Precompresso

Figura 5-25: Verifica a flessione positiva trave 45x20 SLV

Verifica a flessione negativa in appoggio

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	45	20

N°	As [cm²]	d [cm]
1	2,36	17,5
2	8,510001	2,5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} -13,90 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

Materiali
B450C C25/30
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 450 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17,66 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 2,25 ‰ σ_{c,adm} 9,75 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

M xRd -59,05 kN m
σ_c -17,66 N/mm²
σ_s 450 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 9,427 ‰
d 17,5 cm
x 4,738 x/d 0,2708
δ 0,7784

Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

☐ Precompresso

Figura 5-26: Verifica a flessione negativa trave 45x20 SLV



Verifica a taglio

b [mm]	h [mm]	c [mm]	d [mm]
450	200	25	175

Staffe	ϕ_w [mm]	n° bracci	A_{sw} [mm ²]	s [mm]	f_{ywd} [MPa]	θ [°]	α [°]	V_{Rsd} [kN]
	8	2	100.53	250	391.30	45	90	24.78
Calcestruzzo	b_w [mm]	d [mm]	α_{cw}	v	f_{cd} [MPa]	θ [°]	α [°]	V_{Rcd} [kN]
	450	175	1.00	0.5	11.77	45	90	208.61

VERIFICA			
V_{Rcd} (kN)	V_{Rsd} (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{ed} (kN)
208.61	24.78	24.78	29.67
VERIFICA NON SODDISFATTA			



5.3.8 Verifica travi 30x35 cm

Verifica a flessione positiva in appoggio

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	35

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1,57	32,5
2	3,14	2,5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} 6,14 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 450 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17,66 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 2,25 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

M_{xRd} 22,7 kNm

σ_c -17,66 N/mm²
 σ_s 450 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 47,32 ‰
d 32,5 cm
x 2,238 x/d 0,06887
 δ 0,7

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

Figura 5-27: Verifica a flessione positiva trave 30x35 SLV

Verifica a flessione negativa in appoggio

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	35

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1,57	32,5
2	3,14	2,5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{xEd} -12,29 kNm
M_{yEd} 0 kNm

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30

ϵ_{su} 67,5 ‰ ϵ_{c2} 2 ‰
 f_{yd} 450 N/mm² ϵ_{cu} 3,5 ‰
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17,66 N/mm²
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 ϵ_{syd} 2,25 ‰ $\sigma_{c,adm}$ 9,75 N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6
 τ_{c1} 1,829

M_{xRd} -44 kNm

σ_c -17,66 N/mm²
 σ_s 450 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 35,46 ‰
d 32,5 cm
x 2,919 x/d 0,08983
 δ 0,7

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

Figura 5-28: Verifica a flessione negativa trave 30x35 SLV



Verifica a taglio

b [mm]	h [mm]	c [mm]	d [mm]
300	350	25	325

Staffe	ϕ_w [mm]	n° bracci	A_{sw} [mm ²]	s [mm]	f_{ywd} [MPa]	θ [°]	α [°]	V_{Rsd} [kN]
	8	2	100.53	300	391.30	45	90	38.35
Calcestruzzo	b_w [mm]	d [mm]	α_{cw}	v	f_{cd} [MPa]	θ [°]	α [°]	V_{Rcd} [kN]
	300	325	1.00	0.5	11.77	45	90	258.28

VERIFICA			
V_{Rcd} (kN)	V_{Rsd} (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{ed} (kN)
258.28	38.35	38.35	25.43



5.3.9 Verifica travi 30x40 cm

Verifica a flessione positiva in appoggio

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1,57	37,5
2	3,14	2,5

Sollecitazioni
S.L.U. ☒ Metodo n ☐

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 450 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17,66 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
ε_{syd} 2,25 ‰ σ_{c,adm} 9,75 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6 ‰
τ_{c1} 1,829 ‰

M_{xRd} kN m
σ_c -17,66 N/mm²
σ_s 450 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 55,17 ‰
d 37,5 cm
x 2,237 x/d 0,05966
δ 0,7

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

Figura 5-29: Verifica a flessione positiva trave 30x40 SLV

Verifica a flessione negativa in appoggio

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	40

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1,57	37,5
2	3,14	2,5

Sollecitazioni
S.L.U. ☒ Metodo n ☐

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 450 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17,66 ‰
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8 ?
ε_{syd} 2,25 ‰ σ_{c,adm} 9,75 ‰
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6 ‰
τ_{c1} 1,829 ‰

M_{xRd} kN m
σ_c -17,66 N/mm²
σ_s 450 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 41,48 ‰
d 37,5 cm
x 2,918 x/d 0,07781
δ 0,7

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

Figura 5-30: Verifica a flessione negativa trave 30x40 SLV



Verifica a taglio

b [mm]	h [mm]	c [mm]	d [mm]
300	400	25	375

<i>Staffe</i>	ϕ_w [mm]	n° bracci	A_{sw} [mm ²]	s [mm]	f_{ywd} [MPa]	θ [°]	α [°]	V_{Rsd} [kN]
	8	2	100.53	300	391.30	45	90	44.26
<i>Calcestruzzo</i>	b_w [mm]	d [mm]	α_{cw}	v	f_{cd} [MPa]	θ [°]	α [°]	V_{Rcd} [kN]
	300	375	1.00	0.5	11.77	45	90	298.01

VERIFICA			
V_{Rcd} (kN)	V_{Rsd} (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{ed} (kN)
298.01	44.26	44.26	30.37



5.3.10 Verifica travi 35x16 cm

Verifica a flessione positiva in appoggio

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	35	16

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6,16	13,5
2	3,08	2,5

Sollecitazioni
S.L.U. ☐ Metodo n ☐

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 450 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17,66 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 2,25 ‰ σ_{c,adm} 9,75 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

M_{xRd} kN m
σ_c -17,66 N/mm²
σ_s 450 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 8,449 ‰
d 13,5 cm
x 3,954 x/d 0,2929
δ 0,8061

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

☐ Precompresso

Figura 5-31: Verifica a flessione positiva trave 35x16 SLV

Verifica a flessione negativa in appoggio

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	35	16

N°	As [cm²]	d [cm]
1	6,16	13,5
2	3,08	2,5

Sollecitazioni
S.L.U. ☐ Metodo n ☐

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

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

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
B450C C25/30
ε_{su} 67,5 ‰ ε_{c2} 2 ‰
f_{yd} 450 N/mm² ε_{cu} 3,5 ‰
E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17,66 N/mm²
E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 2,25 ‰ σ_{c,adm} 9,75 N/mm²
σ_{s,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6
τ_{c1} 1,829

M_{xRd} kN m
σ_c -17,66 N/mm²
σ_s 450 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 14,95 ‰
d 13,5 cm
x 2,561 x/d 0,1897
δ 0,7

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

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

☐ Precompresso

Figura 5-32: Verifica a flessione negativa trave 35x16 SLV



Verifica a taglio

b [mm]	h [mm]	c [mm]	d [mm]
350	160	25	135

<i>Staffe</i>	ϕ_w [mm]	n° bracci	A_{sw} [mm ²]	s [mm]	f_{ywd} [MPa]	θ [°]	α [°]	V_{Rsd} [kN]
	8	2	100.53	300	391.30	45	90	15.93
<i>Calcestruzzo</i>	b_w [mm]	d [mm]	α_{cw}	v	f_{cd} [MPa]	θ [°]	α [°]	V_{Rcd} [kN]
	350	135	1.00	0.5	11.77	45	90	125.17

VERIFICA			
V_{Rcd} (kN)	V_{Rsd} (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{ed} (kN)
125.17	15.93	15.93	5.13



5.3.11 Verifica travi 50x20 cm

Verifica a flessione positiva in appoggio

Titolo : _____

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

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	30	0
3	30	20
4	-20	20
5	-20	8
6	0	8

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

N Ed kN
M xEd kNm
M yEd

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.

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

Figura 5-33: Verifica a flessione positiva trave 50x20 SLV

Verifica a flessione negativa in appoggio

Titolo : _____

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

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	30	0
3	30	20
4	-20	20
5	-20	8
6	0	8

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

N Ed kN
M xEd kNm
M yEd

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.

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

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

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

Figura 5-34: Verifica a flessione negativa trave 50x20 SLV



Verifica a taglio

b [mm]	h [mm]	c [mm]	d [mm]
300	200	25	175

Staffe	ϕ_w [mm]	n° bracci	A_{sw} [mm ²]	s [mm]	f_{ywd} [MPa]	θ [°]	α [°]	V_{Rsd} [kN]
	8	2	100.53	300	391.30	45	90	20.65
Calcestruzzo	b_w [mm]	d [mm]	α_{cw}	v	f_{cd} [MPa]	θ [°]	α [°]	V_{Rcd} [kN]
	300	175	1.00	0.5	11.77	45	90	139.07

VERIFICA			
V_{Rcd} (kN)	V_{Rsd} (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{ed} (kN)
139.07	20.65	20.65	4.16
VERIFICA SODDISFATTA			



5.3.12 Verifica travi di colmo 30x23 cm

Verifica a flessione positiva in appoggio

Titolo : _____

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

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	30	0
3	40	16,8
4	0	30
5	-10	26,8
6	0	10

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

N_{Ed} **0** kN
M_{Ed} **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_{Rd} 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 M-N**
L₀ cm **Col. modello**
☐ Precompresso

Figura 5-35: Verifica a flessione positiva trave 30x23 SLV

Verifica a flessione negativa in appoggio

Titolo : _____

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

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	30	0
3	40	16,8
4	0	30
5	-10	26,8
6	0	10

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

N_{Ed} **0** kN
M_{Ed} **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_{Rd} 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 M-N**
L₀ cm **Col. modello**
☐ Precompresso

Figura 5-36: Verifica a flessione negativa trave 30x23 SLV



Verifica a taglio

b [mm]	h [mm]	c [mm]	d [mm]
300	234	25	209

<i>Staffe</i>	ϕ_w [mm]	n° bracci	A_{sw} [mm ²]	s [mm]	f_{ywd} [MPa]	θ [°]	α [°]	V_{Rsd} [kN]
	8	2	100.53	300	391.30	45	90	24.67
<i>Calcestruzzo</i>	b_w [mm]	d [mm]	α_{cw}	v	f_{cd} [MPa]	θ [°]	α [°]	V_{Rcd} [kN]
	300	209	1.00	0.5	11.77	45	90	166.09

VERIFICA			
V_{Rcd} (kN)	V_{Rsd} (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{ed} (kN)
166.09	24.67	24.67	23.16



5.3.13 Verifica puntoni di tamponamento

Al fine di verificare la correttezza del comportamento strutturale è necessario eseguire la verifica a rottura delle bielle di tamponamento nel vano scala. In particolare i possibili meccanismi di rottura sono i seguenti:

- Rottura per scorrimento orizzontale;
- Rottura per schiacciamento locale;
- Rottura diagonale.

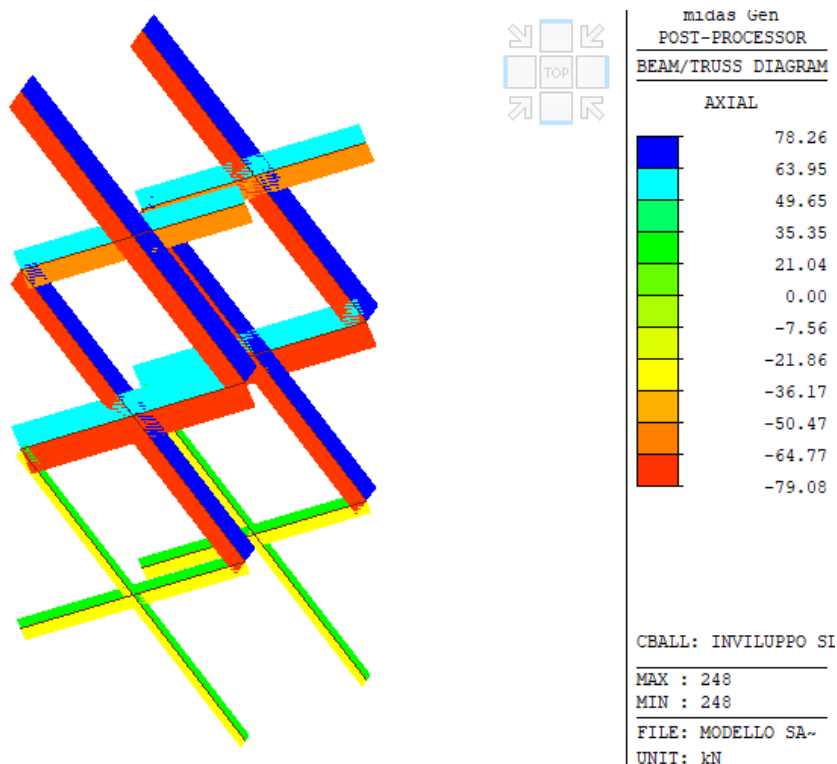


Figura 37: Sollecitazioni assiali puntoni diagonali

Considerando le formulazioni relative a tali meccanismi di rottura riportata nella relazione di verifica di vulnerabilità si ottengono i seguenti valori di rottura:

GEOMETRIA E SOLLECITAZIONE					RIMENTO ORIZZO	TRAZIONE DIAG	SCHIACCIAMENTO	VERIFICA	
HO [KN]	H [m]	L [mm]	t [mm]	Teta [rad]	HO [N] ricerca ob	HO [N]	HO [N]	RESISTENZA [KN]	VERIFICA
79.08	2.7	4.15	0.15	0.576798591	102598.8047	153703.7037	99733.04137	99.73 SI	

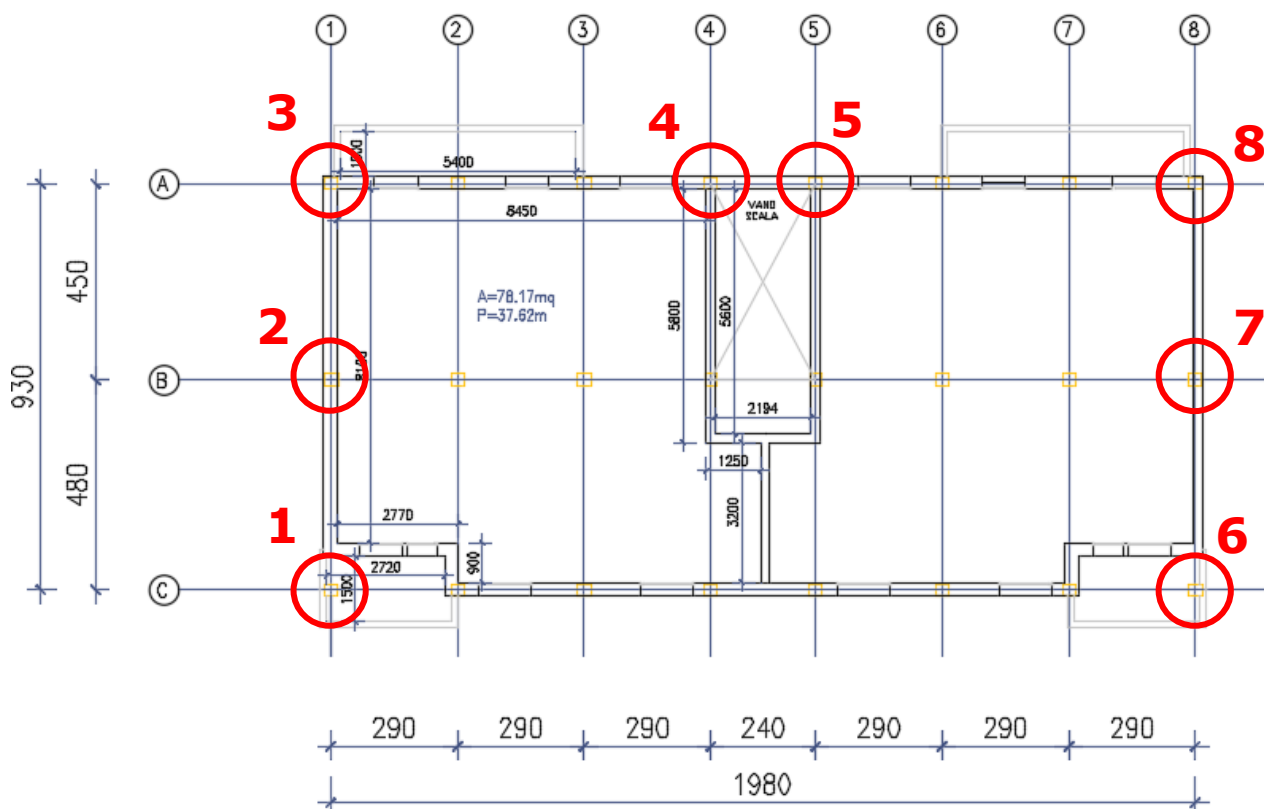
Dato che la massima azione assiale agente sulla biella è pari a 79,08 kN e la resistenza a rottura del tamponamento, presa pari alla minima ottenuta tra i diversi meccanismi, è pari a 99,73 kN, sotto azioni sismiche non si ha la rottura della muratura, pertanto, collabora con il sistema in elevazione ed i controventi esterni ad assorbire le azioni orizzontali sismiche.

Con gli interventi proposti **tutti gli elementi raggiungono la condizione di adeguamento sismico allo SLV in quanto il livello di sicurezza globale, valutato considerando tutti i meccanismi di rottura e tutti gli elementi strutturali, è maggiore di $\zeta_E = 0.80$.**



5.3.1 Verifica dei nodi perimetrali

In particolare, come è possibile osservare dalla pianta riportata, i soli nodi di angolo risultano avere importanti problematiche concernenti il confinamento degli stessi. Infatti, la presenza di telai piani paralleli tra loro, nonché la presenza di travi a spessore di solaio e delle zone di edificio in lieve aggetto dalla maglia strutturale perimetrale attua un confinamento implicito ai nodi trave – pilastro, rendendoli nei fatti non vulnerabili alle problematiche sismiche di rottura fragile e mancanza di opportuna armatura trasversale. Inoltre per la presenza dei nuovi elementi di controventamento esterni, i nodi 1,3,6 e 8 risultano confinati lungo la direzione X.



La verifica dei nodi perimetrali avviene, allo stato di progetto, mediante l'applicazione delle relazioni tensionali riportate dalla circolare esplicativa alle NTC 2018. In particolare, si considerano le seguenti relazioni di calcolo:

- Verifica della massima trazione agente

$$\sigma_{jt} = \left| \frac{N_j}{2A_j} - \sqrt{\left(\frac{N_j}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \right| \leq 0.3\sqrt{f_c}$$

- Verifica della massima compressione agente

$$\sigma_{jc} = \frac{N_j}{2A_j} + \sqrt{\left(\frac{N_j}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \leq 0.5f_c$$

Nella quale N_j e V_j rappresentano le azioni sollecitanti il nodo in termini di sforzo normale e taglio.

La tabella seguente riporta le informazioni relative al calcolo di resistenza allo stato di progetto.

Come è possibile notare, le verifiche sulle tensioni principali di compressione e di trazione agenti sul nodo sono soddisfatte, anche in ragione dell'importante decurtazione effettuata sui materiali per effetto della presenza di un fattore di confidenza 1.00.



DIREZIONE X

PIANO	ELEMENTO	STATO	N	V	σ_{JT}	$0.3f_c^{0.5}$	C/D	σ_{JC}	$0.5f_c$	C/D
[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]
2	1	Confinato								
2	2	Non Confinato	57.03	223.79	1.16	1.03	0.89	1.92	5.89	3.07
2	3	Confinato								
2	4	Confinato								
2	5	Confinato								
2	6	Confinato								
2	7	Non Confinato	57.03	231.41	1.21	1.03	0.85	1.97	5.89	2.99
2	8	Confinato								
1	1	Confinato								
1	2	Non Confinato	162.00	180.30	0.54	1.03	1.92	2.70	5.89	2.18
1	3	Confinato								
1	4	Confinato								
1	5	Confinato								
1	6	Confinato								
1	7	Non Confinato	162.00	205.5	0.66	1.03	1.55	2.82	5.89	2.08
1	8	Confinato								

DIREZIONE Y

PIANO	ELEMENTO	STATO	N	V	σ_{JT}	$0.3f_c^{0.5}$	C/D	σ_{JC}	$0.5f_c$	C/D
[-]	[-]	[-]	[kN]	[kN]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]
2	1	Non Confinato	89.49	191.01	0.81	1.03	1.27	2.00	5.89	2.94
2	2	Confinato								
2	3	Non Confinato	92.87	186.49	0.77	1.03	1.34	2.01	5.89	2.93
2	4	Non Confinato	116.5	90.73	0.21	1.03	4.95	1.76	5.89	3.34
2	5	Non Confinato	116.5	90.73	0.21	1.03	4.95	1.76	5.89	3.34
2	6	Non Confinato	89.49	191.01	0.81	1.03	1.27	2.00	5.89	2.94
2	7	Confinato								
2	8	Non Confinato	92.79	206.49	0.89	1.03	1.16	2.13	5.89	2.77
1	1	Non Confinato	154.79	89.35	0.16	1.03	6.45	2.22	5.89	2.65
1	2	Confinato								
1	3	Non Confinato	158.7	94.12	0.17	1.03	5.98	2.29	5.89	2.57
1	4	Non Confinato	176.69	66.03	0.08	1.03	12.94	2.44	5.89	2.42
1	5	Non Confinato	176.69	66.03	0.08	1.03	12.94	2.44	5.89	2.42
1	6	Non Confinato	154.52	92.24	0.17	1.03	6.07	2.23	5.89	2.64
1	7	Confinato								
1	8	Non Confinato	158.70	94.12	0.17	1.03	5.98	2.29	5.89	2.57

Si può osservare come, relativamente alle verifiche di resistenza dei nodi, il parametro ζ_E risulti maggiore di 0.80, come richiesto per l'adeguamento sismico.



5.4 PROGETTAZIONE DEI NUOVI ELEMENTI

Nel presente capitolo si riporta il progetto dei nuovi elementi necessari per raggiungere il miglioramento del fabbricato.

5.4.1 Progetto elementi in elevazione

I nuovi elementi di controvento sono realizzati in sezione composta acciaio/calcestruzzo con dimensioni complessive 30x150 cm ed un profilo ad I saldato interno di larghezza delle flange pari a 170 mm ed altezza pari a 1240 mm e spessori delle lastre pari a 15 mm. In particolare, per il dimensionamento della struttura in elevazione, i setti sono considerati incastrati alla base. Di seguito si riportano le sollecitazioni sui setti di controvento considerando l'involuppo allo SLV. In particolare, vista la simmetria dell'edificio a seguito dell'unione mediante ritegni sismici, si riportano le sollecitazioni di un'unica porzione di fabbricato, le quali sono le medesime per gli elementi posti nella porzione adiacente.

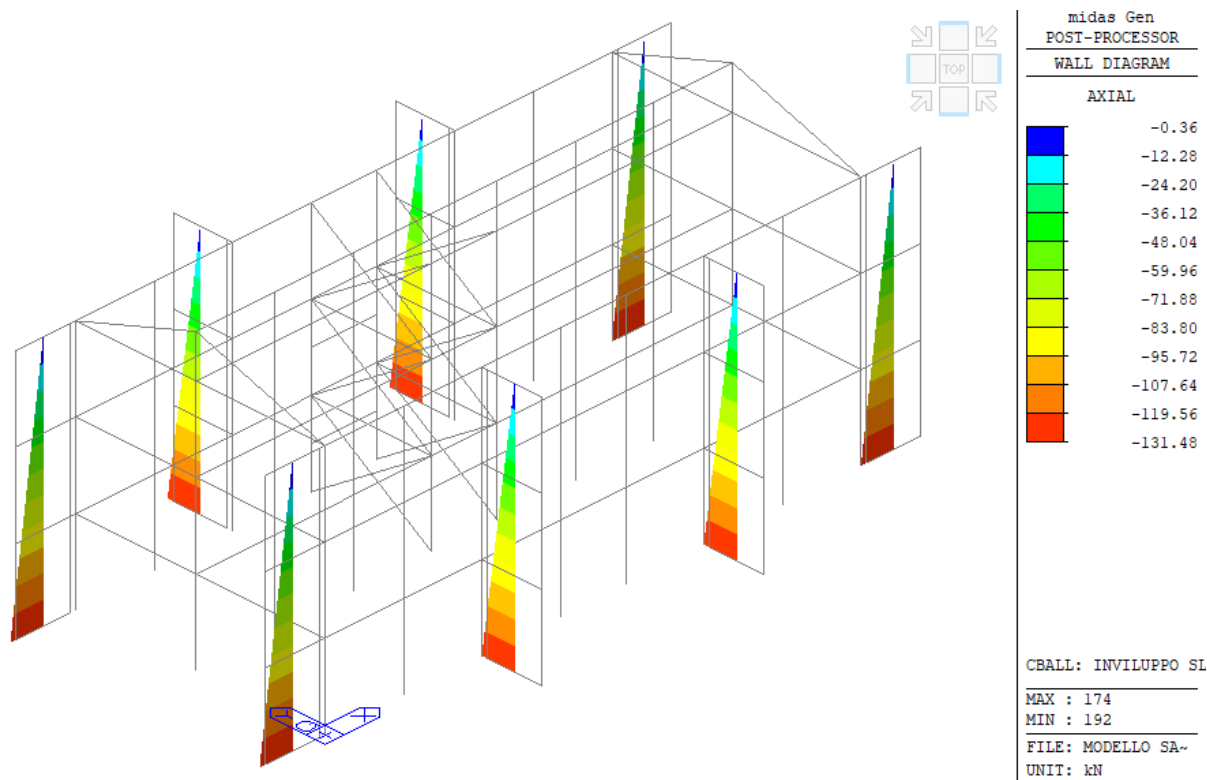


Figura 38: Diagramma di involucro dello Sforzo Normale N dei controventi allo SLV

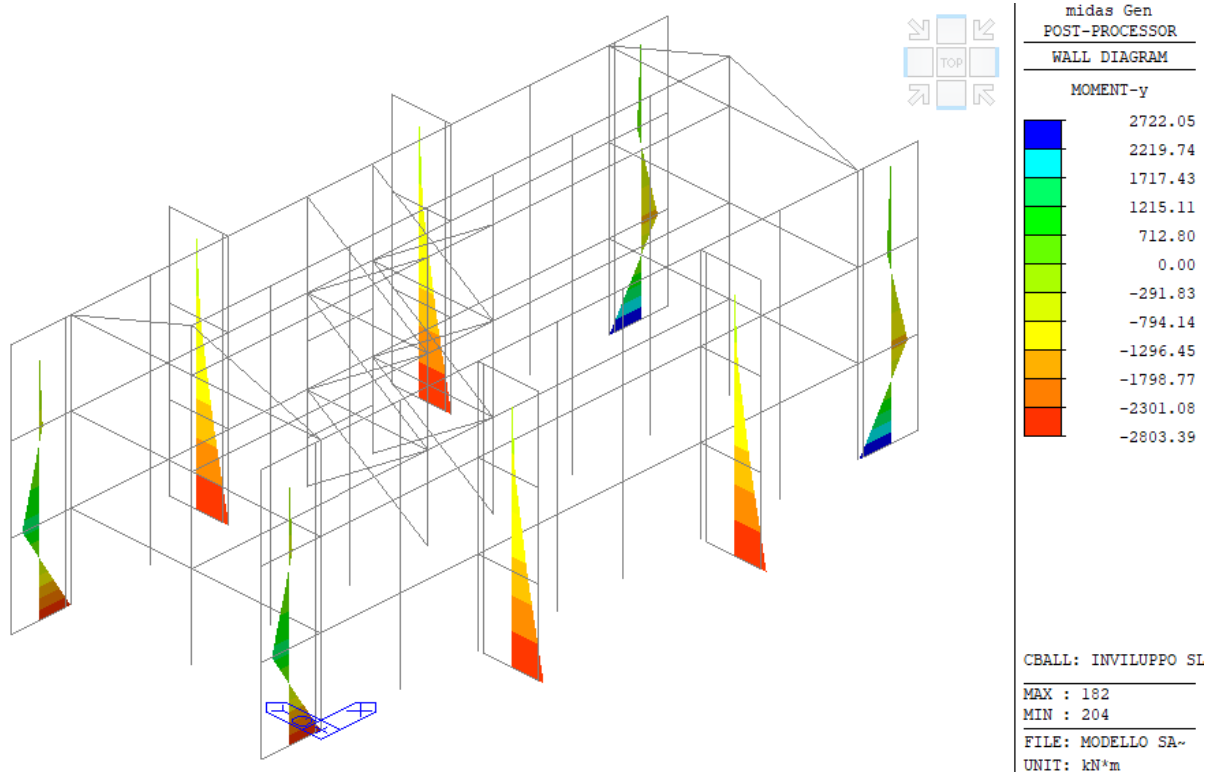


Figura 39: Diagrammi di involucro del Momento Flettente dei controventi allo SLV

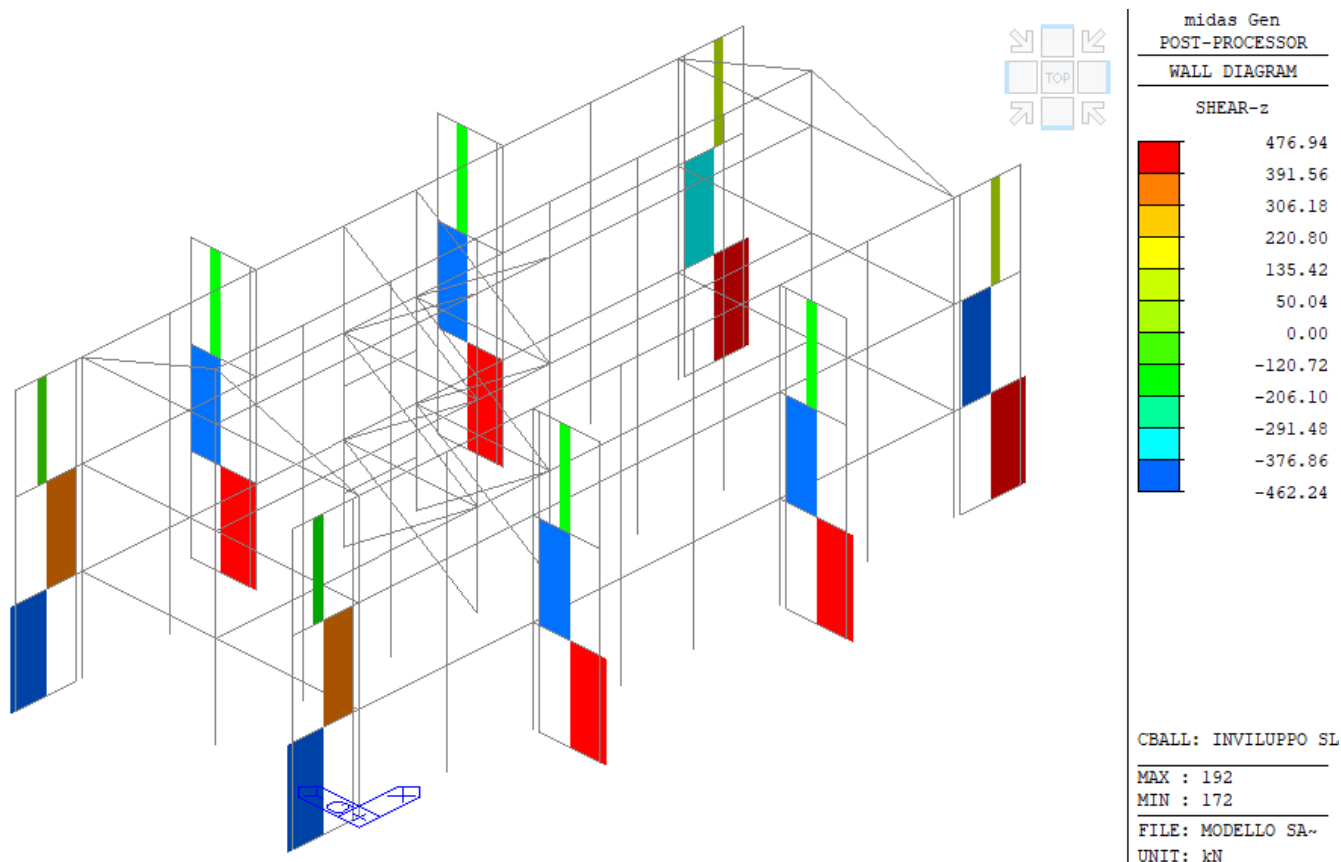


Figura 40: Diagramma di involucro del Taglio dei controventi allo SLV

Il progetto dei nuovi elementi è eseguito considerando i massimi di sollecitazione flessionale e tagliante.
Di seguito si riporta il progetto del setto a sezione composta.



STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA
Programma "sicuro, verde e sociale riqualificazione dell'edilizia residenziale pubblica"
via San Leo 10 - localita' Voghenza - Voghiera (FE)

ID File: D24

REV 01

Pag 57 di 87

MATERIALI UTILIZZATI

CALCESTRUZZO

		f_{ck}	R_{ck}	
Classe del calcestruzzo	Classe	28	35	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza per lo Stato Limite Ultimo	γ_c	=	1.50	[-]
Resistenza caratteristica a compressione	f_{ck}	=	29.05	[N/mm ²]
Resistenza a compressione media	f_{cm}	=	37.05	[N/mm ²]
Modulo Elastico secante medio	E_{cm}	=	32588	[N/mm ²]

ACCIAIO PER LE ARMATURE

Resistenza caratteristica a snervamento	f_{sk}	=	450	[N/mm ²]
Modulo Elastico secante medio	E_s	=	210000	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza per lo Stato Limite Ultimo	γ_s	=	1.15	[-]

ACCIAIO PER IL PROFILO

Resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk}	=	275	[N/mm ²]
Modulo Elastico secante medio	E_a	=	210000	[N/mm ²]
Coefficiente di sicurezza per lo Stato Limite Ultimo	γ_a	=	1.05	[-]

CARATTERISTICHE GEOMETRICHE E MECCANICHE DELLA SEZIONE COMPOSTA

CARATTERISTICHE DEL PROFILO

Altezza esterna del profilo	H_{ext}	=	1700.00	[mm]
Altezza interna del profilo	H_{int}	=	1660.00	[mm]
Spessore ali	t_{ali}	=	20.00	[mm]
Spessore anima	t_{anima}	=	20.00	[mm]
Larghezza ali	L_{ali}	=	200.00	[mm]
Raggio dei raccordi tra anima e ali	r	=	0.00	[mm]
Area della sezione trasversale del profilo	A_a	=	41200	[mm ²]
Area resistente a taglio della sezione trasversale del profilo y-y	$A_{v,y-y}$	=	8000	[mm ²]
Area resistente a taglio della sezione trasversale del profilo z-z	$A_{v,z-z}$	=	33600	[mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale del profilo y-y	$J_{a,y-y}$	=	1.33E+10	[mm ⁴]
Momento d'inerzia della sezione trasversale del profilo z-z	$J_{a,z-z}$	=	2.78E+07	[mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico della sezione del profilo y-y	$W_{a,el,y-y}$	=	1.56E+07	[mm ³]
Modulo di resistenza elastico della sezione del profilo z-z	$W_{a,el,z-z}$	=	2.78E+05	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico della sezione del profilo y-y	$W_{a,pl,y-y}$	=	2.05E+07	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico della sezione del profilo z-z	$W_{a,pl,z-z}$	=	5.66E+05	[mm ³]
Rapporto massimo tra altezza interna e spessore anima	$\max(c/t)$	=	114.63	[-]
Rapporto tra altezza interna e spessore anima	c/t	=	✓ 83.00	[-]

CARATTERISTICHE DEL CALCESTRUZZO

Larghezza della sezione di calcestruzzo	B	=	400.00	[mm]
Altezza della sezione di calcestruzzo	H	=	2000.00	[mm]
Area della sezione trasversale di calcestruzzo	A_c	=	800000	[mm ²]
Momento d'inerzia della sezione trasversale di calcestruzzo y-y	$J_{c,y-y}$	=	2.67E+11	[mm ⁴]
Momento d'inerzia della sezione trasversale di calcestruzzo z-z	$J_{c,z-z}$	=	1.07E+10	[mm ⁴]
Modulo di resistenza elastico della sezione di calcestruzzo y-y	$W_{c,el,y-y}$	=	2.67E+08	[mm ³]
Modulo di resistenza elastico della sezione di calcestruzzo z-z	$W_{c,el,z-z}$	=	5.33E+07	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico della sezione di calcestruzzo y-y	$W_{c,pl,y-y}$	=	4.00E+08	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico della sezione di calcestruzzo z-z	$W_{c,pl,z-z}$	=	8.00E+07	[mm ³]



STUDIO DI FATTIBILITA' TECNICA ED ECONOMICA
Programma "sicuro, verde e sociale riqualificazione dell'edilizia residenziale pubblica"
via San Leo 10 - localita' Voghenza - Voghiera (FE)

ID File: D24

REV 01

Pag 58 di 87

CARATTERISTICHE DELLE ARMATURE

Numero dei ferri in ogni estremo	n	=	4	[-]
Diametro delle armature	ϕ	=	20	[mm]
Copri ferro calcolato dall'asse delle barre al bordo di cls	c	=	50.00	[mm]
Distanza tra il baricentro del profilo ed il centro delle barre y-y	$d_{\phi y-y}$	=	950.00	[mm]
Distanza tra il baricentro del profilo ed il centro delle barre z-z	$d_{\phi z-z}$	=	350.00	[mm]
Massima area d'armatura consentita	$A_{s,max}$	=	48000	[mm ²]
Area complessiva delle armature ad ogni estremo	A_s	=	✓ 1257	[mm²]
Momento d'inerzia delle armature y-y	$J_{s y-y}$	=	2.27E+09	[mm ⁴]
Momento d'inerzia delle armature z-z	$J_{s z-z}$	=	1.54E+08	[mm ⁴]
Modulo di resistenza plastico delle armature y-y	$W_{s,pl y-y}$	=	2.39E+06	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico delle armature z-z	$W_{s,pl z-z}$	=	4.40E+05	[mm ³]

RIGIDEZZA FLESSIONALE EFFETTIVA DELLA COLONNA COMPOSTA

Altezza critica della colonna composta	H_{cr}	=	2000.00	[mm]
Contributo alla rigidezza offerto dal profilo in acciaio	$E_a J_a$	=	2.79E+15	[Nmm ²]
Contributo alla rigidezza offerto dall'armatura	$E_s J_s$	=	4.76E+14	[Nmm ²]
Contributo alla rigidezza offerto dal calcestruzzo	$E_{cm} J_c$	=	8.69E+15	[Nmm ²]
Rigidezza flessionale della colonna composta per il carico critico	$EJ_{eff,I}$	=	8.48E+15	[Nmm ²]
Rigidezza flessionale della colonna composta per lo SLU	$EJ_{eff,II}$	=	6.85E+15	[Nmm ²]

Carico Critico Euleriano effettivo della colonna composta	N_{cr}	=	20915895	[kN]
Valore Caratteristico delle resistenza a compressione della colonna	$N_{pl,Rk}$	=	31649	[kN]
Snellezza adimensionale della colonna composta	λ'	=	✓ 0.039	< 2.00

RESISTENZA A COMPRESSIONE DELLA COLONNA COMPOSTA (PUNTO A)

Resistenza a compressione senza tenere in conto effetti confinanti	$N_{pl,Rd,I}$	=	24452	[kN]
--	---------------	---	-------	------

RESISTENZA A PURA FLESSIONE DELLA COLONNA COMPOSTA (PUNTO B)

Modulo di resistenza plastico del profilo in acciaio	$W_{a,pl}$	=	2.05E+07	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico del calcestruzzo depurato dalle armature	$W_{c,pl,eff}$	=	3.98E+08	[mm ³]
Modulo di resistenza plastico delle armature	$W_{s,pl}$	=	2.39E+06	[mm ³]
Distanza tra la linea media della sezione e l'asse neutro plastico	h_n [mm]	=	335.024	OK

Area della sezione compressa del profilo	$A_{a,c}$	=	13900	[mm ²]
Area della sezione tesa del profilo	$A_{a,t}$	=	27300	[mm ²]
Area della sezione compressa del calcestruzzo	$A_{c,c}$	=	250834	[mm ²]
Area delle armature compresse	$A_{s,c}$	=	1257	[mm ²]
Area delle armature tese	$A_{s,t}$	=	1257	[mm ²]
Forza di compressione nel profilo	$F_{a,c}$	=	3640	[kN]
Braccio di leva della forza di compressione nel profilo	$y_{a,c}$	=	257.49	[mm]
Forza di trazione nel profilo	$F_{a,t}$	=	-7150	[kN]
Braccio di leva della forza di trazione nel profilo	$y_{a,t}$	=	-592.51	[mm]
Forza di compressione nel calcestruzzo	$F_{c,c}$	=	3510	[kN]
Braccio di leva della forza di compressione nel calcestruzzo	$y_{c,c}$	=	332.49	[mm]
Forza di compressione nell'armatura compressa	$F_{s,c}$	=	492	[kN]
Forza di trazione nell'armatura tesa	$F_{s,t}$	=	-492	[kN]
Forza Normale risultante	N_{Rd}	=	0.00	OK
Momento flettente per pura flessione	$M_{pl,Rd}$	=	8058	[kNm]



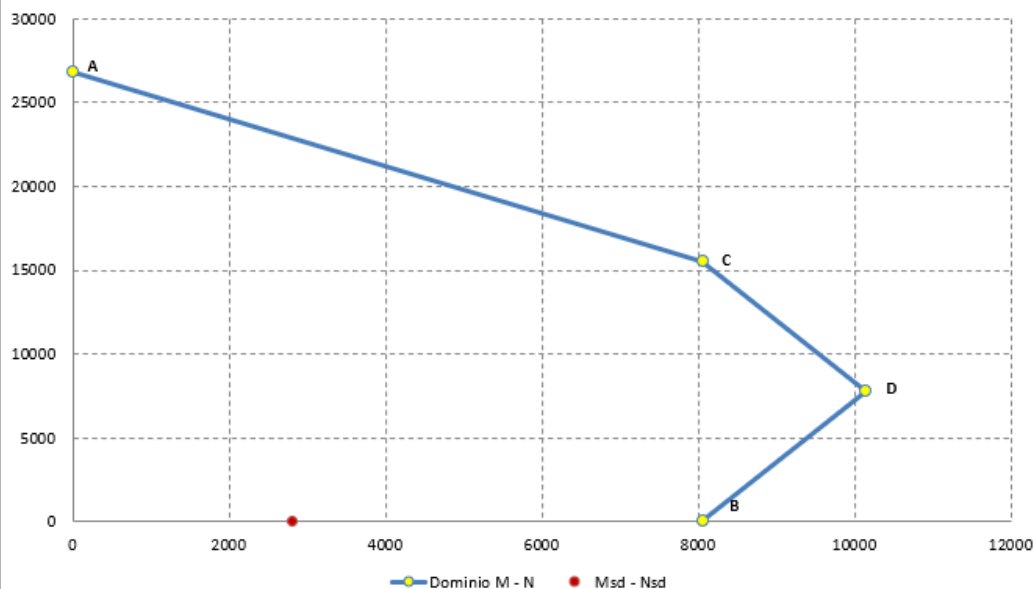
RESISTENZA A FLESSIONE E FORZA NORMALE (PUNTO C)

Resistenza a compressione della sola sezione di calcestruzzo	$N_{pm,Rd}$	=	15493	[kN]
Momento flettente per pura flessione	$M_{pl,Rd}$	=	8058	[kNm]

RESISTENZA A FLESSIONE E FORZA NORMALE (PUNTO D)

Metà resistenza a compressione della sola sezione di calcestruzzo	$0.5 N_{pm,Rd}$	=	7747	[kN]
Momento resistente massimo della sezione composta	$M_{max,Rd}$	=	10153	[kNm]

Dominio di Resistenza



RESISTENZA AD INSTABILITA' PER CARICO DI PUNTA

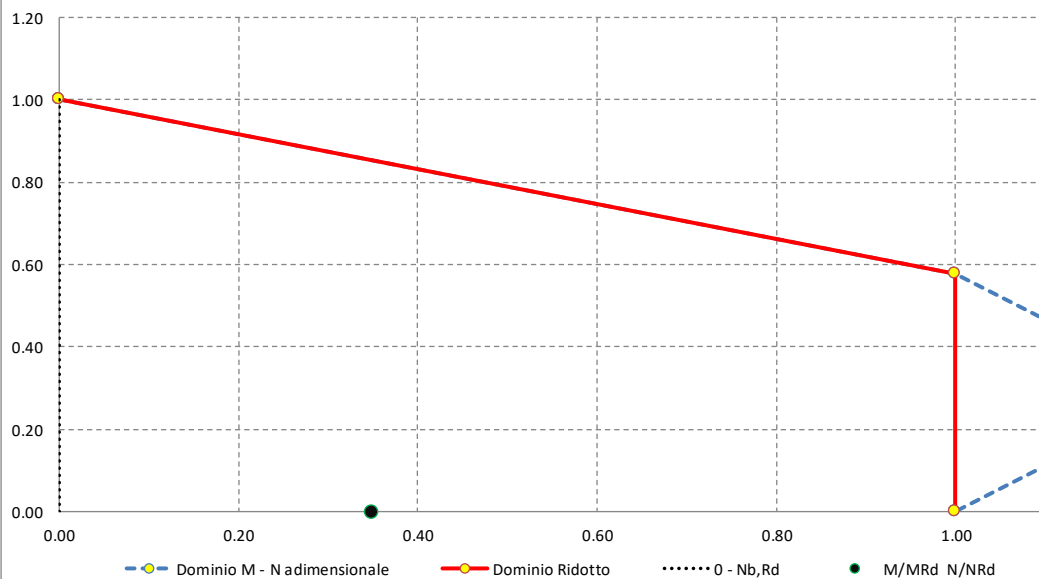
Altezza critica della colonna composta	H_{cr}	=	2000.00	[mm]
Snellezza adimensionale della colonna composta	λ'	=	0.039	[-]
Rapporto geometrico d'armatura	ρ_s	=	0.003	[-]
Fattore di imperfezione asse y-y	α_{y-y}	=	0.340	[-]
Fattore di imperfezione asse z-z	α_{z-z}	=	0.490	[-]
Fattore di instabilità	Φ	=	0.461	[-]
Fattore di riduzione della resistenza a compressione	χ	=	1.086	[-]
Resistenza all'instabilità della colonna composta	$N_{b,Rd}$	=	26776	[kN]



VERIFICA A PRESSOFLESSIONE RETTA E TAGLIO - Direzione z (flessione attorno all'asse forte y)

Resistenze a compressione adimensionali	χ_0	=	1.000	[-]
	χ	=	1.000	[-]
	χ_{pm}	=	0.579	[-]
	χ'_{pm}	=	0.289	[-]
Resistenze a flessione adimensionali	μ_0	=	0.000	[-]
	μ	=	1.000	[-]
	μ_{pm}	=	1.000	[-]
	μ'_{pm}	=	1.260	[-]

Dominio di Resistenza Adimensionale



Forza Normale di progetto	N_{Ed}	=	0	[kN]
Momento Flettente di progetto	M_{Ed}	=	2803	[kNm]
Forza Normale adimensionalizzata	χ_d	=	✓ 0.000	[-]
Distanza μ	χ_{pm}	=	0.579	[-]
	μ_1	=	2.373	[-]
	μ_2	=	1.000	[-]
	μ	=	1.000	[-]
Momento Resistente associato alla Forza N_{Ed}	$M_{Rd}(N_{Ed})$	=	✓ 7252	[kNm]
Coefficiente di sicurezza a pressoflessione	ρ_M	=	2.59	[-]
Momento Resistente associato alla Forza N_{Ed} per influenza del Taglio	$M_{Rd}(N_{Ed})$	=		[kNm]
Forza di Taglio di progetto	V_{Ed}	=	477	[kN]
Taglio agente nel profilo in acciaio	$V_{a,Ed}$	=	317.77	[kN]
Taglio agente nel calcestruzzo	$V_{c,Ed}$	=	159.17	[kN]
Tasso di lavoro a taglio	η_v	=	0.09	[-]
Fattore di riduzione della resistenza a flessione per Taglio	ρ	=	-	[-]
Tensione di snervamento ridotta per $V_{Ed} > 0,5 V_{c,Rd}$	$f_{y,red}$	=	-	[Mpa]
E' possibile trascurare l'influenza del Taglio sulla resistenza a flessione				
Taglio resistente del profilo	$V_{c,Rd}$	=	✓ 5081	[kN]
Coefficiente di sicurezza a taglio	ρ_v	=	10.65	[-]



Si riportano di seguito i parametri per i due meccanismi di flessione e taglio dell'elemento analizzato:

- $\zeta_{E,flessione} = 2.59$;
- $\zeta_{E,taglio} = 10.65$.

5.4.2 Progetto elementi di fondazione

Per la progettazione delle strutture di fondazione è stato implementato un modello agli elementi finiti, modellando il plinto di fondazione mediante elementi plate e i pali di fondazione modellati come elementi beam. È stato implementato nel modello l'interazione delle opere di fondazione con il terreno.

Tale contributo è rappresentato da molle elastiche (k_w) alla base dei plinti di fondazione ipotizzando un comportamento del terreno alla Winkler e da molle orizzontali (k_H) lungo l'altezza dei pali per simulare l'effetto di confinamento del terreno. In particolare per la valutazione delle molle elastiche inserite nel modello si è fatto riferimento alla letteratura scientifica.

- Costante di Winkler verticale sulla platea
 - Per la valutazione della costante di Winkler verticale da applicare alla base della platea si è fatto riferimento alla seguente relazione: $k_w = E_{ed}/B$. Considerando un Modulo Edometrico $E_{ed} = 45,50 \text{ kg/cm}^2$ ed una larghezza B pari alla larghezza del plinto si ottiene un valore della costante di Winkler verticale $k_w = 0,13 \text{ kg/cm}^3$;
- Costante di Winkler orizzontale

Per il calcolo della costante orizzontale si è fatto riferimento alla formulazione di Davisson (1970). In particolare avendo nei primi strati terreni coesivi poco sovraconsolidati e terreni incoerenti in profondità, la rigidità aumenta all'aumentare della profondità secondo la seguente relazione:

$$k_H = n_H \frac{z}{d}$$

Il parametro n_H per terreni coesivi poco sovraconsolidati può essere determinato con riferimento alla tabella seguente:

Tipo di terreno	$n_H [N/cm^3]$	Fonte
Argilla n.c. o lievemente o.c.	0,2 ÷ 3,5	Reese, Matlock (1956)
	0,3 ÷ 0,5	Davisson, Prakash (1963)
Argilla organica n.c.	0,1 ÷ 1,0	Peck, Davisson (1970)
	0,1 ÷ 0,8	Davisson (1970)
Torba	0,05	Davisson (1970)
	0,03 ÷ 0,1	Wilson, Hilts (1967)
Loess	8 ÷ 10	Bowles (1968)

Considerando il range di valori definito da Davisson e Prakash (1963) si considera un valore medio assumendo un valore di $n_H = 0,04 \text{ kg/cm}^3$ per lo strato superficiale lievemente sovraconsolidato e di $n_H = 0,05 \text{ kg/cm}^3$ per lo strato superficiale maggiormente sovraconsolidato. Considerando tale parametro e discretizzando lo spessore di terreno costituito da argille in un unico strato si definiscono le seguenti costanti per i due strati di terreno coesivo:

- I° strato da 0,00 a -8,50 m : $k_H = n_H \frac{z}{d} = 0,283 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$;
- III° strato da -10,00 a -12,70 m : $k_H = n_H \frac{z}{d} = 0,946 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$;



Per quanto concerne il terreno incoerente, si individuano due strati. Il parametro n_H può essere ricavato dalla seguente espressione

$$n_H = \frac{A \cdot \gamma}{1,35}$$

Nella quale γ rappresenta il peso per unità di volume di terreno e A è funzione del grado di addensamento. I valori di A e di n_H sono riportati nella seguente tabella:

Stato di addensamento	Sciolto	Medio	Denso
Campo dei valori di A	100 ÷ 300	300 ÷ 1000	1000 ÷ 3000
Valore consigliato di A	200	600	1500
N_h [N/cm ³], sabbie non immerse	2,5	7,5	20
N_h [N/cm ³], sabbie immerse	1,5	5	12

Lo strato più superficiale è poco addensato, con valori di densità relativa inferiori al 20%, mentre lo strato più profondo è mediamente addensato, con valori di densità relativa superiori al 60%. Per tale motivo si considerano i seguenti valori di n_H :

$$n_H = \frac{A \cdot \gamma}{1,35} = 0.15 \text{ kg/cm}^3 \text{ per lo strato più superficiale;}$$

$$n_H = \frac{A \cdot \gamma}{1,35} = 0.50 \text{ kg/cm}^3 \text{ per lo strato più profondo}$$

Considerando tali parametri e discretizzando lo spessore di terreno costituito da sabbie sciolte in un unico strato si definiscono le seguenti costanti:

- II° strato da -8,50 a -10,00 m : $k_H = n_H \frac{z}{d} = 2,50 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$;
- IV° strato da -12,70 a -15,00 m : $k_H = n_H \frac{z}{d} = 11,54 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^3}$;

- Costante di Winkler verticale sui pali

Per la determinazione di k_w la procedura fa riferimento al metodo di *Randolph e Wroth* (1978), il quale considera il palo immerso in un mezzo elastico, ed esamina separatamente l'interazione con tale mezzo della superficie laterale e della base del palo; le due soluzioni vengono poi sovrapposte. Il calcolo viene eseguito attraverso i seguenti passi:

- Calcolo del valore medio del modulo di taglio del terreno laterale G_m [Mpa];
- Calcolo del rapporto ξ tra i moduli di taglio G_L e G_b alla profondità $z = L$

$$\xi = G_L / G_b$$

- Calcolo del fattore ρ di non omogeneità del terreno laterale (per pali immersi in un terreno con rigidezza variabile)

$$\rho = G_m / G_L$$

- Calcolo del raggio massimo al di là del quale non si ha più alcuna deformazione (distanza di estinzione)

$$r_m = \{0,25 + [2,5 \cdot \rho \cdot (1 - \nu) - 0,25] \cdot \xi\} \cdot L$$

- Calcolo del coefficiente ζ che tiene conto dell'ampiezza r_m del campo deformativo che si sviluppa intorno al palo di raggio r_0

$$\zeta = \ln \left(2 \cdot r_m / r_0 \right)$$

- Calcolo dei valori di rigidezza delle molle che simulano la connessione tra palo e terreno lungo il fusto, k_s secondo Randolph e Wroth (1978), e alla base k_b , secondo Timoshenko e Goodier (1970)



$$k_s = 2 \cdot \pi \cdot G_m \cdot L / \zeta$$

$$k_b = 4 \cdot r_b \cdot G_b / (1 - \nu)$$

- Calcolo della rigidezza totale $k_w = k_s + k_b$

I moduli di taglio sono determinati mediante la prova CPT eseguita in sito di cui si riporta un estratto a seguire. Si fa riferimento in particolare alla correlazione di Mayne & Rix. La correlazione è valida per ogni tipo di suolo e si basa sul valor di resistenza alla punta espressa in kg/cm^2 .

Sulla base dei risultati delle indagini geotecniche si ottiene un valore del modulo di taglio medio dell'intero strato pari a:

$$1^\circ \text{ strato: } G = 59.36 \text{ kg/cm}^2$$

$$2^\circ \text{ strato: } G = 226.88 \text{ kg/cm}^2$$

$$3^\circ \text{ strato: } G = 72.08 \text{ kg/cm}^2$$

$$4^\circ \text{ strato: } G = 503.57 \text{ kg/cm}^2$$

Si possono definire dunque il modulo di taglio medio lungo la superficie laterale del palo pari a $G_m = 150.78 \text{ kg/cm}^2$ e il modulo di taglio alla profondità $z = L$ pari al modulo del secondo strato $G_L = 503.57 \text{ kg/cm}^2$.

Il modulo di taglio del terreno al di sotto della base del palo corrisponde a $G_b = 335.85 \text{ kg/cm}^2$.

È possibile, dunque, a partire dai valori del modulo di taglio alla profondità $z=0$ e $z=L$ determinare la rigidezza delle molle lungo lo sviluppo del palo:

$$k_s = 429118.52 \text{ kg/cm}$$

$$k_b = 67170.00 \text{ kg/cm}$$

$$k_w = 496288.52 \text{ kg/cm}$$

Per la modellazione di tale contributo si inserisce una molla alla base del palo con tale rigidezza.

Nella figura seguente si riporta il modello implementato per l'analisi strutturale degli elementi di fondazione.

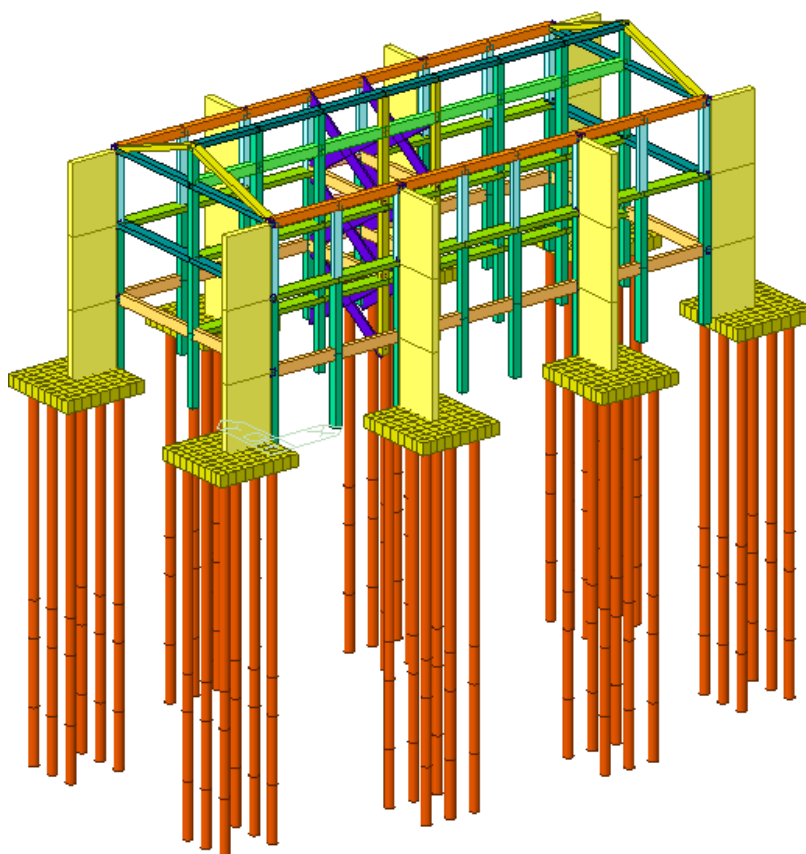


Figura 41: Modello tridimensionale per la verifica delle fondazioni dei nuovi elementi

Per ogni Stato limite che preveda il raggiungimento della resistenza di un elemento (STR e GEO), le verifiche si ritengono soddisfatte se viene rispettata la condizione

$$E_d < R_d$$

dove:

- E_d è il valore di progetto dell'azione;
- R_d è il valore di progetto della resistenza.

Per l'esecuzione delle verifiche di tipo GEO vengono definiti diversi approcci. In accordo con le indicazioni riportate nelle NTC 2018, le verifiche di tipo GEO per carico limite e le verifiche di tipo STR di capacità degli elementi strutturali sono effettuate con riferimento alla combinazione **A1+M1+R3** dell'**Approccio 2**.

Le azioni sono ottenute, applicando ai valori caratteristici delle stesse, i coefficienti parziali γ_F di cui nella Tab. 6.2.I delle NTC 2018, che vengono di seguito riportati.

<u>CARICHI</u>	<u>EFFETTO</u>	<u>Coefficiente parziale</u> <u>γ_F (o γ_E)</u>	<u>A1</u>
<u>Permanenti</u>	<u>Favorevole</u>	γ_{G1}	<u>1.0</u>
	<u>Sfavorevole</u>		<u>1.3</u>
<u>Permanenti non strutturali</u>	<u>Favorevole</u>	γ_{G2}	<u>0.8</u>
	<u>Sfavorevole</u>		<u>1.5</u>
<u>Variabili</u>	<u>Favorevole</u>	γ_{Q1}	<u>0.0</u>
	<u>Sfavorevole</u>		<u>1.5</u>

Tabella 5: Valori dei coefficienti per le azioni



Essendo stata modellata l'interazione dell'insieme platea-pali di fondazione è necessaria considerare ai fini delle verifiche un sistema di fondazione mista. La resistenza di progetto è data dunque dalla somma delle resistenze caratteristiche dei pali e della struttura di collegamento divise per i rispettivi coefficienti parziali di sicurezza.

La resistenza di progetto del complesso fondazione terreno si ottiene applicando i coefficienti parziali di sicurezza delle caratteristiche geotecniche di resistenza del terreno, desunti dalla seguente tabella.

Parametro	Grandezza alla quale applicare il coefficiente parziale	Coefficiente parziale γ_M	(M1)	(M2)
Tangente dell'angolo di resistenza al taglio	$\tan \varphi'_k$	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25
Coesione efficace	c'_k	$\gamma_{c'}$	1,0	1,25
Resistenza non drenata	c_{uk}	γ_{cu}	1,0	1,4
Peso dell'unità di volume	γ_Y	γ_Y	1,0	1,0

Tabella 6: Coefficienti parziali per i parametri geotecnici del terreno

Infine, il fattore di sicurezza parziale che opera sulla resistenza globale, γ_R , si evincono dalle seguenti tabelle:

Verifica	Coefficiente parziale
	(R3)
Carico limite	$\gamma_R = 2,3$
Scorrimento	$\gamma_R = 1,1$

Tabella 7: Coefficienti parziali per le verifiche di fondazioni superficiali

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

Tabella 8: Coefficienti parziali per le verifiche di fondazioni profonde



5.4.2.1 Verifiche GEO – Capacità portante fondazione

La fondazione, come indicato, è di tipo mista, pertanto, per la verifica si farà riferimento al terreno individuato dalla prima unità geotecnica per le strutture di collegamento e ad entrambe per le strutture profonde.

Per la struttura di fondazione superficiale, la verifica viene eseguita prendendo in esame i terreni argillosi. Trovandoci in presenza di terreni prevalentemente coesivi la verifica della capacità portante degli stessi viene eseguita in condizioni non drenate (condizioni più critiche); in questo caso l'angolo di attrito interno del terreno viene considerato uguale a zero e la resistenza al taglio totale viene affidata alla sola coesione non drenata.

Il valore di progetto della resistenza R_d viene determinato in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico dei parametri geotecnici del terreno, diviso per il valore del coefficiente parziale γ_M e tenendo conto, dove necessario, dei coefficienti parziali γ_R relativi a ciascun tipo di opera.

Per il calcolo della capacità portante del sistema di fondazione superficiale si fa riferimento ai fini del calcolo al plinto di dimensione 3,50x3,50 m. Di seguito si riporta la valutazione della capacità portante.

Peso unità di volume del terreno

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 8.00 \quad (\text{kN/mc}) \\ \gamma &= 8.00 \quad (\text{kN/mc})\end{aligned}$$

Valore caratteristico di resistenza del terreno

$$c_u = 45.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$e_B = 0.00 \quad (\text{m})$$

$$e_L = 0.00 \quad (\text{m})$$

Valore di progetto

$$c_u = 45.00 \quad (\text{kN/mq})$$

$$B^* = 3.50 \quad (\text{m})$$

$$L^* = 3.50 \quad (\text{m})$$

q : sovraccarico alla profondità D

$$q = 4.00 \quad (\text{kN/mq})$$

γ : peso di volume del terreno di fondazione

$$\gamma = 8.00 \quad (\text{kN/mc})$$

Nc : coefficiente di capacità portante

$$N_c = 2 + \pi$$

$$N_c = 5.14$$

s_c : fattori di forma

$$s_c = 1 + 0,2 B^* / L^*$$

$$s_c = 1.20$$



i_c: fattore di inclinazione del carico

$$m_b = (2 + B^* / L^*) / (1 + B^* / L^*) = 1.50$$

$$m_l = (2 + L^* / B^*) / (1 + L^* / B^*) = 1.50$$

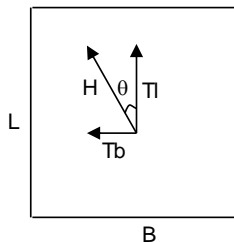
$$\theta = \arctg(T_b/T_l) = 90.00 \quad (^\circ)$$

$$m = 1.50$$

(m=2 nel caso di fondazione nastroforme e
m=(m_bsin²θ+m_lcos²θ) in tutti gli altri casi)

$$i_c = (1 - m H / (B^* L^* c_u N_c))$$

$$i_c = 1.00$$



d_c: fattore di profondità del piano di appoggio

per $D/B^* \leq 1$; $d_c = 1 + 0,4 D / B^*$

per $D/B^* > 1$; $d_c = 1 + 0,4 \arctan (D / B^*)$

$$d_c = 1.06$$

b_c: fattore di inclinazione base della fondazione

$$b_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 4^\circ$$

$$b_c = 1.00$$

g_c: fattore di inclinazione piano di campagna

$$g_c = (1 - 2 \beta_f / (\pi + 2)) \quad \beta_f + \beta_p = 0.00 \quad \beta_f + \beta_p < 4^\circ$$

$$g_c = 1.00$$

Carico limite unitario

$$q_{lim} = 297.42 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Verifica di sicurezza capacità portante

$$q_{lim} / \gamma_R = 129.31$$

Per la struttura di fondazione profonda si individuano due contributi di portata: un contributo per attrito laterale e un contributo per portata di base. Per quanto concerne il primo contributo, si fa riferimento a due distinti metodi di calcolo in base alla tipologia del terreno. Per la porzione annegata in terreni coesivi, la resistenza per attrito laterale viene calcolata con riferimento al metodo α; per la porzione annegata in terreni incoerenti, la resistenza per attrito laterale viene calcolata con riferimento al metodo β.

Per la valutazione del contributo di capacità portante di punta si applica un metodo analogo al calcolo della portanza di base di una fondazione superficiale.

Il valore di progetto della resistenza R_d viene determinato in modo analitico, con riferimento al valore caratteristico ottenuto dai valori caratteristici dei parametri geotecnici mediante prove in situ.

La resistenza caratteristica R_k del singolo palo si determinano mediante procedure analitiche basate sui risultati di prove in sito impiegando le seguenti relazioni:



$$R_{c,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{c,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

$$R_{t,k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{t,cal})_{media}}{\xi_3}, \frac{(R_{t,cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$$

Nelle quali i fattori di correlazione ξ sono indicati nella tabella 6.4.IV delle NTC2018

Numero di verticali indagate	1	2	3	4	5	7	≥ 10
ξ_3	1,70	1,65	1,60	1,55	1,50	1,45	1,40
ξ_4	1,70	1,55	1,48	1,42	1,34	1,28	1,21

Avendo eseguito una indagine in sito si impiegano i seguenti fattori $\xi_3 = 1,70$; $\xi_4 = 1,70$.

Inoltre si considerano i coefficienti parziali di sicurezza relativi ai pali ad elica continua come indicato nella Tab. 6.4.II delle NTC2018 e riportata di seguito.

Resistenza	Simbolo	Pali infissi	Pali trivellati	Pali ad elica continua
	γ_R	(R3)	(R3)	(R3)
Base	γ_b	1,15	1,35	1,3
Laterale in compressione	γ_s	1,15	1,15	1,15
Totale (*)	γ	1,15	1,30	1,25
Laterale in trazione	γ_{st}	1,25	1,25	1,25

Facendo riferimento a test di comprovata validità ("Fondazioni" Prof. Viggiani), la portanza del palo è determinata calcolando il contributo di portanza per attrito laterale e il contributo alla portata limite di base, tenendo conto che le due componenti non si sommano linearmente.

Nel caso di terreni coesivi, la componente di attrito laterale si determina mediante il metodo α :

$$Q_s = \pi \cdot D \cdot \int_0^L \tau_s \cdot dz$$

Nella quale $\tau_s = \alpha \cdot c_u$ assumendo per α i valori suggeriti dalle Raccomandazioni AGI per pali trivellati considerando nel calcolo una condizione a breve termine (condizioni non drenate) che risultano le più critiche.

Pali	Materiale	s_u [kPa]	q_s [kPa]	$q_{s,max}$ [kPa]
Infissi	Cl	fino a 25	s_u	120
		25 ÷ 50	$0.85 s_u$	
		50 ÷ 75	$0.65 s_u$	
		più di 75	$0.50 s_u$	
	Acciaio	fino a 25	s_u	100
		25 ÷ 50	$0.80 s_u$	
		50 ÷ 75	$0.65 s_u$	
		più di 75	$0.50 s_u$	
Trivellati	Cl	fino a 25	$0.90 s_u$	100
		25 ÷ 50	$0.80 s_u$	
		50 ÷ 75	$0.60 s_u$	
		più di 75	$0.40 s_u$	

Figura 42 – Coefficienti α da Raccomandazioni AGI

Nel caso di terreni non coesivi, la componente di attrito laterale si determina mediante il metodo β secondo il quale la tensione tangenziale è calcolata con la relazione:

$$\tau_s = \beta \cdot \sigma'_{v0}$$

Nella quale il coefficiente β è determinato dal prodotto $\beta = k \cdot tg \phi'$. Tali valori sono determinati seguendo le indicazioni riportate in letteratura con riferimento ai pali trivellati.



Tipo di palo		Valori di K		Valori di $\tan\delta$
		per stato di addensamento		
		sciolto	denso	
Battuto	profilato in acciaio	0.7	1.0	$\tan 20^\circ = 0.36$
	tubo d'acciaio chiuso	1.0	2.0	
	cls. prefabbricato	1.0	2.0	$\tan(0.75\phi')$
	cls. gettato in opera	1.0	3.0	$\tan\phi'$
	trivellato	0.4	0.5	$\tan\phi'$
	trivellato-pressato con elica continua	0.7	0.9	$\tan\phi'$

Figura 43 – Valori di k da letteratura

La componente di portata limite di base si determina mediante l'equazione:

$$Q_p = A_p \cdot q_p = A_p \cdot \sigma'_{v0,p} \cdot N_q$$

Nella quale $\sigma'_{v0,p}$ è la tensione verticale efficace alla punta e N_q è un fattore di capacità portante.

Essendo noto che il contributo di portata di base si attiva per cedimenti sostanzialmente maggiori rispetto a quelli necessari per l'attivazione dell'attrito laterale, si fa riferimento a valori del parametro N_q ridotti e corrispondenti all'insorgere delle prime deformazioni plastiche alla punta.

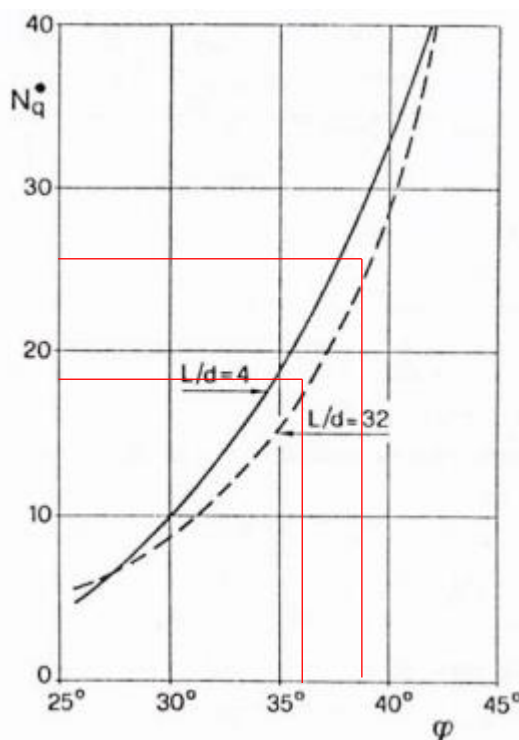


Figura 44 – Valori di N_q ridotti

I pali saranno caratterizzati da un diametro di 60 cm ed una lunghezza di 15 m. La testa del palo sarà posta ad una quota rispetto al piano campagna pari a 0,50 m per poi attraversare i primi 8,50 metri di profondità caratterizzati da terreno coesivo, successivamente si considera una lente di terreno incoerente fino alla profondità di 10 metri interposta ad uno strato di terreni coesivi fino alla profondità di 12,70 metri. Infine i pali si innestano su uno strato molto consistente di terreno incoerente. Si prevede di realizzare i pali della tipologia FDP senza asportazione di materiale in calcestruzzo gettato in opera. Tale tipologia di palo garantiscono una maggiore



portata per attrito laterale e di punta maggiori rispetto ai tradizionali pali trivellati in quanto producono una compattazione laterale del terreno.

- Capacità portante per attrito laterale in terreni coesivi

Per la valutazione della capacità portante si individuano il valore medio e minimo della coesione non drenata per gli strati iniziali di argilla mediante i quali individuare il valore del parametro α :

1° strato da 0,00 fino a 8,50 m dal p.c.

$$c_{u,med} = 51 \text{ kPa} - \alpha = 0,60$$

$$c_{u,min} = 34 \text{ kPa} - \alpha = 0,80$$

La componente di attrito laterale risulta essere pari a:

$$Q_{s,med} = \pi \cdot D \cdot \alpha \cdot c_u \cdot h = 490,28 \text{ kN}$$

$$Q_{s,min} = \pi \cdot D \cdot \alpha \cdot c_u \cdot h = 435,80 \text{ kN}$$

3° strato da 10,00 fino a 12,70 m dal p.c.

$$c_{u,med} = 53 \text{ kPa} - \alpha = 0,60$$

$$c_{u,min} = 45 \text{ kPa} - \alpha = 0,80$$

La componente di attrito laterale risulta essere pari a:

$$Q_{s,med} = \pi \cdot D \cdot \alpha \cdot c_u \cdot h = 161,84 \text{ kN}$$

$$Q_{s,min} = \pi \cdot D \cdot \alpha \cdot c_u \cdot h = 183,22 \text{ kN}$$

- Capacità portante per attrito laterale in terreni incoerenti

Per la valutazione della capacità portante per attrito laterale si individuano il valore medio e minimo dell'angolo di attrito interno del secondo e del quarto strato di terreno ed il valore del parametro μ che nel caso di pali trivellati è pari a $\tan \phi$:

2° strato da 8,50 fino a 10,00 m dal p.c.

$$\phi'_{med} = 35^\circ - \mu = 0,70$$

$$\phi'_{min} = 31^\circ - \mu = 0,60$$

4° strato da 12,70 fino a 15,00 m dal p.c.

$$\phi'_{med} = 39^\circ - \mu = 0,81$$

$$\phi'_{min} = 36^\circ - \mu = 0,73$$

Per quanto concerne il parametro K, con riferimento ai valori di letteratura, viene definito un valore funzione della tipologia di palo e il grado di addensamento. Essendo lo strato di terreno incoerente di tipo sciolto e considerando la tipologia di pali trivellato ad elica, il valore K è definito pari a 0,7 per lo strato superficiale poco addensato e pari a 0,9 per lo strato più profondo addensato.

Per quanto concerne il valore di pressione litostatica variabile lungo l'altezza si fa riferimento al valore di pressione agente a metà profondità dello strato attraversato. Avendo un'immersione del palo nel terreno incoerente per una lunghezza di 1,50 m per lo strato più superficiale e di 2,30 m per lo strato più profondo, si calcola la pressione litostatica trascurando dunque la pressione dovuta al peso della sovrastruttura:

2° strato da 8,50 fino a 10,00 m dal p.c.

$$\sigma_{v0} = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 = 18 \cdot 8,50 + 20 \cdot 0,75 = 168,00 \text{ kPa}$$



Noto il valore di pressione litostatica media è possibile determinare il contributo di capacità portante per attrito laterale:

$$Q_{s,med} = \pi \cdot D \cdot K \cdot \mu \cdot \sigma_{v0} \cdot h = 232,75 \text{ kN}$$

$$Q_{s,min} = \pi \cdot D \cdot K \cdot \mu \cdot \sigma_{v0} \cdot h = 199,50 \text{ kN}$$

4° strato da 12,70 fino a 15,00 m dal p.c.

$$\sigma_{v0} = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3 + \gamma_4 \cdot h_4 = 18 \cdot 8,50 + 20 \cdot 1,50 + 18 \cdot 2,70 + 20 \cdot 1,15 = 254,60 \text{ kPa}$$

Noto il valore di pressione litostatica media è possibile determinare il contributo di capacità portante per attrito laterale:

$$Q_{s,med} = \pi \cdot D \cdot K \cdot \mu \cdot \sigma_{v0} \cdot h = 804,66 \text{ kN}$$

$$Q_{s,min} = \pi \cdot D \cdot K \cdot \mu \cdot \sigma_{v0} \cdot h = 725,19 \text{ kN}$$

- Capacità portante alla punta in terreni incoerenti

Per la stima della capacità portante di punta del palo si fa riferimento ad una formulazione analoga a quella di Terzaghi per il calcolo della capacità portante di una fondazione superficiale. Per il parametro N_q , come già indicato, si fa riferimento ad un valore ridotto secondo la teoria di Berezantsev. Per i due valori di angolo di attrito interno rispettivamente pari a 39° e 36° si ottengono i seguenti valori del fattore N_q :

$$N_{q,\varphi \text{ medio}} \cong 25$$

$$N_{q,\varphi \text{ min}} \cong 18$$

La pressione efficace ad una profondità di 15,00 m è pari a:

$$\sigma'_{v0} = \gamma_1 \cdot h_1 + \gamma_2 \cdot h_2 + \gamma_3 \cdot h_3 + \gamma_4 \cdot h_4 = 8 \cdot 8,50 + 10 \cdot 1,50 + 8 \cdot 2,70 + 10 \cdot 2,30 = 127,60 \text{ kPa}$$

Applicando tali fattori si ottengono i seguenti valori di resistenza per capacità portante di punta:

$$Q_{b \text{ medio}} = \pi \cdot r^2 \cdot \sigma'_{v0} \cdot N_q = 901,95 \text{ kN}$$

$$Q_{b \text{ min}} = \pi \cdot r^2 \cdot \sigma'_{v0} \cdot N_q = 649,40 \text{ kN}$$

La capacità portante caratteristica risulta essere pari a:

$$R_{b,k} = \min \left(\frac{R_{b,cal \text{ med}}}{\xi_3}; \frac{R_{b,cal \text{ min}}}{\xi_4} \right) = 382,00 \text{ kN}$$

$$R_{s,k} = \min \left(\frac{R_{s,cal \text{ med}}}{\xi_3}; \frac{R_{s,cal \text{ min}}}{\xi_4} \right) = 908,06 \text{ kN}$$

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = 1290,06 \text{ kN}$$

Noti i valori caratteristici della portanza dei pali di fondazione vengono definiti due valori di resistenza di progetto:

- Resistenza di progetto dei pali per carico limite nei riguardi dei carichi assiali.
 - Nel caso di carichi assiali verticali si tiene conto dei due contributi di capacità portante per attrito laterale e alla punta. In questi casi i coefficienti parziali sono rispettivamente pari a $\gamma_s = 1,15$ e $\gamma_b = 1,30$. La resistenza di progetto vale pertanto:
 - $R_{c,d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s,k}}{\gamma_s} = 1083,46 \text{ kN}$
- Resistenza di progetto dei pali per carico limite nei riguardi dei carichi assiali di trazione.
 - Per la presenza di pali che in alcune combinazioni sismiche sono soggetti a trazione è necessario eseguire una verifica per sfilamento. In questo meccanismo non entra in gioco il meccanismo di



portata alla punta ma si considera il solo contributo per attrito laterale. In questo caso il coefficiente parziale è pari a $\gamma_{st} = 1,25$. La resistenza di progetto vale pertanto:

▪ $R_{c\ st,d} = \frac{R_{s,k}}{\gamma_{st}} = 726,45\ kN$

Le immagini seguenti mostrano le pressioni di progetto all'interfaccia terreno fondazione e le massime azioni assiali agenti nei pali nelle combinazioni allo SLV.

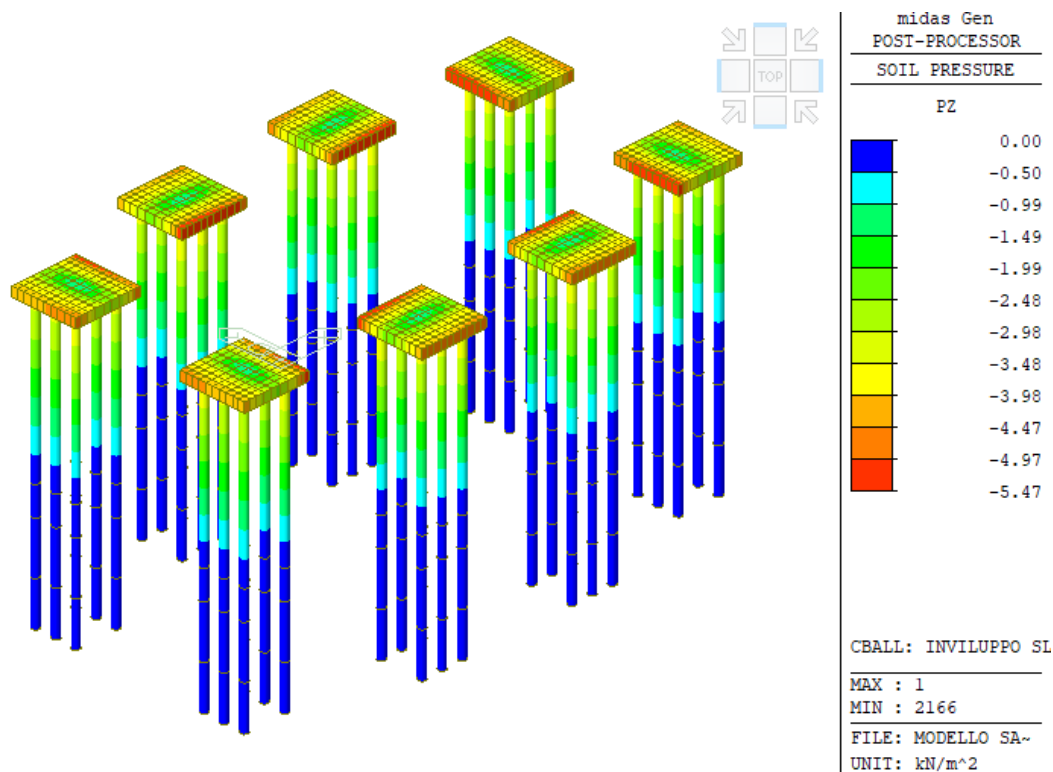


Figura 45 Pressioni al suolo platea – SLV

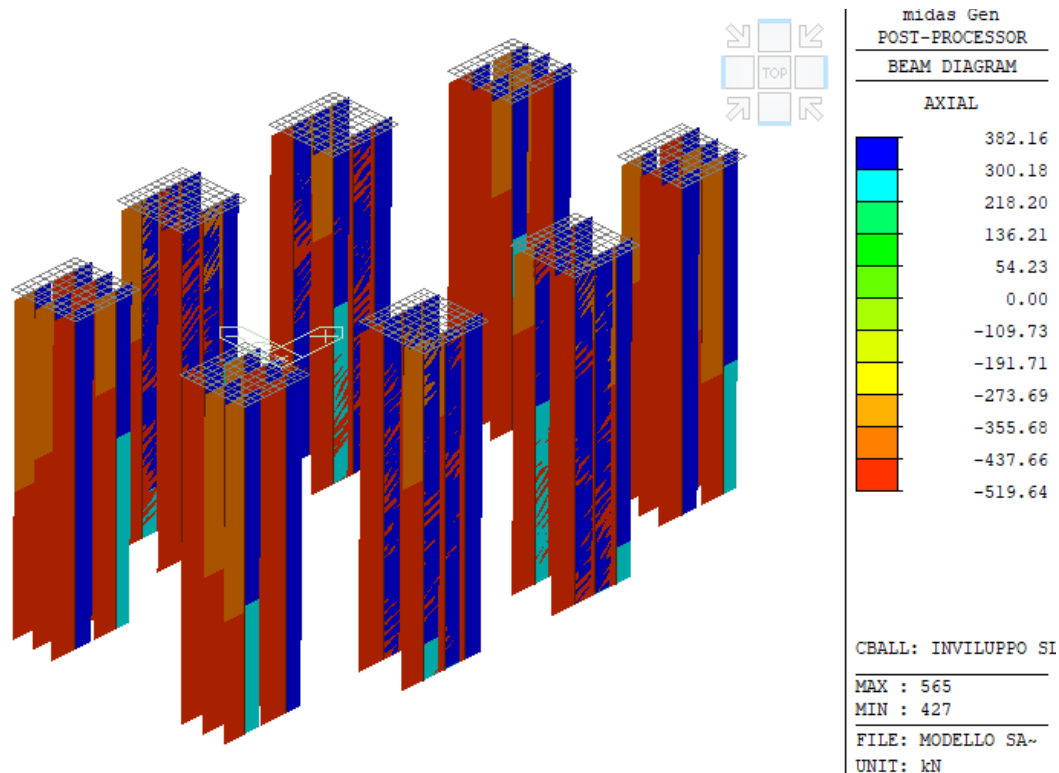


Figura 46: Sforzo normale pali – SLV

Dalle immagini si può osservare che il trasferimento delle azioni al terreno avviene essenzialmente mediante i pali di fondazione. Infatti le pressioni di contatto platea-terreno sono ridotte e dunque trascurabili rispetto alle fondazioni profonde. Ad ogni modo si eseguono le verifiche considerando una tipologia di fondazione mista. In particolare si deve verificare che le verifiche GEO siano soddisfatte per entrambe le tipologie di fondazione. Dalla relazione geologica il rischio di liquefazione è basso, pertanto nel meccanismo resistente si considera anche lo strato di terreno incoerente posto nella zona terminale dei pali di fondazione:

- Fondazione superficiale: il valore massimo di pressione di contatto, E_d , è pari a $5,47 \text{ kN/m}^2$. La capacità resistente del sistema fondale superficiale, R_d , ottenuto dividendo la capacità resistente per il fattore di sicurezza $\gamma_r=2,3$ è pari a $129,31 \text{ kN/m}^2$.
- Fondazione profonda: il valore massimo di azione assiale sui pali, E_d , è pari a $519,64 \text{ kN}$. La capacità resistente per azioni assiali del sistema profondo, R_d , è pari a $1083,46 \text{ kN}$.

Inoltre sono stati individuati pali che in condizioni SLV sono soggetti a trazione. Per tali elementi si esegue la verifica a carico limite per sfilamento. Per tale verifica è stato considerato il solo contributo di capacità resistente per attrito laterale. La massima azione di trazione sul palo risulta essere pari a $382,16 \text{ kN}$. Tale valore include, a favore di sicurezza, il peso proprio del palo, il quale non viene sottratto per eseguire la verifica. La resistenza a sfilamento del palo corrisponde a $726,45 \text{ kN}$.

Per quanto concerne l'effetto di gruppo dei pali, si fa riferimento alla teoria di Terzaghi e Peck, secondo la quale la portanza del gruppo corrisponde al valore minore fra la somma dei carichi limite dei pali singoli ed il valore di collasso del blocco P_B , quest'ultimo valutato come segue:

$$P_B = B \cdot L \cdot (N_c \cdot c_u + \gamma' \cdot D) + 2 \cdot c_u \cdot (B + L) \cdot D$$

Nella quale B ed L sono le dimensioni della palificata pari a 2,80 m per entrambi;



c_u è la resistenza a taglio non drenata alla base dei pali pari a

γ' è il peso medio del terreno immerso

D è l'approfondimento del piano di posa

N_c è il fattore di capacità portante alla profondità D (Skempton) solitamente posto pari a 9.

Dato che il piano di posa dei pali è in terreno incoerente, per il calcolo della portata della palificata si fa riferimento all'ultimo strato di terreno coesivo alla profondità di 12,70 m. Per tale strato si hanno le seguenti caratteristiche:

$$c_u = 53 \text{ kN/m}^2$$

Si ottiene pertanto:

$$P_B = 2.8 \cdot 2.8 \cdot (9 \cdot 53 + (8 \cdot 8.5 + 10 \cdot 1.50 + 8 \cdot 2.70)) + 2 \cdot 12.70 \cdot 53 \cdot 5.6 = 12098.46 \text{ kN}$$

Si considera il coefficiente parziale di sicurezza relativo a fondazioni superficiali pari a $\gamma_{Rd} = 2.30$ ottenendo una portata di base di progetto pari a $P_{B,d} = \frac{12098.46}{2.3} = 5260.20 \text{ kN}$

Si può osservare che la portanza della palificata risulta essere minore della somma delle portanze della totalità dei pali

$$P_{B,d} = 5260.20 \text{ kN} < 6 \cdot 1083.46 = 6500.76 \text{ kN}$$

Suddividendo la portata di base della palificata per il numero di pali si ottiene la portanza del singolo palo tenendo conto degli effetti di gruppo:

$$R_{c,d,palificata} = \frac{5260.20}{6} = 876.70 \text{ kN}$$

La portata del singolo palo, tenendo conto degli effetti di gruppo, è maggiore dell'azione massima agente sul singolo palo: $R_{c,d,palificata} = 876.70 \text{ kN} > E_d = 519.64 \text{ kN}$.

Si può osservare che tutti i valori agenti di pressione sulla platea e di azioni assiali sul palo risultano inferiori rispetto ai corrispondenti valori di resistenza, pertanto, le **verifiche GEO del sistema di fondazione risultano soddisfatte**.

5.4.2.2 Verifiche STR – Pali di fondazione

Si riportano di seguito le sollecitazioni agenti sui pali di fondazione considerando l'involuppo allo SLV.

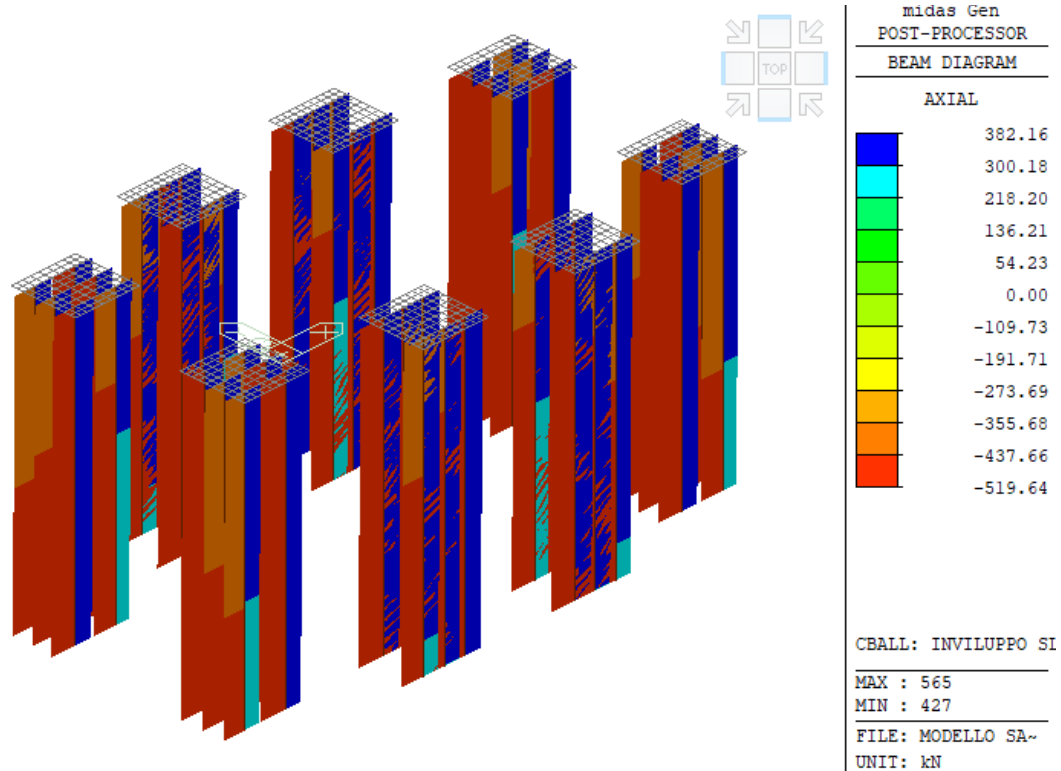


Figura 47: Sforzo normale sui pali – SLV

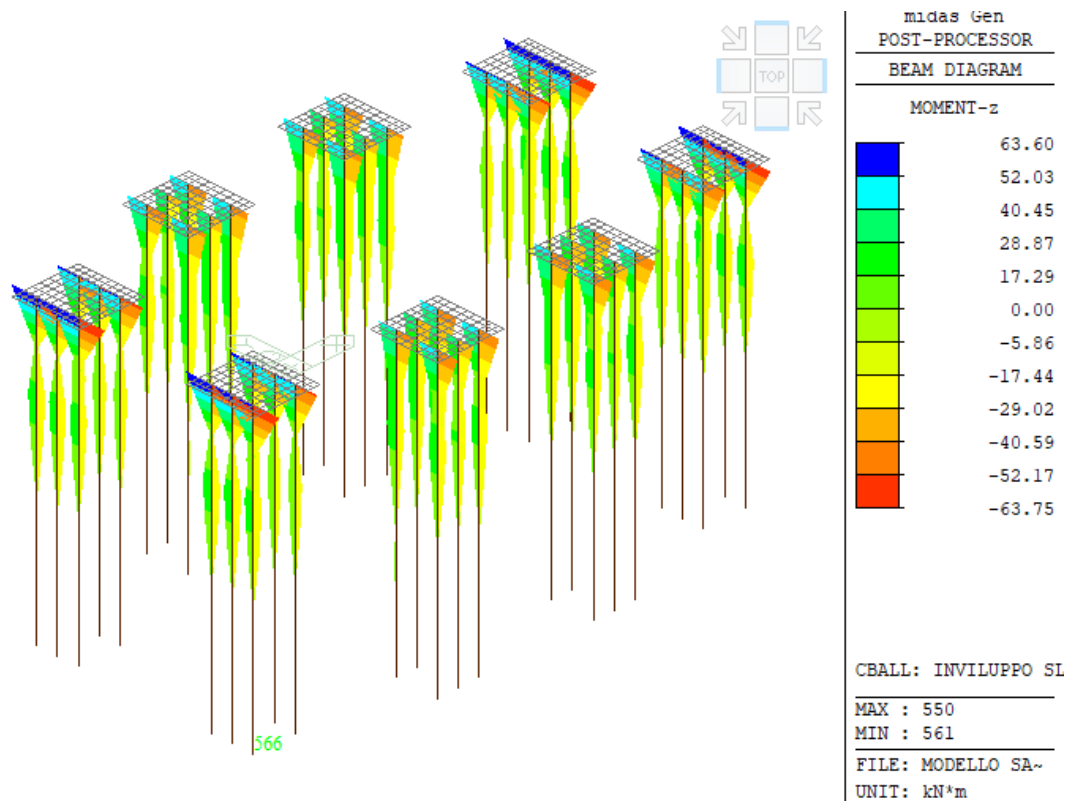


Figura 48: Momento flettente Mz agente sui pali – SLV

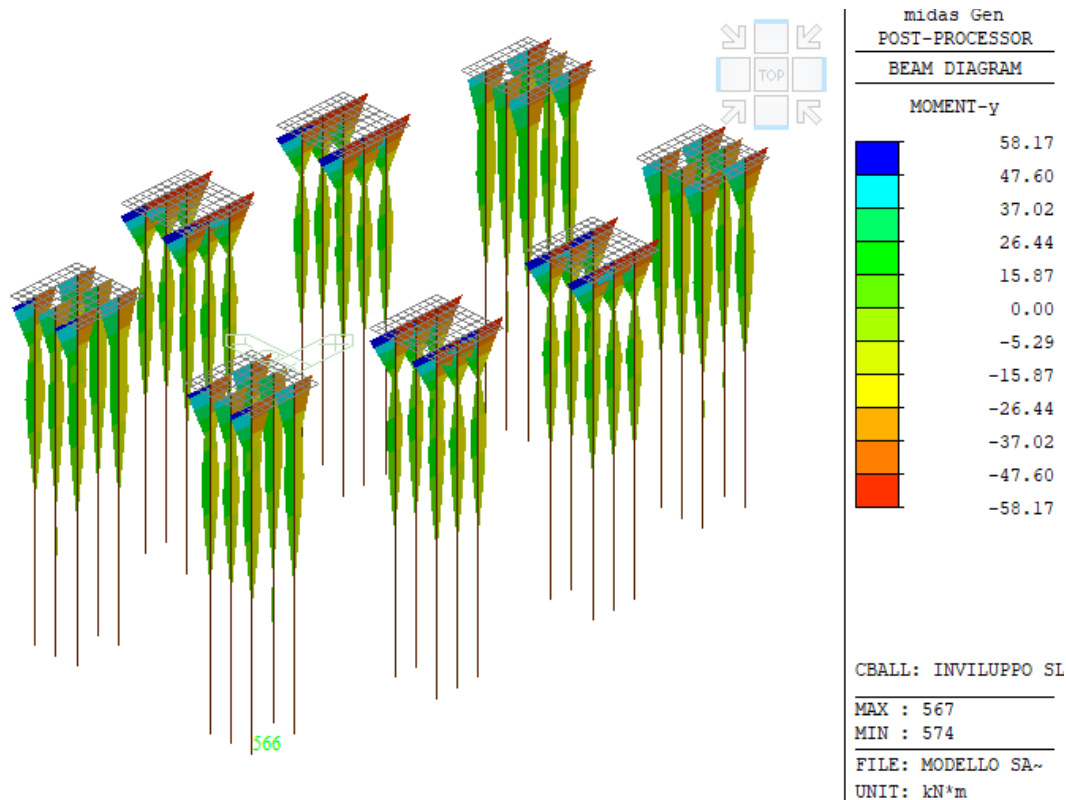


Figura 49: Momento flettente M_y sui pali – SLV

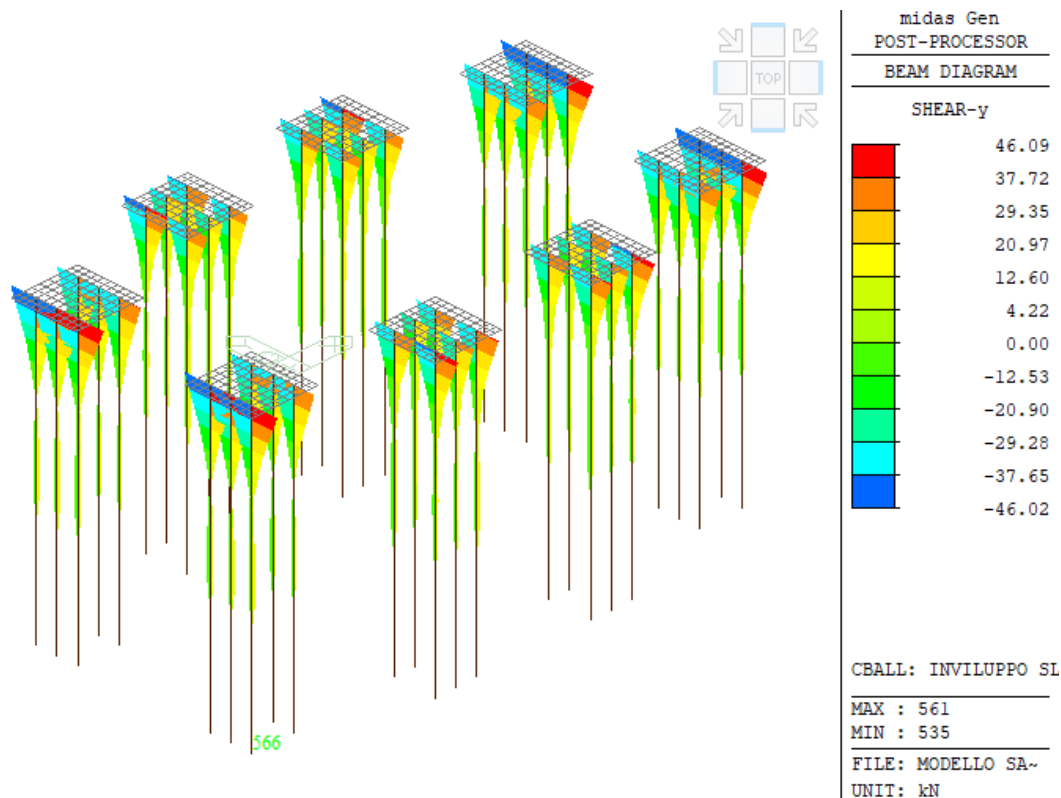


Figura 50: Taglio F_y sui pali – SLV

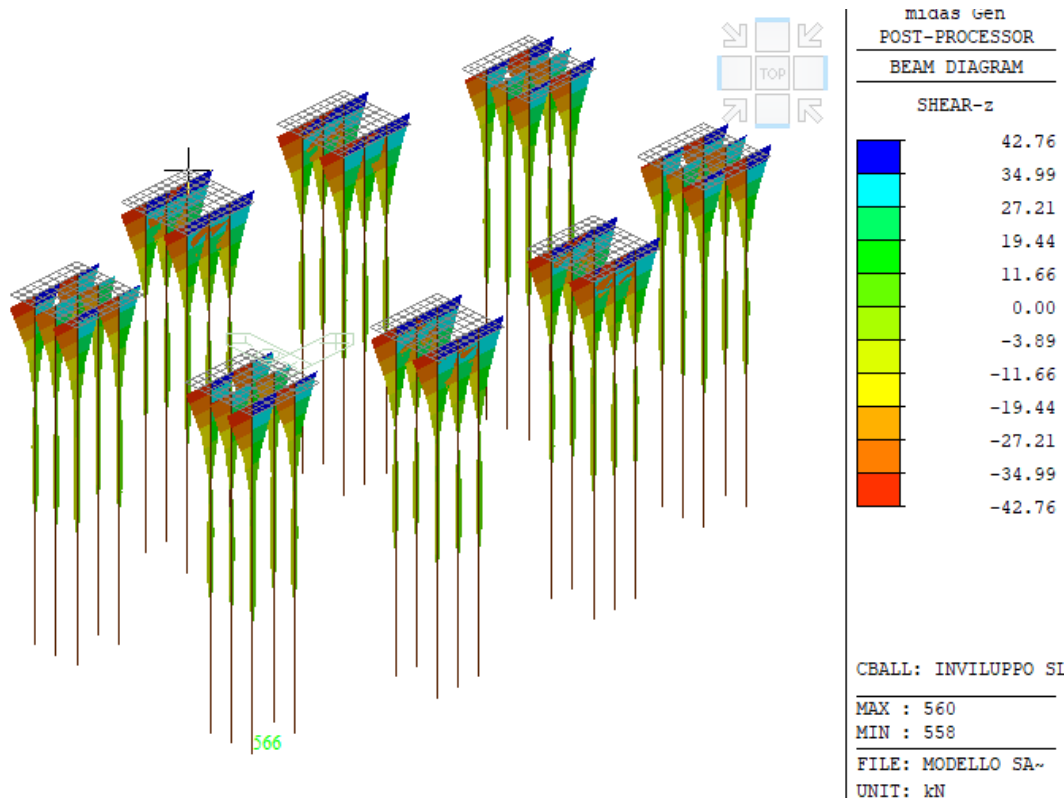


Figura 51: Taglio Fz sui pali – SLV

I pali saranno armati da 12 barre $\varnothing 18$ distribuite lungo il perimetro e da staffe circolari $\varnothing 8$ con passo 15 cm. Si riportano di seguito le verifiche a flessione e taglio della sezione del palo maggiormente sollecitato. Per la verifica a flessione, la combinazione peggiorativa corrisponde al palo in trazione.

Titolo : _____

Sezione circolare cava

Raggio esterno: 30 [cm]
Raggio interno: 0 [cm]
N° barre uguali: 12
Diametro barre: 1,8 [cm]
Copriferro (baric.): 6 [cm]

N° barre: 0 Zoom

Sollecitazioni

S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: -382,16 0 kN
M_{xEd}: 48,75 0 kNm
M_{yEd}: 33,93 0

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

M xRd: 152,5 kN m
yRd: 108,8 kN m
 σ_c : -14,17 N/mm²
 σ_s : 391,3 N/mm²
 ϵ_c : 3,5 ‰
 ϵ_s : 13,83 ‰
d: 53,86 cm
x: 10,88 x/d: 0,202
 δ : 0,7

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

Vertici: 52 N° rett.: 100
Calcola MRd Dominio Mx-My
angolo asse neutro θ° : 324
Precompresso

Figura 52: Verifica a flessione palo di fondazione



Per quanto concerne la verifica a taglio si fa riferimento alla formulazione di Clarke e Birjandi mediante la quale si definisce una sezione rettangolare equivalente alla sezione circolare.

r [mm]	r _s [mm]	c [mm]	sina	a	d [mm]	A _v [mm ²]	b _w [mm]
300	240	60	0.509	0.534	452.79	228911.2	505.56

Resistenza a taglio-trazione e taglio-compressione								
Staffe	φ _w [mm]	n° bracci	A _{sw} [mm ²]	s [mm]	f _{ywd} [MPa]	θ [°]	α [°]	V_{Rsd} [kN]
	8	2	100.53	150	391.3	45	90	106.87
Calcestruzzo	b _w [mm]	d [mm]	a _{cw}	v	f _{cd} [MPa]	θ [°]	α [°]	V_{Rcd} [kN]
	505.56	452.79	1.00	0.5	14.17	45	90	729.65

VERIFICA			
V _{Rcd} (kN)	V _{Rsd} (kN)	V_{Rd} (kN)	V_{ed} (kN)
729.65	106.87	106.87	46.09
VERIFICA SODDISFATTA			



5.4.2.3 Verifiche STR – Plinti

Di seguito si riportano le sollecitazioni flessionali calcolate con il metodo di Wood-Armer, nelle due direzioni principali e per intradosso ed estradosso del plinto maggiormente sollecitato.

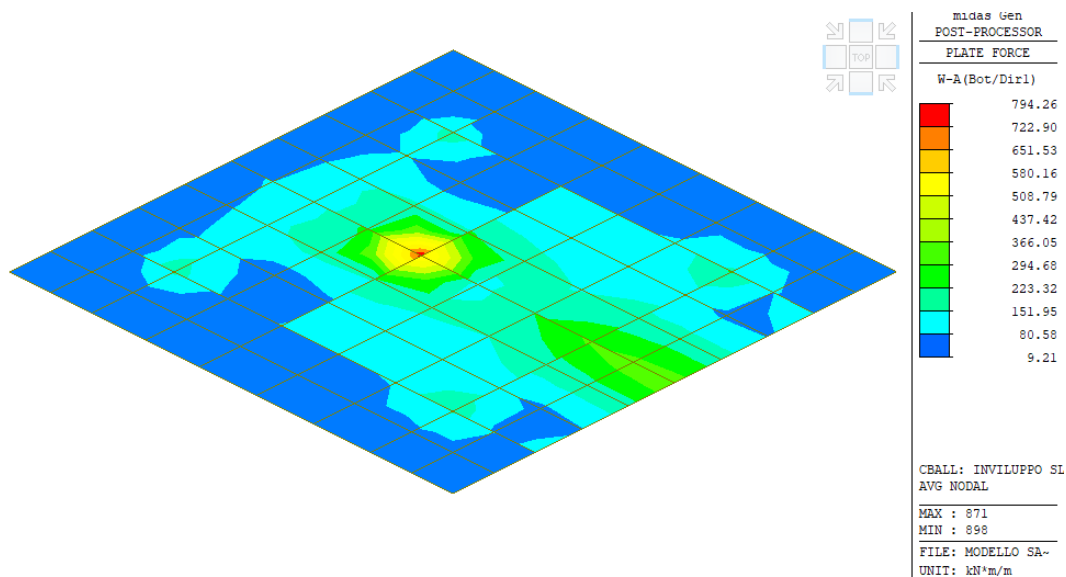


Figura 53: Sollecitazioni flessionali – Dir. 1 Inferiore

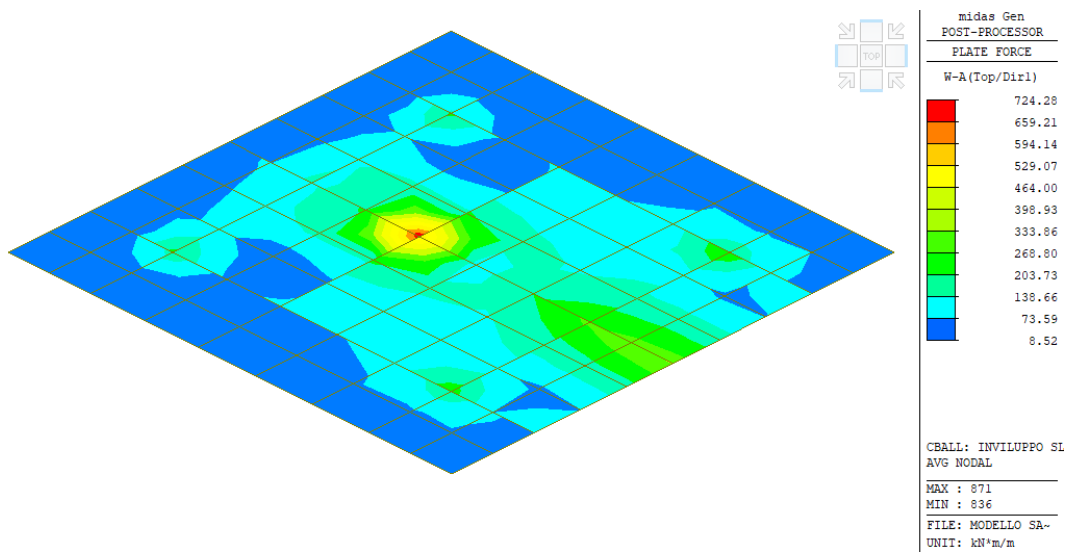


Figura 54: Sollecitazioni flessionali – Dir. 1 Superiore

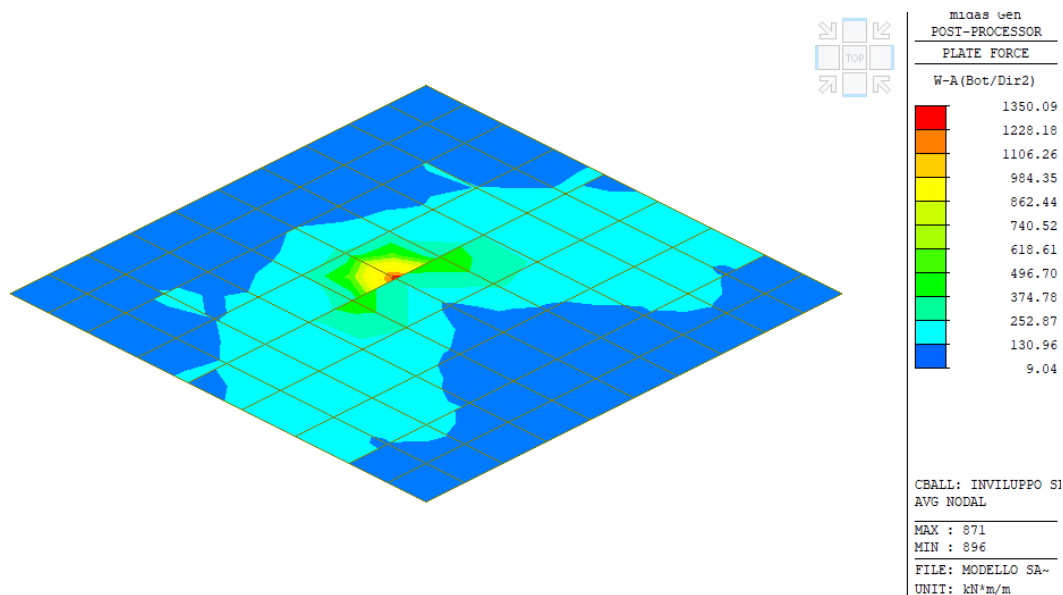


Figura 55: Sollecitazioni flessionali – Dir. 2 inferiore

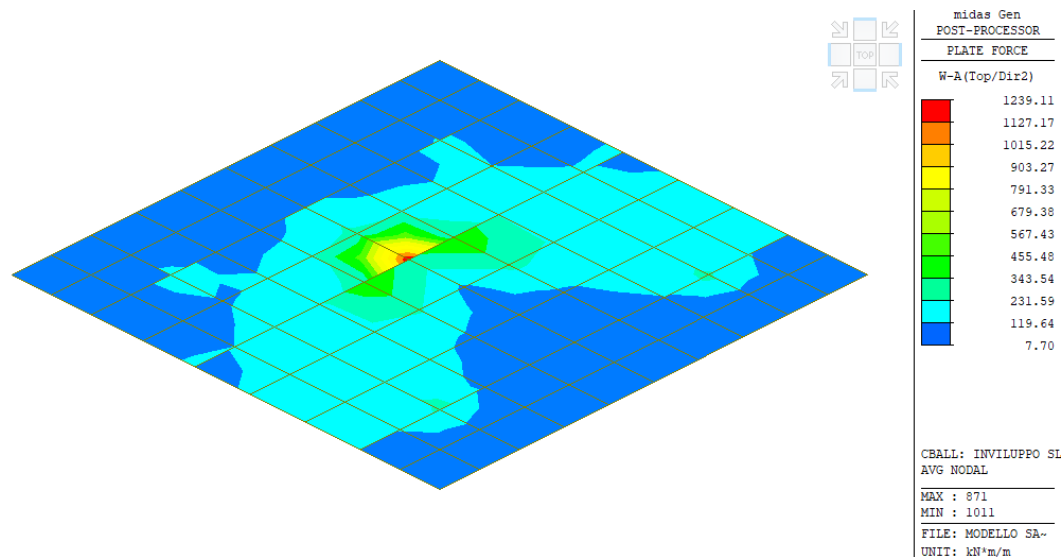


Figura 56: Sollecitazioni flessionali – Dir. 2 Superiore

Per determinare le sollecitazioni di progetto si considera una fascia di fondazione di larghezza pari a 1,00 m e si calcolano le sollecitazioni mediante integrazione dei valori generalizzati. Si ottengono tali sollecitazioni flessionali:

$$M_{Ed,dir1,sup} = 371,59 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,dir1,inf} = 399,16 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,dir2,sup} = 618,23 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed,dir2,inf} = 669,69 \text{ kNm}$$

Si prevede dunque per ogni direzione la medesima armatura superiore ed inferiore. In particolare nella direzione 1 si dispongono 10 $\varnothing 18$ per metro mentre nella direzione 2 si dispongono barre $\varnothing 16$ con passo 15 cm e si prevede armatura integrativa pari a 8 $\varnothing 24$ in corrispondenza del baricentro della platea.



Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	25,45	5,5
2	25,45	44,5

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 399,16 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

M_{xRd} 409,2 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 20,72 ‰
d 44,5 cm
x 6,43 x/d 0,1445
 δ 0,7

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. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
☐ Precompresso

Figura 57: Verifica a flessione plinto in direzione 1

Titolo : _____

N° figure elementari Zoom N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	100	50

N°	As [cm²]	d [cm]
1	16,08	4,5
2	16,08	45,5
3	36,19	8
4	36,19	42

Sollecitazioni
S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 0 kN
M_{xEd} 669,69 0 kNm
M_{yEd} 0 0

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

M_{xRd} 782,1 kN m
 σ_c -14,17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 ‰
 ϵ_s 13,43 ‰
d 45,5 cm
x 9,406 x/d 0,2067
 δ 0,7

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. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
M-curvatura
☐ Precompresso

Figura 58: Verifica a flessione plinto direzione 2



5.4.3 Progetto elemento di collegamento tra i nuovi setti e l'edificio esistente

Gli elementi di collegamento tra i nuovi elementi e la struttura esistente sono modellati come bielle in quanto non si ritiene possibile creare un vincolo ad incastro alla struttura esistente. In particolare tale elemento è discretizzato con un profilo HEB260.

Si riportano nell'immagine seguente le sollecitazioni assiali agenti sull'elemento di collegamento.

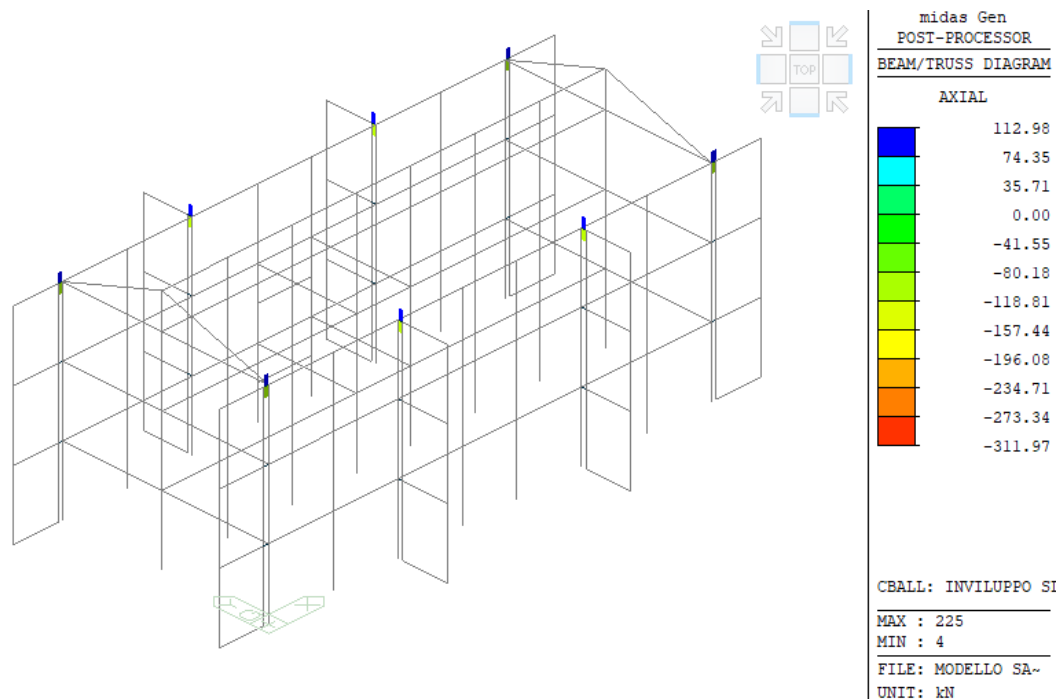


Figura 59: Sollecitazioni elementi truss di collegamento tra nuovi elementi e struttura esistente

Di seguito si riporta la verifica del profilo per la massima azione di compressione.

IPE - HE - HL = verifica di stabilità a carico di punta	
(Instabilità attorno all'asse z-z)	
	$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad N_{b,Rd} = \chi A \frac{f_{yk}}{\gamma_{M1}}$ <p>N_{Ed} = azione di compressione di calcolo $N_{b,Rd}$ = resistenza all'instabilità nell'asta compressa χ = coefficiente che dipende dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato A = area lorda della sezione f_{yk} = tensione caratteristica a snervamento γ_{M1} = coefficiente di sicurezza Attenzione: la scheda vale solo per sezioni di classe 1, 2 e 3</p>
INPUT	
Definizione dell'azione sollecitante	N = 311.97 [kN]
Caratteristiche del profilo	HE 260 B
Classe dell'acciaio	S275JO - S275JR - S275J2
	L_{cr} [m] = 0.50
OUTPUT	
(VERIFICA Punto 4.2.4.1.3.1 NTC 2018)	
N_{Ed} = 311.97 [kN]	$N_{Ed} / N_{b,Rd}$ = 0.10
$N_{b,Rd}$ = 3100.95 [kN]	Verifica soddisfatta

L'elemento in acciaio risulta verificato per azioni di instabilità per effetto delle azioni assiali.



5.4.4 Dimensionamento rinforzo solaio di copertura

Al fine di garantire un comportamento più efficace della struttura per azioni sismiche, si prevede la realizzazione di una soletta collaborante sul solaio di copertura.

Da una ricerca storica, le travi Varese sono realizzate da 3 ferri inferiori e 2 superiori. In particolare si impiegavano per luci di circa 4,50 m 2Ø10+2Ø6 inferiori e 2Ø6 superiori.

Ai fini delle verifiche si considerano inoltre, a differenza dei rimanenti elementi strutturali, un coefficiente parziale pari al prodotto tra il coefficiente parziale dei materiali e il fattore di confidenza fissato solo per tali verifiche a 1,20.

In fase di esecuzione delle opere sarà necessario eseguire un sondaggio più approfondito per verificare tali condizioni.

Il solaio di copertura si considera semplicemente appoggiato considerando una luce netta pari 4,60 m. Dall'analisi dei carichi si ha un carico distribuito complessivo come nella seguente tabella.

SOLAIO COPERTURA – LATEROCEMENTO VARESE			
Solaio Varese h = 16 cm		1.50	kN/m ²
Soletta in c.a. alleggerita	16 kN/m ³	0.64	kN/m ²
Tegole		0.80	kN/m ²
Totale permanenti		2.94	kN/m²
Accidentale		0.80	kN/m²

L'interasse dei travetti è pari a circa 0,85 m, pertanto è possibile calcolare il carico afferente alla singola striscia di solaio.

$$q = 2.94 \cdot 1.3 \cdot 0.85 + 0.80 \cdot 1.5 \cdot 0.85 = 4.27 \text{ kN/m}$$

Considerando uno schema di semplice appoggio è possibile calcolare le sollecitazioni flessionali e taglianti agenti:

$$M_{Ed} = 11,29 \text{ kNm}$$

$$V_{Ed} = 9,82 \text{ kN}$$

L'intervento di rinforzo del solaio di copertura prevede la realizzazione di una soletta collaborante in calcestruzzo alleggerito di densità 14 kN/m³ di spessore pari a 4 cm. Si riportano le caratteristiche meccaniche del materiale impiegato:

calcestruzzo LC 20/22:

- $f_{ck} = 22 \text{ MPa}$
- $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 22 / 1.5 = 12.47 \text{ MPa}$
- $E = 15000 \text{ MPa}$

Verifica a flessione

Per la verifica a flessione si considera la sezione a T considerando il calcestruzzo di nuova realizzazione superiormente e l'acciaio esistente ridotto per $\gamma_c = 1,5$ e $FC = 1,2$. Sulla soletta di nuova realizzazione si dispone una rete elettrosaldata Ø8 20x20.



Titolo : _____

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

N°	b [cm]	h [cm]
1	85	4
2	8,5	19,5

N°	As [cm²]	d [cm]
1	1,85	21,5
2	2,01	2,5
3	0,56	6

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 ☐ Deviata

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

Figura 60: Verifica a flessione solaio rinforzato

Verifica a taglio

Per la verifica a taglio si considera una trave rettangolare di larghezza pari all'anima del travetto ed altezza pari alla somma dell'altezza del travetto e dello spessore della soletta considerando, a favore di sicurezza, le caratteristiche meccaniche del materiale esistente.

b [mm]	h [mm]	c [mm]	d [mm]
85	235	20	215

k	ρ_1	f_{cd} [MPa]	k_1	b_w [mm]	d [mm]	V_{min}	V_{Rd} [kN]
1.96	0.01324	9.81	0.15	85	215	0.302	10.13

VERIFICA	
V_{Rd} (kN)	V_{Ed} (kN)
10.13	9.82

Al fine di rendere collaboranti la nuova soletta con i travetti esistenti si disporranno connettori a taglio in numero sufficiente a garantire resistenza e rigidezza.

Il quantitativo di connettori è funzione delle caratteristiche del connettore e degli sforzi tangenziali agenti, calcolati mediante la formula di Jourawski.

Si impiegano connettori con le seguenti caratteristiche meccaniche:

Acciaio tipo 9sMnPb36:

- $f_{yk} = 593$ MPa



- $f_{uk} = 593 \text{ Mpa}$
- $\varnothing = 16 \text{ mm}$

Si suddivide la trave in 4 campi corrispondenti ai quarti di campata, due di estremità e due centrali, nel quale definire il passo di connettori.

In particolare, in accordo con il § 4.3.4.3.1.2 delle NTC2018 è possibile calcolare la resistenza del connettore mediante le seguenti formule:

$$P_{Rd,a} = 0,8 f_{tk} (\pi d^2 / 4) / \gamma_v$$

$$P_{Rd,c} = 0,29 \alpha d^2 (f_{ck} E_{cm})^{0,5} / \gamma_v$$

La resistenza del piolo risulta essere pari a

$$P_{d,Rd} = 17,43 \text{ kN}$$

Applicando la formula di Jourawski è possibile definire il passo dei connettori.

Si calcola il passo dei connettori minimo mediante la formulazione:

$$p_{max} = \frac{P_{d,Rd}}{\tau \cdot i}$$

Nella quale $\tau = \frac{V_{Ed} \cdot S_x}{b \cdot I_y}$ rappresenta lo sforzo tangenziale mediante la formulazione di Jourawski all'interfaccia tra travetti e nuova soletta. Si riporta di seguito un riepilogo dei risultati e il passo dei connettori effettivamente disposti.

	Appoggio	1/4 Trave	Mezzeria	3/4 Trave	Appoggio
$\tau \cdot i$	0,50	0,26	0,00	0,26	0,50
$p_{max} [cm]$	35	67	0	67	35
$p_{eff} [cm]$	20	40	40	40	20

Tabella 9: Passo connettori a taglio



6 CONCLUSIONI

Lo Studio di Fattibilità Tecnica ed Economica degli interventi di adeguamento sismico del fabbricato residenziale sito in via San Leo 10 – Località Voghenza – Voghiera (FE) è stato condotto per identificare ed analizzare gli interventi necessari al raggiungimento degli obiettivi previsti dalle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2018 riguardo questa tipologia di interventi.

In particolare, gli interventi di **adeguamento sismico**, così come definiti nelle NTC 2018 (par. 8.4.), sono finalizzati ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente permettendo di raggiungere, per la tipologia di uso della struttura e per la tipologia di interventi il raggiungimento di un livello di sicurezza superiore a **0,80**.

L'analisi di vulnerabilità dello stato di fatto ha permesso di evidenziare le carenze strutturali dell'edificio essenzialmente **per quanto riguarda le combinazioni sismiche**. In particolare la presenza di elementi non progettati per azioni sismiche e per la necessità di individuare interventi che non richiedano l'allontanamento dei nuclei occupanti gli interventi individuati sono i seguenti:

- *Realizzazione di una cappa collaborante in calcestruzzo armato alleggerito sul solaio di copertura al fine di creare un piano rigido in copertura e regolarizzare il comportamento della struttura e di distribuire le azioni sismiche sull'ultimo livello fuori terra;*
- *Realizzazione di pareti esterne di controvento in struttura mista calcestruzzo e acciaio, fondate su plinti isolati su pali, le quali andranno ad assorbire, per la presenza di piani rigidi su tutti gli impalcati, la gran parte delle azioni sismiche, sgravando dunque la struttura in elevazione originaria evitando dunque il rinforzo di questi ultimi.*
- *Rinforzo a momento flettente negativo delle travi 30x20 cm sul vano scala mediante ancoraggio con spinotti di angolari a lati disuguali.*

Con gli interventi previsti è stato possibile raggiungere un livello di sicurezza maggiore di 0,80 avendo un livello di sicurezza allo Stato di Fatto pari a $\zeta_E = 0.15$. Di seguito si riporta una tabella contenente il livello di sicurezza ante e post-intervento.



Elemento	Verifica	Coefficiente di sicurezza SDF	Coefficiente di sicurezza SDP
		SLV	SLV
Pilastro 30x30	Flessione	0.22	1.08
	Taglio	0.26	0.94
Pilastro 25x30	Flessione	0.15	0.83
	Taglio	0.38	1.08
Travi 20x45	M ⁺	0.16	0.82
	M ⁻	0.27	1.25
	Taglio	0.31	0.82
Travi 60x20	M ⁺	0.25	0.97
	M ⁻	0.38	0.87
	Taglio	0.31	0.89
Travi 30x20	M ⁺	0.32	1.13
	M ⁻	0.21	2.62
	Taglio	0.39	1.08
Travi 120x15	M ⁺	0.31	1.67
	M ⁻	0.21	0.81
	Taglio	0.49	1.42
Travi 45x20	M ⁺	0.24	2.57
	M ⁻	0.56	4.25
	Taglio	0.40	0.84
Travi 30x35	M ⁺	0.61	3.70
	M ⁻	0.87	3.58
	Taglio	0.75	1.51
Travi 30x40	M ⁺	0.43	1.64
	M ⁻	0.67	1.84
	Taglio	0.75	1.46
Travi 35x16	M ⁺	0.66	13.35
	M ⁻	0.31	2.68
	Taglio	0.67	3.11
Travi 50x20	M ⁺	0.47	8.99
	M ⁻	0.51	5.93
	Taglio	1.46	4.96
Travi 30x23	M ⁺	2.82	3.63
	M ⁻	0.80	1.47
	Taglio	0.93	1.07

In conclusione, gli interventi proposti consentono di raggiungere una condizione di adeguamento sismico della struttura con un aumento del parametro ζ_E fino a valori superiori a 0.80.