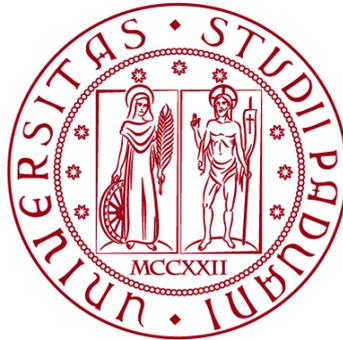


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E
AMBIENTALE
Department Of Civil, Environmental and Architectural Engineering

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



TESI DI LAUREA

DUTTILITÀ E RISPOSTA SISMICA DI UN
EDIFICIO A SETTI IN CALCESTRUZZO
ARMATO

Relatore:
Prof. Ing. ROBERTO SCOTTA

Laureanda:
SILVIA RAMON

Matricola:
1177787

ANNO ACCADEMICO 2021-2022

SOMMARIO

1.	INTRODUZIONE	1
2.	DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO	2
2.1.	Condizioni ambientali	3
2.2.	Materiali impiegati	3
2.3.	Carichi agenti	4
2.4.	Pianta dell'edificio	6
2.4.1.	Pianta tipo dal 1° al 6° piano	6
2.4.2.	Pianta tipo 7° piano.....	8
2.4.3.	Pianta tipo 8° piano (sottotetto)	9
3.	REALIZZAZIONE MODELLO FEM.....	10
3.1.	Carichi applicati	15
3.2.	Spettro di risposta.....	19
4.	ANALISI MODALE	24
4.1.	Verifica attendibilità del modello: Taglio alla base.....	27
4.2.	Verifica attendibilità del modello: N sismico.....	30
4.3.	Sollecitazioni setti	31
4.4.	Sollecitazioni travi.....	41
4.5.	Sollecitazioni pilastri.....	44
5.	DIMENSIONAMENTO ELEMENTI STRUTTURALI	47
5.1.	Setti.....	47
5.1.1.	Verifica a pressoflessione: sollecitazioni	50
5.1.2.	Verifica a pressoflessione: SETTO ID 1-20	51
5.1.3.	Verifica a pressoflessione: SETTO ID 2-19	52
5.1.4.	Verifica a pressoflessione: SETTO ID 3-18	53
5.1.5.	Verifica a pressoflessione: SETTO ID 4-17	54
5.1.6.	Verifica a pressoflessione: SETTO ID 5-16	55
5.1.7.	Verifica a pressoflessione: SETTO ID 6-27	56
5.1.8.	Verifica a pressoflessione: SETTO ID 7-26	58
5.1.9.	Verifica a pressoflessione: SETTO ID 8-25	59
5.1.10.	Verifica a pressoflessione: SETTO ID 9-24	60
5.1.11.	Verifica a pressoflessione: SETTO ID 10-23	61

5.1.12.	Verifica a pressoflessione: SETTO ID 11-22	62
5.1.13.	Verifica a pressoflessione: SETTO ID 12-21	63
5.1.14.	Verifica a pressoflessione: SETTO ID 13.....	64
5.1.15.	Verifica a pressoflessione: SETTO ID 14.....	65
5.1.16.	Verifica a pressoflessione: SETTO ID 15.....	66
5.1.17.	Verifica del rispetto dei dettagli costruttivi.....	67
5.1.18.	Verifica a taglio: determinazione sollecitazione tagliante	67
5.1.19.	Verifica a taglio-compressione del calcestruzzo dell'anima	68
5.1.20.	Verifica a taglio-trazione dell'armatura dell'anima	69
5.1.21.	Verifica a scorrimento nelle zone dissipative	71
5.1.22.	Dettagli costruttivi per la duttilità	72
5.2.	Travi	74
5.2.1.	Verifica a flessione: trave orizzontale 75 x 33 cm	75
5.2.2.	Verifica a flessione: trave verticale 20 x 33 cm	75
5.2.3.	Verifica a flessione: trave verticale 65 x 33 cm.....	76
5.2.4.	Verifica a flessione: capriata 20 x 45 cm	77
5.2.5.	Verifica a flessione: trave di colmo 24 x 48 cm.....	77
5.2.6.	Verifica a flessione: tirante 65 x 33 cm	78
5.2.7.	Verifica a flessione: capriata 20 x 33 cm	79
5.2.8.	Verifica a flessione: trave in altezza di copertura 20 x 120 cm	79
5.2.9.	Verifica del rispetto dei dettagli costruttivi.....	80
5.2.10.	Verifica a taglio	81
5.3.	Pilastri.....	82
5.3.1.	Verifica a pressoflessione: pilastro 35 x 40 cm	83
5.3.2.	Verifica a pressoflessione: pilastro 25 x 50 cm	84
5.3.3.	Verifica a pressoflessione: pilastro 25 x 40 cm	85
5.3.4.	Verifica a taglio	86
5.3.5.	Verifica dettagli costruttivi per la duttilità	87
5.3.6.	Verifica di resistenza	88
5.4.	Setti dal 3° al 7° piano.....	90
5.4.1.	Sollecitazioni	90

5.4.2.	Verifica a pressoflessione	91
5.4.3.	Verifica a taglio	93
6.	ANALISI PUSHOVER	94
6.1.	Modellazione a plasticità concentrata o diffusa	95
6.2.	Caso studio di una mensola incastrata al piede	96
6.2.1.	Analisi Pushover con cerniera plastica concentrata	98
6.2.2.	Analisi Pushover con modellazione a fibre.....	102
6.3.	Analisi Pushover su modello globale	105
6.3.1.	Inserimento armature negli elementi strutturali	105
6.3.2.	Impostazioni generali analisi Pushover.....	108
6.3.3.	Curve di capacità	111
6.3.4.	Analisi Pushover con edificio localizzato in zona con intensità sismica maggiore	114
6.3.5.	Evoluzione dello sviluppo delle cerniere plastiche.....	116
6.3.6.	Deformata dell'edificio.....	122
6.3.7.	Trasformazione del sistema MDOF in SDOF	124
6.3.8.	Calcolo duttilità.....	127
7.	CONCLUSIONI	128
8.	BIBLIOGRAFIA	129

1. INTRODUZIONE

L'obiettivo di questa tesi consiste nel redigere il progetto di un edificio a setti in calcestruzzo armato ubicato nel comune di Jesolo (VE) e di analizzarne rispettivamente risposta sismica e duttilità mediante l'esecuzione di un'analisi statica non lineare o analisi Pushover.

La progettazione è stata eseguita in ottemperanza alle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al Decreto Ministeriale 17/01/2018, prevedendo un comportamento strutturale alle azioni sismiche di tipo dissipativo, dal momento che l'edificio non è dotato di appositi dispositivi d'isolamento e/o dissipativi; tale comportamento presuppone l'accettazione di un danneggiamento strutturale "controllato" per eventi sismici di elevata intensità (Stato Limite di Salvaguardia della Vita) che dia luogo alla formazione di un meccanismo dissipativo, stabile fino allo Stato Limite di Collasso, con l'entrata in campo plastico di alcune membrature e/o collegamenti della struttura, mentre la restante parte permane in campo elastico o sostanzialmente elastico.

Affinché ciò avvenga è necessario che vengano rispettati, per tutti gli elementi strutturali principali, non solo i requisiti di resistenza alle azioni statiche del capitolo 4 delle NTC18 ma anche i dettagli costruttivi e le verifiche di resistenza e duttilità del capitolo 7 inerente alla progettazione per azioni sismiche.

La progettazione è finalizzata per conseguire una media capacità dissipativa della struttura CD "B". Inizialmente la progettazione è stata condotta con il metodo elastico lineare e l'utilizzo del fattore di comportamento q (dipendente dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità, dai criteri di progettazione adottati e, convenzionalmente, dalle capacità dissipative del materiale). È stata effettuata un'analisi modale, su un modello agli elementi finiti della struttura, per determinare le sollecitazioni sismiche di progetto utili per il dimensionamento degli elementi strutturali allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita.

A posteriori è stata eseguita un'analisi statica non lineare al fine di ottenere la curva di capacità forza-spostamento di un punto di controllo, coincidente con il centro di massa dell'ultimo impalcato, che consente di avere una stima del reale comportamento monotono della struttura in campo non lineare e della sua reale capacità dissipativa.

Lo scopo di questa analisi è verificare come il rispetto delle prescrizioni di progetto per strutture dissipative in zona sismica porti, nei casi reali, alla realizzazione di strutture effettivamente dotate di adeguata duttilità e capacità dissipativa.

2. DESCRIZIONE DELL'EDIFICIO

L'edificio oggetto di studio sarà realizzato nel comune di Jesolo (VE) in via Eleonora Duse 9. È un condominio residenziale con struttura portante a setti in calcestruzzo armato, composto da otto piani fuori terra, su ciascuno dei quali si ricaveranno due trilocali di 90 m². L'altezza d'interpiano del primo piano è pari a 3,5 m mentre quella dei restanti sette di 3,2 m per un'altezza complessiva dell'edificio di 25,9 metri. L'ingombro dell'edificio è di 18,33 metri x 13,26 metri per una superficie di 243 metri quadri.



Figura 1. Rendering 3D con vista Nord dell'edificio.



Figura 2. Rendering 3D con vista Sud dell'edificio.

Come si evince dalle Figure 1 e 2, i primi sei piani fuori terra si differenziano dagli ultimi due. I primi sono caratterizzati da due terrazze esterne esposte rispettivamente a Nord e Sud, mentre il settimo piano

è dotato di un'unica terrazza comprendente anche il lato Est o Ovest; dal settimo piano è possibile accedere al sottotetto abitabile, costituito da una copertura a capriata semplice in calcestruzzo armato. Nonostante la diversità tra piani, l'edificio rispetta le caratteristiche di regolarità in pianta e in altezza in aggiunta ai criteri generali di progettazione dei sistemi strutturali, degli impianti e degli elementi di fondazione (§7.2. delle NTC18 [1]).

2.1. Condizioni ambientali

Le condizioni ambientali chimiche e fisiche alle quali la struttura è esposta nell'arco della sua Vita Nominale sono di Classe XC2 per quanto riguarda le opere di fondazione e XC3 per quanto concerne le opere in elevazione. Per far fronte a queste problematiche è necessario assicurare un adeguato copriferro al fine di garantire la corretta trasmissione delle forze di aderenza, la protezione dell'acciaio contro la corrosione e un'adeguata resistenza al fuoco. Sulla base di tali dati e seguendo le indicazioni del §4.4.1 della UNI-EN 1992-1-1:2005 [2] (Eurocodice 2 e documento di comprovata validità) si ottiene un copriferro nominale di 40 mm.

La classe di calcestruzzo che verrà, inoltre, utilizzata è di tipo C30/37 per le elevazioni e C25/30 per le opere di fondazione.

2.2. Materiali impiegati

A seguire si elencano le caratteristiche meccaniche dei materiali utilizzati in fase di progetto:

Calcestruzzo classe C30/37

Resistenza caratteristica cubica a compressione a 28 gg	$R_{ck} = 37 \text{ MPa}$
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione a 28 gg	$f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 30,71 \text{ MPa}$
Resistenza cilindrica media	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 38,71 \text{ MPa}$
Resistenza media a trazione	$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 2,94 \text{ MPa}$
Coeff. di riduzione di resistenza per i carichi di lunga durata	$\alpha_{cc} = 0,85$
Coeff. parziale di sicurezza del materiale	$\gamma_c = 1,5$
Modulo di elasticità normale (o di Young)	$E_{cm} = 22000 \cdot \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} = 33019 \text{ MPa}$
Resistenza a compressione di progetto	$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 17,40 \text{ MPa}$
Resistenza a trazione di progetto	$f_{ctd} = \frac{0,7 \cdot f_{ctm}}{\gamma_c} = 1,37 \text{ MPa}$

Acciaio per armature longitudinali (B450C)

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$
Allungamento totale al carico massimo	$A_{gt} \geq 7,5 \%$
Modulo di elasticità normale (o di Young)	$E_c = 210000 \text{ MPa}$
Coeff. parziale di sicurezza del materiale	$\gamma_s = 1,15$
Resistenza di progetto dell'acciaio	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391,30 \text{ MPa}$

Acciaio per armature trasversali (staffe e ganci: B450A)

Tensione caratteristica di snervamento	$f_{yk} = 450 \text{ MPa}$
Tensione caratteristica a rottura	$f_{tk} = 540 \text{ MPa}$
Allungamento totale al carico massimo	$A_{gt} \geq 2,5 \%$
Modulo di elasticità normale (o di Young)	$E_c = 210000 \text{ MPa}$
Coeff. parziale di sicurezza del materiale	$\gamma_s = 1,15$
Resistenza di progetto dell'acciaio	$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 391,30 \text{ MPa}$

2.3. Carichi agenti

- Peso proprio strutturale G_1

Tutti i solai della struttura hanno un'orditura unidirezionale e sono di tipo uniSOL [3]; essi sono composti da travetti KS posti ad un interasse di 40 cm, elementi di alleggerimento geoSOL in plastica riciclata e un getto di completamento in calcestruzzo. L'utilizzo dell'alleggerimento geoSOL, a differenza del tradizionale laterizio, dà alla struttura spiccate doti di leggerezza senza compromettere le caratteristiche statiche, di isolamento termico e acustico dell'impalcato e riduce i costi globali delle opere provvisorie grazie alla maggior auto-portanza. L'altezza del solaio è di 28 cm + 4 cm di getto di completamento per un peso proprio strutturale pari a $G_1 = 3,5 \frac{kN}{m^2}$

- Peso proprio non strutturale G_2

È stato utilizzato un tradizionale pacchetto di completamento non strutturale per un peso proprio non strutturale $G_2 = 2,5 \frac{kN}{m^2}$.

- Sovraccarichi accidentali Q_k

Le NTC18 al §3.1.4. [1] riportano i valori nominali dei carichi variabili uniformemente distribuiti. Trattandosi di un ambiente ad uso residenziale (Categoria A) i carichi variabili oggetto di interesse sono di entità pari a $Q_k = 2 \frac{kN}{m^2}$ per aree adibite ad attività domestiche e $Q_k = 4 \frac{kN}{m^2}$ per le scale comuni, balconi e ballatoi.

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	Uffici			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00

- Carico neve Q_k

Il carico provocato dalla neve sulle coperture è stato valutato mediante la seguente espressione (come da §3.4 delle NTC18 [1]):

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t = 1 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1 = 0,8 \frac{kN}{m^2}$$

in cui:

- $q_{sk} = 1,00 \frac{kN}{m^2}$ è il valore di riferimento del carico della neve al suolo (il comune di Jesolo, essendo in provincia di Venezia, rientra nella Zona II e presenta un'altitudine $a_s = 2 m \leq 200 m$);

Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona;

$$q_{sk} = 1,00 \text{ kN/m}^2 \quad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk} = 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2$$

$$a_s > 200 \text{ m}$$

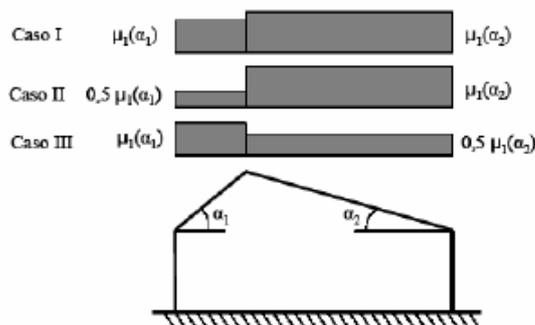
[3.4.4]

- $\mu_i = 0,8$ è il coefficiente di forma della copertura che dipende dalla forma stessa della copertura, dall'inclinazione sull'orizzontale delle sue parti componenti e dalle condizioni climatiche locali del sito ove sorge la costruzione. In assenza di dati suffragati da opportuna documentazione, i valori nominali del coefficiente di forma μ_i delle coperture ad una o a due falde possono essere ricavati dalla Tabella 3.4.III, essendo α , espresso in gradi sessagesimali, l'angolo formato dalla falda con l'orizzontale (nel caso in esame $\alpha = 30^\circ$ e quindi compreso tra $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$);

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Trattandosi, inoltre, di una copertura a due falde nelle combinazioni di carico di tipo statico si dovranno utilizzare tre condizioni di carico alternative illustrate in Fig. 3.4.3. al §3.4.3.3. delle NTC18 [1].



- $C_E = 1$ è il coefficiente di esposizione che tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera;
- $C_t = 1$ è il coefficiente termico che tiene conto della riduzione del carico della neve, a causa dello scioglimento della stessa, causata dalla perdita di calore della costruzione. Tale coefficiente dipende dalle proprietà di isolamento termico del materiale utilizzato in copertura. In assenza di uno specifico e documentato studio deve essere posto pari all'unità.

2.4. Pianta dell'edificio

2.4.1. Pianta tipo dal 1° al 6° piano

Da una vista in pianta è possibile schematizzare il comportamento dell'edificio come quello di due torri simmetriche comunicanti tra loro mediante il vano scala e il vano ascensore centrale. I setti portanti, di spessore 20 cm, sono stati considerati come singole pareti semplici, disposte in direzione X o Y (vedi Figura 3).

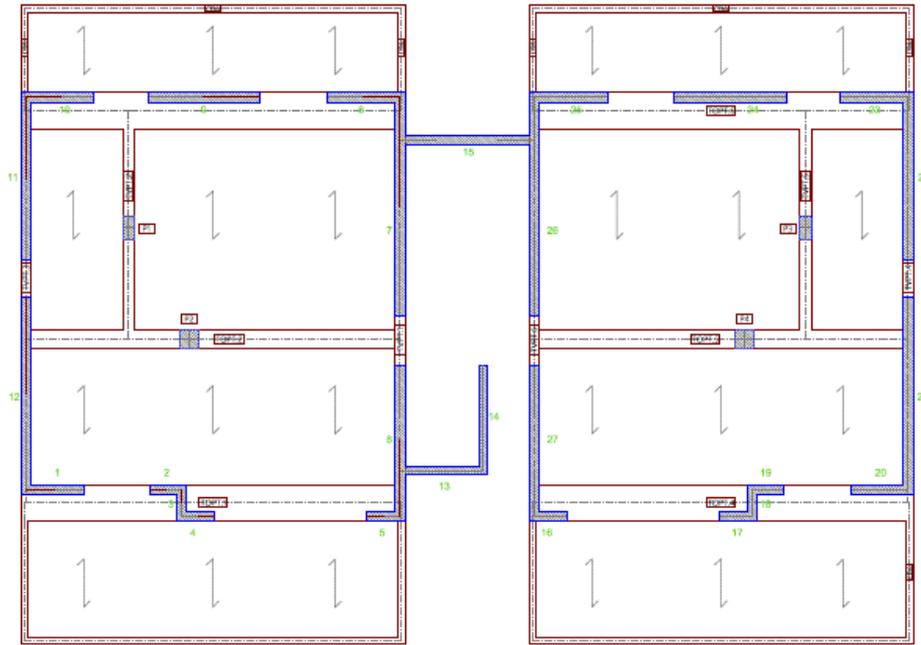


Figura 3. Numerazione setti in pianta.

A seguire si elencano le caratteristiche geometriche dei setti in riferimento alla loro linea media; per una miglior leggibilità e comprensione è stato assegnato a ciascuno di essi un numero:

- SETTO 1 e 20: $L_x = 1,19 \text{ m}$ e $L_y = 0,20 \text{ m}$ per un'area complessiva $A_{1-20} = 0,24 \text{ m}^2$;
- SETTO 2 e 19: $L_x = 0,66 \text{ m}$ e $L_y = 0,20 \text{ m}$ per un'area complessiva $A_{2-19} = 0,13 \text{ m}^2$;
- SETTO 3 e 18: $L_x = 0,20 \text{ m}$, $L_y = 0,55 \text{ m}$ e $A_{3-18} = 0,11 \text{ m}^2$;
- SETTO 4 e 17: $L_x = 0,66 \text{ m}$, $L_y = 0,20 \text{ m}$ e $A_{4-17} = 0,13 \text{ m}^2$;
- SETTO 5 e 16: $L_x = 0,69 \text{ m}$, $L_y = 0,20 \text{ m}$ e $A_{5-16} = 0,14 \text{ m}^2$;
- SETTO 6 e 27: $L_x = 0,20 \text{ m}$, $L_y = 3,13 \text{ m}$ e $A_{6-27} = 0,63 \text{ m}^2$;
- SETTO 7 e 26: $L_x = 0,20 \text{ m}$, $L_y = 4,54 \text{ m}$ e $A_{7-26} = 0,91 \text{ m}^2$;
- SETTO 8 e 25: $L_x = 1,51 \text{ m}$, $L_y = 0,20 \text{ m}$ e $A_{8-25} = 0,30 \text{ m}^2$;
- SETTO 9 e 24: $L_x = 2,30 \text{ m}$, $L_y = 0,20 \text{ m}$ e $A_{9-24} = 0,46 \text{ m}^2$;
- SETTO 10 e 23: $L_x = 1,42 \text{ m}$, $L_y = 0,20 \text{ m}$ e $A_{10-23} = 0,28 \text{ m}^2$;
- SETTO 11 e 22: $L_x = 0,20 \text{ m}$, $L_y = 3,36 \text{ m}$ e $A_{11-22} = 0,67 \text{ m}^2$;
- SETTO 12 e 21: $L_x = 0,20 \text{ m}$, $L_y = 4,00 \text{ m}$ e $A_{12-21} = 0,80 \text{ m}^2$;
- SETTO 13: $L_x = 1,70 \text{ m}$, $L_y = 0,20 \text{ m}$ e $A_{13} = 0,34 \text{ m}^2$;
- SETTO 14: $L_x = 0,20 \text{ m}$, $L_y = 2,19 \text{ m}$ e $A_{14} = 0,44 \text{ m}^2$;
- SETTO 15: $L_x = 2,75 \text{ m}$, $L_y = 0,20 \text{ m}$ e $A_{15} = 0,55 \text{ m}^2$;

Le travi orizzontali TOPT 1-2-3-4-5-6, di sezione rettangolare 75 x 33 cm e lunghezza 7,70 metri, sono in spessore di solaio come pure le travi verticali TVPT 1-3-4-6 di sezione 20 x 33 cm e lunghezza 8,10

metri; quest'ultime, essendo parallele all'orditura del solaio, reggono il loro solo peso proprio, mentre le prime citate sorreggono tutti i carichi verticali strutturali e non agenti nel piano di calpestio.

Le travi orizzontali portanti TOPT 2-5 sono sorrette da un pilastro di sezione 35 x 40 cm; vi è inoltre un secondo pilastro di dimensioni 25 x 50 cm che regge le travi verticali TVPT 2-5 di sezione 65 x 33 cm e lunghezza 5 metri confluenti, rispettivamente, nelle travi orizzontali TOPT 2-3 e TOPT 5-6.

Lo schema statico del solaio è a quattro campate con estremi liberi e due appoggi intermedi con luci pari a 1,90 m e 3,20 metri per gli sbalzi e 5,0 m e 3,10 metri per le campate interne.

2.4.2. Pianta tipo 7° piano

Il settimo piano (Figura 4) prevede la non presenza delle quattro coppie di setti 1-12, 10-11, 20-21 e 23-23 per ottenere un'unica terrazza collegante il lato Nord e Sud.

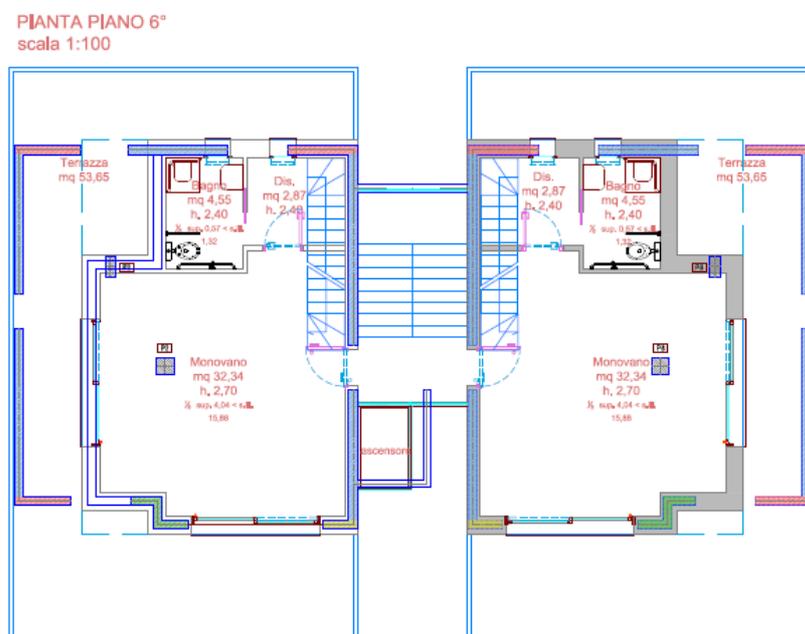


Figura 4. Pianta settimo piano.

Per chiudere l'edificio nel lato Est e Ovest sono stati realizzati tre setti in falso per lato, due a forma di L e uno a parete semplice le cui dimensioni geometriche risultano essere:

- SETTO A L 28-31: $L_x = 0,86 \text{ m}$ e $L_y = 1,25 \text{ m}$ per un'area complessiva $A_{28-31} = 0,42 \text{ m}^2$;
- SETTO A L 29-32: $L_x = 1,51 \text{ m}$, $L_y = 2,67 \text{ m}$ e $A_{29-32} = 0,84 \text{ m}^2$;
- SETTO 30-33: $L_x = 0,20 \text{ m}$, $L_y = 1,23 \text{ m}$ e $A_{30-33} = 0,25 \text{ m}^2$;

Le travi orizzontali portanti TOPT 2-5, sempre di sezione rettangolare 75 x 33 cm ma con lunghezza di 6 metri sono sorrette da un pilastro di sezione 35 x 40 cm; non c'è il secondo pilastro di dimensioni 25 x 50 cm come pure le travi verticali TVPT 2-5 che reggeva.

Lo schema statico del solaio è a due campate su tre appoggi con luci pari a 5,00 metri e 3,70 metri.

3. REALIZZAZIONE MODELLO FEM

Per andare ad eseguire sull'edificio un'analisi dinamica lineare è stato realizzato un modello agli elementi finiti, rappresentante l'edificio con l'utilizzo del software Midas Gen.

I setti possono essere modellati in Midas con tre metodi diversi:

- 1- come elementi Wall a quattro nodi i cui nodi rappresentano, rispettivamente, la lunghezza e l'altezza di piano del setto; nella creazione dell'elemento, oltre a dover inserire il tipo di materiale e lo spessore del setto, è possibile scegliere come Sub Type se far sì che il comportamento dell'elemento Wall sia membranale (Membrane) o Shell (Plate); nel primo caso si va a creare un elemento dotato di rigidezza membranale che trasmette sforzi solo nel suo piano, mentre nel secondo caso l'elemento è dotato non solo di una rigidezza membranale ma anche di una flessionale che lo porta a trasmettere sforzi, sia nel piano che fuori piano. Ogni elemento Wall è numerato con un ID; se due o più elementi Wall dello stesso piano sono numerati con lo stesso ID il software li riconosce come un'unica parete (Figura 6).

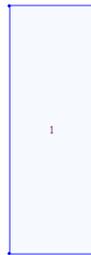


Figura 6. Creazione di un elemento Wall in Midas Gen.

- 2- come elementi bidimensionali Plate a quattro nodi; nella creazione dell'elemento va sempre inserito il tipo di materiale e lo spessore del setto; è possibile scegliere come Sub Type se attribuire un comportamento bidimensionale a lastra sottile (Thin) o a spessa (Thick); nel primo caso si applica la Teoria di Kirchhoff in cui non si considerano le deformazioni dovute al taglio perché, a deformazione avvenuta, le generatrici della lastra si mantengono ortogonali al piano medio; nel secondo caso invece si applica la Teoria di Mindlin in cui si considerano sia le deformazioni taglianti che quelle flessionali perché, a deformazione avvenuta, le generatrici della lastra non si mantengono ortogonali al piano medio.

Una modellazione dei setti come elementi Plate sarebbe l'unica che consentirebbe la discretizzazione della mesh del setto; infatti più si va a creare una mesh fitta e più accurati saranno i risultati post analisi (Figura 7).

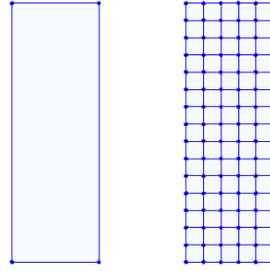


Figura 7. Creazione di un elemento Plate in Midas Gen.

- 3- come elemento monodimensionale Beam con Rigid link di collegamento tra l'elemento Beam, posizionato in mezzeria del setto e avente come sezione trasversale la lunghezza e lo spessore del setto, e i quattro nodi esterni rappresentanti la lunghezza e l'altezza di piano del setto. Questo metodo di modellazione offre risultati identici a quelli dell'elemento Wall (Figura 8).

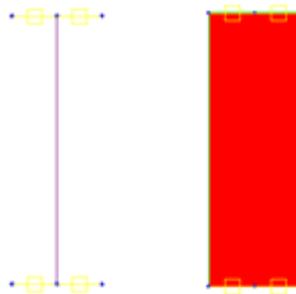


Figura 8. Creazione setti in Midas Gen con Beam e Rigid Link.

Tra i tre tipi di modellazione possibili si è preferito il modello a elementi Wall perché, nonostante la modellazione a Plate sia più attinente alla realtà, risulta più facile determinare le sollecitazioni di Sforzo Normale, Taglio e Momento flettente sui setti. Più difficoltosa è la lettura dei risultati delle sollecitazioni nel modello a Plate perché è necessario andare ad integrare le tensioni, le forze o altri parametri di interesse nelle due dimensioni dell'elemento. Midas permette, attraverso la funzione Cutting Diagram, di eseguire l'integrazione lungo una linea di interesse e di rappresentarla graficamente ma, oltre a generale dei picchi di tensione, qualora la mesh non dovesse risultare accuratamente discretizzata si otterrebbero dei risultati discordanti dalla realtà.

Dovendo, inoltre, svolgere un'analisi statica non lineare risulta più agevole con l'elemento Wall. l'inserimento dell'armatura verticale nei setti, con distinzione tra quella situata in zona confinata e quella in zona non confinata, per la determinazione delle proprietà delle cerniere plastiche.

Il modello agli elementi finiti dell'edificio finale è rappresentato in Figura 9.

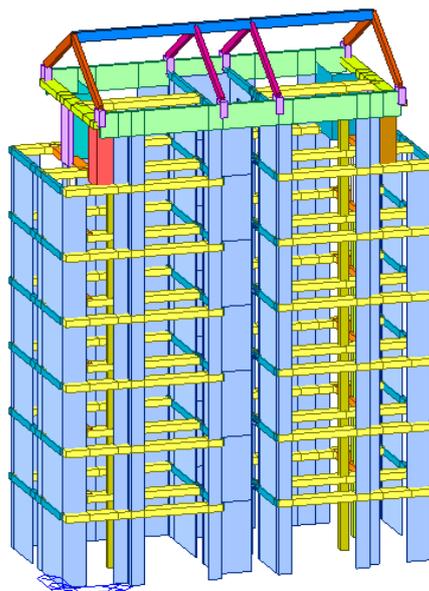


Figura 9. Modello agli elementi finiti dell'edificio.

A seguire si descrive nello specifico alcune peculiarità della modellazione. La pianta del primo piano presenta la seguente configurazione (Figura 10).

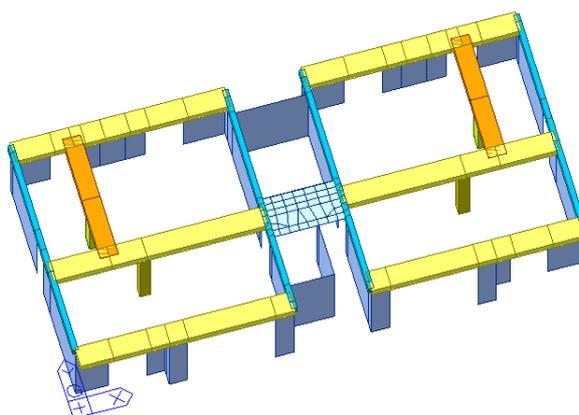


Figura 10. Primo piano del modello F.E.M.

Tutte le travi ed i pilastri sono stati modellati come elementi monodimensionali General Beam come anche gli elementi della capriata semplice in copertura. Alcune travi in spessore di solaio TOPT 1-3-4-6 risultano essere eccentriche rispetto agli assi dei setti; nello specifico la trave TOPT 1 è eccentrica rispetto al setto ID 1 e ID 5 mentre è centrata nel setto a Z con ID 2-3-4; la trave TOPT 3 è eccentrica rispetto ai setti con ID rispettivamente 16, 17,19 e 20 (Figura 11). Per far sì che i setti assorbano le sollecitazioni indotte nelle travi sono stati introdotti dei Rigid Link colleganti i nodi estremi di piano degli elementi Wall con i nodi della trave aventi la medesima coordinata X; in questo modo si va a creare un collegamento tra trave e setti. I carichi di solaio sono stati inseriti come carichi al metro lineare sulle travi TOPT 1-2-3-4-5-6 (tutte di colore giallo) secondo il principio delle aree d'influenza.

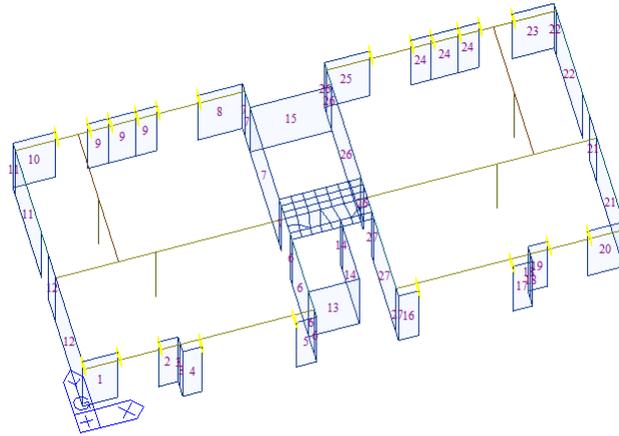


Figura 11. Rigid Link del primo piano.

Del vano scala collegante le due torri simmetriche è stato modellato solamente il pianerottolo di piano come un elemento Plate unico a quattro nodi di spessore 33 cm di solaio e discretizzato mediante un Auto-mesh in elementi rettangolari di circa 24 x 40 cm. Il peso delle rampe e del pianerottolo di metà piano è stato calcolato manualmente ed inserito come carico lineare su un Beam fittizio collocato all'estremità dell'elemento Plate rappresentante il pianerottolo di piano. Si specifica che il Beam fittizio altro non è che un elemento monodirezionale con sezione trasversale esigua (1 x 1 cm) che ha il compito di trasferire il carico da un elemento Beam ad un elemento Plate.

Per la creazione del modello agli elementi finiti si è partiti dando forma ai setti del primo piano; successivamente sono stati creati travi e pilastri e per ultimo il pianerottolo delle scale. In un secondo momento sono stati copiati tutti gli elementi per cinque volte in elevazione (direzione Z) tenendo in considerazione il fatto che il primo piano ha un'altezza d'interpiano di 3,5 metri, mentre gli altri piani di 3,2 metri (Figura 12).

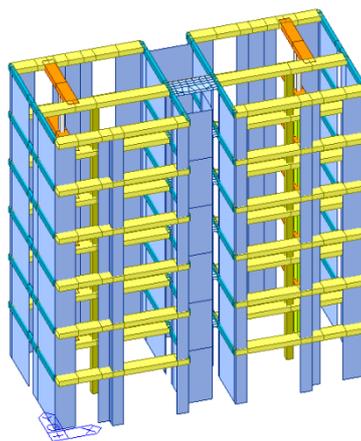


Figura 12. Creazione dei sei piani della struttura.

A seguire sono stati modellati i setti in falso del settimo piano e per ultimo è stata realizzata la copertura a capriata semplice (Figura 13).

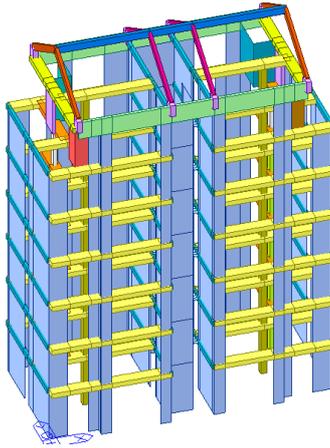


Figura 13. Modello completo della struttura.

È necessario definire i piani dell'edificio specificando la presenza o meno del piano rigido. Nel caso oggetto di studio il piano rigido deve essere considerato all'altezza di tutti e sette i piani tranne a quota zero (Figura 14).

Story Data

Ground Level: m

Module Name	Story Name	Level(m)	Height(m)	Floor Diaphragm
Base	Roof	22.70	0.00	Consider
Base	7F	19.50	3.20	Consider
Base	6F	16.30	3.20	Consider
Base	5F	13.10	3.20	Consider
Base	4F	9.90	3.20	Consider
Base	3F	6.70	3.20	Consider
Base	2F	3.50	3.20	Consider
Base	1F	0.00	3.50	Do not consider

Navigation: Story / Wind / Seismic /

Buttons: Auto Generate Story Data..., Define Module..., Close

Figura 14. Definizione dei piani rigidi.

Per quanto concerne le condizioni di vincolo sono stati inseriti alla base degli elementi Wall del primo piano degli incastrati che non consentono alcun tipo di spostamento o rotazione nelle tre direzioni X, Y e Z (Figura 15).

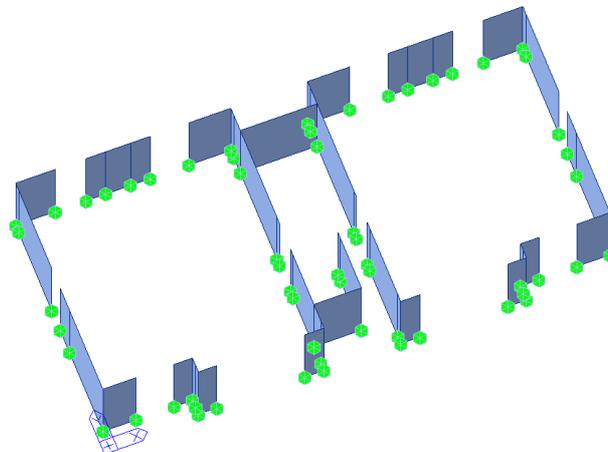


Figura 15. Inserimento condizioni di vincolo alla base della struttura.

3.1. Carichi applicati

Prima dell'applicazioni dei carichi sono state definite in Midas tutte le tipologie di carico statico che interessano la struttura. Nello specifico:

- Peso proprio strutturale G_1 inserito come Dead Load (D);
- Peso proprio non strutturale G_2 inserito anch'esso come Dead Load (D);
- Carico residenziale Q_{res} inserito come Live load (L);
- Carico accidentale delle scale Q_{scale} inserito come Live Load (L);
- Carico Neve Q_{neve} come Snow Load (S);
- S_x come User Defined Load (USER);
- S_y anch'esso come User Defined Load (USER);

Gli ultimi due casi di carico sono fittizi e servono unicamente per la determinazione del centro di rigidità dei singoli piani; di conseguenza non saranno inseriti nelle varie combinazioni di carico statiche e dinamiche. Per considerare la forza di gravità si andrà ad attribuire nella sezione Structure Load/Masses un Self Weight come peso proprio strutturale G_1 e indicando nell'asse rappresentante l'altezza la direzione della gravità; nel caso in esame la direzione è lungo l'asse Z e ha componente -1 perché diretta verso il basso (Figura 16).

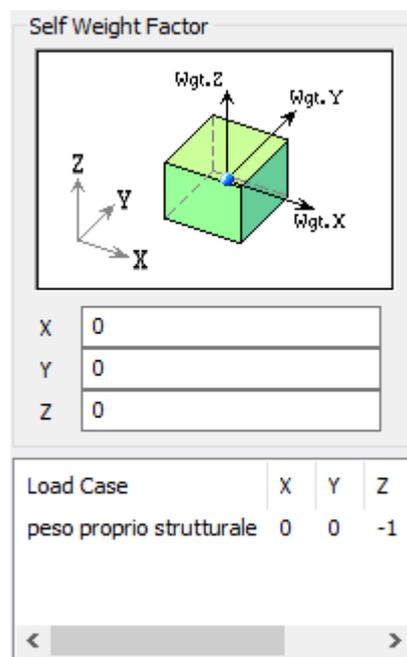


Figura 16. Inserimento peso proprio degli elementi strutturali.

- SOLAI E SBALZI

L'applicazione dei carichi da solaio in Midas può essere effettuata mediante l'utilizzo di Floor Loads (pacchetti di carico in cui si elencano tutti i carichi di interesse in kN/m^2) oppure inserendo sulle travi perpendicolari all'orditura del solaio, se monodirezionale, dei carichi lineari con le rispettive aliquote di peso proprio strutturale, non strutturale o accidentale in funzione dell'area di influenza.

Avendo alcune travi in posizione eccentrica rispetto ai setti non è possibile immettere i carichi dei solai mediante Flood Loads, quindi si procede al calcolo delle aree di influenza per l'inserimento dei carichi come metro lineare sulle travi ortogonali all'orditura dei solai. Per una maggiore chiarezza di esposizione le travi sono state numerate come in Figura 17.

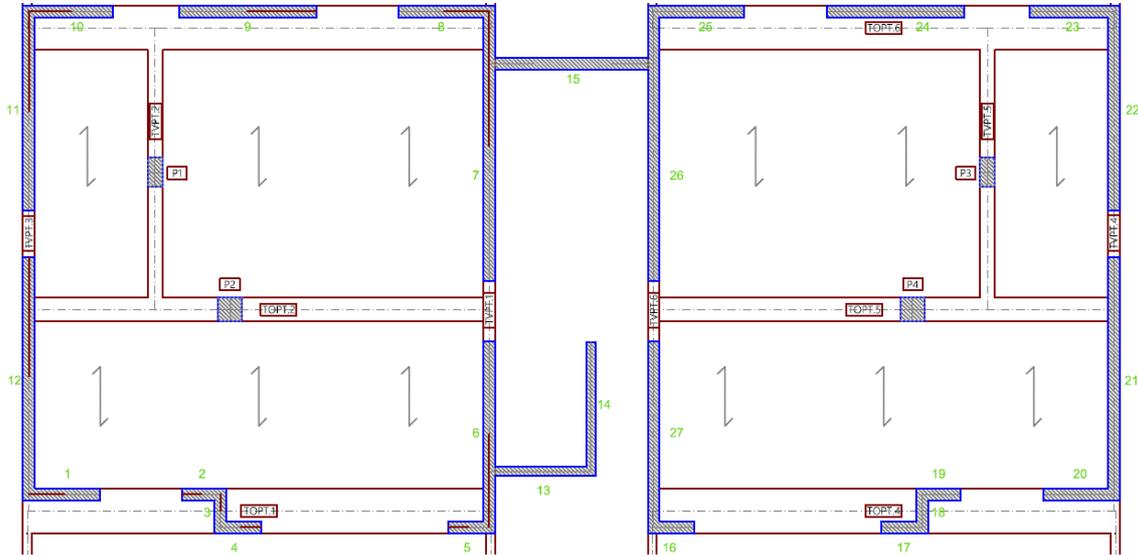


Figura 17. Numerazione Travi e aree di influenza.

Per i primi cinque piani i carichi da applicare alle travi sono i seguenti:

Trave TOPT1 e TOPT4:

- Area d'influenza sbalzi: $A_{sb} = 22,25 \text{ m}^2$ e area d'influenza solaio: $A_{sol} = 14,44 \text{ m}^2$;
- Carico lineare da applicare come peso proprio strutturale G_1 : $Q_{G_1} = \frac{[G_1 \cdot (A_{sb} + A_{sol})]}{L_{trave}} = \frac{[3,3 \cdot (22,25 + 14,44)]}{7,70} = \frac{121,07}{7,70} = 15,72 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$;
- Carico lineare da applicare come peso proprio non strutturale G_2 : $Q_{G_2} = \frac{[G_2 \cdot (A_{sb} + A_{sol})]}{L_{trave}} = \frac{[2,5 \cdot (22,25 + 14,44)]}{7,70} = \frac{91,73}{7,70} = 11,91 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$;
- Carico lineare da applicare come peso proprio variabile Q_k : $Q_{Q_k} = \frac{[Q_k \cdot A_{sol} + Q_k \cdot A_{sb}]}{L_{trave}} = \frac{[2 \cdot 14,44 + 4 \cdot 22,25]}{7,70} = \frac{117,88}{7,70} = 15,31 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$;

Trave TOPT2 e TOPT5:

- Area d'influenza sbalzi: $A_{sb} = 0 \text{ m}^2$ e area d'influenza solaio: $A_{sol} = 31,26 \text{ m}^2$;
- Carico lineare da applicare come peso proprio strutturale G_1 : $Q_{G_1} = \frac{[G_1 \cdot (A_{sb} + A_{sol})]}{L_{trave}} = \frac{[3,3 \cdot (0 + 31,26)]}{7,70} = \frac{103,16}{7,70} = 13,40 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$;
- Carico lineare da applicare come peso proprio non strutturale G_2 : $Q_{G_2} = \frac{[G_2 \cdot (A_{sb} + A_{sol})]}{L_{trave}} = \frac{[2,5 \cdot (0 + 31,26)]}{7,70} = \frac{78,15}{7,70} = 10,15 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$;

- Carico lineare da applicare come peso proprio variabile Q_k : $Q_{Q_k} = \frac{[Q_k \cdot A_{sol} + Q_k \cdot A_{sb}]}{L_{trave}} = \frac{[2 \cdot 31,26 + 4 \cdot 0]}{7,70} = \frac{62,52}{7,70} = 8,12 \frac{kN}{m}$;

Trave TOPT3 e TOPT6:

- Area d'influenza sbalzi: $A_{sb} = 14,82 m^2$ e area d'influenza solaio: $A_{sol} = 19,28 m^2$;
- Carico lineare da applicare come peso proprio strutturale G_1 : $Q_{G_1} = \frac{[G_1 \cdot (A_{sb} + A_{sol})]}{L_{trave}} = \frac{[3,3 \cdot (14,82 + 19,28)]}{7,70} = \frac{112,53}{7,70} = 14,61 \frac{kN}{m}$;
- Carico lineare da applicare come peso proprio non strutturale G_2 : $Q_{G_2} = \frac{[G_2 \cdot (A_{sb} + A_{sol})]}{L_{trave}} = \frac{[2,5 \cdot (14,82 + 19,28)]}{7,70} = \frac{85,25}{7,70} = 11,07 \frac{kN}{m}$;
- Carico lineare da applicare come peso proprio variabile Q_k : $Q_{Q_k} = \frac{[Q_k \cdot A_{sol} + Q_k \cdot A_{sb}]}{L_{trave}} = \frac{[2 \cdot 19,28 + 4 \cdot 14,82]}{7,70} = \frac{97,84}{7,70} = 12,71 \frac{kN}{m}$;

Per il sesto piano invece le entità dei carichi cambiano:

Trave TOPT1 e TOPT4:

- Area d'influenza sbalzi: $A_{sb} = 24,49 m^2$ e area d'influenza solaio: $A_{sol} = 11,87 m^2$;
- Carico lineare da applicare come peso proprio strutturale G_1 : $Q_{G_1} = \frac{[G_1 \cdot (A_{sb} + A_{sol})]}{L_{trave}} = \frac{[3,3 \cdot (24,49 + 11,87)]}{7,70} = \frac{119,99}{7,70} = 15,58 \frac{kN}{m}$;
- Carico lineare da applicare come peso proprio non strutturale G_2 : $Q_{G_2} = \frac{[G_2 \cdot (A_{sb} + A_{sol})]}{L_{trave}} = \frac{[2,5 \cdot (24,49 + 11,87)]}{7,70} = \frac{90,90}{7,70} = 11,81 \frac{kN}{m}$;
- Carico lineare da applicare come peso proprio variabile Q_k : $Q_{Q_k} = \frac{[Q_k \cdot A_{sol} + Q_k \cdot A_{sb}]}{L_{trave}} = \frac{[2 \cdot 11,87 + 4 \cdot 24,49]}{7,70} = \frac{121,7}{7,70} = 15,81 \frac{kN}{m}$;

Trave TOPT2 e TOPT5:

- Area sbalzi: $A_{sb} = 6,96 m^2$ e area solaio: $A_{sol} = 24,50 m^2$;
- Carico lineare da applicare come peso proprio strutturale G_1 : $Q_{G_1} = \frac{[G_1 \cdot (A_{sb} + A_{sol})]}{L_{trave}} = \frac{[3,3 \cdot (6,96 + 24,50)]}{7,70} = \frac{103,82}{7,70} = 13,48 \frac{kN}{m}$;
- Carico lineare da applicare come peso proprio non strutturale G_2 : $Q_{G_2} = \frac{[G_2 \cdot (A_{sb} + A_{sol})]}{L_{trave}} = \frac{[2,5 \cdot (6,96 + 24,50)]}{7,70} = \frac{78,65}{7,70} = 10,21 \frac{kN}{m}$;
- Carico lineare da applicare come peso proprio variabile Q_k : $Q_{Q_k} = \frac{[Q_k \cdot A_{sol} + Q_k \cdot A_{sb}]}{L_{trave}} = \frac{[2 \cdot 24,50 + 4 \cdot 6,96]}{7,70} = \frac{76,84}{7,70} = 9,98 \frac{kN}{m}$;

Trave TOPT3 e TOPT6:

- Area sbalzi: $A_{sb} = 22,33 \text{ m}^2$ e area solaio: $A_{sol} = 11,32 \text{ m}^2$;
- Carico lineare da applicare come peso proprio strutturale G_1 : $Q_{G_1} = \frac{[G_1 \cdot (A_{sb} + A_{sol})]}{L_{trave}} = \frac{[3,3 \cdot (22,33 + 11,32)]}{7,70} = \frac{111,05}{7,70} = 14,42 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$;
- Carico lineare da applicare come peso proprio non strutturale G_2 : $Q_{G_2} = \frac{[G_2 \cdot (A_{sb} + A_{sol})]}{L_{trave}} = \frac{[2,5 \cdot (22,33 + 11,32)]}{7,70} = \frac{84,13}{7,70} = 10,93 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$;
- Carico lineare da applicare come peso proprio variabile Q_k : $Q_{Q_k} = \frac{[Q_k \cdot A_{sb} + Q_k \cdot A_{sol}]}{L_{trave}} = \frac{[2 \cdot 11,32 + 4 \cdot 22,33]}{7,70} = \frac{111,96}{7,70} = 14,54 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$;

Per ultimo invece la trave del sottotetto TOPT2 e TOPT5 è soggetta a carichi lineari:

- Area sbalzi: $A_{sb} = 0 \text{ m}^2$ e area solaio: $A_{sol} = 55,35 \text{ m}^2$;
- Carico lineare da applicare come peso proprio strutturale G_1 : $Q_{G_1} = \frac{[G_1 \cdot (A_{sb} + A_{sol})]}{L_{trave}} = \frac{[3,3 \cdot (0 + 55,35)]}{6} = \frac{182,66}{6} = 30,44 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$;
- Carico lineare da applicare come peso proprio non strutturale G_2 : $Q_{G_2} = \frac{[G_2 \cdot (A_{sb} + A_{sol})]}{L_{trave}} = \frac{[2,5 \cdot (0 + 55,35)]}{6} = \frac{138,38}{6} = 23,06 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$;
- Carico lineare da applicare come peso proprio variabile Q_k : $Q_{Q_k} = \frac{[Q_k \cdot A_{sb} + Q_k \cdot A_{sol}]}{L_{trave}} = \frac{[2 \cdot 0 + 4 \cdot 55,35]}{6} = \frac{221,40}{6} = 36,90 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$;

• COPERTURA

Anche i pesi propri strutturali, non strutturali e variabili della copertura sono stati inseriti come carichi lineari sulla trave di colmo e sulla trave in altezza in funzione dell'area di influenza di interesse.

La copertura dell'edificio è in legno e ricopre una superficie di $A_{cop} = 147,5 \text{ m}^2$; l'area d'influenza della trave di colmo è pari a $A_{travecolmo} = \frac{A_{cop}}{2} = \frac{147,5}{2} = 73,75 \text{ m}^2$, mentre l'area delle due travi in altezza è $A_{travialtezza} = \frac{A_{cop}}{4} = \frac{147,5}{4} = 36,875 \text{ m}^2$.

I carichi applicati alla trave di colmo risultano:

- Peso proprio strutturale: $Q_{G_1} = \frac{G_1 \cdot A_{travecolmo}}{L_{trave}} = \frac{0,4 \cdot 73,75}{14,75} = 2 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$;
- Peso proprio non strutturale: $Q_{G_2} = \frac{G_2 \cdot A_{travecolmo}}{L_{trave}} = \frac{1,5 \cdot 73,75}{14,75} = 7,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$;
- Carico Neve: $Q_{neve} = \frac{Q_k \cdot A_{travecolmo}}{L_{trave}} = \frac{0,8 \cdot 73,75}{14,75} = 4 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$;

mentre sulle due travi in altezza i carichi saranno pari alla metà di quelli sopra calcolati.

- SCALE

I carichi delle scale sono stati inseriti sul pianerottolo, modellato a elementi Plate, come Pressure Loads. È stato creato un Pressure Load Type, ovvero un pacchetto di carico, in cui sono state elencate in kN/m^2 le entità di carico permanente non strutturale G_2 e carico variabile Q che interessano la superficie. Non è stato inserito alcun valore come peso proprio strutturale G_1 , dal momento che agli elementi Plate è stato attribuito uno spessore di 33 cm ed è stato specificato il tipo di materiale di cui è costituito, ovvero calcestruzzo.

Per quanto riguarda il carico lineare delle rampe da applicare ai Beam Fittizi è stato calcolato il volume della rampa pari all'area di $3,82 \text{ m}^2$ per l'altezza di metà gradino di $0,25 \text{ m}$ (considerando anche lo spessore del pacchetto non strutturale). Il volume è stato moltiplicato per la densità del calcestruzzo pari a $\gamma_{G1} = 23 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$ ottenendo il peso P in kN ; quest'ultimo diviso per la lunghezza del Beam fittizio dà il carico per metro lineare da applicare all'elemento. Per quanto concerne il carico accidentale esso è espresso come carico per unità di superficie (4 kN/m^2) quindi è sufficiente moltiplicarlo per l'area della rampa e dividerlo per la lunghezza dell'elemento Beam per ottenere il carico al metro lineare.

Al pianerottolo del sesto piano, non essendoci una rampa di scale soprastante, il carico lineare da applicare risulta dimezzato rispetto a quello dei piani sottostanti.

A seguire si riportano i valori dei carichi applicati (Figura 18).

calcolo al metro lineare scala						calcolo al metro lineare scala (ultimo pianerottolo)					
altezza	A rampa	γ_{G1}	P	L_{beam}	G_1	altezza	A rampa	γ_{G1}	P	L_{beam}	G_1
[m]	[m^2]	[kN/m^3]	[kN]	[m]	[kN/m]	[m]	[m^2]	[kN/m^3]	[kN]	[m]	[kN/m]
0.25	3.82	23	21.98	2.75	7.99	0.25	1.91	23	10.99	2.75	4.00
	A rampa	Q_k	P	L	Q_k		A rampa	Q_k	P	L	Q_k
	[m^2]	[kN/m^2]	[kN]	[m]	[kN/m]		[m^2]	[kN/m^2]	[kN]	[m]	[kN/m]
	3.82	4	15.29	2.75	5.56		1.91	4	7.64	2.75	2.78

Figura 18. Carichi al metro lineare rampe di scale.

3.2. Spettro di risposta

Per l'esecuzione dell'analisi modale è necessario inserire nel software Midas Gen uno spettro di progetto in accelerazione relativo alla pericolosità sismica di base del sito in cui è ubicato l'edificio.

La normativa vigente (§2.4.3. [1]) valuta le azioni sismiche sulle costruzioni in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicando la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U . Trattandosi di una costruzione con livelli di prestazione ordinari il valore minimo della vita nominale di progetto è pari a 50 anni (Tab. 2.4.I [1]); l'edificio inoltre può essere definito di Classe II (§2.4.2. [1]) visto che il suo uso prevede normali affollamenti e senza funzioni pubbliche o sociali essenziali a cui corrisponde un coefficiente d'uso $C_U = 1$ (Tab. 2.4.II §2.4.3. [1]); il periodo di riferimento V_R per l'azione sismica risulta essere uguale a 50 anni.

Ad ogni stato limite è associata una probabilità di superamento P_{V_R} nel periodo di riferimento V_R ; nel caso in esame gli stati limite di esercizio e ultimo di interesse sono rispettivamente lo Stato Limite di

Danno (a cui corrisponde una $P_{VR} = 63\%$) e lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (con una $P_{VR} = 10\%$).

Per la costruzione manuale degli spettri di risposta in accelerazione (§3.2. NTC18 [1]) è necessario conoscere i valori dell'accelerazione massima del sito a_g , il valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_0 e il valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale T_C^* ottenibili dal software "Spettri di risposta" del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici (Figura 19).

Figura 19. Parametri di pericolosità sismica per il comune di Jesolo (VE).

Per la determinazione del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S e topografica S_T si devono indicare le caratteristiche della superficie topografica. Nel caso del comune di Jesolo il terreno rientra nelle categorie C e T1 (Figura 20) e i coefficienti sopracitati si calcolano mediante le espressioni:

$$1,00 \leq S_S = 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$$

$$S_T = 1,0$$

Tab. 3.2.II - Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.

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

Tab. 3.2.III - Categorie topografiche

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

Figura 20. Categorie del sottosuolo [1].

È possibile determinare, inoltre, anche il coefficiente $C_C = 1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$ funzione anch'esso della categoria di sottosuolo.

Successivamente si individuano i tre periodi caratteristici T_B , T_C e T_D (corrispondenti rispettivamente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione, velocità e spostamento costante) utili nella determinazione del tracciato dello spettro.

Resta solamente da determinare il fattore di alterazione dello spettro elastico η pari all'inverso del fattore di comportamento q .

A differenza dello Stato Limite di Danno in cui si utilizza un fattore di comportamento fisso $q = 1,5$ allo Stato Limite di salvaguardia della Vita, è necessario stimare q in funzione della tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità, dai criteri di progettazione adottati e, convenzionalmente, dalle capacità dissipative del materiale.

Il limite superiore q_{lim} del fattore di comportamento è calcolato al § 7.3.1. [1] tramite l'espressione:

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_R$$

in cui:

- q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV dipendente dalla Classe di Duttibilità, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la plasticizzazione in un numero di zone dissipative, tale da rendere la struttura un meccanismo, e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione. La struttura in esame rientra nelle costruzioni di calcestruzzo a pareti accoppiate ed è progettata in Classe di Duttibilità CD "B"; di conseguenza $q_0 = 3 \cdot \alpha_u/\alpha_1$ (Figura 21).

Tab. 7.3.II – Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Tipologia strutturale	q_0	
	CD "A"	CD "B"
Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2)		
Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1)	$4,5 \alpha_u/\alpha_1$	$3,0 \alpha_u/\alpha_1$
Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1)	$4,0 \alpha_u/\alpha_1$	3,0
Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1)	3,0	2,0
Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1)	2,0	1,5
Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1)	3,5	2,5

Figura 21. Valori massimi del valore di base del fattore di comportamento allo SLV [1].

Il valore di α_u/α_1 risulta uguale a 1,2 per strutture regolari in pianta come enunciato al § 7.4.3.2. delle NTC18 (Figura 22) [1].

b) Strutture a pareti o miste equivalenti a pareti	
- strutture con solo due pareti non accoppiate per direzione orizzontale	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$
- altre strutture a pareti non accoppiate	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$
- strutture a pareti accoppiate o miste equivalenti a pareti	$\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$

Figura 22. Valori di α_u/α_1 per strutture regolari in pianta [1].

- $K_R = 1$ per costruzioni regolari in altezza;

Sostituendo i valori trovati si ottiene un $q_{lim} = q_0 \cdot K_R = 3 \cdot 1,2 \cdot 1 = 3,6$.

Ora che si hanno tutti i parametri è possibile definire lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico in funzione del periodo proprio di vibrazione T dalle espressioni:

$$0 \leq T < T_B \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

ottenendo i seguenti andamenti grafici (Figure 23 e 24)

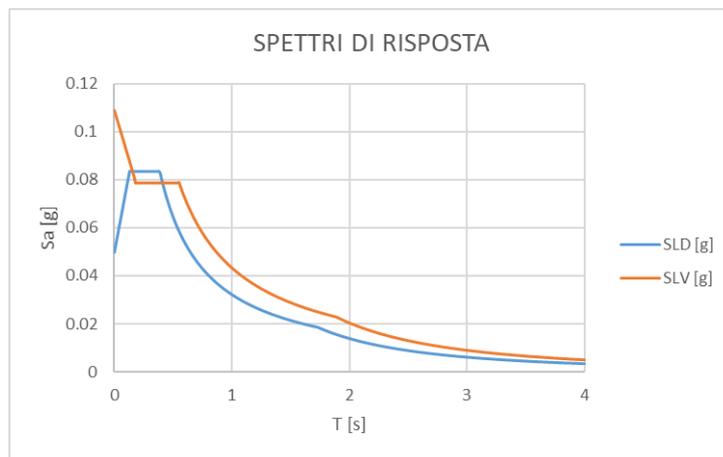


Figura 23. Spettri di risposta allo SLD e SLV calcolati analiticamente.

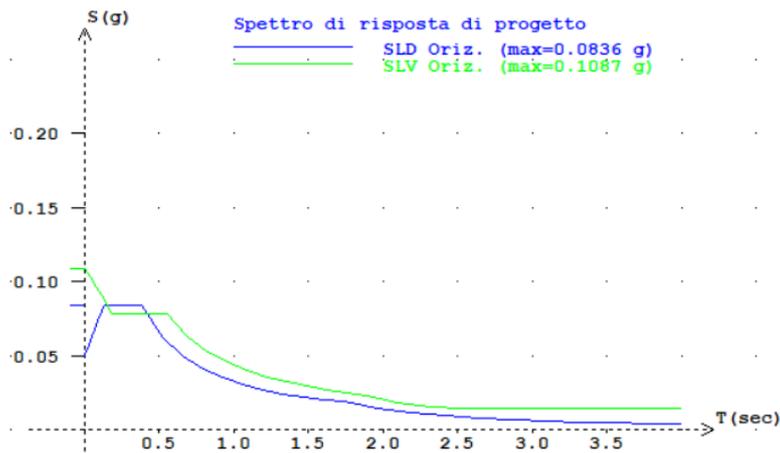


Figura 24. Spettri di risposta allo SLD E SLV calcolati mediante il software “Spettri di risposta”.

A seguire si riportano i valori di tutti i parametri utilizzati nella determinazione degli spettri (Figura 25) e l’inserimento di essi in Midas come Response Spectrum Functions nella sezione dedicata all’inserimento dei carichi dinamici (Figura 26).

		SLD	SLV	
Probabilità di superamento	P_{VR}	0,63	0,10	
Periodo di ritorno	T_R	50	475	[anni]
Acc. orizzontale max suolo rigido	a_R	0,332	0,725	[g/10]
		0,033	0,072	[g]
Valore max del fattore di amplificazione	F_0	2,515	2,602	[-]
Periodo di inizio del tratto a v. costante	T^*_C	0,225	0,382	[s]
Categoria del sottosuolo	C			
Categoria topografica	T1			
Coefficiente di amplificazione stratigrafica	S_S	1,650	1,587	< 1,5
		1,5	1,5	[-]
Coefficiente tratto a velocità costante	C_C	1,718	1,442	[-]
Coefficiente di amplificazione topografica	S_T	1	1	[-]
Coefficiente di amplificazione	S	1,5	1,5	[-]
Accelerazione orizzontale	$a_B S$	0,050	0,109	[g]
Fattore di struttura	q	1,5	3,6	[-]
Fattore per $\xi=5\%$	η	0,667	0,278	[-]
	T_B	0,13	0,18	[s]
	T_C	0,39	0,55	[s]
	T_D	1,73	1,89	[s]

Figura 25. Parametri utilizzati per la costruzione degli spettri di risposta.

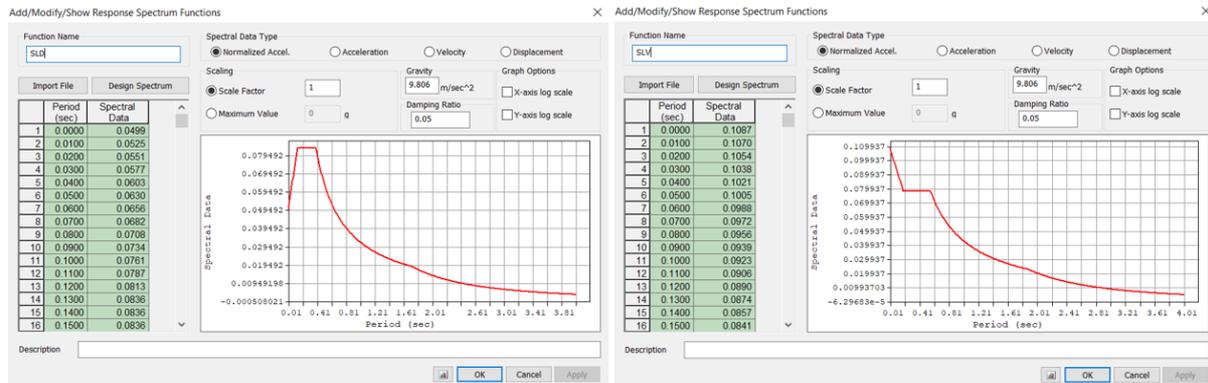


Figura 26. Spettri SLD e SLV inseriti in Midas Gen.

4. ANALISI MODALE

Una volta assegnati i carichi statici, gli spettri di progetto e i vari piani rigidi alla struttura è possibile svolgere un'analisi dinamica lineare. Come enunciato al §7.3.3.1. delle NTC18 [1], l'analisi modale consiste nel determinare i modi di vibrare rilevanti della costruzione, calcolarne gli effetti dell'azione sismica e combinare gli effetti.

Nell'analisi modale si deve tener conto dell'eccentricità accidentale del centro di massa; devono essere considerati tutti i modi con massa partecipante significativa, ovvero superiore al 5% e la cui somma risulti superiore all'85%.

Nel caso oggetto di studio sono sufficienti sei modi di vibrare per ottenere una massa partecipante del 91% in direzione X, dell'89% in direzione Y e dell'86% per la rotazione in Z (Figura 27).

Mode	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ						
EIGENVALUE ANALYSIS												
Mode No	Frequency		Period	Tolerance								
	(rad/sec)	(cycle/sec)	(sec)									
1	22.2559	3.5421	0.2823	0.0000e+000								
2	27.6497	4.4006	0.2272	0.0000e+000								
3	37.9687	6.0429	0.1655	0.0000e+000								
4	75.2016	11.9687	0.0836	2.4650e-037								
5	98.4879	15.6748	0.0638	8.6751e-029								
6	116.9483	18.6129	0.0537	1.1507e-023								
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)	MASS(%)	SUM(%)
1	69.5071	69.5071	0.0110	0.0110	0.0000	0.0000	0.0001	0.0001	0.7870	0.7870	7.2540	7.2540
2	0.0076	69.5147	72.5195	72.5305	0.0033	0.0033	3.9382	3.9383	0.0002	0.7872	0.0003	7.2543
3	8.2169	77.7317	0.0000	72.5305	0.0000	0.0033	0.0002	3.9385	0.2476	1.0347	68.8006	76.0549
4	11.9289	89.6606	0.0051	72.5356	0.0003	0.0036	0.0011	3.9396	1.9086	2.9433	1.6697	77.7245
5	0.0090	89.6695	16.9237	89.4593	0.0885	0.0921	7.6274	11.5670	0.0011	2.9444	0.0009	77.7255
6	1.8357	91.5052	0.0006	89.4599	0.0013	0.0934	0.0031	11.5700	1.8338	4.7782	8.7209	86.4463

Figura 27. Modi di vibrare ottenuti dall'analisi modale.

Il primo modo di vibrare, ricadente nel plateau dello spettro di risposta SLV, ha un periodo proprio $T = 0,28$ s; è caratterizzato da una massa partecipante prevalente in direzione X (69 %) con presenza di un'aliquota rotazionale in Z (7 %). L'edificio, di conseguenza, subirà una traslazione in direzione X e una leggera torsione attorno all'asse Z, come si può vedere in Figura 28.

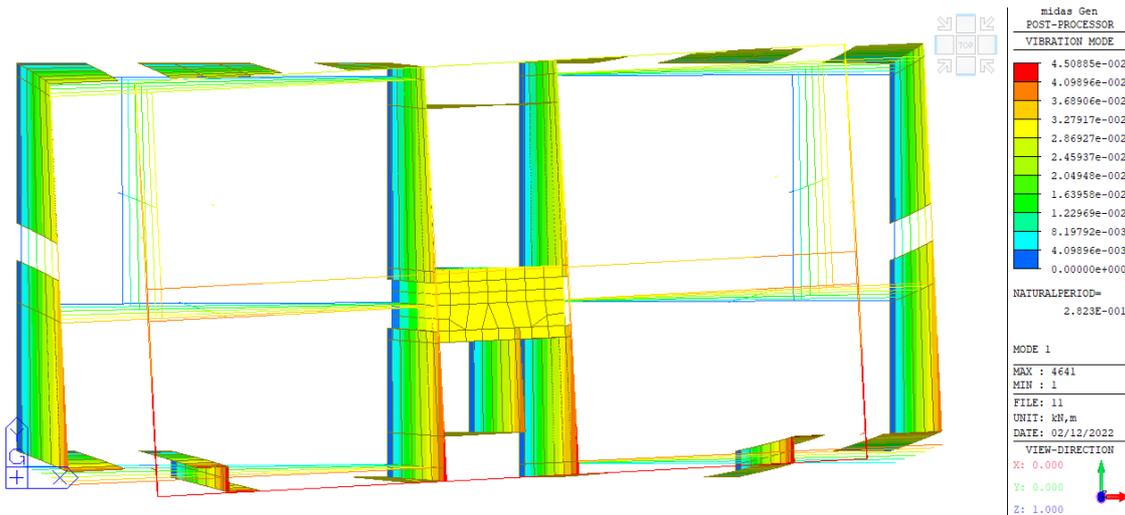


Figura 28. Primo modo di vibrare dell'edificio.

Il secondo modo di vibrare, ricadente anch'esso nel plateau dello spettro di risposta SLV, ha un periodo proprio $T = 0,22$ s; è caratterizzato invece da una massa partecipante prevalente solo in direzione Y (72 %). L'edificio subirà una sola traslazione in direzione Y, come illustrato in Figura 29.

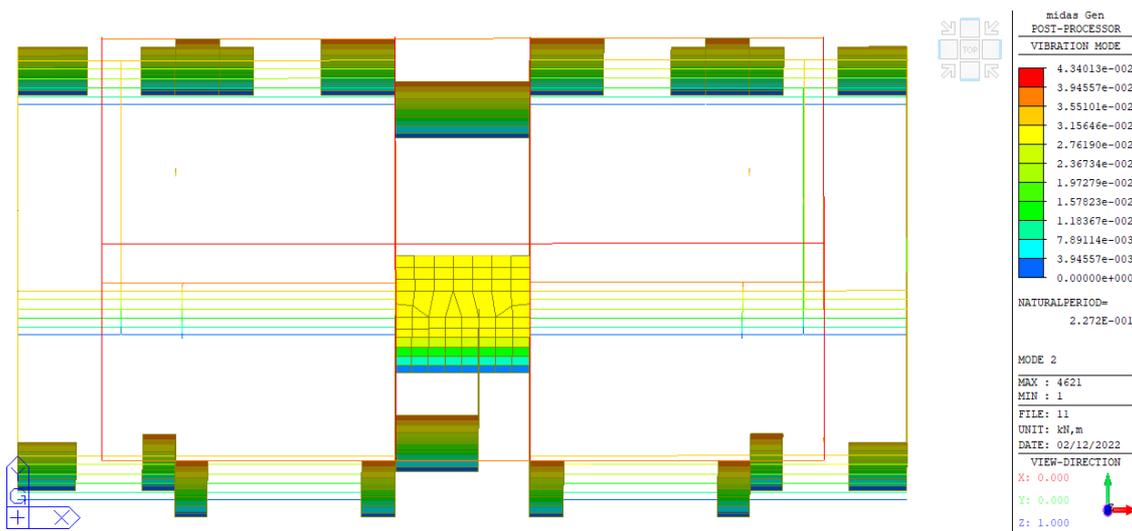


Figura 29. Secondo modo di vibrare dell'edificio.

Il terzo modo di vibrare ha un periodo proprio $T = 0,16$ s; al contrario del primo modo di vibrare la massa partecipante rotazionale (del 68 %) è prevalente rispetto a quella traslazionale in direzione X (del 8%). L'edificio avrà di conseguenza un comportamento prevalentemente torcente e traslazionale in direzione X (Figura 30).

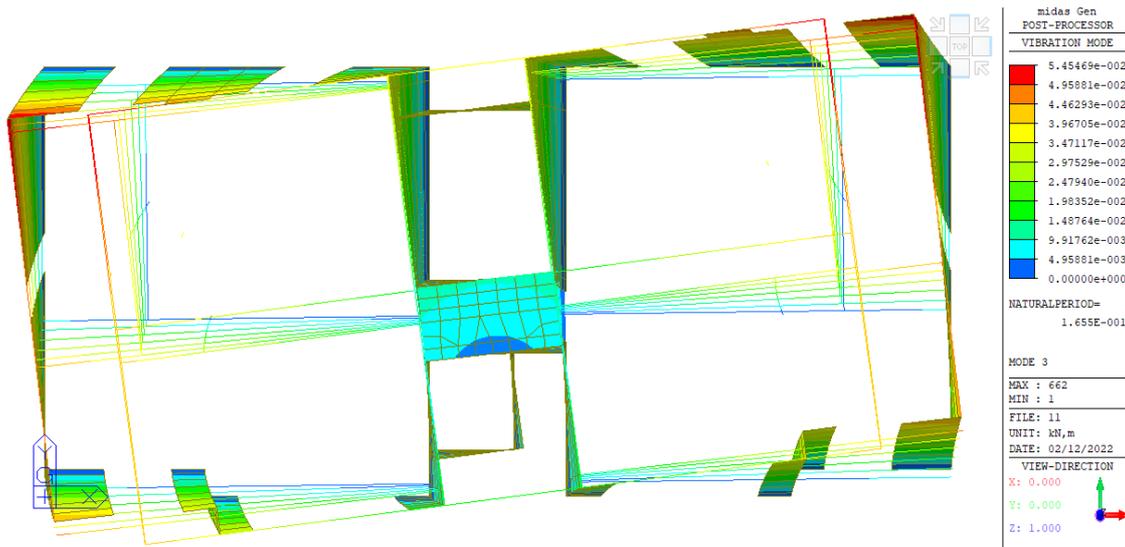


Figura 30. Terzo modo di vibrare dell'edificio.

Gli ultimi tre modi di vibrare, nonostante abbiano un periodo T molto basso e presentino masse partecipanti irrisorie, sono pur sempre significativi poiché hanno massa partecipante maggiore del 5%. A seguire si riportano i comportamenti della struttura (Figure 31, 32 e 33).

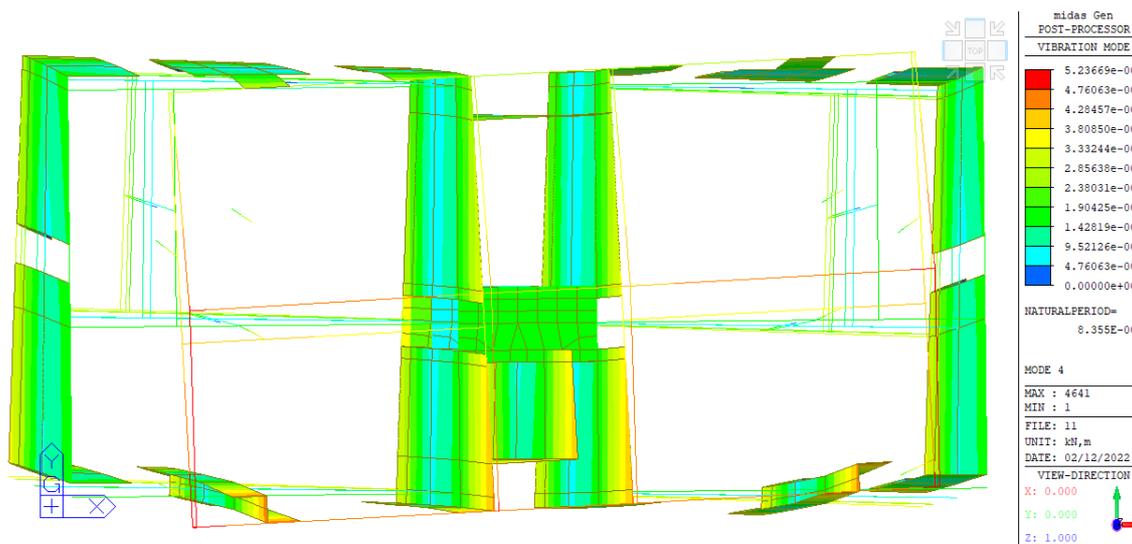


Figura 31. Quarto modo di vibrare dell'edificio.

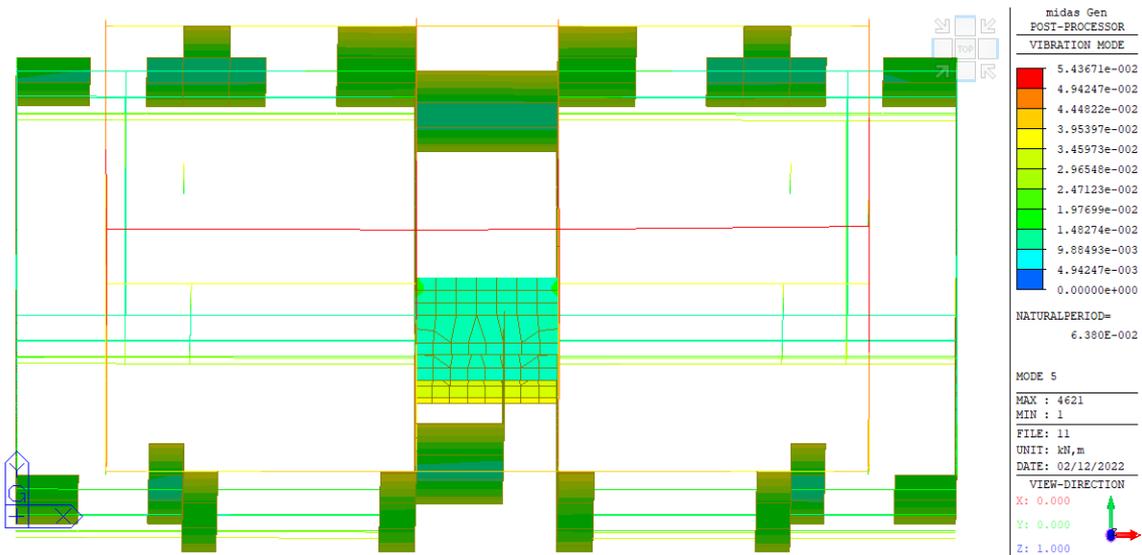


Figura 32. Quinto modo di vibrare dell'edificio.

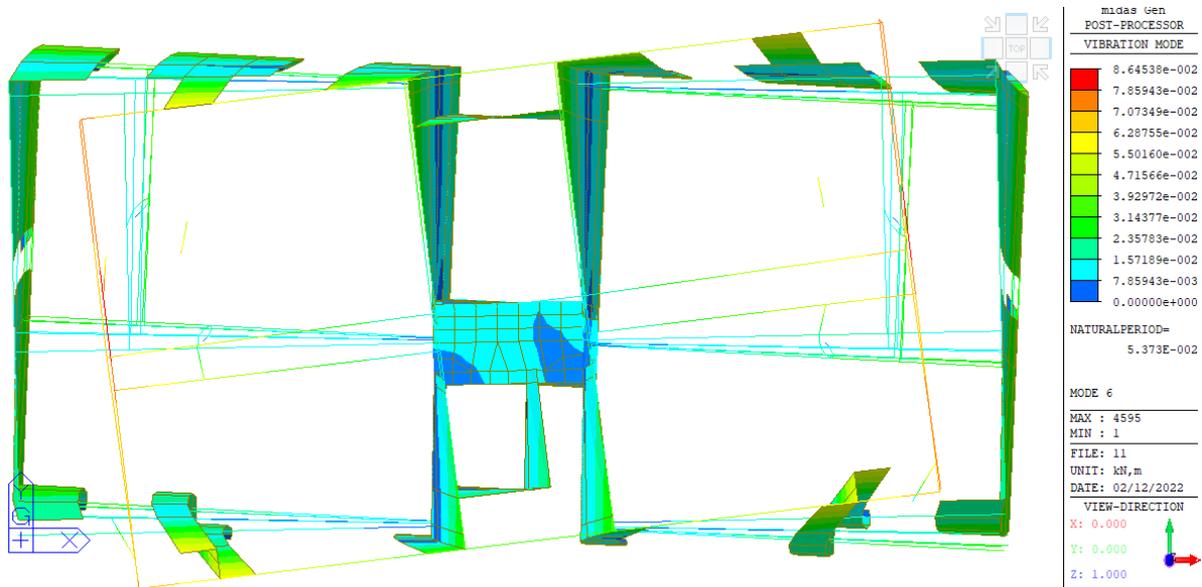


Figura 33. Sesto modo di vibrare dell'edificio.

4.1. Verifica attendibilità del modello: Taglio alla base

Per far sì che il modello agli elementi finiti sia rappresentativo del reale comportamento dell'edificio è stato confrontato il taglio alla base, ottenuto dall'analisi modale con quello calcolato analiticamente mediante un'analisi statica lineare, come pure le masse totali dell'edificio.

Dall'analisi dinamica lineare si hanno i seguenti valori di sforzo tagliante, nei vari piani, per lo spettro SLV in direzione X e Y (Figura 34):

Story	Spectrum	Shear Force		Weight Sum		Story Shear Force Coefficient	
		X (kN)	Y (kN)	X (kN)	Y (kN)	X	Y
7F	SLV_X(RS)	2.0965e+002	4.4110e+000	1.8774e+003	1.8774e+003	0.1117	0.00235
6F	SLV_X(RS)	4.4738e+002	7.9300e+000	4.5220e+003	4.5220e+003	0.09893	0.001754
5F	SLV_X(RS)	6.4047e+002	9.9833e+000	7.2461e+003	7.2461e+003	0.08839	0.001378
4F	SLV_X(RS)	7.9269e+002	1.1656e+001	9.9722e+003	9.9722e+003	0.07949	0.001169
3F	SLV_X(RS)	9.1146e+002	1.3740e+001	1.2698e+004	1.2698e+004	0.07178	0.001082
2F	SLV_X(RS)	9.9283e+002	1.5751e+001	1.5424e+004	1.5424e+004	0.06437	0.001021
1F	SLV_X(RS)	1.0281e+003	1.6759e+001	1.8193e+004	1.8193e+004	0.05651	0.0009212
7F	SLV_Y(RS)	4.4129e+000	2.4641e+002	1.8774e+003	1.8774e+003	0.00235	0.1312
6F	SLV_Y(RS)	8.4152e+000	4.9574e+002	4.5220e+003	4.5220e+003	0.001861	0.1096
5F	SLV_Y(RS)	1.0742e+001	6.8909e+002	7.2461e+003	7.2461e+003	0.001483	0.0951
4F	SLV_Y(RS)	1.2418e+001	8.4070e+002	9.9722e+003	9.9722e+003	0.001245	0.0843
3F	SLV_Y(RS)	1.4199e+001	9.6138e+002	1.2698e+004	1.2698e+004	0.001118	0.07571
2F	SLV_Y(RS)	1.5838e+001	1.0445e+003	1.5424e+004	1.5424e+004	0.001027	0.06771
1F	SLV_Y(RS)	1.6759e+001	1.0810e+003	1.8193e+004	1.8193e+004	0.0009212	0.05942

Figura 34. Forze di taglio di piano numeriche allo SLV.

Per lo spettro $SLV_X(RS)$ il taglio alla base è di $V_{base-x} = 1028,1 \text{ kN}$ con una massa complessiva totale di $W = 18193 \text{ kN}$. Per lo spettro $SLV_Y(RS)$ il taglio alla base invece è di $V_{base-y} = 1081 \text{ kN}$ con una massa complessiva pari a $W = 18193 \text{ kN}$.

Prima di eseguire l'analisi statica lineare si procede al calcolo analitico del periodo proprio di vibrare della struttura; in prima approssimazione è possibile utilizzare la formula della Circolare Esplicativa delle NTC18 [C7.3.2.] [4]:

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4}$$

in cui $H = 25,90 \text{ m}$ è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e $C_1 = 0,05$ per qualsiasi tipo di struttura. Sostituendo i valori si ha un periodo $T_1 = 0,05 \cdot 25,9^{\frac{3}{4}} = 0,57 \text{ s}$

Siccome $T_1 = 0,57 \text{ s} < 2,5 \cdot T_c = 1,38 \text{ s}$ e la costruzione è regolare in altezza si può procedere con l'analisi. Essa consiste nell'applicazione di forze statiche equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica.

L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto corrispondente al periodo T_1 e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame valutata in modo approssimato.

La forza da applicare a ciascuna massa della costruzione è data dalla formula [7.3.7] delle NTC18 [1]:

$$F_i = F_h \cdot z_i \cdot \frac{W_i}{\sum_j z_j \cdot W_j}$$

dove:

$$F_h = \frac{S_d(T_1) \cdot W \cdot \lambda}{g};$$

F_i = forza da applicare alla massa i-esima;

W_i e W_j = pesi della massa i e della j;

z_i e z_j = quote delle masse i e j rispetto al piano di fondazione;

$S_d(T_1)$ = ordinata dello spettro di risposta di progetto;

W = peso complessivo della costruzione;

$\lambda = 0,85$ se $T_1 < 2,5 \cdot T_C$ e la costruzione ha almeno tre orizzontamenti;

g = accelerazione di gravità.

A seguire si riportano i calcoli analitici dei pesi dei vari piani dell'edificio (Figura 35):

MASSA 1° PRIMO			MASSA 2°-3°-4°-5° PIANO		
Solai, Sbalzi	1351	kN	Solai, Sbalzi	1351	kN
Setti	916	kN	Setti	875	kN
Travi e pilastri	437	kN	Travi e pilastri	435	kN
G ₁ elementi plate	63	kN	G ₁ elementi plate	63	kN
Q _k elementi plate	10	kN	Q _k elementi plate	10	kN
SOMMA	2776	kN	SOMMA	2733	kN

MASSA 6° PIANO			MASSA COPERTURA		
Solai, Sbalzi	1363	kN	Solai, Sbalzi	708	kN
Setti	813	kN	Setti	375	kN
Travi e pilastri	418	kN	Travi e pilastri	505	kN
G ₁ elementi plate	63	kN	Copertura	282	kN
Q _k elementi plate	10	kN	G ₁ elementi plate	0	kN
SOMMA	2666	kN	Q _k elementi plate	0	kN
			SOMMA	1870	kN

Figura 35. Pesi dei vari piani.

che sommati tra loro danno un peso complessivo della costruzione pari a $W = 18243 \text{ kN}$.

Considerando le varie altezze di piano si ottengono le seguenti forze da applicare alle masse dei vari piani (Figura 36):

PIANO	W	Z _i	F _h	F _i
	[kN]	[m]	[kN]	[kN]
1	2776	3,5	1218	51
2	2733	6,7		97
3	2733	9,9		143
4	2733	13,1		190
5	2733	16,3		236
6	2666	19,5		276
7	1870	22,7		225
ΣW	18243	22,9		
ΣW _i z _i	229866	[kNm]		

Figura 36. Analisi statica lineare.

Il taglio alla base che si ottiene dall'analisi statica lineare è pari a $V_{base} = F_h = 1218 \text{ kN}$. Confrontandolo con i tagli alla base dell'analisi modale con spettro SLV_X pari a $V_{base-x} = 1028,1 \text{ kN}$ e con spettro SLV_Y pari a $V_{base-y} = 1081 \text{ kN}$ si ha una differenza tra calcolo analitico e numerico di

$F_h - V_{base-x} = 190 \text{ kN}$ e $F_h - V_{base-y} = 137 \text{ kN}$, valori che si ritengono accettabili. Per completezza si riportano le differenze tra calcolo analitico e numerico delle forze di piano da applicare alle rispettive masse e dei pesi dei vari piani (Figure 37 e 38).

TAGLI: SLV-X				TAGLI: SLV-Y			
piano	analitico	numerico	differenza	piano	analitico	numerico	differenza
	[kN]	[kN]	[kN]		[kN]	[kN]	[kN]
7°	225,01	209,65	15,36	7°	225,01	246,41	-21,40
6°	500,51	447,38	53,13	6°	500,51	495,74	4,77
5°	736,58	640,47	96,11	5°	736,58	689,09	47,49
4°	926,31	792,69	133,62	4°	926,31	840,70	85,61
3°	1069,69	911,46	158,23	3°	1069,69	961,38	108,31
2°	1166,72	992,83	173,89	2°	1166,72	1044,50	122,22
1°	1218,21	1028,10	190,11	1°	1218,21	1081,00	137,21

Figura 37. Differenze delle forze di piano.

PESI DI PIANO	PIANO
analitico-numerico	
[kN]	[-]
-7	7°
21	6°
9	5°
7	4°
7	3°
7	2°
7	1°
50	TOTALE

Figura 38. Differenze dei pesi dei vari piani.

Una differenza nel calcolo analitico e numerico del peso complessivo della costruzione di 50 kN risulta accettabile rispetto alla quantità complessiva dell'ordine di 18000 kN.

4.2. Verifica attendibilità del modello: N sismico

Un'altra verifica sull'attendibilità consiste nel verificare lo sforzo normale in combinazione sismica (espressione [2.5.5.] al §2.5.3. delle NTC18 [1]) dei setti in cui grava il peso dei solai.

Le reazioni vincolari che si ottengono sui nodi alla base dei setti di interesse sono le seguenti (Figura 39):

REAZIONE SETTI : Comb. N sismico					
SETTO ID	Reaz. 1	Reaz. 2	Reaz. 3	Reaz. 4	Reaz. TOT
[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
1	191,0	179,9			370,90
2	157,6	213,7			371,30
4	253,5	126,4			379,90
5	73,9	194,2			268,10
8	239,6	183,4			423,00
9	113,5	268,2	267,7	121	770,40
10	216,8	159,8			376,60

Figura 39. Reazioni sui setti in combinazione sismica.

Per il calcolo analitico è stato sommato al peso proprio del setto di interesse (da cielo a terra) la rispettiva reazione vincolare che si ottiene dallo schema statico a due campate con sbalzi esterni del solaio in combinazione sismica moltiplicata per il numero di piani di interesse.

Le differenze tra le reazioni calcolate analiticamente e quelle numericamente risultano accettabili (Figura 40).

VERIFICA N SISMICO										
ID SETTO	Geometria setto		Peso proprio setto		ANALITICO		Nsismico (Sol+Sb)	SOMMA [kN]	NUMERICO SOMMA [kN]	differenza [kN]
	Lx [m]	Ly [m]	H [m]	P [kN]	REAZIONE [kN]	x n° piani				
1	1,19	0,2	19,5	116,03	37,21	5	224,77	340,80	370,90	30,11
2	0,66	0,2	22,7	74,91	35,64	6	228,71	303,62	371,30	67,68
4	0,66	0,2	22,7	74,91	35,64	6	228,71	303,62	379,90	76,29
5	0,69	0,2	22,7	78,32	21,24	6	132,69	211,00	268,10	57,10
8	1,51	0,2	22,7	171,39	24,57	6	156,36	327,74	423,00	95,26
9	2,3	0,2	19,5	238,65	89,65	6	555,36	794,01	770,40	23,61
10	1,42	0,2	19,5	138,45	51,33	5	308,99	447,44	376,60	70,84

Figura 40. Verifica N sismico.

Il modello agli elementi finiti risulta quindi affidabile. Si può procedere, di conseguenza, alla determinazione delle massime sollecitazioni di Sforzo Normale, Taglio e Momento Flettente per il dimensionamento degli elementi strutturali.

4.3. Sollecitazioni setti

Le sollecitazioni statiche e sismiche agenti sui setti sono espresse in riferimento agli assi locali degli elementi Wall (Figura 41).

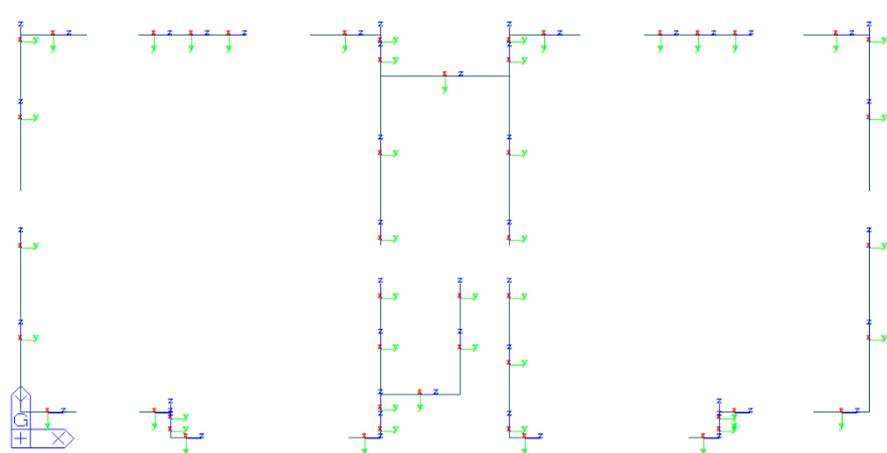


Figura 41. Disposizione assi locali nei setti.

Come si può vedere dall'immagine soprastante, le forze agenti sull'asse X rappresentano lo sforzo normale agente nel setto, quelle sull'asse Y indicano il taglio fuori dal piano e quelle sull'asse Z il taglio nel piano del setto. Per quanto riguarda le sollecitazioni flettenti, invece il momento attorno l'asse Y

rappresenta il momento flettente lungo l'asse forte del setto, il momento attorno l'asse Z indica quello lungo l'asse debole e, per ultimo, quello attorno l'asse X definisce il momento torcente.

A seguire si illustrano le sollecitazioni agenti sui setti in combinazione SLU e SLV:

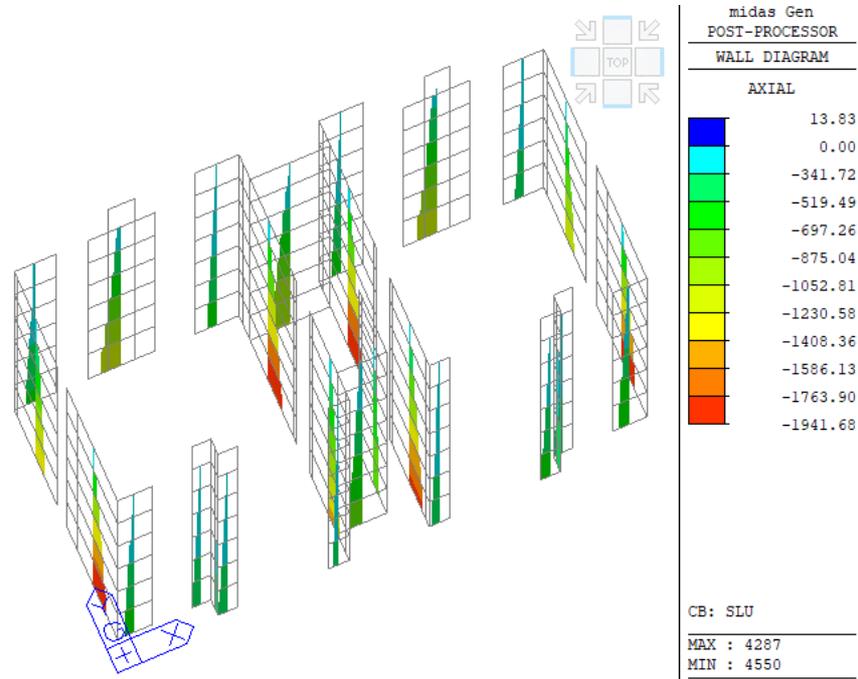


Figura 42. Forza assiale Fx: combinazione SLU.

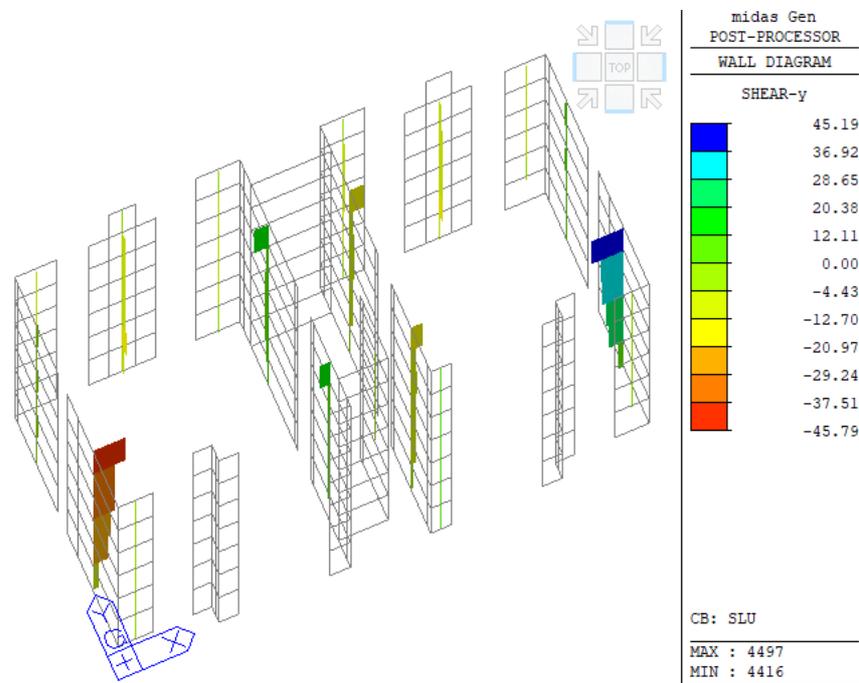


Figura 43. Taglio Fy: combinazione SLU.

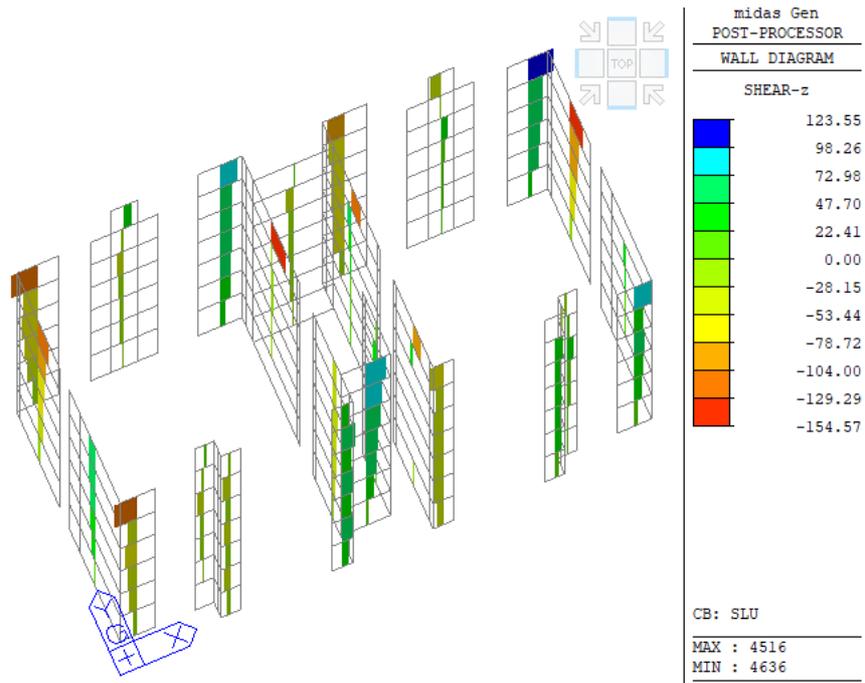


Figura 44. Taglio Fz: combinazione SLU.

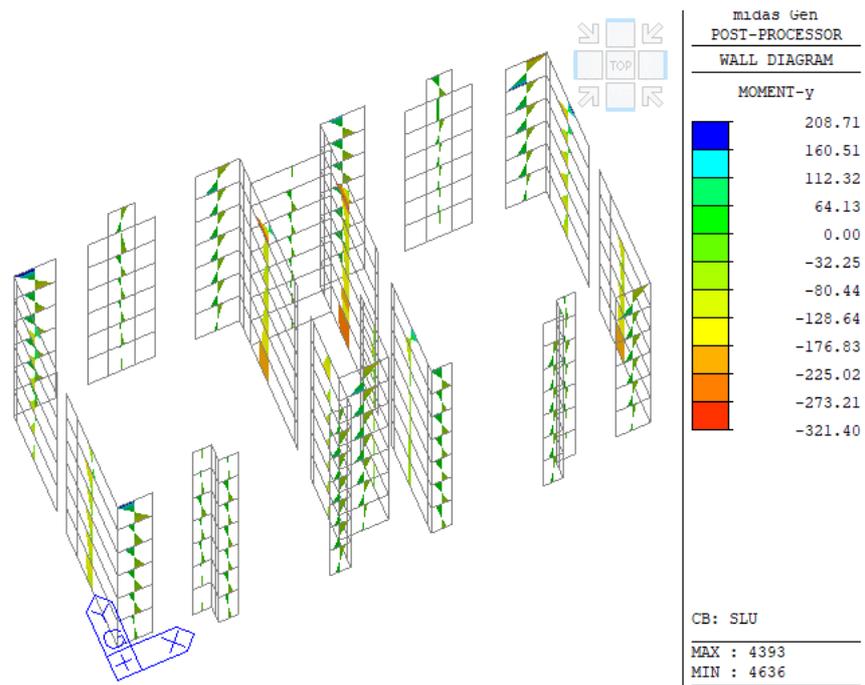


Figura 45. Momento flettente My: combinazione SLU.

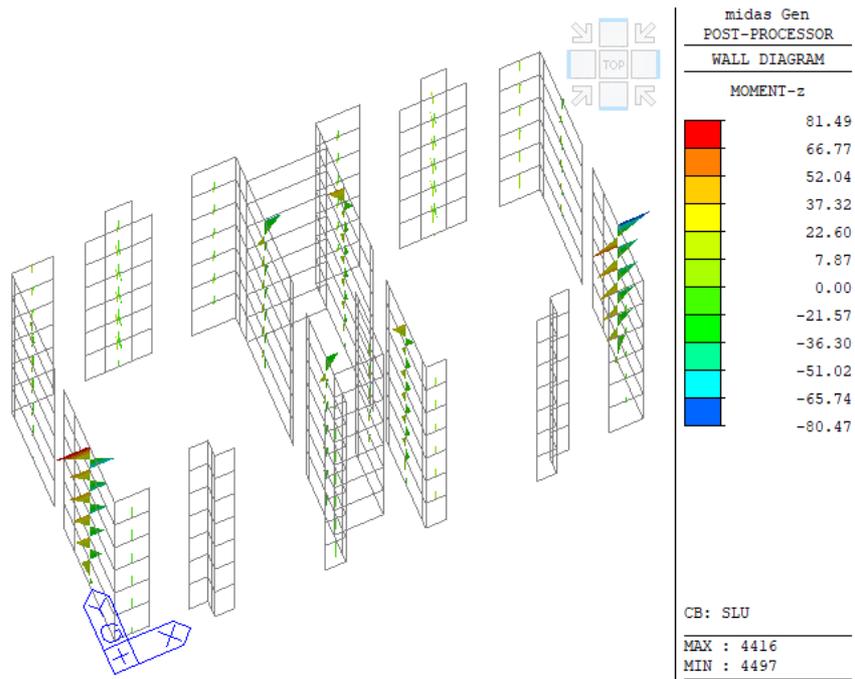


Figura 46. Momento flettente Mz: combinazione SLU.

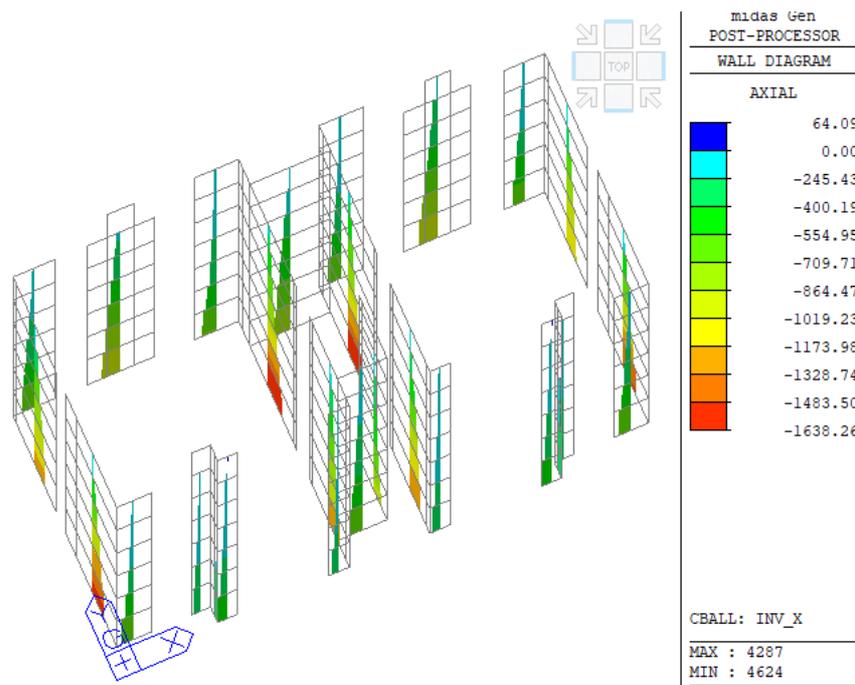


Figura 47. Forza assiale Fx: involucro SLV-X.

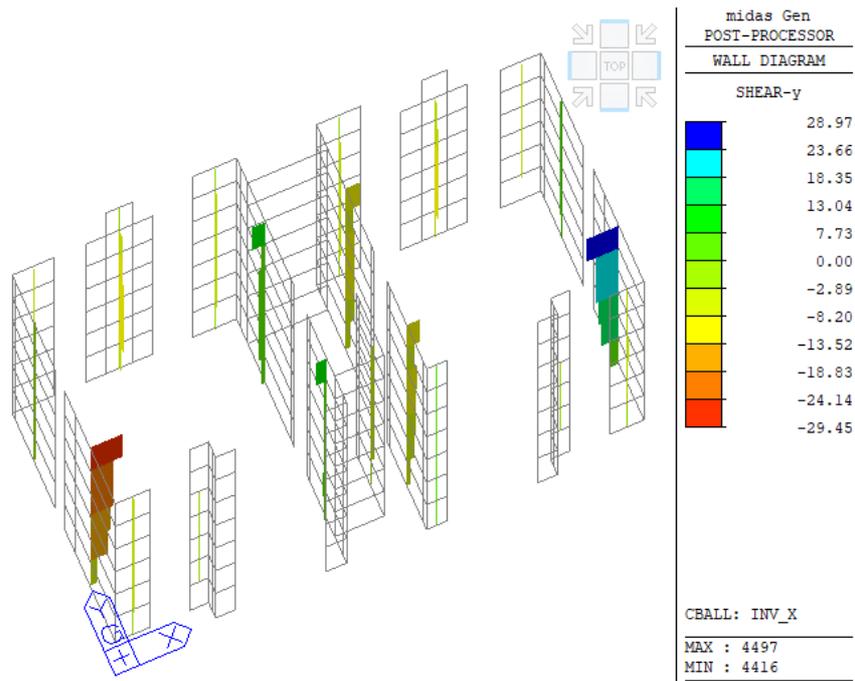


Figura 48. Taglio Fy: involucro SLV-X.

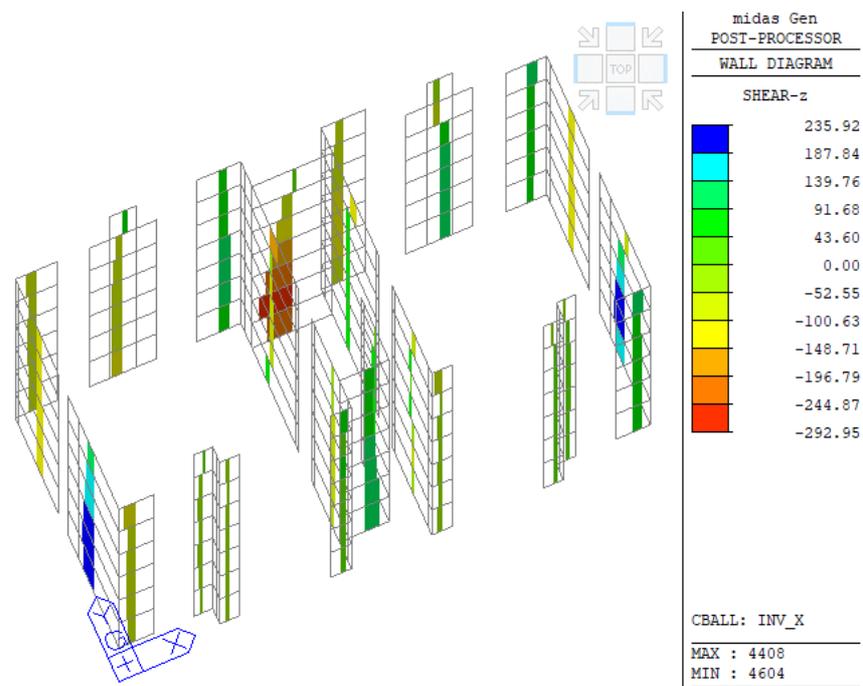


Figura 49. Taglio Fz: involucro SLV-X.

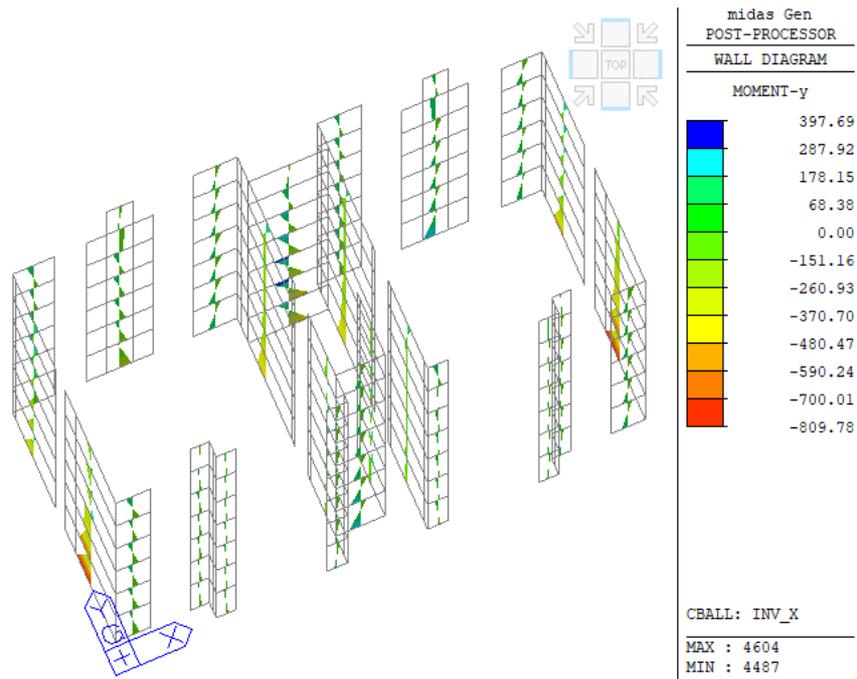


Figura 50. Momento flettente My: involucro SLV-X.

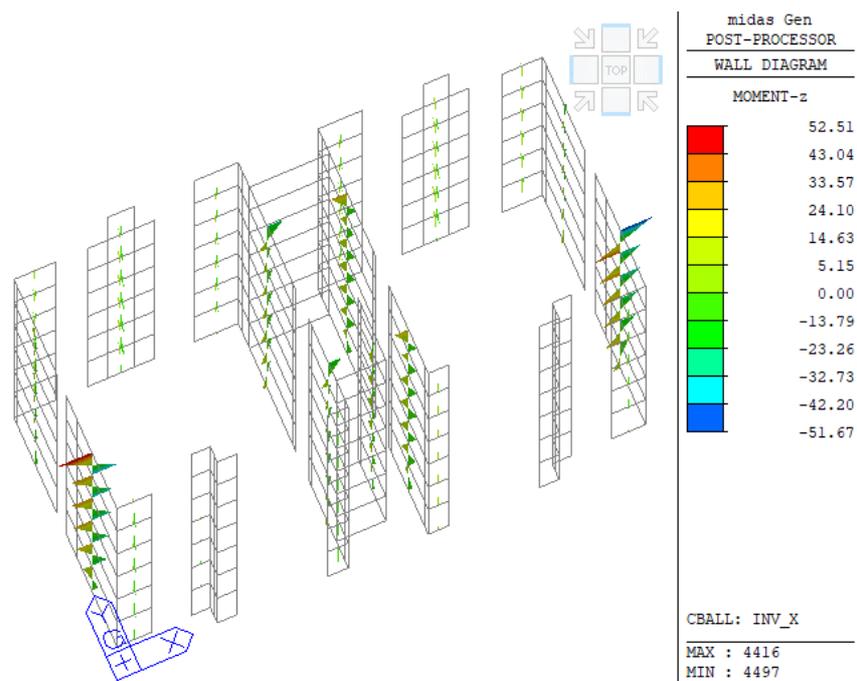


Figura 51. Momento flettente Mz: involucro SLV-X.

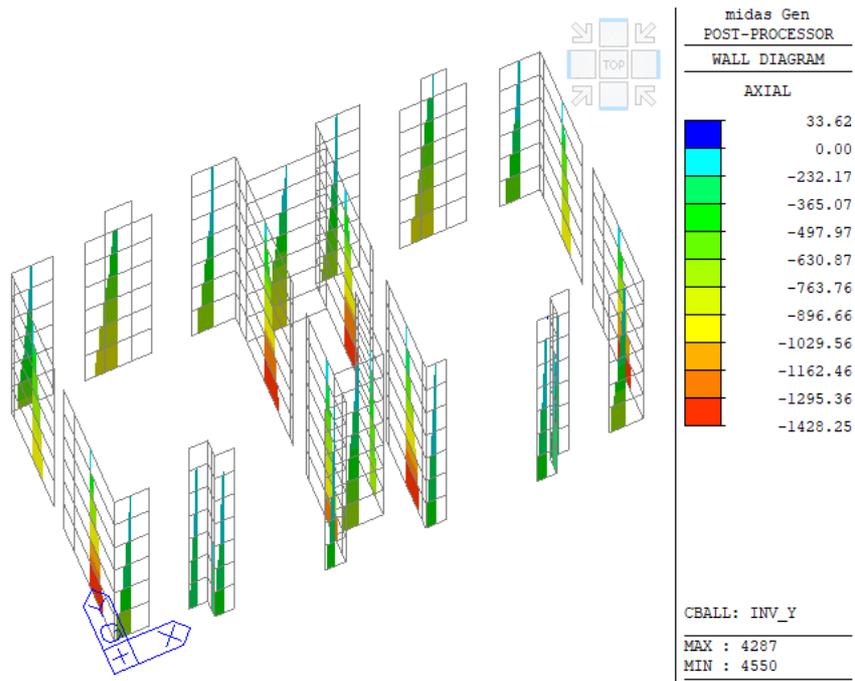


Figura 52. Forza assiale Fx: involucro SLV-Y.

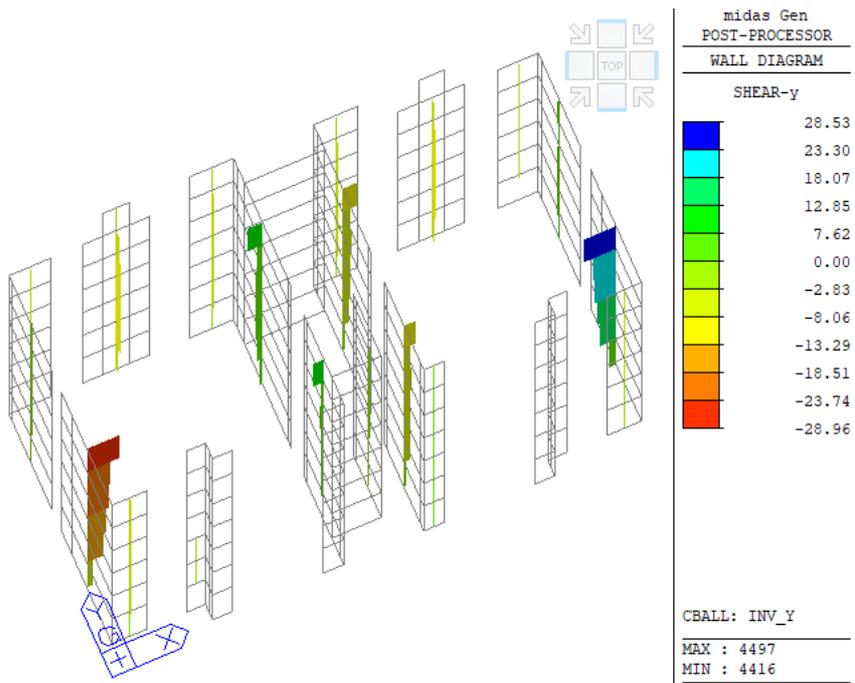


Figura 53. Taglio Fy: involucro SLV-Y.

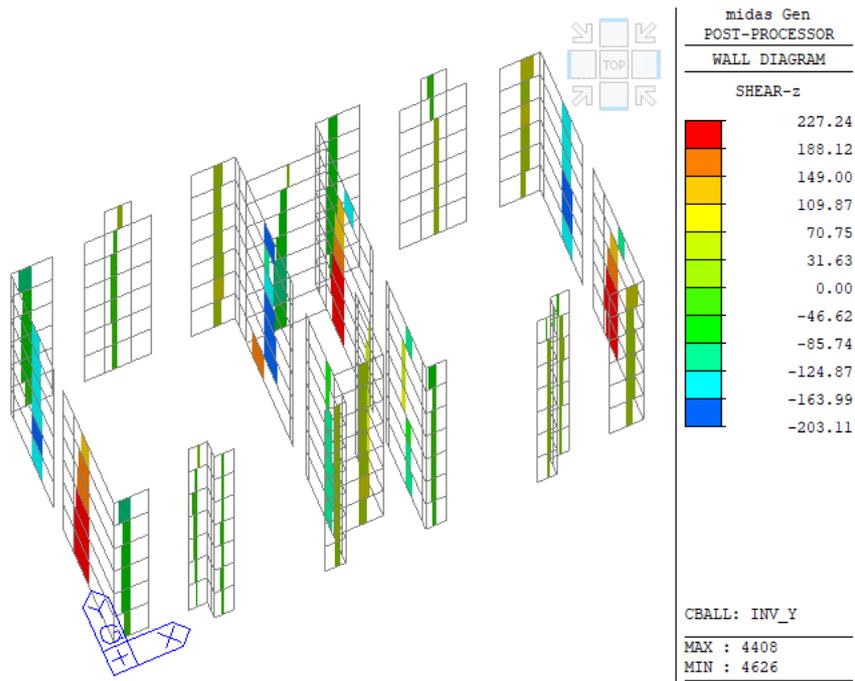


Figura 54. Taglio Fz: involucro SLV-Y.

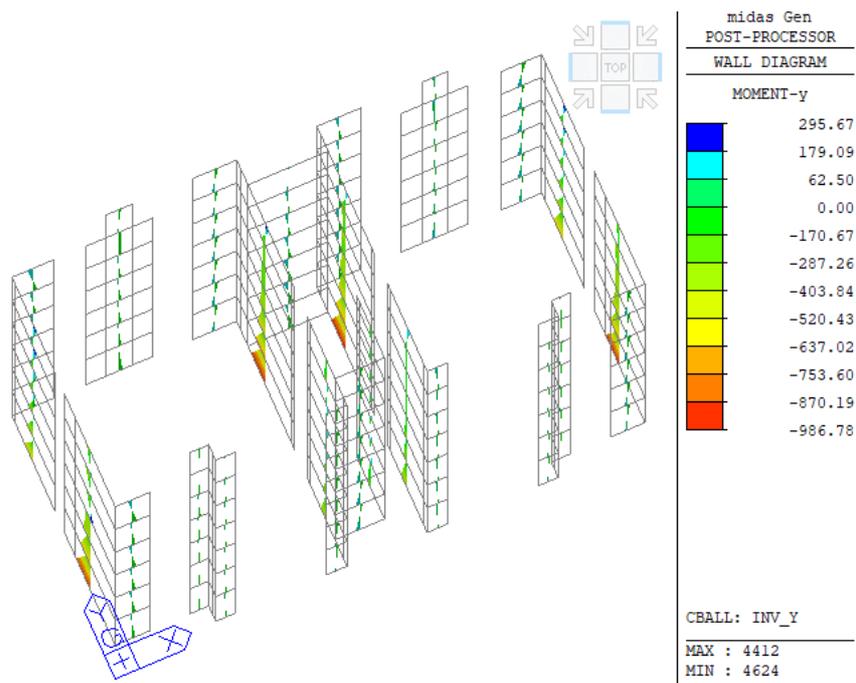


Figura 55. Momento flettente My: involucro SLV-Y.

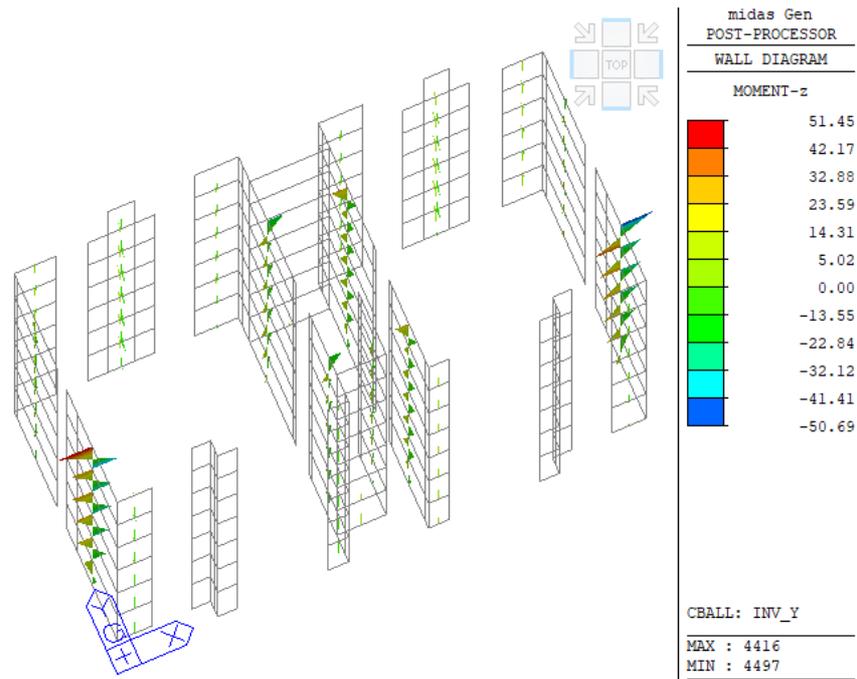


Figura 56. Momento flettente Mz: combinazione SLV-Y.

Poiché le sollecitazioni maggiori si verificano alla base dei setti e la struttura è simmetrica, ai fini del dimensionamento degli elementi strutturali, si andrà a considerare il valore massimo che si ha tra due setti tra loro equivalenti. Tutti i valori sono stati raccolti nelle successive tabelle riassuntive.

Tabella 1. Sforzo assiale Fx massimo dei setti in combinazioni sismiche.

Fx: Sforzo assiale													
SETTI				CBAll Sisma_X					CBAll Sisma_Y				
SETTO ID	L ₁	L ₂	AREA	F _{xx}	SETTO ID	F _{xx}	F _{xx MAX}	SETTO ID	F _{xx}	SETTO ID	F _{xx}	F _{xx MAX}	F _{xx calc}
	[m]	[m]	[m ²]	[kN]		[kN]	[kN]		[kN]		[kN]	[kN]	[kN]
1	1,19	0,20	0,238	614,8	20	629,8	629,8	1	656,0	20	673,8	673,8	673,8
2	0,66	0,20	0,132	334,4	19	349,6	349,6	2	346,5	19	359,5	359,5	359,5
3	0,55	0,20	0,11	323,6	18	338,7	338,7	3	318,8	18	332,4	332,4	338,7
4	0,66	0,20	0,132	452,8	17	473,9	473,9	4	426,2	17	446,0	446,0	473,9
5	0,69	0,20	0,138	362,5	16	352,0	362,5	5	384,5	16	413,5	413,5	413,5
6	3,13	0,20	0,626	1265,0	27	1232,2	1265,0	6	1206,9	27	1350,7	1350,7	1350,7
7	4,54	0,20	0,908	1638,3	26	1636,1	1638,3	7	1424,4	26	1428,3	1428,3	1638,3
8	1,51	0,20	0,302	712,1	25	688,5	712,1	8	698,0	25	682,2	698,0	712,1
9	2,30	0,20	0,46	933,3	24	920,1	933,3	9	994,9	24	985,5	994,9	994,9
10	1,42	0,20	0,284	612,3	23	574,8	612,3	10	638,3	23	607,5	638,3	638,3
11	3,36	0,20	0,672	1206,3	22	1171,1	1206,3	11	1021,7	22	993,1	1021,7	1206,3
12	4,00	0,20	0,8	1515,8	21	1494,9	1515,8	12	1377,0	21	1359,1	1377,0	1515,8
13	1,70	0,20	0,34	615,0			615,0	13	705,6			705,6	705,6
14	2,19	0,20	0,438	879,7			879,7	14	719,0			719,0	879,7
15	2,75	0,20	0,55	791,1			791,1	15	975,0			975,0	975,0

Tabella 2. Momento flettente My massimo dei setti in combinazioni sismiche.

My: Momento flettente													
SETTI				CBAll Sisma_X			CBAll Sisma_Y						
SETTO ID	L ₁	L ₂	AREA	M _{yy}	SETTO ID	M _{yy}	M _{yy,max}	SETTO ID	M _{yy}	SETTO ID	M _{yy}	M _{yy,max}	M _{yy,calc}
	[m]	[m]	[m ²]	[kNm]		[kNm]	[kN]		[kNm]		[kNm]	[kNm]	[kNm]
1	1,19	0,20	0,238	160,4	20	154,7	160,4	1	110,3	20	101,0	110,3	160,4
2	0,66	0,20	0,132	63,1	19	61,0	63,1	2	36,3	19	32,1	36,3	63,1
3	0,55	0,20	0,11	24,9	18	24,7	24,9	3	20,9	18	21,1	21,1	24,9
4	0,66	0,20	0,132	64,6	17	63,4	64,6	4	38,3	17	37,5	38,3	64,6
5	0,69	0,20	0,138	76,0	16	70,2	76,0	5	51,0	16	53,1	53,1	76,0
6	3,13	0,20	0,626	206,2	27	180,7	206,2	6	428,5	27	416,8	428,5	428,5
7	4,54	0,20	0,908	504,4	26	478,5	504,4	7	986,8	26	986,0	986,8	986,8
8	1,51	0,20	0,302	182,5	25	185,3	185,3	8	121,2	25	127,3	127,3	185,3
9	2,30	0,20	0,46	299,2	24	290,9	299,2	9	107,3	24	98,8	107,3	299,2
10	1,42	0,20	0,284	143,5	23	141,1	143,5	10	111,5	23	109,4	111,5	143,5
11	3,36	0,20	0,672	535,7	22	541,1	541,1	11	633,8	22	650,8	650,8	650,8
12	4,00	0,20	0,8	797,7	21	809,8	809,8	12	935,5	21	964,9	964,9	964,9
13	1,70	0,20	0,34	280,3			280,3	13	125,0			125	280,3
14	2,19	0,20	0,438	108,9			108,9	14	191,1			191,1	191,1
15	2,75	0,20	0,55	511,0			511,0	15	189,5			189,5	511,0

Tabella 3. Taglio Fz massimo dei setti in combinazioni sismiche.

Fz: Taglio V nel piano													
SETTI				CBAll Sisma_X			CBAll Sisma_Y						
SETTO ID	L ₁	L ₂	AREA	F _z	SETTO ID	F _z	F _{zMAX}	SETTO ID	F _z	SETTO ID	F _z	F _{zMAX}	F _{zMAX-TOT}
	[m]	[m]	[m ²]	[kN]		[kN]	[kN]		[kN]		[kN]	[kN]	[kN]
1	1,19	0,20	0,238	106,3	20	91,7	106,3	1	88,2	20	64,8	88,2	106,3
2	0,66	0,20	0,132	47,8	19	43,1	47,8	2	35,5	19	31,9	35,5	47,8
3	0,55	0,20	0,11	18,0	18	21,6	21,6	3	13,9	18	17,9	17,9	21,6
4	0,66	0,20	0,132	34,8	17	33,8	34,8	4	23,7	17	22,9	23,7	34,8
5	0,69	0,20	0,138	53,1	16	71,8	71,8	5	36,4	16	50,4	50,4	71,8
6	3,13	0,20	0,626	79,6	27	76,9	79,6	6	114,5	27	100,6	114,5	114,5
7	4,54	0,20	0,908	160,0	26	88,5	160,0	7	203,1	26	215,0	215,0	215,0
8	1,51	0,20	0,302	110,1	25	112,2	112,2	8	74,3	25	77,5	77,5	112,2
9	2,30	0,20	0,46	103,3	24	101,6	103,3	9	46,3	24	40,8	46,3	103,3
10	1,42	0,20	0,284	95,3	23	95,8	95,8	10	92	23	92,3	92,3	95,8
11	3,36	0,20	0,672	128,0	22	129,0	129,0	11	166,3	22	189,5	189,5	189,5
12	4,00	0,20	0,8	235,9	21	213,1	235,9	12	227,2	21	209,8	227,2	235,9
13	1,70	0,20	0,34	137,3			137,3	13	73,7			73,7	137,3
14	2,19	0,20	0,438	100,6			100,6	14	72,4			72,4	100,6
15	2,75	0,20	0,55	293,0			293,0	15	103,7			103,7	293,0

Tabella 4. Taglio Fy massimo dei setti in combinazioni sismiche.

Fy: Taglio V fuori piano													
SETTI				CBAll Sisma_X			CBAll Sisma_Y						
SETTO ID	L ₁	L ₂	AREA	F _y	SETTO ID	F _y	F _{yMAX}	SETTO ID	F _y	SETTO ID	F _y	F _{yMAX}	F _{yMAX-TOT}
	[m]	[m]	[m ²]	[kN]		[kN]	[kN]		[kN]		[kN]	[kN]	[kN]
1	1,19	0,20	0,238	-3,8	20	-3,6	3,8	1	-3,2	20	-3,0	3,2	3,8
2	0,66	0,20	0,132	-0,6	19	-0,6	0,6	2	-0,4	19	-0,5	0,5	0,6
3	0,55	0,20	0,11	-0,6	18	0,5	0,6	3	-0,4	18	0,4	0,4	0,6
4	0,66	0,20	0,132	0,9	17	0,9	0,9	4	0,8	17	0,8	0,8	0,9
5	0,69	0,20	0,138	1,1	16	1,0	1,1	5	1,0	16	1,0	1,0	1,1
6	3,13	0,20	0,626	9,6	27	-11,4	11,4	6	9,6	27	-10,6	10,6	11,4
7	4,54	0,20	0,908	12,4	26	-13,2	13,2	7	12,6	26	-13,0	13,0	13,2
8	1,51	0,20	0,302	-4,9	25	-5,0	5,0	8	-3,9	25	-4,1	4,1	5,0
9	2,30	0,20	0,46	-9,5	24	-9,3	9,5	9	-10,0	24	-9,8	10,0	10,0
10	1,42	0,20	0,284	-4,3	23	-4,2	4,3	10	-3,7	23	-3,6	3,7	4,3
11	3,36	0,20	0,672	-2,7	22	2,7	2,7	11	-2,6	22	2,6	2,6	2,7
12	4,00	0,20	0,8	-29,4	21	29,0	29,4	12	-29,0	21	28,5	29,0	29,4
13	1,70	0,20	0,34	0,3			0,3	13	0,4			0,4	0,4
14	2,19	0,20	0,438	-3,9			3,9	14	-2,5			2,5	3,9
15	2,75	0,20	0,55	0,7			0,7	15	-1,1			1,1	1,1

Tabella 5. Sforzo assiale Fx massimo dei setti in combinazione statica SLU.

Fx: Sforzo assiale							
SETTI				SLU			
SETTO ID	L ₁	L ₂	AREA	F _{xx}	SETTO ID	F _{xx}	F _{xx MAX}
	[m]	[m]	[m ²]	[kN]		[kN]	[kN]
1	1,19	0,20	0,238	-622,8	20	-657,3	657,3
2	0,66	0,20	0,132	-502,0	19	-520,4	520,4
3	0,55	0,20	0,11	-421,2	18	-441,6	441,6
4	0,66	0,20	0,132	-516,1	17	-547,1	547,1
5	0,69	0,20	0,138	-358,4	16	-434,6	434,6
6	3,13	0,20	0,626	-1438,6	27	-1788,8	1788,8
7	4,54	0,20	0,908	-1941,0	26	-1941,7	1941,7
8	1,51	0,20	0,302	-594,1	25	-570,1	594,1
9	2,30	0,20	0,46	-1212,1	24	-1197,2	1212,1
10	1,42	0,20	0,284	-534,8	23	-488,0	534,8
11	3,36	0,20	0,672	-1282,0	22	-1225,2	1282,0
12	4,00	0,20	0,8	-1870,9	21	-1848,0	1870,9
13	1,70	0,20	0,34	-758,4			758,4
14	2,19	0,20	0,438	-851,1			851,1
15	2,75	0,20	0,55	-1060,9			1060,9

Tabella 6. Tagli Fy e Fz massimi dei setti in combinazione statica SLU.

Fy: Taglio V fuori piano								Fz: Taglio V nel piano							
SETTI				SLU				SETTI				SLU			
SETTO ID	L ₁	L ₂	AREA	F _{yy}	SETTO ID	F _{yy}	F _{yy MAX}	SETTO ID	L ₁	L ₂	AREA	F _{zz}	SETTO ID	F _{zz}	F _{zz MAX}
	[m]	[m]	[m ²]	[kN]		[kN]	[kN]		[m]	[m]	[m ²]	[kN]		[kN]	[kN]
1	1,19	0,20	0,238	-3,9	20	-3,7	3,9	1	1,19	0,20	0,238	-106,5	20	85,7	106,5
2	0,66	0,20	0,132	-0,5	19	-0,5	0,5	2	0,66	0,20	0,132	-34,8	19	28,6	34,8
3	0,55	0,20	0,11	-0,5	18	0,4	0,5	3	0,55	0,20	0,11	-14,9	18	-21,4	21,4
4	0,66	0,20	0,132	1,2	17	1,2	1,2	4	0,66	0,20	0,132	-34,5	17	36,0	36,0
5	0,69	0,20	0,138	1,7	16	1,6	1,7	5	0,69	0,20	0,138	61,8	16	-60,6	61,8
6	3,13	0,20	0,626	15,9	27	-17,0	17,0	6	3,13	0,20	0,626	-47,9	27	-88,6	88,6
7	4,54	0,20	0,908	20,2	26	-20,4	20,4	7	4,54	0,20	0,908	-154,6	26	105,3	154,6
8	1,51	0,20	0,302	-5,9	25	-6,4	6,4	8	1,51	0,20	0,302	79,2	25	-84,8	84,8
9	2,30	0,20	0,46	-12,6	24	-14,0	14,0	9	2,30	0,20	0,46	37,8	24	-47,4	47,4
10	1,42	0,20	0,284	-5,4	23	-5,2	5,4	10	1,42	0,20	0,284	-121,6	23	123,5	123,5
11	3,36	0,20	0,672	-4,1	22	4,1	4,1	11	3,36	0,20	0,672	-108,0	22	-140,0	140,0
12	4,00	0,20	0,8	-45,8	21	45,2	45,8	12	4,00	0,20	0,8	64,5	21	35,4	64,5
13	1,70	0,20	0,34	-0,1			0,1	13	1,70	0,20	0,34	95,9			95,9
14	2,19	0,20	0,438	-2,7			2,7	14	2,19	0,20	0,438	46,2			46,2
15	2,75	0,20	0,55	0,9			0,9	15	2,75	0,20	0,55	-36,0			36,0

Tabella 7. Momenti flettenti My e Mz massimi dei setti in combinazione statica SLU.

My: Momento flettente								Mz: Momento flettente							
SETTI				SLU				SETTI				SLU			
SETTO ID	L ₁	L ₂	AREA	M _{yy}	SETTO ID	M _{yy}	M _{yy MAX}	SETTO ID	L ₁	L ₂	AREA	M _{zz}	SETTO ID	M _{zz}	M _{zz MAX}
	[m]	[m]	[m ²]	[kNm]		[kNm]	[kNm]		[m]	[m]	[m ²]	[kNm]		[kNm]	[kNm]
1	1,19	0,20	0,238	183,6	20	-149,5	183,6	1	1,19	0,20	0,238	6,7	20	6,0	6,7
2	0,66	0,20	0,132	56,8	19	-47,0	56,8	2	0,66	0,20	0,132	0,8	19	0,9	0,9
3	0,55	0,20	0,11	24,4	18	34,6	34,6	3	0,55	0,20	0,11	0,8	18	0,7	0,8
4	0,66	0,20	0,132	55,8	17	-58,7	58,7	4	0,66	0,20	0,132	2,1	17	2,0	2,1
5	0,69	0,20	0,138	-101,5	16	99,9	101,5	5	0,69	0,20	0,138	2,7	16	2,6	2,7
6	3,13	0,20	0,626	-182,2	27	155,6	182,2	6	3,13	0,20	0,626	-32,6	27	33,7	33,7
7	4,54	0,20	0,908	-321,4	26	-299,2	321,4	7	4,54	0,20	0,908	-41,7	26	41,7	41,7
8	1,51	0,20	0,302	127,2	25	142,6	142,6	8	1,51	0,20	0,302	9,6	25	10,4	10,4
9	2,30	0,20	0,46	-61,5	24	79,6	79,6	9	2,30	0,20	0,46	-23,5	24	-23,1	23,5
10	1,42	0,20	0,284	208,7	23	-213,2	213,2	10	1,42	0,20	0,284	8,7	23	8,5	8,7
11	3,36	0,20	0,672	-186,0	22	-240,0	240,0	11	3,36	0,20	0,672	7,9	22	-7,9	7,9
12	4,00	0,20	0,8	-188,5	21	-195,5	195,5	12	4,00	0,20	0,8	81,5	21	49,8	81,5
13	1,70	0,20	0,34	-165,0			165,0	13	1,70	0,20	0,34	0,3			0,3
14	2,19	0,20	0,438	-97,4			97,4	14	2,19	0,20	0,438	4,4			4,4
15	2,75	0,20	0,55	-59,1			59,1	15	2,75	0,20	0,55	1,4			1,4

4.4. Sollecitazioni travi

Non solo per i setti ma anche per travi e pilastri le sollecitazioni statiche e sismiche sono espresse in riferimento agli assi locali degli elementi (Figura 57).

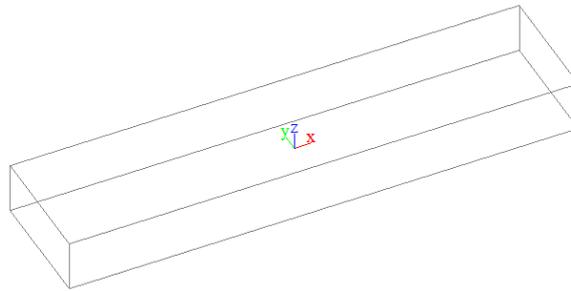


Figura 57. Disposizione assi locali nelle travi.

Le forze agenti sull'asse X rappresentano lo sforzo normale agente nelle travi (pari a zero perché non sono soggette a precompressione o trazione); le forze sull'asse Y e Z, invece indicano gli sforzi taglianti. Per quanto riguarda le sollecitazioni flettenti, il momento attorno l'asse Y rappresenta il momento flettente principale, il momento attorno l'asse Z indica il momento di flessione deviata e, per ultimo, quello attorno l'asse X definisce il momento torcente.

A titolo d'esempio si riportano i diagrammi di momento flettente e taglio della trave centrale in spessore di solaio 75x33cm del primo piano in combinazione SLU (Figure 58 e 59).

Come si poteva prevedere lo sforzo normale agente è nullo, il diagramma di momento flettente ha andamento parabolico mentre quello del taglio è lineare.

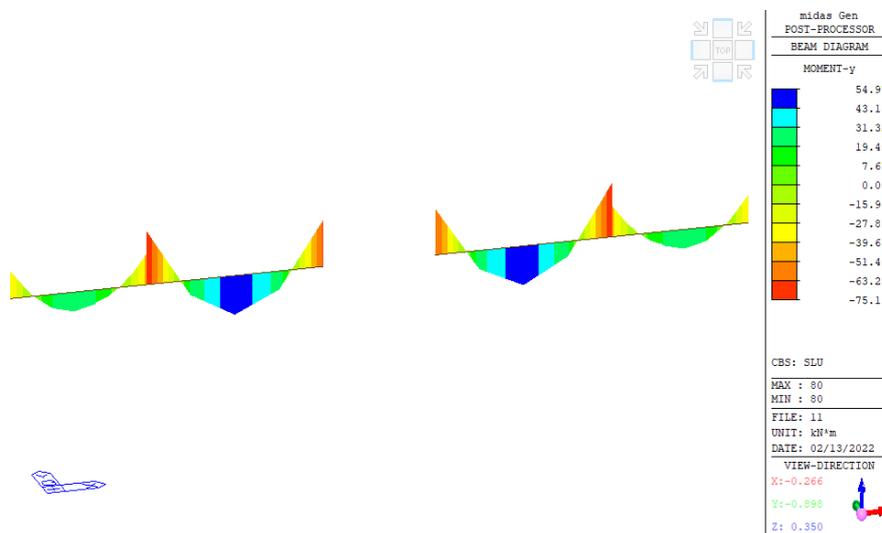


Figura 58. Diagramma del momento flettente My in combinazione SLU.

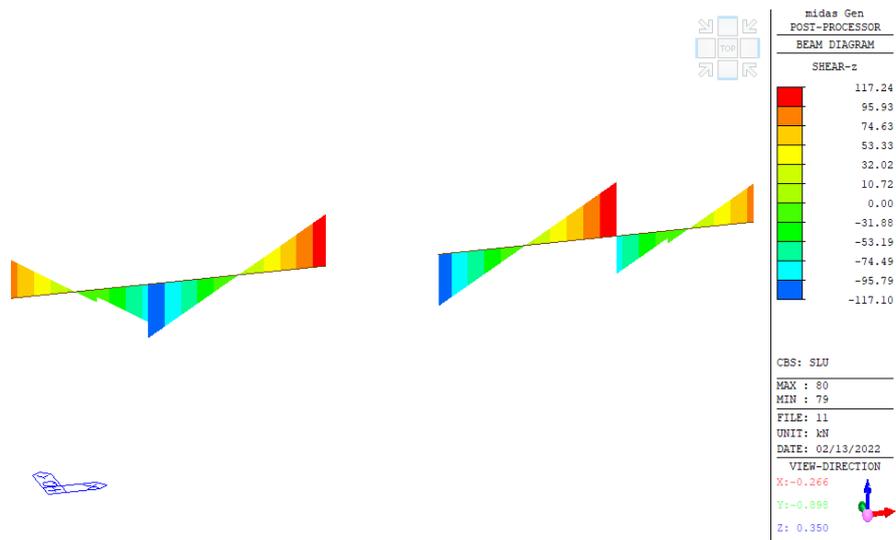


Figura 59. Diagramma dello sforzo tagliante Fz in combinazione SLU.

Le sollecitazioni massime di interesse, utili ai fini del dimensionamento degli elementi strutturali, sono state riassunte nelle tabelle successive:

Tabella 8. Sollecitazioni massime travi 75x33cm.

	TRAVI ORIZZONTALI 75x33 cm						SOLLECITAZIONI MASSIME		
	SLV_X		SLV_Y		SLU		T_{max}		
	My	Fz	My	Fz	My	Fz	M_{max}^+		M_{max}^-
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]			
Cbmin	-90.06	-150.25	-68.61	-116.98	-92.89	138.16			
Cbmax	78.77	139.44	55.96	107.85	62.72				

Tabella 9. Sollecitazioni massime travi 20x33cm.

	TRAVI VERTICALI 20x33 cm						SOLLECITAZIONI MASSIME		
	SLV_X		SLV_Y		SLU		T_{max}		
	My	Fz	My	Fz	My	Fz	M_{max}^+		M_{max}^-
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]			
Cbmin	-34.64	-89.38	-41.34	-106.41	-26.93	100.86			
Cbmax	34.58	84.41	41.16	99.93	16.58				

Tabella 10. Sollecitazioni massime travi 65x33cm.

	TRAVI VERTICALI 65x33cm						SOLLECITAZIONI MASSIME		
	SLV_X		SLV_Y		SLU		T_{max}		
	My	Fz	My	Fz	My	Fz	M_{max}^+		M_{max}^-
	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kNm]	[kN]			
Cbmin	-40.66	-17.4	-41.25	-17.06	-60.4	53.78			
Cbmax	29.93	35.62	30.34	36.03	46.84				

Tabella 11. Sollecitazioni massime tirante della capriata 65x33cm.

	TIRANTE 65x33cm						SOLLECITAZIONI MASSIME		
	SLV_X			SLV_Y			SLU		
	My	Fz		My	Fz		My	Fz	
	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kN]		[kNm]	[kN]	
Cbmin	-45.84	-73.44		-49.70	-76.78		-60.79	-107.50	
Cbmax	35.71	66.81		36.31	70.76		55.23		

Tabella 12. Sollecitazioni massime trave in altezza della copertura 20x120cm.

	TRAVE ALTEZZA 20x120cm						SOLLECITAZIONI MASSIME		
	SLV_X			SLV_Y			SLU		
	My	Fz		My	Fz		My	Fz	
	[kNm]	[kN]		[kNm]	[kN]		[kNm]	[kN]	
Cbmin	-117.39	-91.95		-78.10	-69.95		-83.63	87.21	
Cbmax	115.89	100.74		88.57	79.39		63.81		

Tabella 13. Sollecitazioni massime puntone della capriata 20x45cm.

	PUNTONE CAPRIATA 20x45cm						SOLLECITAZIONI MASSIME			PUNTONE CAPRIATA 20x45 cm			
	SLV_X			SLV_Y			SLU						
	My	Fz-V	Fx-N	My	Fz	Fx-N	My	Fz-V	Fx-N				
	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]				
Cbmin	-7.09	-6.07	-45.79	-6.88	-5.98	-47.4	8.00	2.80	-9.57	118.99	-9.57	-8.00	118.99
Cbmax	2.15	5.93	85.54	2.14	5.85	82.41					2.80		

Tabella 14. Sollecitazioni massime puntone della capriata 20x33cm.

	PUNTONE CAPRIATA 20x33cm						SOLLECITAZIONI MASSIME			PUNTONE CAPRIATA 20x33 cm			
	SLV_X			SLV_Y			SLU						
	My	Fz-V	Fx-N	My	Fz	Fx-N	My	Fz-V	Fx-N				
	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]				
Cbmin	-3.44	-3.77	-30.41	-3.44	-3.71	-20.95	4.84	2.00	-4.27	30.41	-4.27	4.84	-28.17
Cbmax	1.54	3.78	12.19	1.54	3.72	6.27					2.00		

Tabella 15. Sollecitazioni massime trave di colmo della copertura 24x48cm.

	TRAVE DI COLMO 24x48cm						SOLLECITAZIONI MASSIME			TRAVE DI COLMO 24x48 cm			
	SLV_X			SLV_Y			SLU						
	My	Fz-V	Fx-N	My	Fz	Fx-N	My	Fz-V	Fx-N				
	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]				
Cbmin	-53.92	-45.33	-25.9	-53.92	-45.33	-27.66	75.39	43.89	-89.60	87.18	-89.60	-75.39	87.18
Cbmax	26.37	36.84	56.54	26.37	36.72	60.39					43.89		

4.5. Sollecitazioni pilastri

Per determinare le sollecitazioni massime sui pilastri è stato fatto il medesimo procedimento svolto per le travi. Tutti i valori di interesse sono stati inseriti nelle successive tabelle riassuntive:

Tabella 16. Sollecitazioni sismiche pilastro 35x40cm.

	PILASTRO P1: 35x40cm									
	SLV_X					SLV_Y				
	Fx-N	Fy-V	Fz-V	My	Mz	Fx-N	Fy-V	Fz-V	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Cbmin	-864.57	-4.96	-34.54	-69.59	-7.37	-866.20	-5.52	-33.55	-68.63	-8.35
Cbmax	-827.07	-3.85	33.39	71.68	8.51	-822.30	-3.29	32.67	70.36	9.33

Tabella 17. Sollecitazioni SLU pilastro 35x40cm.

PILASTRO P1: 35x40cm				
SLU				
Fx-N	Fy-V	Fz-V	My	Mz
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
-1364.78	-7.50	-54.60	-111.51	-10.97
			114.26	13.04

Tabella 18. Sollecitazioni massime pilastro 35x40cm.

SOLLECITAZIONI MASSIME		
T_{max}	54.60	[kN]
M^+_{max}	114.26	[kNm]
M^-_{max}	-111.51	[kNm]
N_{max}	1364.78	[kN]

Tabella 19. Sollecitazioni sismiche pilastro 25x50cm.

	PILASTRO P2: 25x50cm									
	SLV_X					SLV_Y				
	Fx-N	Fy-V	Fz-V	My	Mz	Fx-N	Fy-V	Fz-V	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Cbmin	-313.91	-11.33	-3.94	-6.42	-17.31	-309.31	-12.16	-3.50	-5.72	-18.63
Cbmax	-278.16	-8.14	3.88	6.51	18.95	-282.76	-7.31	3.45	5.78	20.29

Tabella 20. Sollecitazioni SLU pilastro 25x50cm.

PILASTRO P2: 25x50cm				
SLU				
Fx-N	Fy-V	Fz-V	My	Mz
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
-451.17	-15.79	-4.88	-8.04	-24.07
			8.11	26.47

Tabella 21. Sollecitazioni massime pilastro 25x50cm.

SOLLECITAZIONI MASSIME		
T_{max}	15.79	[kN]
M^+_{max}	26.47	[kNm]
M^-_{max}	-24.07	[kNm]
N_{max}	451.17	[kN]

Tabella 22. Sollecitazioni sismiche pilastro 25x40cm.

	PILASTRO P3: 25x40cm									
	SLV_X					SLV_Y				
	Fx-N	Fy-V	Fz-V	My	Mz	Fx-N	Fy-V	Fz-V	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Cbmin	-60.14	-9.99	-4.01	-6.73	-13.91	-59.66	-10.51	-3.74	-6.28	-14.67
Cbmax	-54.45	-8.07	3.93	6.84	18.06	-54.79	-7.56	3.68	6.37	18.95

Tabella 23. Sollecitazioni SLU pilastro 25x40cm.

PILASTRO P3: 25x40cm				
SLU				
Fx-N	Fy-V	Fz-V	My	Mz
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
-89.51	-14.84	-5.44	-9.18	-20.58
			9.27	26.92

Tabella 24. Sollecitazioni massime pilastro 25x40cm.

SOLLECITAZIONI MASSIME		
T_{max}	14.84	[kN]
M^+_{max}	26.92	[kNm]
M^-_{max}	-20.58	[kNm]
N_{max}	89.51	[kN]

Tabella 25. Sollecitazioni sismiche tirante di copertura 65x33cm.

	PILASTRINO COPERTURA: 65x33cm									
	SLV_X					SLV_Y				
	Fx-N	Fy-V	Fz-V	My	Mz	Fx-N	Fy-V	Fz-V	My	Mz
	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
Cbmin	-202.99	-22.26	-52.97	-23.82	-15.67	-194.72	-20.70	-45.07	-20.29	-19.02
Cbmax	102.69	30.51	44.63	23.48	13.13	-122.64	35.36	34.63	16.61	13.51

Tabella 26. Sollecitazioni SLU tirante di copertura 65x33cm.

PILASTRINO COPERTURA: 65x33cm				
SLU				
Fx-N	Fy-V	Fz-V	My	Mz
[kN]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kNm]
-268.01	41.51	-50.08	-19.56	-24.09
			20.50	17.26

Tabella 27. Sollecitazioni massime tirante di copertura 65x33cm.

SOLLECITAZIONI MASSIME		
T_{max}	52.97	[kN]
M^+_{max}	23.48	[kNm]
M^-_{max}	-24.09	[kNm]
N_{max}	268.01	[kN]

5. DIMENSIONAMENTO ELEMENTI STRUTTURALI

Ora che si è a conoscenza di tutte le sollecitazioni statiche e sismiche agenti negli elementi strutturali si può procedere al dimensionamento di ciascun elemento nel rispetto dei requisiti statici allo stato limite ultimo del capitolo §4.1.2.3. e i requisiti di resistenza, duttilità e dettagli costruttivi dei § 7.4.4. e § 7.4.6 delle NTC18 [1].

5.1. Setti

Il § 7.4.4.5. definisce parete un elemento strutturale di supporto per altri elementi che abbia una sezione trasversale rettangolare o ad essa assimilabile, caratterizzata in ciascun tratto da un rapporto tra dimensione massima l_w e dimensione minima b_w in pianta $\frac{l_w}{b_w} > 4$. Le pareti possono avere sezione orizzontale composta da uno (parete semplice) o più (parete composta) segmenti rettangolari (Figura 60). Nel caso in esame si hanno ventisette pareti semplici;

Le pareti si definiscono snelle, se il rapporto $\frac{h_w}{l_w} > 2$, tozze in caso contrario, essendo h_w l'altezza totale della parete misurata a partire dalla sua base.

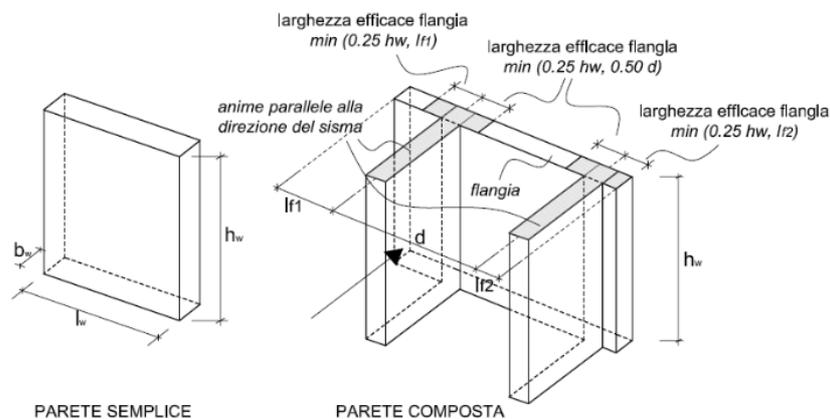


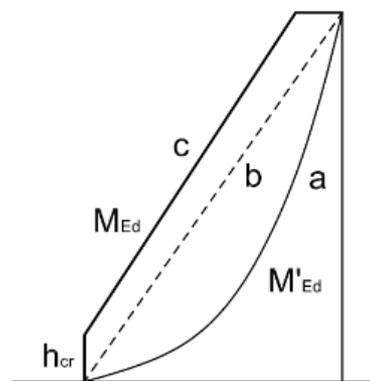
Figura 60. Sezioni resistenti delle pareti semplici e composte (Fig.7.4.3. NTC18) [1].

L'edificio risulta composto da pareti snelle; in termini geometrici invece quattro pareti presentano un rapporto tra lunghezza e spessore inferiore a quattro (Figura 61).

SETTO ID	SETTI					§ 7.4.4.5			
	l_w [m]	b_w [m]	h_w [m]	n° piani [-]	AREA [m ²]	l_w/b_w [-]		h_w/l_w [-]	
1	1,19	0,20	19,5	7	0,238	5,95	SETTO	16,39	SNELLA
2	0,66	0,20	22,7		0,132	3,30	NO SETTO	34,39	SNELLA
3	0,55	0,20	22,7		0,110	2,75	NO SETTO	41,27	SNELLA
4	0,66	0,20	22,7		0,132	3,30	NO SETTO	34,39	SNELLA
5	0,69	0,20	22,7		0,138	3,45	NO SETTO	32,90	SNELLA
6	3,13	0,20	22,7		0,626	15,65	SETTO	7,25	SNELLA
7	4,54	0,20	22,7		0,908	22,70	SETTO	5,00	SNELLA
8	1,51	0,20	22,7		0,302	7,55	SETTO	15,03	SNELLA
9	2,30	0,20	22,7		0,460	11,50	SETTO	9,87	SNELLA
10	1,42	0,20	19,5		0,284	7,10	SETTO	13,73	SNELLA
11	3,36	0,20	19,5		0,672	16,80	SETTO	5,80	SNELLA
12	4,00	0,20	19,5		0,800	20,00	SETTO	4,88	SNELLA
13	1,70	0,20	22,7		0,340	8,50	SETTO	13,35	SNELLA
14	2,19	0,20	22,7		0,438	10,95	SETTO	10,37	SNELLA
15	2,75	0,20	22,7		0,550	13,75	SETTO	8,25	SNELLA

Figura 61. Verifica snellezza e geometria delle pareti.

Per le pareti snelle in CD “B” la domanda in termini di momenti flettenti lungo l’altezza della parete (linea c) è ottenuta per traslazione verso l’alto dell’involuppo del diagramma dei momenti (linea b) derivante dai momenti forniti dall’analisi (linea a); l’involuppo può essere assunto lineare se la struttura non presenta significative discontinuità in termini di massa, rigidezza, resistenza lungo l’altezza (Figura 62):



STRUTTURE A PARETI

Figura 62. Traslazione del diagramma dei momenti flettenti per strutture a pareti (Fig. 7.4.4. NTC18) [1].

La traslazione deve essere in accordo con l’inclinazione degli elementi compressi nel meccanismo resistente a taglio e può essere assunta pari a h_{cr} (altezza della zona inelastica dissipativa di base) valutata come:

$$h_{cr} = \max(l_w, h_w/6) \text{ purché } h_{cr} \leq \begin{cases} 2 \cdot l_w \\ h_s \text{ per } n \leq 6 \text{ piani} \\ 2 \cdot h_s \text{ per } n \geq 7 \text{ piani} \end{cases}$$

In cui n è il numero di piani della costruzione (otto nel nostro caso) e h_s è l’altezza libera di piano pari a 3,2 metri.

Per tutte le pareti, la domanda in forza normale di compressione non deve eccedere il 40% della capacità massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo, in tutte le combinazioni considerate.

Sia la verifica dell’altezza critica che la domanda in forza normale di compressione nella combinazione di carico più gravosa per i setti in esame risultano soddisfatte (Figura 63). Risulta soddisfatta anche la

condizione al §7.4.6.1.4. in cui lo spessore delle pareti, di 20 cm, è maggiore del massimo tra 15 cm e 1/20 dell'altezza libera d'interpiano (16 cm).

§ 7.4.4.5								
SETTO ID	l_w	b_w	h_{cr}	h_s	cond. h_{cr}	N_{clis}	40% N_{clis}	$N_{Ed} < 40\% N_{cl}$
	[m]	[m]	[m]	[m]	[7.4.13]	[kN]	[kN]	[kN]
1	1,19	0,20	3,25	3,2	VERO	4141,76	1656,70	VERO
2	0,66	0,20	3,78		VERO	2297,11	918,84	VERO
3	0,55	0,20	3,78		VERO	1914,26	765,70	VERO
4	0,66	0,20	3,78		VERO	2297,11	918,84	VERO
5	0,69	0,20	3,78		VERO	2401,52	960,61	VERO
6	3,13	0,20	3,78		VERO	10893,86	4357,54	VERO
7	4,54	0,20	4,54		VERO	15801,32	6320,53	VERO
8	1,51	0,20	3,78		VERO	5255,50	2102,20	VERO
9	2,30	0,20	3,78		VERO	8005,07	3202,03	VERO
10	1,42	0,20	3,25		VERO	4942,26	1976,91	VERO
11	3,36	0,20	3,36		VERO	11694,37	4677,75	VERO
12	4,00	0,20	4,00		VERO	13921,87	5568,75	VERO
13	1,70	0,20	3,78		VERO	5916,79	2366,72	VERO
14	2,19	0,20	3,78		VERO	7622,22	3048,89	VERO
15	2,75	0,20	3,78		VERO	9571,28	3828,51	VERO

Figura 63. Verifica dell'altezza della zona dissipativa h_{cr} .

Ai fini delle verifiche di duttilità si determina la lunghezza degli elementi di bordo in zona dissipativa e la lunghezza in zona non confinata. La lunghezza dell'elemento di bordo si può porre pari a $l_c \geq \max(0,2 \cdot l_w; 1,5 \cdot b_w)$ (Figura 64).

SETTI						LUNGHEZZE	
SETTO ID	l_w	b_w	h_w	n° piani	AREA	$l_{confinam}$	$l_{nonconfinam}$
	[m]	[m]	[m]	[-]	[m ²]	[m]	[m]
1	1,19	0,20	19,5	7	0,238	0,30	0,59
2	0,66	0,20	22,7		0,132	0,30	0,06
3	0,55	0,20	22,7		0,110	0,30	-0,05
4	0,66	0,20	22,7		0,132	0,30	0,06
5	0,69	0,20	22,7		0,138	0,30	0,09
6	3,13	0,20	22,7		0,626	0,63	1,88
7	4,54	0,20	22,7		0,908	0,91	2,72
8	1,51	0,20	22,7		0,302	0,30	0,91
9	2,30	0,20	22,7		0,460	0,46	1,38
10	1,42	0,20	19,5		0,284	0,30	0,82
11	3,36	0,20	19,5		0,672	0,67	2,02
12	4,00	0,20	19,5		0,800	0,80	2,40
13	1,70	0,20	22,7		0,340	0,34	1,02
14	2,19	0,20	22,7		0,438	0,44	1,31
15	2,75	0,20	22,7		0,550	0,55	1,65

Figura 64. Lunghezze di confinamento e non confinamento.

I dettagli costruttivi per le strutture a comportamento dissipativo, nel caso delle pareti (§7.4.6.2.4. NTC18 [1]), prevedono che nelle parti della parete al di fuori della zona dissipativa vengano seguite le regole del capitolo 4 con un'armatura minima verticale e orizzontale, finalizzata a controllare la fessurazione da taglio, avente rapporto geometrico $\rho = 0,2 \%$

Le armature, sia orizzontali che verticali, devono:

- avere un diametro non superiore ad 1/10 dello spessore della parete (e quindi $\phi < \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$);
- essere disposte su entrambe le facce della parete;

- avere un passo non superiore a 30 cm;
- essere collegate con legature (almeno nove legature ogni metro quadrato).

Negli elementi di bordo delle zone dissipative, l'armatura longitudinale e trasversale deve rispettare le prescrizioni fornite per le zone dissipative dei pilastri primari (§7.4.6.2.2. [1]) che possono essere riassunte nei seguenti punti:

- interasse tra le barre non superiore a 25 cm;
- percentuale geometrica di armatura longitudinale $1\% \leq \rho \leq 4\%$;
- le barre disposte sugli angoli devono essere contenute da staffe in cui la distanza tra due barre vincolate consecutive deve essere non superiore a 20 cm per una Classe di Duttività CD "B";
- il diametro delle staffe deve essere non inferiore a 6 mm per CD "B";
- il passo delle staffe di contenimento e legature deve essere non superiore alla più piccola delle

$$\text{seguenti quantità: } s < \begin{cases} \frac{1}{2} \cdot L_{\text{minore}} = \frac{1}{2} \cdot 20 \text{ cm} = 10 \text{ cm} \\ 17,5 \text{ cm per CD "B"} \\ 8 \cdot \phi_{\text{long}} = 8 \cdot 1,6 \text{ cm} = 12,8 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow s = 10 \text{ cm}$$

poiché si è deciso di utilizzare per i setti un diametro massimo pari a 16 mm, il passo delle staffe in zona dissipativa sarà pari a 10 cm.

5.1.1. Verifica a pressoflessione: sollecitazioni

Nel rispetto dei requisiti enunciati poc'anzi si procede al dimensionamento delle pareti. Per prima cosa si esegue una verifica a flessione e, a seguire, una a pressoflessione per poi concentrarsi sulle verifiche a taglio e duttilità.

Poiché si esegue una progettazione in capacità, si dovrà far sì che la rottura per pressoflessione dei setti avvenga dopo una rottura per taglio, in maniera tale da scongiurare rotture di tipo fragile, prediligendo rotture duttili.

Le sollecitazioni utilizzate in fase di progetto sono le seguenti (Tabella 28):

Tabella 28. Sollecitazioni di progetto dei setti.

SOLLECITAZIONI DI PROGETTO									
SETTI				SISMICHE			SLU		
				N	T	M	N	T	M
SETTO ID	L ₁	L ₂	AREA	N _{MAX-TOT}	F _{MAX-TOT}	M _{MAX-TOT}	N _{MAX-TOT}	F _{MAX-TOT}	M _{MAX-TOT}
	[m]	[m]	[m ²]	[kN]	[kN]	[kNm]	[kN]	[kN]	[kNm]
1	1,19	0,20	0,238	673,8	106,3	160,4	657,3	106,5	183,6
2	0,66	0,20	0,132	359,5	47,8	63,1	520,4	34,8	56,8
3	0,55	0,20	0,110	338,7	21,6	24,9	441,6	21,4	34,6
4	0,66	0,20	0,132	473,9	34,8	64,6	547,1	36,0	58,7
5	0,69	0,20	0,138	413,5	71,8	76,0	434,6	61,8	101,5
6	3,13	0,20	0,626	1350,7	114,5	428,5	1788,8	88,6	182,2
7	4,54	0,20	0,908	1638,3	215,0	986,8	1941,7	154,6	321,4
8	1,51	0,20	0,302	712,1	112,2	185,3	594,1	84,8	142,6
9	2,30	0,20	0,460	994,9	103,3	299,2	1212,1	47,4	79,6
10	1,42	0,20	0,284	638,3	95,8	143,5	534,8	123,5	213,2
11	3,36	0,20	0,672	1206,3	189,5	650,8	1282,0	140,0	240,0
12	4,00	0,20	0,800	1515,8	235,9	964,9	1870,9	64,5	195,5
13	1,70	0,20	0,340	705,6	137,3	280,3	758,4	95,9	165,0
14	2,19	0,20	0,438	879,7	100,6	191,1	851,1	46,2	97,4
15	2,75	0,20	0,550	975,0	293,0	511,0	1060,9	36,0	59,1

Per prima cosa è stata svolta una verifica a flessione, considerando la combinazione di carico in cui si ha il massimo momento flettente sollecitante nel setto (non coincidente con quella in cui si ha in massimo sforzo normale); successivamente è stata svolta una verifica a pressoflessione semplice considerando anche la combinazione di carico in cui si verifica il massimo sforzo assiale nella parete ed altre combinazioni significative. Non è stata fatta la verifica a flessione deviata, visto che i momenti flettenti lungo l'asse debole del setto hanno entità molto basse. Per l'esecuzione delle verifiche di resistenza ci si è avvalsi dell'aiuto del programma V.C.A. S.L.U. Dal momento che il setto sarà armato simmetricamente, rispetto ai suoi due assi di simmetria, non è stata fatta distinzione tra i momenti flettenti che tendono le fibre inferiori e superiori.

5.1.2. Verifica a pressoflessione: SETTO ID 1-20

Il setto con ID 1-20 è composto da una parete di lunghezza $l_w = 1,19 \text{ m}$ e spessore $b_w = 0,20 \text{ m}$ per un'area complessiva $A_{1-20} = 0,238 \text{ m}^2$.

Il massimo momento flettente agente in esso è pari a: $M_{Ed} = 183,6 \text{ kNm}$.

Inserendo in zona confinata sei barre totali di diametro $\phi_{conf} = 14 \text{ mm}$ con passo $s_{conf} = 11 \text{ cm}$ ($1\% \leq \rho_{conf} = 1,54\% \leq 4\%$) e in zona non confinata barre di diametro $\phi_{nonconf} = 8 \text{ mm}$ con passo $s_{nonconf} = 16 \text{ cm}$ ($\rho_{nonconf} = 0,26\% \geq \rho_{min} = 0,20\%$) per un totale di 18 barre si ottiene un momento resistente pari a $M_{Rd} = 436,2 \text{ kNm}$ maggiore di quello sollecitante $M_{Ed} = 183,6 \text{ kNm}$ (Figura 65):

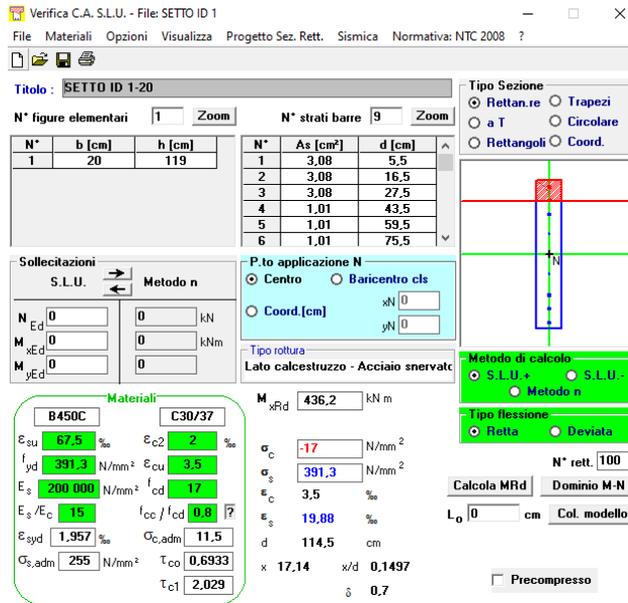


Figura 65. Verifica a flessione setto ID 1-20.

Anche la verifica a pressoflessione retta risulta soddisfatta, poiché le combinazioni di carico di interesse ricadono all'interno del dominio N-M (Figura 66):

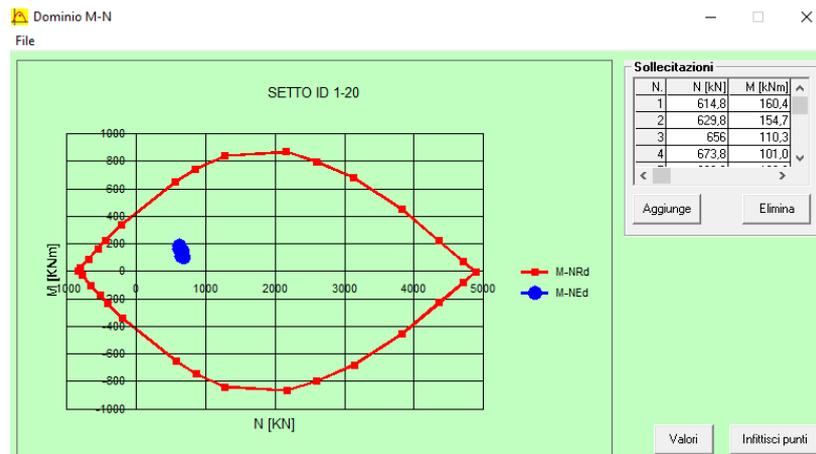


Figura 66. Dominio N-M setto ID 1-20.

5.1.3. Verifica a pressoflessione: SETTO ID 2-19

Il setto con ID 2-19 è composto da una parete di lunghezza $l_w = 0,66 \text{ m}$ e spessore $b_w = 0,20 \text{ m}$ per un'area complessiva $A_{2-19} = 0,132 \text{ m}^2$.

Il massimo momento flettente agente in esso è pari a: $M_{Ed} = 63,1 \text{ kNm}$.

Inserendo in zona confinata sei barre totali di diametro $\phi_{conf} = 14 \text{ mm}$ con passo $s_{conf} = 11 \text{ cm}$ ($1\% \leq \rho_{conf} = 1,54\% \leq 4\%$) e nulla in zona non confinata per un totale di 12 barre si ottiene un momento resistente pari a $M_{Rd} = 191 \text{ kNm}$ maggiore di quello sollecitante $M_{Ed} = 63,1 \text{ kNm}$ (Figura 67):

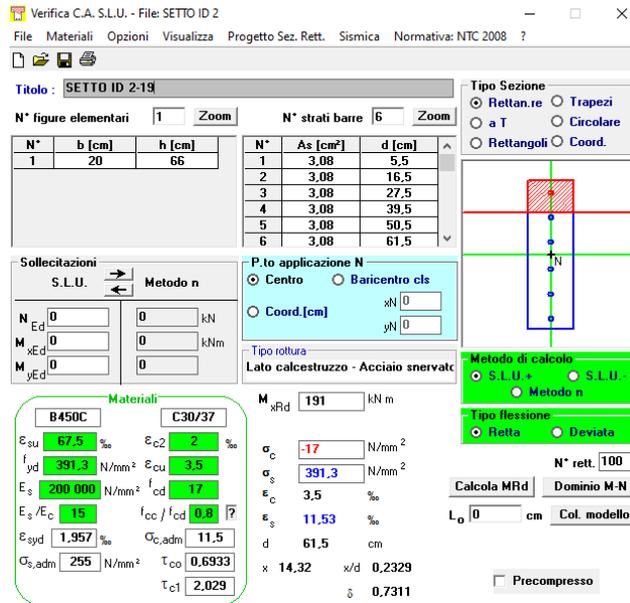


Figura 67. Verifica a flessione setto ID 2-19.

Anche la verifica a pressoflessione retta risulta soddisfatta, poiché le combinazioni di carico di interesse ricadono all'interno del dominio N-M (Figura 68):

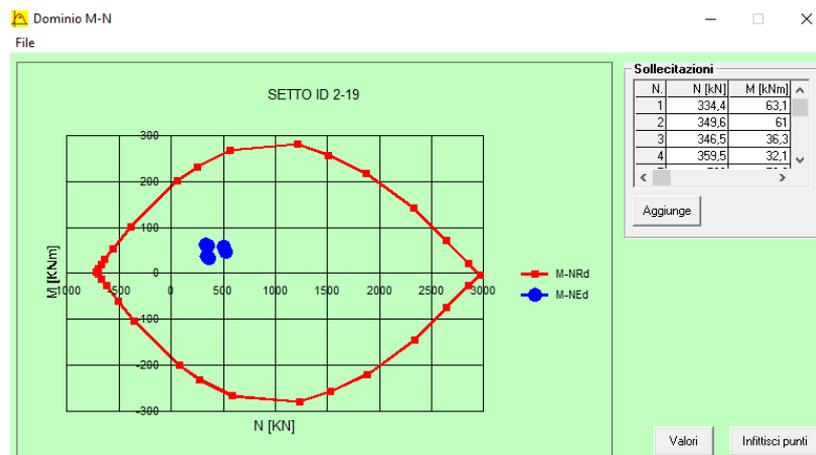


Figura 68. Dominio N-M setto ID 2-19.

5.1.4. Verifica a pressoflessione: SETTO ID 3-18

Il setto con ID 3-18 è composto da una parete di lunghezza $l_w = 0,55 \text{ m}$ e spessore $b_w = 0,20 \text{ m}$ per un'area complessiva $A_{3-18} = 0,11 \text{ m}^2$.

Il massimo momento flettente agente in esso è pari a: $M_{Ed} = 34,6 \text{ kNm}$.

Inserendo in zona confinata sei barre totali di diametro $\phi_{conf} = 14 \text{ mm}$ con passo $s_{conf} = 11 \text{ cm}$ ($1\% \leq \rho_{conf} = 1,03\% \leq 4\%$) e nulla in zona non confinata per un totale di 12 barre si ottiene un momento resistente pari a $M_{Rd} = 133,9 \text{ kNm}$ maggiore di quello sollecitante $M_{Ed} = 34,6 \text{ kNm}$ (Figura 69):

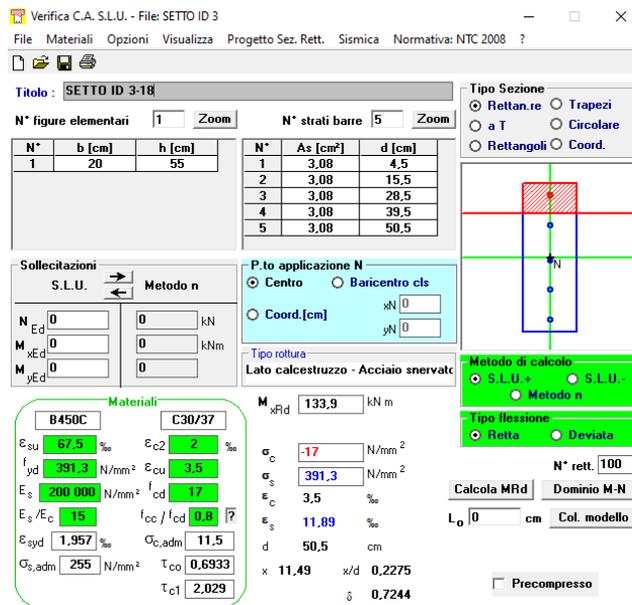


Figura 69. Verifica a flessione setto ID 3-18.

Anche la verifica a pressoflessione retta risulta soddisfatta, poiché le combinazioni di carico di interesse ricadono all'interno del dominio N-M (Figura 70):

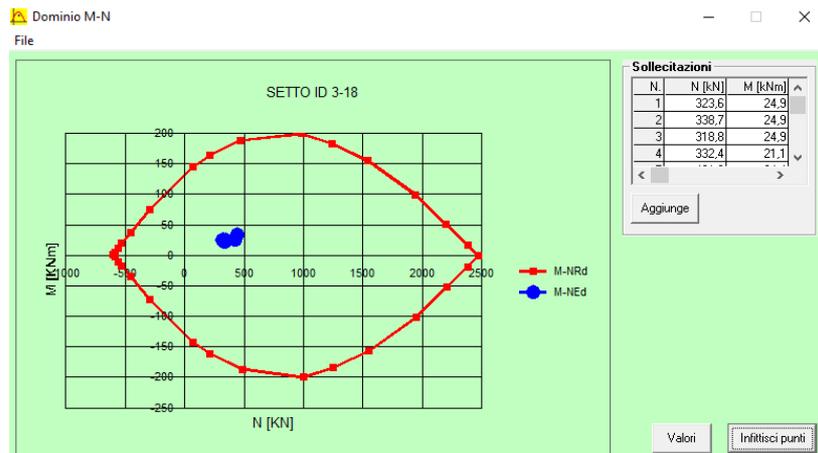


Figura 70. Dominio N-M setto ID 3-18.

5.1.5. Verifica a pressoflessione: SETTO ID 4-17

Il setto con ID 4-17 è composto da una parete di lunghezza $l_w = 0,66 \text{ m}$ e spessore $b_w = 0,20 \text{ m}$ per un'area complessiva $A_{4-17} = 0,132 \text{ m}^2$.

Il massimo momento flettente agente in esso è pari a: $M_{Ed} = 64,6 \text{ kNm}$.

Inserendo in zona confinata sei barre totali di diametro $\phi_{conf} = 14 \text{ mm}$ con passo $s_{conf} = 11 \text{ cm}$ ($1\% \leq \rho_{conf} = 1,54\% \leq 4\%$) e nulla in zona non confinata per un totale di 12 barre si ottiene un

momento resistente pari a $M_{Rd} = 191 \text{ kNm}$ maggiore di quello sollecitante $M_{Ed} = 64,6 \text{ kNm}$ (Figura 71):

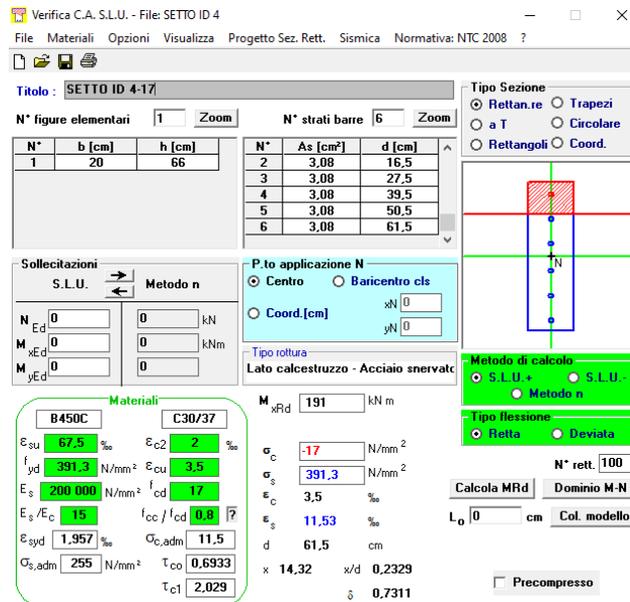


Figura 71. Verifica a flessione setto ID 4-17.

Anche la verifica a pressoflessione retta risulta soddisfatta, poiché le combinazioni di carico di interesse ricadono all'interno del dominio N-M (Figura 72):

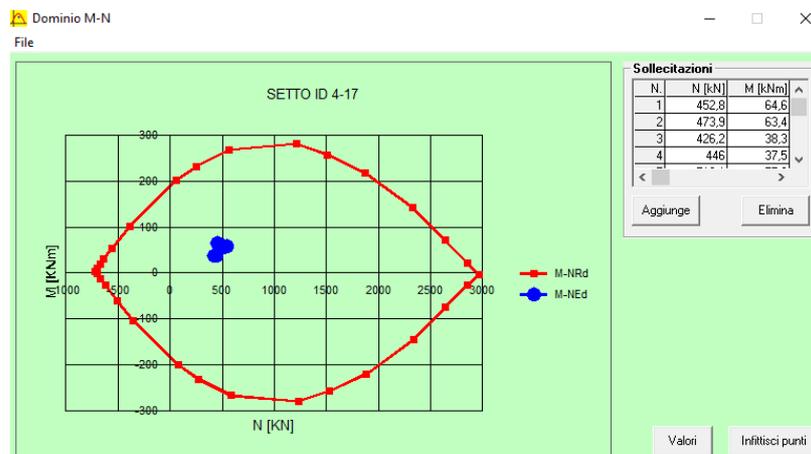


Figura 72. Dominio N-M setto ID 4-17.

5.1.6. Verifica a pressoflessione: SETTO ID 5-16

Il setto con ID 5-16 è composto da una parete di lunghezza $l_w = 0,69 \text{ m}$ e spessore $b_w = 0,20 \text{ m}$ per un'area complessiva $A_{5-16} = 0,138 \text{ m}^2$.

Il massimo momento flettente agente in esso è pari a: $M_{Ed} = 101,5 \text{ kNm}$.

Inserendo in zona confinata sei barre totali di diametro $\phi_{conf} = 14 \text{ mm}$ con passo $s_{conf} = 12 \text{ cm}$ ($1\% \leq \rho_{conf} = 1,54\% \leq 4\%$) e nulla in zona non confinata per un totale di 12 barre si ottiene un momento resistente pari a $M_{Rd} = 201,5 \text{ kNm}$ maggiore di quello sollecitante $M_{Ed} = 101,5 \text{ kNm}$ (Figura 73):

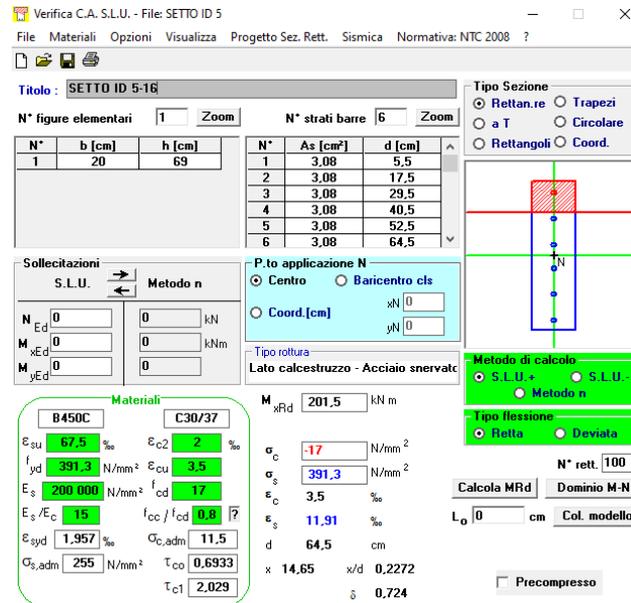


Figura 73. Verifica a flessione setto ID 5-16.

Anche la verifica a pressoflessione retta risulta soddisfatta, poiché le combinazioni di carico di interesse ricadono all'interno del dominio N-M (Figura 74):

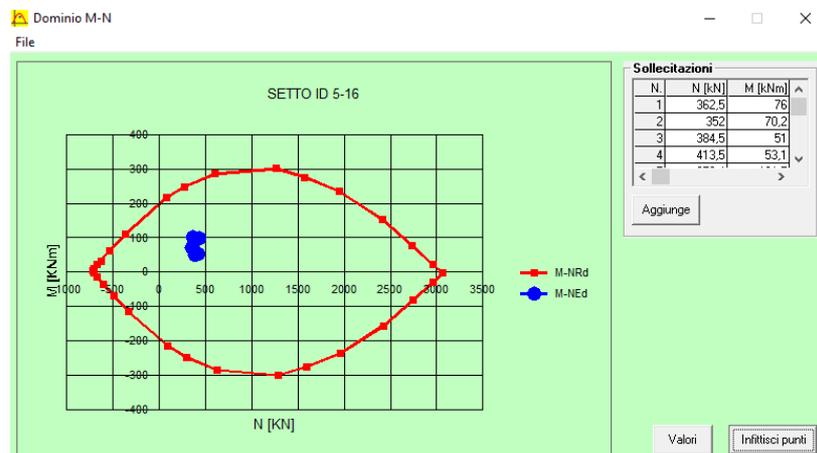


Figura 74. Dominio N-M setto ID 5-16.

5.1.7. Verifica a pressoflessione: SETTO ID 6-27

Il setto con ID 6-27 è composto da una parete di lunghezza $l_w = 3,13 \text{ m}$ e spessore $b_w = 0,20 \text{ m}$ per un'area complessiva $A_{6-27} = 0,626 \text{ m}^2$.

Il massimo momento flettente agente in esso è pari a: $M_{Ed} = 428,5 \text{ kNm}$.

Inserendo in zona confinata dieci barre totali di diametro $\phi_{conf} = 14 \text{ mm}$ con passo $s_{conf} = 14 \text{ cm}$ ($1\% \leq \rho_{conf} = 1,23\% \leq 4\%$) e in zona non confinata barre di diametro $\phi_{nonconf} = 8 \text{ mm}$ con passo $s_{nonconf} = 21 \text{ cm}$ ($\rho_{nonconf} = 0,21\% \geq \rho_{min} = 0,20\%$) per un totale di 36 barre si ottiene un momento resistente pari a $M_{Rd} = 2152 \text{ kNm}$ maggiore di quello sollecitante $M_{Ed} = 428,5 \text{ kNm}$ (Figura 75):

Verifica C.A. S.L.U. - File: SETTO ID 6

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

Titolo: SETTO ID 6-27

N° figure elementari: 1 Zoom N° strati barre: 18 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	20	313	1	3,08	5,5
			2	3,08	19,5
			3	3,08	33,5
			4	3,08	47,5
			5	3,08	61,5
			6	1,01	83,5

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed} 0 kN
M_{Ed} 0 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 C30/37

E_{su} 67,5 % E_{c2} 2 %
 f_{yd} 391,3 N/mm² E_{cu} 3,5 %
 E_s 200 000 N/mm² f_{cd} 17
 E_s/E_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
 E_{syd} 1,957 % $\sigma_{c,adm}$ 11,5
 $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm² τ_{co} 0,6933
 τ_{c1} 2,029

M_{xRd} 2152 kNm
 σ_c -17 N/mm²
 σ_s 391,3 N/mm²
 ϵ_c 3,5 %
 ϵ_s 28,83 %
d 308,5 cm
x 33,4 x/d 0,1083
 δ 0,7

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

Metodo di calcolo: S.L.U. Metodo n
Tipo flessione: Retta Deviata
N° rett. 100
Calcola MRd Dominio M-N
L₀ 0 cm Col. modello
Precompresso

Figura 75. Verifica a flessione setto ID 6-27.

Anche la verifica a pressoflessione retta risulta soddisfatta, poiché le combinazioni di carico di interesse ricadono all'interno del dominio N-M (Figura 76):

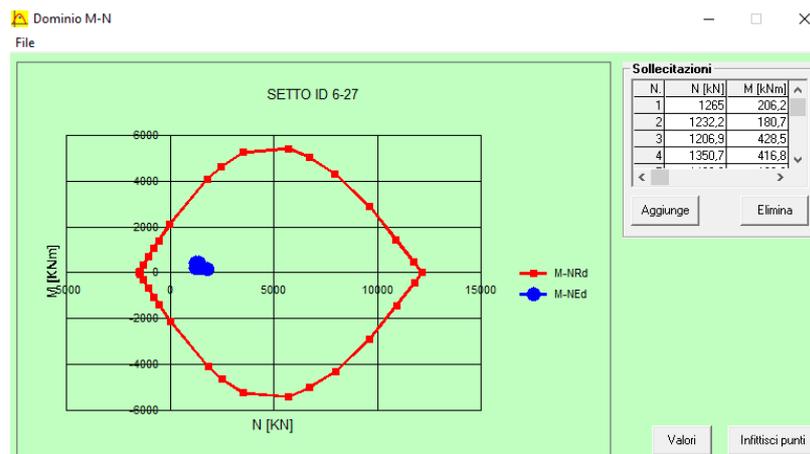


Figura 76. Dominio N-M setto ID 6-27.

5.1.8. Verifica a pressoflessione: SETTO ID 7-26

Il setto con ID 7-26 è composto da una parete di lunghezza $l_w = 4,54 \text{ m}$ e spessore $b_w = 0,20 \text{ m}$ per un'area complessiva $A_{7-26} = 0,908 \text{ m}^2$.

Il massimo momento flettente agente in esso è pari a: $M_{Ed} = 986,8 \text{ kNm}$.

Inserendo in zona confinata dodici barre totali di diametro $\phi_{conf} = 14 \text{ mm}$ con passo $s_{conf} = 16 \text{ cm}$ ($1\% \leq \rho_{conf} = 1,02\% \leq 4\%$) e in zona non confinata barre di diametro $\phi_{nonconf} = 8 \text{ mm}$ con passo $s_{nonconf} = 23 \text{ cm}$ ($\rho_{nonconf} = 0,20\% \geq \rho_{min} = 0,20\%$) per un totale di 46 barre si ottiene un momento resistente pari a $M_{Rd} = 3908 \text{ kNm}$ maggiore di quello sollecitante $M_{Ed} = 986,8 \text{ kNm}$ (Figura 77):

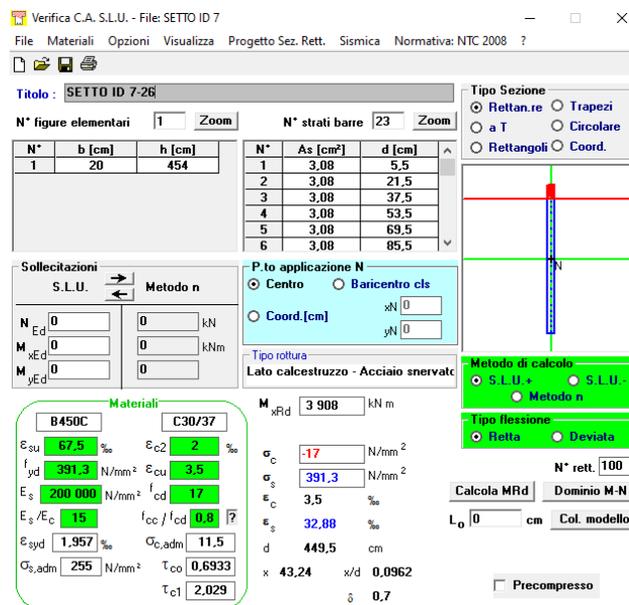


Figura 77. Verifica a flessione setto ID 7-26.

Anche la verifica a pressoflessione retta risulta soddisfatta, poiché le combinazioni di carico di interesse ricadono all'interno del dominio N-M (Figura 78):

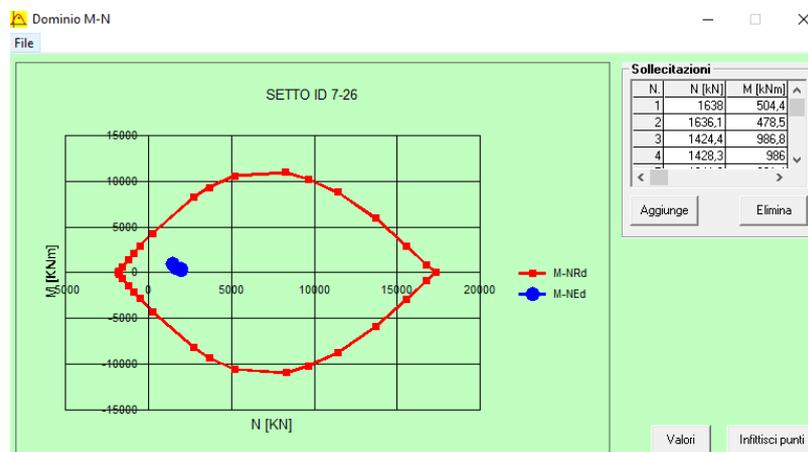


Figura 78. Dominio N-M setto ID 7-26.

5.1.9. Verifica a pressoflessione: SETTO ID 8-25

Il setto con ID 8-25 è composto da una parete di lunghezza $l_w = 1,51 \text{ m}$ e spessore $b_w = 0,20 \text{ m}$ per un'area complessiva $A_{8-25} = 0,302 \text{ m}^2$.

Il massimo momento flettente agente in esso è pari a: $M_{Ed} = 185,3 \text{ kNm}$.

Inserendo in zona confinata sei barre totali di diametro $\phi_{conf} = 14 \text{ mm}$ con passo $s_{conf} = 12 \text{ cm}$ ($1\% \leq \rho_{conf} = 1,53\% \leq 4\%$) e in zona non confinata barre di diametro $\phi_{nonconf} = 8 \text{ mm}$ con passo $s_{nonconf} = 19 \text{ cm}$ ($\rho_{nonconf} = 0,22\% \geq \rho_{min} = 0,20\%$) per un totale di 20 barre si ottiene un momento resistente pari a $M_{Rd} = 594,3 \text{ kNm}$ maggiore di quello sollecitante $M_{Ed} = 185,3 \text{ kNm}$ (Figura 79):

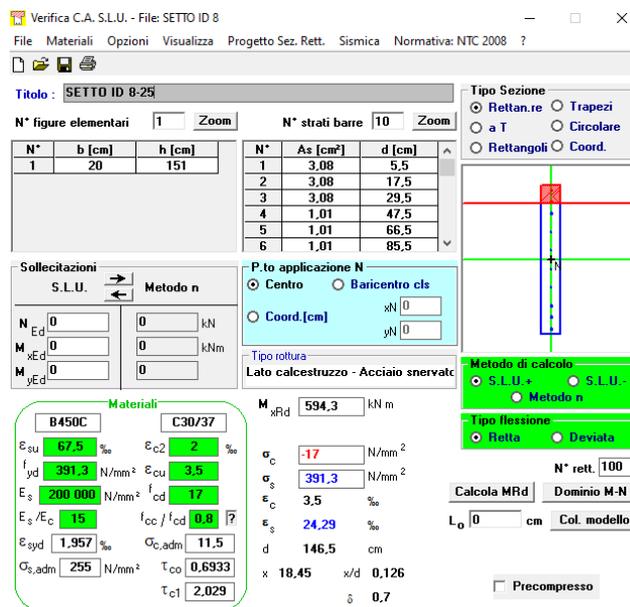


Figura 79. Verifica a flessione setto ID 8-25.

Anche la verifica a pressoflessione retta risulta soddisfatta, poiché le combinazioni di carico di interesse ricadono all'interno del dominio N-M (Figura 80):

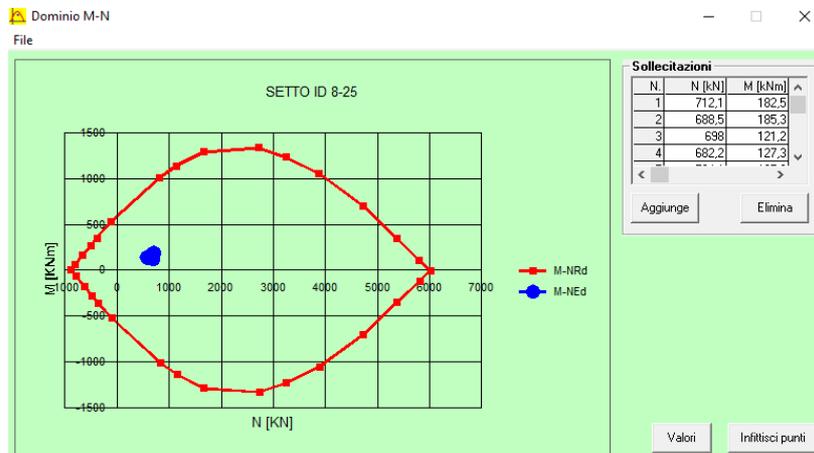


Figura 80. Dominio N-M setto ID 8-25.

5.1.10. Verifica a pressoflessione: SETTO ID 9-24

Il setto con ID 9-24 è composto da una parete di lunghezza $l_w = 2,30 \text{ m}$ e spessore $b_w = 0,20 \text{ m}$ per un'area complessiva $A_{9-24} = 0,46 \text{ m}^2$.

Il massimo momento flettente agente in esso è pari a: $M_{Ed} = 299,2 \text{ kNm}$.

Inserendo in zona confinata sei barre totali di diametro $\phi_{conf} = 14 \text{ mm}$ con passo $s_{conf} = 16 \text{ cm}$ ($1\% \leq \rho_{conf} = 1,00\% \leq 4\%$) e in zona non confinata barre di diametro $\phi_{nonconf} = 8 \text{ mm}$ con passo $s_{nonconf} = 22 \text{ cm}$ ($\rho_{nonconf} = 0,22\% \geq \rho_{min} = 0,20\%$) per un totale di 24 barre si ottiene un momento resistente pari a $M_{Rd} = 1012 \text{ kNm}$ maggiore di quello sollecitante $M_{Ed} = 299,2 \text{ kNm}$ (Figura 81):

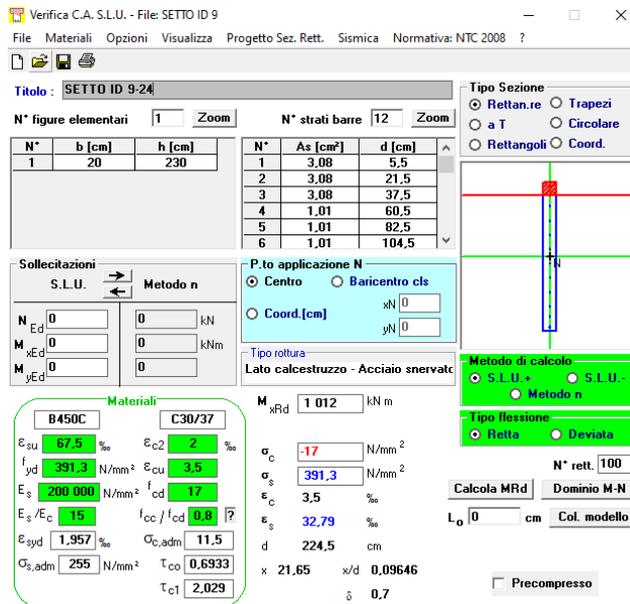


Figura 81. Verifica a flessione setto ID 9-24.

Anche la verifica a pressoflessione retta risulta soddisfatta, poiché le combinazioni di carico di interesse ricadono all'interno del dominio N-M (Figura 82):

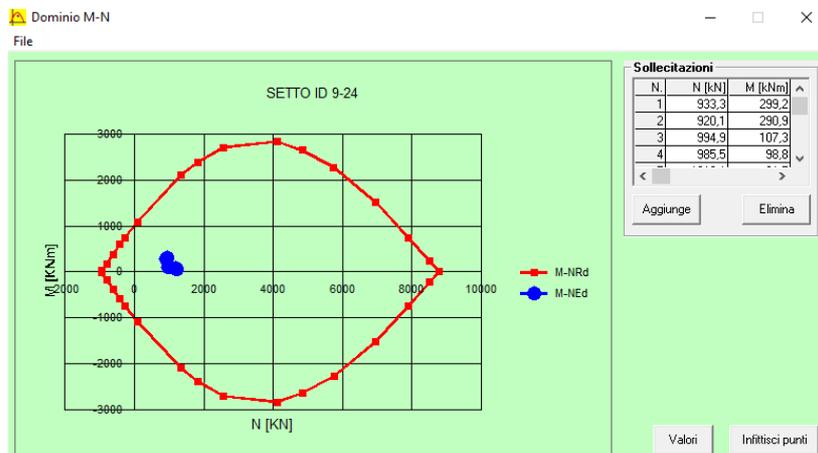


Figura 82. Dominio N-M setto ID 9-24.

5.1.11. Verifica a pressoflessione: SETTO ID 10-23

Il setto con ID 10-23 è composto da una parete di lunghezza $l_w = 1,42 \text{ m}$ e spessore $b_w = 0,20 \text{ m}$ per un'area complessiva $A_{10-23} = 0,284 \text{ m}^2$.

Il massimo momento flettente agente in esso è pari a: $M_{Ed} = 213,2 \text{ kNm}$.

Inserendo in zona confinata sei barre totali di diametro $\phi_{conf} = 14 \text{ mm}$ con passo $s_{conf} = 12 \text{ cm}$ ($1\% \leq \rho_{conf} = 1,54\% \leq 4\%$) e in zona non confinata barre di diametro $\phi_{nonconf} = 8 \text{ mm}$ con passo $s_{nonconf} = 17 \text{ cm}$ ($\rho_{nonconf} = 0,25\% \geq \rho_{min} = 0,20\%$) per un totale di 20 barre si ottiene un momento resistente pari a $M_{Rd} = 555,4 \text{ kNm}$ maggiore di quello sollecitante $M_{Ed} = 213,2 \text{ kNm}$ (Figura 83):

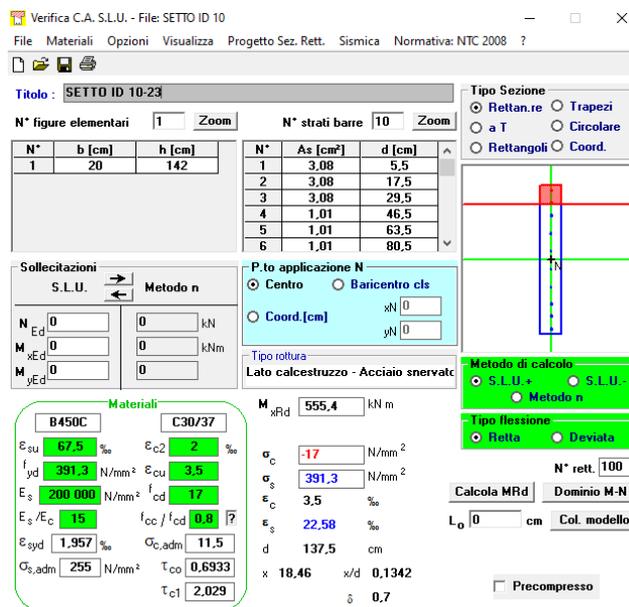


Figura 83. Verifica a flessione setto ID 10-23.

Anche la verifica a pressoflessione retta risulta soddisfatta, poiché le combinazioni di carico di interesse ricadono all'interno del dominio N-M (Figura 84):

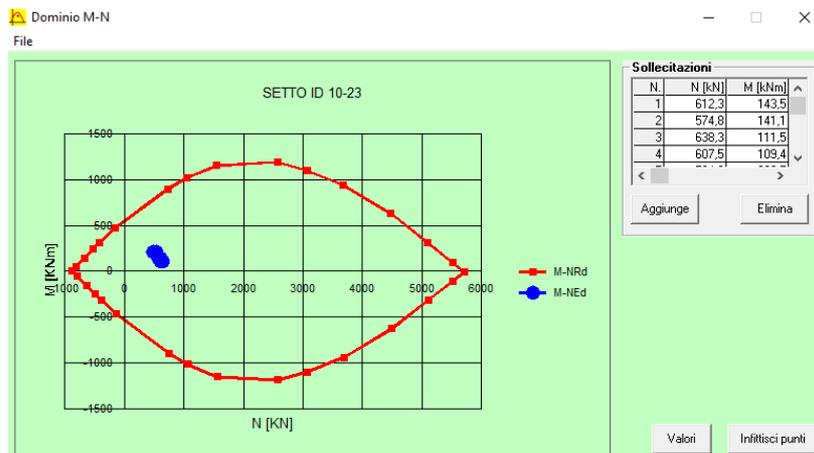


Figura 84. Dominio N-M setto ID 10-23.

5.1.12. Verifica a pressoflessione: SETTO ID 11-22

Il setto con ID 11-22 è composto da una parete di lunghezza $l_w = 3,36 \text{ m}$ e spessore $b_w = 0,20 \text{ m}$ per un'area complessiva $A_{11-22} = 0,672 \text{ m}^2$.

Il massimo momento flettente agente in esso è pari a: $M_{Ed} = 650,8 \text{ kNm}$.

Inserendo in zona confinata dieci barre totali di diametro $\phi_{conf} = 14 \text{ mm}$ con passo $s_{conf} = 14 \text{ cm}$ ($1\% \leq \rho_{conf} = 1,15\% \leq 4\%$) e in zona non confinata barre di diametro $\phi_{nonconf} = 8 \text{ mm}$ con passo $s_{nonconf} = 20 \text{ cm}$ ($\rho_{nonconf} = 0,25\% \geq \rho_{min} = 0,20\%$) per un totale di 40 barre si ottiene un momento resistente pari a $M_{Rd} = 2435 \text{ kNm}$ maggiore di quello sollecitante $M_{Ed} = 650,8 \text{ kNm}$ (Figura 85):

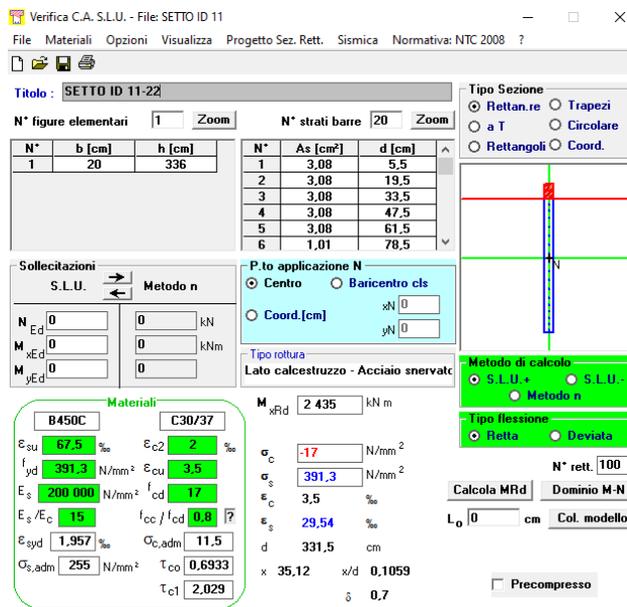


Figura 85. Verifica a flessione setto ID 11-22.

Anche la verifica a pressoflessione retta risulta soddisfatta, poiché le combinazioni di carico di interesse ricadono all'interno del dominio N-M (Figura 86):

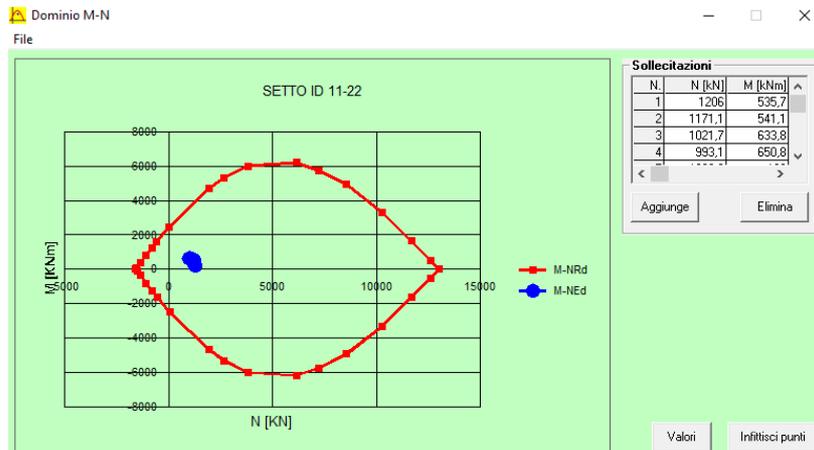


Figura 86. Dominio N-M setto ID 11-22.

5.1.13. Verifica a pressoflessione: SETTO ID 12-21

Il setto con ID 12-21 è composto da una parete di lunghezza $l_w = 4,00 \text{ m}$ e spessore $b_w = 0,20 \text{ m}$ per un'area complessiva $A_{12-21} = 0,8 \text{ m}^2$.

Il massimo momento flettente agente in esso è pari a: $M_{Ed} = 964,9 \text{ kNm}$.

Inserendo in zona confinata dodici barre totali di diametro $\phi_{conf} = 14 \text{ mm}$ con passo $s_{conf} = 14 \text{ cm}$ ($1\% \leq \rho_{conf} = 1,15\% \leq 4\%$) e in zona non confinata barre di diametro $\phi_{nonconf} = 8 \text{ mm}$ con passo $s_{nonconf} = 23 \text{ cm}$ ($\rho_{nonconf} = 0,21\% \geq \rho_{min} = 0,20\%$) per un totale di 44 barre si ottiene un momento resistente pari a $M_{Rd} = 3348 \text{ kNm}$ maggiore di quello sollecitante $M_{Ed} = 964,9 \text{ kNm}$ (Figura 87):

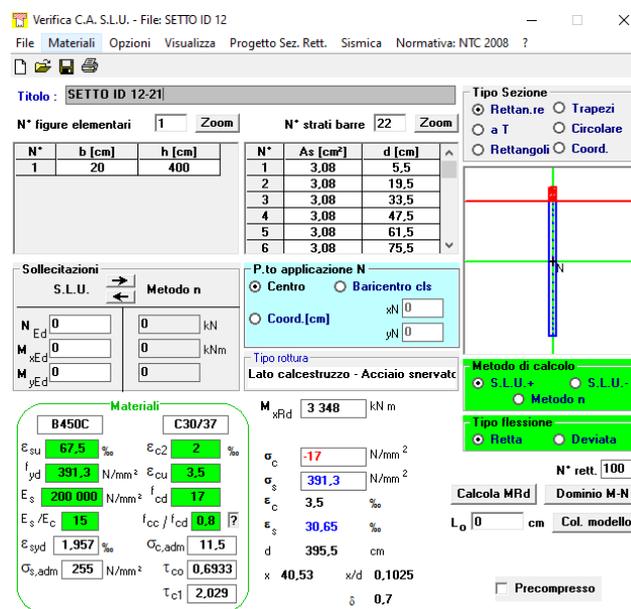


Figura 87. Verifica a flessione setto ID 12-21.

Anche la verifica a pressoflessione retta risulta soddisfatta, poiché le combinazioni di carico di interesse ricadono all'interno del dominio N-M (Figura 88):

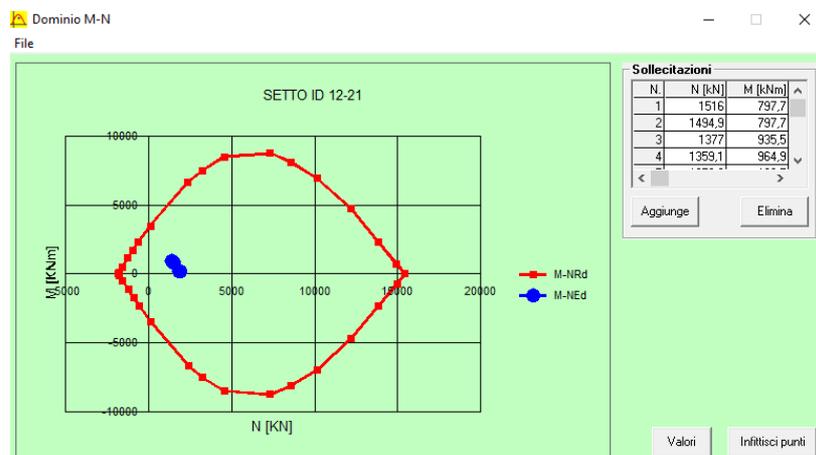


Figura 88. Dominio N-M setto ID 12-21.

5.1.14. Verifica a pressoflessione: SETTO ID 13

Il setto con ID 13 è composto da una parete di lunghezza $l_w = 1,70 \text{ m}$ e spessore $b_w = 0,20 \text{ m}$ per un'area complessiva $A_{13} = 0,34 \text{ m}^2$.

Il massimo momento flettente agente in esso è pari a: $M_{Ed} = 280,3 \text{ kNm}$.

Inserendo in zona confinata sei barre totali di diametro $\phi_{conf} = 14 \text{ mm}$ con passo $s_{conf} = 13 \text{ cm}$ ($1\% \leq \rho_{conf} = 1,36\% \leq 4\%$) e in zona non confinata barre di diametro $\phi_{nonconf} = 8 \text{ mm}$ con passo $s_{nonconf} = 18 \text{ cm}$ ($\rho_{nonconf} = 0,25\% \geq \rho_{min} = 0,20\%$) per un totale di 22 barre si ottiene un momento resistente pari a $M_{Rd} = 704,1 \text{ kNm}$ maggiore di quello sollecitante $M_{Ed} = 280,3 \text{ kNm}$ (Figura 89):

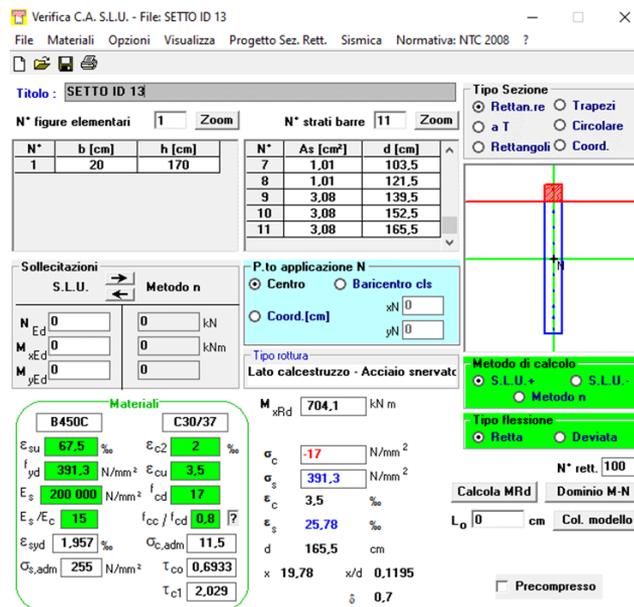


Figura 89. Verifica a flessione setto ID 13.

Anche la verifica a pressoflessione retta risulta soddisfatta, poiché le combinazioni di carico di interesse ricadono all'interno del dominio N-M (Figura 90):

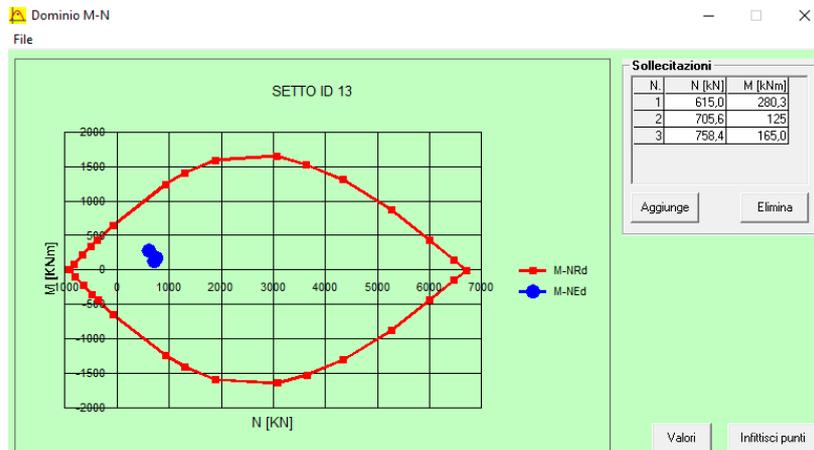


Figura 90. Dominio N-M setto ID 13.

5.1.15. Verifica a pressoflessione: SETTO ID 14

Il setto con ID 14 è composto da una parete di lunghezza $l_w = 2,19 \text{ m}$ e spessore $b_w = 0,20 \text{ m}$ per un'area complessiva $A_{14} = 0,438 \text{ m}^2$.

Il massimo momento flettente agente in esso è pari a: $M_{Ed} = 191,1 \text{ kNm}$.

Inserendo in zona confinata sei barre totali di diametro $\phi_{conf} = 14 \text{ mm}$ con passo $s_{conf} = 15 \text{ cm}$ ($1\% \leq \rho_{conf} = 1,05\% \leq 4\%$) e in zona non confinata barre di diametro $\phi_{nonconf} = 8 \text{ mm}$ con passo $s_{nonconf} = 21 \text{ cm}$ ($\rho_{nonconf} = 0,23\% \geq \rho_{min} = 0,20\%$) per un totale di 24 barre si ottiene un momento resistente pari a $M_{Rd} = 693,8 \text{ kNm}$ maggiore di quello sollecitante $M_{Ed} = 191,1 \text{ kNm}$ (Figura 91):

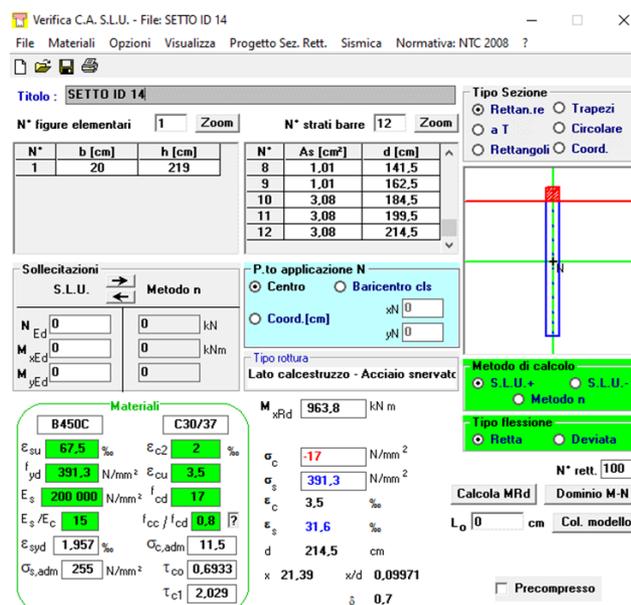


Figura 91. Verifica a flessione setto ID 14.

Anche la verifica a pressoflessione retta risulta soddisfatta, poiché le combinazioni di carico di interesse ricadono all'interno del dominio N-M (Figura 92):

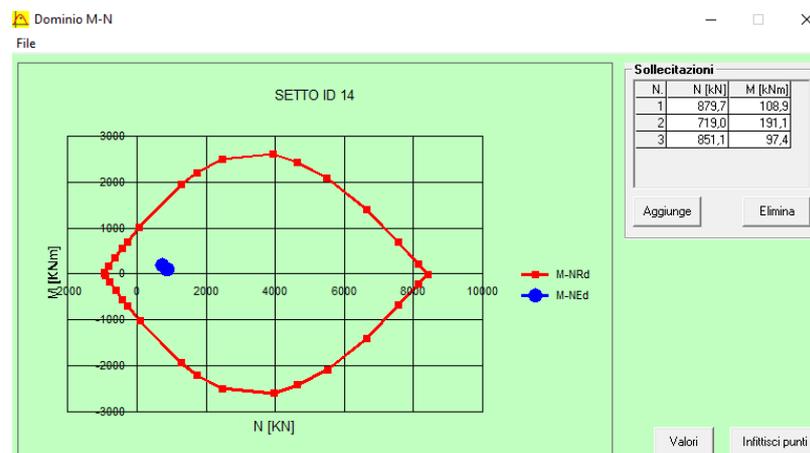


Figura 92. Dominio N-M setto ID 14.

5.1.16. Verifica a pressoflessione: SETTO ID 15

Il setto con ID 15 è composto da una parete di lunghezza $l_w = 2,75 \text{ m}$ e spessore $b_w = 0,20 \text{ m}$ per un'area complessiva $A_{15} = 0,55 \text{ m}^2$.

Il massimo momento flettente agente in esso è pari a: $M_{Ed} = 511 \text{ kNm}$.

Inserendo in zona confinata otto barre totali di diametro $\phi_{conf} = 14 \text{ mm}$ con passo $s_{conf} = 15 \text{ cm}$ ($1\% \leq \rho_{conf} = 1,12\% \leq 4\%$) e in zona non confinata barre di diametro $\phi_{nonconf} = 8 \text{ mm}$ con passo $s_{nonconf} = 21 \text{ cm}$ ($\rho_{nonconf} = 0,21\% \geq \rho_{min} = 0,20\%$) per un totale di 30 barre si ottiene un momento resistente pari a $M_{Rd} = 1547 \text{ kNm}$ maggiore di quello sollecitante $M_{Ed} = 511 \text{ kNm}$ (Figura 93):

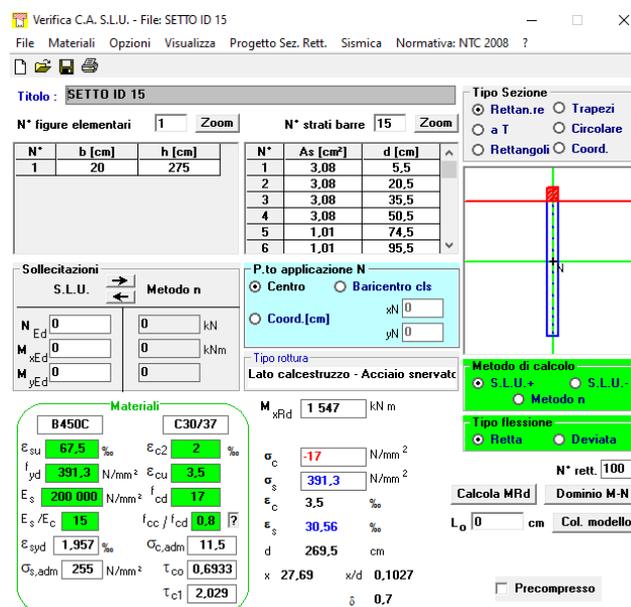


Figura 93. Verifica a flessione setto ID 15.

Anche la verifica a pressoflessione retta risulta soddisfatta, poiché le combinazioni di carico di interesse ricadono all'interno del dominio N-M (Figura 94):

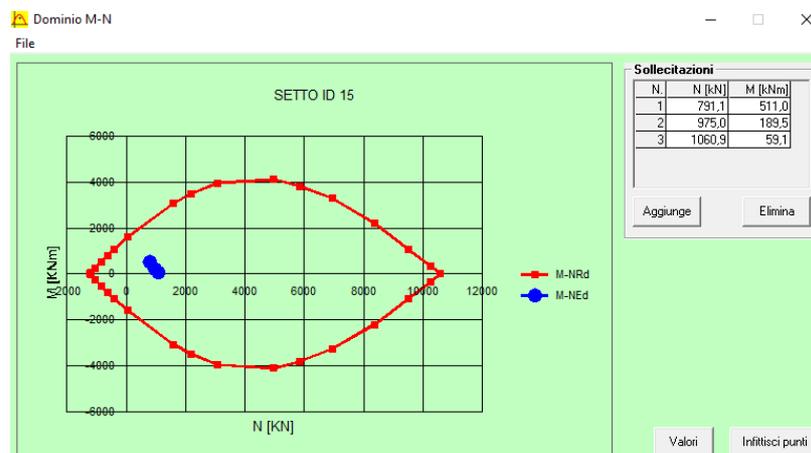


Figura 94. Dominio N-M setto ID 15.

5.1.17. Verifica del rispetto dei dettagli costruttivi

Nell'immagine sottostante si riporta la quantità di armatura inserita in ciascun setto in zona confinata e non confinata e la verifica del rispetto dei dettagli costruttivi del capitolo §7.4.6.2.4. delle NTC18 (Figura 95) [1].

SETTO ID	VERIFICA ARMATURA ZONA CONFINATA						VERIFICA ARMATURA ZONA NON CONFINATA					
	A _{confinamento} [mm ²]	n° barre [-]	Φ _{long-conf} [mm]	A _{s,conf.} [mm ²]	ρ _{confinamento} [-]	VERIFICA	A _{nonconf} [mm ²]	n° barre [-]	Φ _{long-nonconf} [mm]	A _{s,nonconf.} [mm ²]	ρ _{nonconf.} [%]	VERIFICA [-]
1	60000	6	14	923.6282	1.54	VERIFICATO	118000	6	8	301.5929	0.26	VERIFICATO
2	60000	6	14	923.6282	1.54	VERIFICATO	12000	0	8	0	0.00	NONVERIF
3	60000	4	14	615.7522	1.03	VERIFICATO	0	0	8	0	0.00	NONVERIF
4	60000	6	14	923.6282	1.54	VERIFICATO	12000	0	8	0	0.00	NONVERIF
5	60000	6	14	923.6282	1.54	VERIFICATO	18000	0	8	0	0.00	NONVERIF
6	125200	10	14	1539.38	1.23	VERIFICATO	375600	16	8	804.2477	0.21	VERIFICATO
7	181600	12	14	1847.256	1.02	VERIFICATO	544800	22	8	1105.841	0.20	VERIFICATO
8	60400	6	14	923.6282	1.53	VERIFICATO	181200	8	8	402.1239	0.22	VERIFICATO
9	92000	6	14	923.6282	1.00	VERIFICATO	276000	12	8	603.1858	0.22	VERIFICATO
10	60000	6	14	923.6282	1.54	VERIFICATO	164000	8	8	402.1239	0.25	VERIFICATO
11	134400	10	14	1539.38	1.15	VERIFICATO	403200	20	8	1005.31	0.25	VERIFICATO
12	160000	12	14	1847.256	1.15	VERIFICATO	480000	20	8	1005.31	0.21	VERIFICATO
13	68000	6	14	923.6282	1.36	VERIFICATO	204000	10	8	502.6548	0.25	VERIFICATO
14	87600	6	14	923.6282	1.05	VERIFICATO	262800	12	8	603.1858	0.23	VERIFICATO
15	110000	8	14	1231.504	1.12	VERIFICATO	330000	14	8	703.7168	0.21	VERIFICATO

Figura 95. Verifica del rispetto dei dettagli costruttivi nei setti.

5.1.18. Verifica a taglio: determinazione sollecitazione tagliante

Il § 7.4.4.5.1. delle NTC18 [1] afferma che per le pareti bisogna tener conto del possibile incremento delle forze di taglio a seguito della formazione della cerniera plastica alla base della parete. A tal fine, la domanda di taglio di progetto deve essere incrementata del fattore:

- per pareti snelle: $1,5 \leq q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0,1 \cdot \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \leq q$
- per pareti tozze: $\gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \leq q$

dove:

$\gamma_{Rd} = 1,2$ come da Tabella 7.2.I (§7.2.2.) [1];

M_{Ed} ed M_{Rd} sono i momenti flettenti di progetto di domanda e di capacità alla base della parete;

$T_1 = 0,57$ s è il periodo fondamentale di vibrazione dell'edificio nella direzione dell'azione sismica;

$T_C = 0,55$ s per lo spettro SLV;

$S_e(T)$ è l'ordinata dello spettro di risposta elastico corrispondente all'ascissa T.

A seguire si riportano i calcoli svolti per la determinazione del taglio sollecitante incrementato (Tabella 29):

Tabella 29. Taglio sollecitante incrementato per i setti.

SETTO ID	VERIFICA A TAGLIO [7.4.4.5.1]												
	γ_{Rd} [-]	T_1 [s]	T_c [s]	$Se(T_1)$ [g]	$Se(T_c)$ [g]	M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	q [-]	incr.	1.5<incr.	incr.<q	incr. Final	V_{Ed} [kN]
1	1.2	0.57	0.55	0.075979	0.078742	160.40	436.2	3.6	1.26	NO VERIF.	VERIF.	1.50	159.45
2	tab.7.2.1					63.10	191		1.24	NO VERIF.	VERIF.	1.50	71.70
3						24.90	133.9		1.20	NO VERIF.	VERIF.	1.50	32.40
4						64.60	191		1.25	NO VERIF.	VERIF.	1.50	52.20
5						76.00	201.5		1.26	NO VERIF.	VERIF.	1.50	107.70
6						428.50	2152		1.20	NO VERIF.	VERIF.	1.50	171.75
7						986.80	3908		1.22	NO VERIF.	VERIF.	1.50	322.50
8						185.30	594.3		1.24	NO VERIF.	VERIF.	1.50	168.30
9						299.20	1012		1.23	NO VERIF.	VERIF.	1.50	154.95
10						143.50	555.4		1.22	NO VERIF.	VERIF.	1.50	143.70
11						650.80	2435		1.22	NO VERIF.	VERIF.	1.50	284.25
12						964.90	3348		1.23	NO VERIF.	VERIF.	1.50	353.85
13						280.30	704.1		1.27	NO VERIF.	VERIF.	1.50	205.95
14						191.10	963.8		1.20	NO VERIF.	VERIF.	1.50	150.90
15						511.00	1547		1.24	NO VERIF.	VERIF.	1.50	439.50

Nelle verifiche delle pareti si deve considerare: la possibile rottura a taglio-compressione del calcestruzzo dell'anima, la possibile rottura a taglio-trazione delle armature dell'anima e la possibile rottura per scorrimento nelle zone dissipative.

5.1.19. Verifica a taglio-compressione del calcestruzzo dell'anima

La determinazione della resistenza è condotta in accordo con il § 4.1.2.3.5 [1], assumendo un braccio delle forze interne z pari a $0,8 \cdot l_w$ e un'inclinazione delle diagonali compresse pari a $\theta = 45^\circ$. La formula da utilizzare è la seguente:

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot z \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot \nu \cdot f_{cd} \cdot \frac{(\cot \alpha + \cot \theta)}{(1 + \cot^2 \theta)}$$

in cui:

$\alpha = 90^\circ$ è l'angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$b_w = 0,2 \text{ m}$ è lo spessore delle pareti;

$\nu \cdot f_{cd} = 0,5 \cdot 17,4 = 8,7 \text{ MPa}$ è la resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima.

Poiché la verifica a taglio è condotta alla base della parete ovvero in una zona dissipativa, la resistenza V_{Rcd} va moltiplicata per un fattore riduttivo 0,4.

A seguire si riportano i calcoli svolti (Tabella 30):

Tabella 30. Verifica a taglio-compressione del calcestruzzo dell'anima.

VERIFICA A TAGLIO-COMPRESSIONE DEL CLS DELL'ANIMA									
SETTO ID	α	θ	$\cot\alpha$	$\cot\theta$	$\sin\alpha$	ϕ_{staffe}	z	V_{Rcd}	$V_{Rcdcritico}$
	[°]	[°]	[-]	[-]	[-]	[mm]	[m]	[kN]	[kN]
1	90	45	0.00	1.00	1	8	0.95	828.35	331.34
2							0.53	459.42	183.77
3	[rad]	[rad]					0.44	382.85	153.14
4	1.570796	0.785398					0.53	459.42	183.77
5							0.55	480.30	192.12
6							2.50	2178.77	871.51
7							3.63	3160.26	1264.11
8							1.21	1051.10	420.44
9							1.84	1601.01	640.41
10							1.14	988.45	395.38
11							2.69	2338.87	935.55
12							3.20	2784.37	1113.75
13							1.36	1183.36	473.34
14							1.75	1524.44	609.78
15							2.20	1914.26	765.70

Per tutte le pareti la verifica a taglio-compressione del calcestruzzo d'anima risulta soddisfatta.

5.1.20. Verifica a taglio-trazione dell'armatura dell'anima

Il calcolo dell'armatura d'anima deve tener conto del rapporto di taglio $\alpha_s = \frac{M_{Ed}}{(V_{Ed} \cdot l_w)}$. Per la verifica va considerato, ad ogni piano, il massimo valore di α_s .

Se $\alpha_s \geq 2$ la determinazione della resistenza è condotta in accordo con il § 4.1.2.3.5 [1] assumendo un braccio delle forze interne z pari a $0,8 \cdot l_w$ e un'inclinazione delle diagonali compresse pari a $\theta = 45^\circ$. Nello specifico si utilizzerà la formulazione:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot z \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\cot \alpha + \cot \theta) \cdot \sin \alpha$$

in cui:

$A_{sw} = 201 \text{ mm}^2$ è l'area dell'armatura trasversale;

$s = 20 \text{ cm}$ è l'interasse tra due armature trasversali consecutive;

$\alpha = 90^\circ$ è l'angolo d'inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

Se $\alpha_s < 2$ invece si utilizzano le seguenti espressioni:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,c} + 0,75 \cdot \rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_w \cdot \alpha_s \cdot l_w$$

$$\rho_h \cdot f_{yd,h} \cdot b_w \cdot z \leq \rho_v \cdot f_{yd,v} \cdot b_w \cdot z + \min N_{Ed}$$

in cui:

ρ_h, ρ_v = sono i rapporti tra l'area della sezione dell'armatura orizzontale o verticale d'anima e l'area della relativa sezione di calcestruzzo;

$f_{yd,h}; f_{yd,v}$ = sono i valori di progetto della resistenza delle armature orizzontali e verticali;

N_{Ed} = è la forza assiale di progetto (positiva se di compressione);

$V_{Rd,c}$ = è la resistenza a taglio degli elementi non armati (calcolata in accordo con il §4.1.2.3.5.1. [1])

da assumersi nulla nelle zone dissipative quando N_{Ed} è di trazione. Nello specifico la formula per il calcolo di $V_{Rd,c}$ è la seguente:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \left[0,18 \cdot k \cdot \frac{(100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) \cdot b_w \cdot d \right\}$$

con:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2;$$

$$v_{min} = 0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2};$$

d = è l'altezza utile della sezione (in mm);

$\rho_l = \frac{A_{sl}}{(b_w \cdot d)}$ = è il rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa ($\leq 0,02$) che si estende per non

meno di $(l_{bd} + d)$ oltre la sezione considerata, dove l_{bd} è la lunghezza di ancoraggio;

$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c}$ [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione;

$b_w = 200$ mm è la larghezza minima della sezione.

Tutte le pareti risultano soddisfatte a taglio-trazione dell'armatura d'anima (Tabelle 31 e 32).

Tabella 31. Determinazione VRd,c per i setti.

VERIFICA A TAGLIO-TRAZIONE DELL'ARMATURA DELL'ANIMA (se $\alpha < 2$)														
SETTO ID	$\frac{M_{Ed}}{V_{Ed}}$	$\alpha > 2$	N_{Ed}	d	k	v_{min}	ρ_l		γ_c	σ_{cp}	$0,2 \cdot f_{cd}$	$V_{Ed,1}$	$V_{Ed,2}$	$V_{Rd,c}$
	[-]		[kN]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[N/mm ²]	[kN]	[kN]	[kN]
1	0.85	FALSO	673.80	1135	1.42	0.33	0.0090	0.0090	1.5	2.83	3.4804667	213.46	170.88	213.46
2	1.33	FALSO	359.50	605	1.57	0.38	0.0140	0.0140		2.72		129.53	95.82	129.53
3	1.40	FALSO	338.70	495	1.64	0.41	0.0112	0.0112		3.08		108.91	85.89	108.91
4	1.88	FALSO	473.90	605	1.57	0.38	0.0140	0.0140		3.59		145.26	111.55	145.26
5	1.02	FALSO	413.50	635	1.56	0.38	0.0134	0.0134		3.00		139.20	105.13	139.20
6	0.80	FALSO	1350.70	3075	1.26	0.27	0.0062	0.0062		2.16		446.41	366.76	446.41
7	0.67	FALSO	1638.30	4485	1.21	0.26	0.0053	0.0053		1.80		572.89	474.67	572.89
8	0.73	FALSO	712.10	1455	1.37	0.31	0.0074	0.0074		2.36		238.80	193.51	238.80
9	0.84	FALSO	994.90	2245	1.30	0.29	0.0053	0.0053		2.16		323.27	274.52	323.27
10	0.70	FALSO	638.30	1365	1.38	0.32	0.0079	0.0079		2.25		223.29	178.14	223.29
11	0.68	FALSO	1206.30	3305	1.25	0.27	0.0061	0.0061		1.80		440.14	356.30	440.14
12	0.68	FALSO	1515.80	3945	1.23	0.26	0.0059	0.0059		1.89		528.48	431.77	528.48
13	0.80	FALSO	705.60	1645	1.35	0.30	0.0069	0.0069		2.08		249.84	202.36	249.84
14	0.58	FALSO	879.70	2135	1.31	0.29	0.0056	0.0056		2.01		301.33	252.26	301.33
15	0.42	FALSO	975.00	2695	1.27	0.28	0.0058	0.0058		1.77		357.73	293.38	357.73

Tabella 32. Verifica taglio-trazione setti in X per $\alpha < 2$.

VERIFICA A TAGLIO-TRAZIONE DELL'ARMATURA DELL'ANIMA (se $\alpha < 2$)														
SETTO ID	Φ_{staffe}	braccia	A_h	s_{staffe}	$A_{h,1m}$	ρ_h	ρ_v	$f_{yd,h}=f_{yd,v}$	V_{Ed}	V_{Rd}	$V_{Rd}/V_{Ed} > 1$	$\rho_h \cdot f_{yd} \cdot b_w \cdot z$	$\rho_v \cdot f_{yd} \cdot b_w \cdot z + \min N_{Ed}$	
	[mm]	[-]	[mm ²]	[cm]	[mm ² /m]	[-]	[-]	[N/mm ²]	[kN]	[kN]	[-]	[kN]	[kN]	
1	8	4	201.0619	20	1005.31	0.0042	0.0090	391.30	159.45	462.86	2.90	314.71	1346.48	VERIFICATO
2				20	1005.31	0.0076	0.0140	71.70	522.94	7.29	314.71	937.77	VERIFICATO	
3				20	1005.31	0.0091	0.0112	32.40	521.17	16.09	314.71	724.21	VERIFICATO	
4				20	1005.31	0.0076	0.0140	52.20	698.48	13.38	314.71	1052.17	VERIFICATO	
5				20	1005.31	0.0073	0.0134	107.70	440.93	4.09	314.71	991.77	VERIFICATO	
6				20	1005.31	0.0016	0.0062	171.75	681.58	3.97	314.71	2566.25	VERIFICATO	
7				20	1005.31	0.0011	0.0053	322.50	771.73	2.39	314.71	3141.02	VERIFICATO	
8				20	1005.31	0.0033	0.0074	168.30	453.93	2.70	314.71	1416.25	VERIFICATO	
9				20	1005.31	0.0022	0.0053	154.95	570.96	3.68	314.71	1761.99	VERIFICATO	
10				20	1005.31	0.0035	0.0079	143.70	430.77	3.00	314.71	1342.45	VERIFICATO	
11				20	1005.31	0.0015	0.0061	284.25	641.18	2.26	314.71	2484.79	VERIFICATO	
12				20	1005.31	0.0013	0.0059	353.85	729.61	2.06	314.71	2987.05	VERIFICATO	
13				20	1005.31	0.0030	0.0069	205.95	486.05	2.36	314.71	1441.22	VERIFICATO	
14				20	1005.31	0.0023	0.0056	150.90	471.94	3.13	314.71	1646.79	VERIFICATO	
15				20	1005.31	0.0018	0.0058	439.50	482.47	1.10	314.71	1966.32	VERIFICATO	

5.1.21. Verifica a scorrimento nelle zone dissipative

Sui possibili piani di scorrimento (per esempio le riprese di getto in prossimità delle fondazioni alla base delle pareti) posti all'interno delle zone dissipative deve risultare:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$$

dove $V_{Rd,s}$ è il valore di progetto della resistenza a taglio nei confronti dello scorrimento:

$$V_{Rd,s} = V_{dd} + V_{id} + V_{fd}$$

nella quale:

$$V_{dd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 1,3 \cdot \sum A_{sj} \cdot \sqrt{f_{cd} \cdot f_{yd}} \\ 0,25 \cdot f_{yd} \cdot \sum A_{sj} \end{array} \right. = \text{è il contributo dell'effetto "spinotto" delle armature verticali};$$

$$V_{id} = f_{yd} \cdot \sum A_{si} \cdot \cos \phi_i = \text{è il contributo delle armature inclinate presenti alla base};$$

$$V_{fd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \mu_f \cdot \left[(\sum A_{sj} \cdot f_{yd} + N_{Ed}) \cdot \xi + \frac{M_{Ed}}{z} \right] \\ 0,5 \cdot \eta \cdot f_{cd} \cdot \xi \cdot l_w \cdot b_{wo} \end{array} \right. = \text{è il contributo della resistenza per attrito}$$

in cui:

$$\eta = 0,60 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) = 0,5263;$$

$\mu_f = 0,60$ è il coefficiente d'attrito calcestruzzo-calcestruzzo sotto azioni cicliche;

$\sum A_{sj}$ = è la somma delle aree delle barre verticali intersecanti il piano contenente la potenziale superficie di scorrimento;

ξ = è l'altezza della parte compressa della sezione normalizzata all'altezza della sezione;

$A_{si} = 0 \text{ mm}^2$ è l'area di ciascuna armatura inclinata che attraversa il piano detto formando con un esso un angolo ϕ_i .

Tutte le verifiche a scorrimento nelle zone dissipative risultano soddisfatte (Tabella 33).

Tabella 33. Verifica a scorrimento nelle zone dissipative dei setti.

SETTO ID	VERIFICA A SCORRIMENTO NELLE ZONE DISSIPATIVE														VERIFICA
	V_{Ed} [kN]	$\sum A_{sj}$ [mm ²]	$V_{dd,1}$ [kN]	$V_{dd,2}$ [kN]	V_{dd} [kN]	A_{si} [mm ²]	V_{id} [kN]	μ_f [-]	η [-]	ξ [-]	$V_{fd,1}$ [kN]	$V_{fd,2}$ [kN]	V_{fd} [kN]	$V_{Rd,s}$ [kN]	
1	159.45	2148.85	230.52	210.21	210.21	0	0	0.6	0.526296	0.1497	229.0081	163.1572	163.15723	373.37	VERIFICATO
2	71.70	1847.26	198.17	180.71	180.71					0.2329	169.7441	140.7832	140.78325	321.49	VERIFICATO
3	32.40	1539.38	165.14	150.59	150.59					0.2275	102.8235	114.5992	102.82346	253.42	VERIFICATO
4	52.20	1847.26	198.17	180.71	180.71					0.2329	188.5713	140.7832	140.78325	321.49	VERIFICATO
5	107.70	1847.26	198.17	180.71	180.71					0.2272	194.0495	143.5803	143.58034	324.29	VERIFICATO
6	171.75	3883.01	416.56	379.86	379.86					0.1083	258.8947	310.4634	258.89468	638.75	VERIFICATO
7	322.50	4800.35	514.96	469.60	469.60					0.0962	366.2587	400.0078	366.25871	835.86	VERIFICATO
8	168.30	2249.38	241.31	220.05	220.05					0.1260	207.2288	174.2549	174.25492	394.30	VERIFICATO
9	154.95	2789.73	299.27	272.91	272.91					0.0965	220.1895	203.1948	203.19483	476.10	VERIFICATO
10	143.70	2249.38	241.31	220.05	220.05					0.1342	177.7163	174.5333	174.53335	394.58	VERIFICATO
11	284.25	4084.07	438.12	399.53	399.53					0.1059	318.7614	325.8913	318.7614	718.29	VERIFICATO
12	353.85	4699.82	504.18	459.77	459.77					0.1052	397.2085	385.4014	385.4014	845.17	VERIFICATO
13	205.95	2349.91	252.09	229.88	229.88					0.1195	256.6945	186.0606	186.06058	415.94	VERIFICATO
14	150.90	2450.44	262.87	239.72	239.72					0.0997	161.7043	199.9956	161.70427	401.42	VERIFICATO
15	439.50	3166.73	339.72	309.79	309.79					0.1027	292.3522	258.6668	258.6668	568.46	VERIFICATO

5.1.22. Dettagli costruttivi per la duttilità

Per le zone dissipative di base delle pareti primarie devono essere eseguite le verifiche di duttilità al §7.4.4.5.2. [1]. In alternativa le verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, il rapporto volumetrico di armatura trasversale negli elementi di bordo rispetta le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

in cui:

$\omega_{wd} = \frac{vol\ staffe\ conf}{vol\ nucleo\ cls} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$ è il rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno

della zona dissipativa;

$$\mu_{\phi} = \begin{cases} 1,2 \cdot (2 \cdot q_0 - 1) & per T_1 \geq T_C \\ 1,2 \cdot \left(1 + 2(q_0 - 1) \cdot \frac{T_C}{T_1}\right) & per T_1 < T_C \end{cases} = \text{è la domanda in duttilità di curvatura allo SLC};$$

$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{cd}}$ è la forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione SLV;

$\omega_v = \rho_v \cdot \frac{f_{yd,v}}{f_{cd}}$ essendo ρ_v e $f_{yd,v}$ il rapporto geometrico e la resistenza a snervamento di progetto dell'armatura verticale al di fuori degli elementi di bordo;

$\varepsilon_{sy,d} = 0,00186$ è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

b_c = è la larghezza minima della sezione trasversale lorda;

b_0 = è la larghezza del nucleo confinato corrispondente a b_c (con riferimento alla linea media delle staffe);

$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$ è il coefficiente di efficacia del confinamento che, per sezioni trasversali rettangolari, si calcola come:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{(6 \cdot b_0 \cdot h_0)}$$

$$\alpha_n = \left[1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right] \cdot \left[1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right]$$

h_0 = è la profondità del nucleo confinato (con riferimento alla linea media delle staffe);

h_c = è la profondità della sezione trasversale lorda.

Tutte le verifiche di duttilità risultano soddisfatte (Tabelle 34, 35 e 36).

Tabella 34. Verifiche di duttilità alla base dei setti (1).

VERIFICHE DI DUTTILITA' (1) §7.4.6.2.4												
SETTO ID	l_w	b_w	h_w	n° piani	A_{setto}	N_{Ed}	v_d	$\mu_{\phi,SLC}$	M_{Ed}/M_{Rd}	q0ridotto	$\mu_{\phi,SLC}$	$\epsilon_{sv,d}$
	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[mm ²]	[N]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	
1	1190	200	3250	7	238000	673800	0.16	7.61	0.37	3.23	6.71	0.00186
2	660	200	3783		132000	359500	0.16		0.33	3.27	6.80	
3	550	200	3783		110000	338700	0.18		0.19	3.41	7.15	
4	660	200	3783		132000	473900	0.21		0.34	3.26	6.78	
5	690	200	3783		138000	413500	0.17		0.38	3.22	6.68	
6	3130	200	3783		626000	1350700	0.12		0.20	3.40	7.12	
7	4540	200	4540		908000	1638300	0.10		0.25	3.35	6.99	
8	1510	200	3783		302000	712100	0.14		0.31	3.29	6.84	
9	2300	200	3783		460000	994900	0.12		0.30	3.30	6.88	
10	1420	200	3250		284000	638300	0.13		0.26	3.34	6.98	
11	3360	200	3360		672000	1206300	0.10		0.27	3.33	6.95	
12	4000	200	4000		800000	1515800	0.11		0.29	3.31	6.90	
13	1700	200	3783		340000	705600	0.12		0.40	3.20	6.63	
14	2190	200	3783		438000	879700	0.12		0.20	3.40	7.12	
15	2750	200	3783		550000	975000	0.10		0.33	3.27	6.80	

Tabella 35. Verifiche di duttilità alla base dei setti (2).

VERIFICHE DI DUTTILITA' (2) §7.4.6.2.4										
SETTO ID	b_c	c	ϕ_{staffe}	ϕ_{long}	b_0	h_0	S_{dissip}	A_h	L_{staffe}	L_{ganci}
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]
1	200	40	8	14	112	242	100	50.26548	868	192
2	200			14	112	242			868	192
3	200			14	112	242			868	0
4	200			14	112	242			868	192
5	200			14	112	262			908	192
6	200			14	112	582			1548	544
7	200			14	112	822			2028	544
8	200			14	112	262			908	272
9	200			14	112	342			1068	272
10	200			14	112	262			908	272
11	200			14	112	582			1548	544
12	200			14	112	722			1828	544
13	200			14	112	282			948	272
14	200			14	112	322			1028	272
15	200			14	112	472			1328	544

Tabella 36. Verifiche di duttilità alla base dei setti (3).

VERIFICHE DI DUTTILITA' (3) §7.4.6.2.4													
SETTO ID	ρ_v	ω_v	l_{conf}	A_{conf}	$V_{nucleo,clis}$	$V_{staffecon}$	ω_{wd}	α_s	α_n	α	1°membr	2°membr	VERIFICA
	[-]		[mm]	[mm ²]	[mm ³]	[mm ³]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	0.0026	0.0575	300	27104	2710400	53281.41	0.44	0.44	0.60	0.26	0.12	0.11	VERIF
2	0.0000	0.0000	300	27104	2710400	53281.41	0.44	0.44	0.60	0.26	0.12	0.07	VERIF
3	0.0000	0.0000	300	27104	2710400	43630.44	0.36	0.44	0.60	0.26	0.10	0.09	VERIF
4	0.0000	0.0000	300	27104	2710400	53281.41	0.44	0.44	0.60	0.26	0.12	0.10	VERIF
5	0.0000	0.0000	300	29344	2934400	55292.03	0.42	0.45	0.58	0.26	0.11	0.08	VERIF
6	0.0021	0.0481	626	65184	6518400	105155.4	0.36	0.51	0.56	0.28	0.10	0.09	VERIF
7	0.0020	0.0456	908	92064	9206400	129282.8	0.32	0.52	0.60	0.31	0.10	0.07	VERIF
8	0.0022	0.0499	302	29344	2934400	59313.27	0.45	0.45	0.58	0.26	0.12	0.09	VERIF
9	0.0022	0.0491	460	38304	3830400	67355.75	0.40	0.47	0.48	0.23	0.09	0.08	VERIF
10	0.0025	0.0551	300	29344	2934400	59313.27	0.45	0.45	0.79	0.36	0.16	0.09	VERIF
11	0.0025	0.0561	672	65184	6518400	105155.4	0.36	0.51	0.56	0.28	0.10	0.08	VERIF
12	0.0021	0.0471	800	80864	8086400	119229.7	0.33	0.52	0.64	0.33	0.11	0.07	VERIF
13	0.0025	0.0554	340	31584	3158400	61323.89	0.44	0.46	0.56	0.25	0.11	0.08	VERIF
14	0.0023	0.0516	438	36064	3606400	65345.13	0.41	0.47	0.53	0.25	0.10	0.08	VERIF
15	0.0021	0.0480	550	52864	5286400	94096.98	0.40	0.49	0.46	0.23	0.09	0.07	VERIF

5.2. Travi

Per il dimensionamento delle travi si fa riferimento al § 4.1.6.1.1. e § 7.4.6.2.1. indicanti i dettagli costruttivi per verifiche statiche e sismiche [1].

Per la parte statica devono essere rispettate le seguenti limitazioni:

- area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve essere inferiore a: $A_{s,min} = 0,26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d$;
- area dell'armatura longitudinale in zona tesa deve essere superiore a: $A_s > 0,0013 \cdot b_t \cdot d$;
- al di fuori delle zone di sovrapposizione l'area di armatura tesa o compressa non deve superare $A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$ (A_c è l'area della sezione trasversale di calcestruzzo);
- il 50% dell'armatura necessaria per il taglio deve essere costituita da staffe;
- l'armatura trasversale deve avere sezione complessiva non inferiore a $A_{st} = 1,5 \cdot b \cdot \frac{mm^2}{m}$ (b è lo spessore minimo dell'anima in millimetri);
- devono essere previste un minimo di tre staffe al metro e con passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione.

Per la parte sismica invece è necessario attenersi ai seguenti requisiti:

- almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm devono essere presenti superiormente e inferiormente per tutta la lunghezza della trave;
- in ogni sezione della trave il rapporto geometrico ρ relativo all'armatura tesa, indipendentemente dal fatto che l'armatura tesa sia quella al lembo superiore della sezione A_s o quella al lembo inferiore della sezione A_i , deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$

- $\rho_{comp} \geq 0,25 \cdot \rho$ ovunque e nelle zone dissipative $\rho_{comp} \geq 0,50 \cdot \rho$;
- nelle zone dissipative devono essere previste staffe di contenimento. La prima staffa deve distare non più di 5 cm dalla sezione a filo pilastro; le successive devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:

$$s_{dissip} = \begin{cases} 1/4 \cdot H_{utile} \\ 225 \text{ mm} \\ 8 \cdot \phi_{min,long} \\ 24 \cdot \phi_{staffe} \end{cases}$$

- per staffa di contenimento si intende: una staffa rettangolare di diametro minimo 6 mm, con ganci a 135° prolungati alla due estremità per almeno 10 diametri.

Per la definizione delle armature delle travi si fa riferimento alla sezione in campata e in appoggio in cui è presente rispettivamente un momento flettente che tende, rispettivamente, le fibre inferiori e

superiori. Per la determinazione del momento flettente resistente ci si è avvalsi del programma V.C.A. S.L.U.

5.2.1. Verifica a flessione: trave orizzontale 75 x 33 cm

La trave in spessore di solaio è soggetta a momenti flettenti sollecitanti pari a:

$$M_{Ed}^+ = 78,77 \text{ kNm} \text{ e } M_{Ed}^- = 92,89 \text{ kNm}.$$

Si dispongono nella sezione di campata $6\phi 14$ inferiormente e $4\phi 14$ superiormente, mentre nella sezione di appoggio $4\phi 14$ inferiormente e $6\phi 14$ superiormente per un momento resistente $M_{Rd}^{+/-} = 96,33 \text{ kNm}$ (Figura 96).

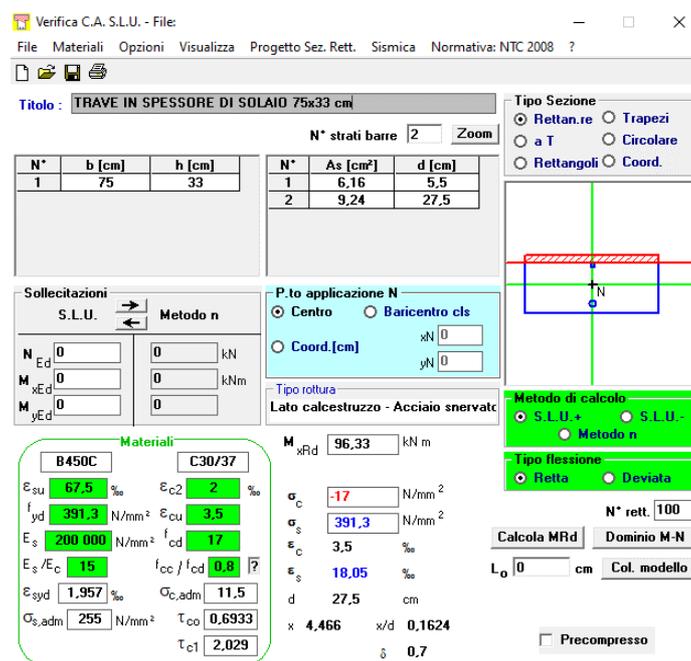


Figura 96. Verifica a flessione trave in spessore di solaio 75 x 33 cm.

5.2.2. Verifica a flessione: trave verticale 20 x 33 cm

La trave in spessore di solaio è soggetta a momenti flettenti sollecitanti pari a:

$$M_{Ed}^+ = 41,16 \text{ kNm} \text{ e } M_{Ed}^- = 41,34 \text{ kNm}.$$

Si dispongono nella sezione di campata $3\phi 16$ inferiormente e $2\phi 16$ superiormente, mentre nella sezione di appoggio $2\phi 16$ inferiormente e $3\phi 16$ superiormente per un momento resistente $M_{Rd}^{+/-} = 56,62 \text{ kNm}$ (Figura 97).

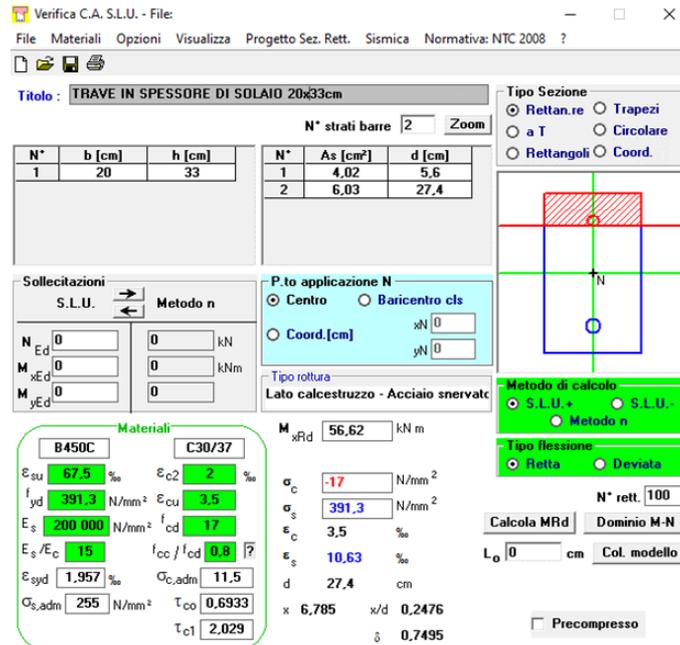


Figura 97. Verifica a flessione trave in spessore di solaio 20 x 33 cm.

5.2.3. Verifica a flessione: trave verticale 65 x 33 cm

La trave in spessore di solaio è soggetta a momenti flettenti sollecitanti pari a:

$$M_{Ed}^+ = 46,84 \text{ kNm} \text{ e } M_{Ed}^- = 60,40 \text{ kNm}.$$

Si dispongono nella sezione di campata $6\phi 14$ inferiormente e $3\phi 14$ superiormente, mentre nella sezione di appoggio $3\phi 14$ inferiormente e $6\phi 14$ superiormente per un momento resistente $M_{Rd}^{+/-} = 94,41 \text{ kNm}$ (Figura 98).

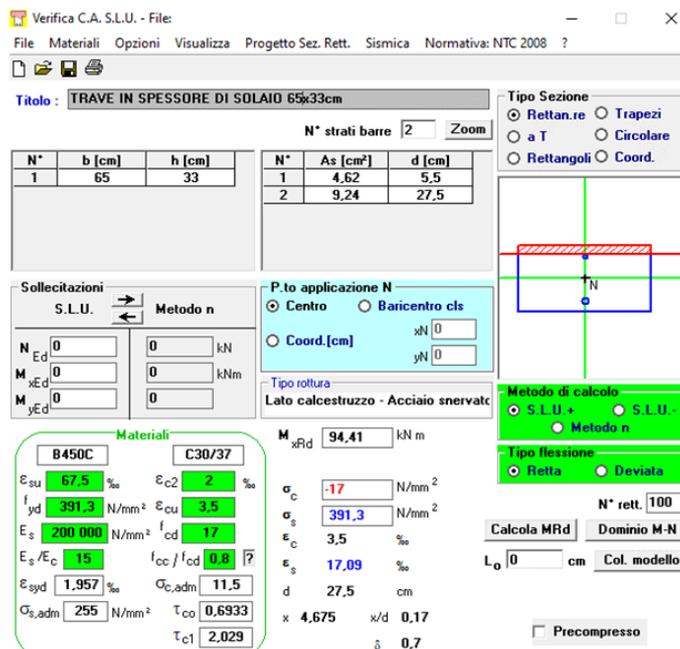


Figura 98. Verifica a flessione trave in spessore di solaio 65 x 33 cm.

5.2.4. Verifica a flessione: capriata 20 x 45 cm

La capriata è soggetta a momenti flettenti sollecitanti pari a:

$$M_{Ed}^+ = 2,80 \text{ kNm} \text{ e } M_{Ed}^- = 9,57 \text{ kNm}.$$

Tali entità sono irrisorie perché l'elemento è soggetto prevalentemente a compressione, visto che svolge il ruolo di puntone dello schema a capriata semplice.

Si decide di disporre $2\phi 14$ inferiormente e superiormente con l'aggiunta di $2\phi 14$ a metà altezza per un momento resistente $M_{Rd}^{+/-} = 66,4 \text{ kNm}$ (Figura 99).

Verifica C.A. S.L.U. - File

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

TITOLO : PUNTOE CAPRIATA 20x45cm

N° strati barre 3 Zoom

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	20	45	1	3,08	5,5
			2	3,08	22,5
			3	3,08	39,5

Sollecitazioni S.L.U. Metodo n

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

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

Tipo rottura Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

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

Materiali

B450C C30/37

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} 17 ‰
ε_s/ε_c 15 f_{cc}/f_{cd} 0,8
ε_{syd} 1,957 ‰ σ_{c,adm} 11,5 ‰
σ_{c,adm} 255 N/mm² τ_{co} 0,6933
τ_{c1} 2,029

M_{xRd} 66,44 kNm
σ_c -17 N/mm²
σ_s 391,3 N/mm²
ε_c 3,5 ‰
ε_s 16,14 ‰
d 39,5 cm
x 7,04 x/d 0,1782
δ 0,7

Figura 99. Verifica a flessione capriata 20 x 45 cm.

5.2.5. Verifica a flessione: trave di colmo 24 x 48 cm

La trave di colmo è soggetta a momenti flettenti sollecitanti pari a:

$$M_{Ed}^+ = 43,89 \text{ kNm} \text{ e } M_{Ed}^- = 89,60 \text{ kNm}.$$

Si dispongono nella sezione $3\phi 14$ inferiormente e superiormente con l'aggiunta di $2\phi 14$ a metà altezza per un momento resistente $M_{Rd}^{+/-} = 95,16 \text{ kNm}$ (Figura 100).

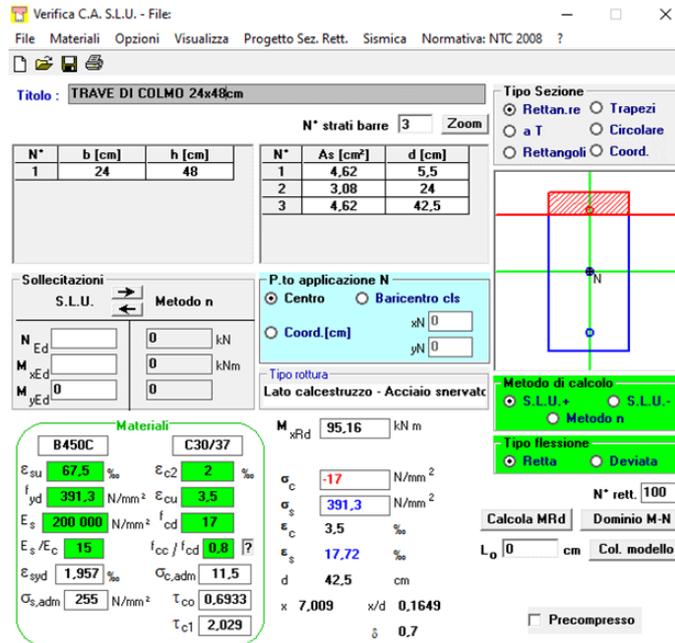


Figura 100. Verifica a flessione trave di colmo 24 x 48 cm.

5.2.6. Verifica a flessione: tirante 65 x 33 cm

Il tirante in copertura è soggetto a momenti flettenti sollecitanti pari a:

$$M_{Ed}^+ = 55,23 \text{ kNm} \text{ e } M_{Ed}^- = 60,79 \text{ kNm}.$$

Essendo il tirante soggetto prevalentemente a sforzi di trazione, si decide di disporre $5\phi 14$ inferiormente e superiormente con l'aggiunta di $2\phi 14$ a metà altezza per un momento resistente $M_{Rd}^{+/-} = 94,99 \text{ kNm}$ (Figura 101).

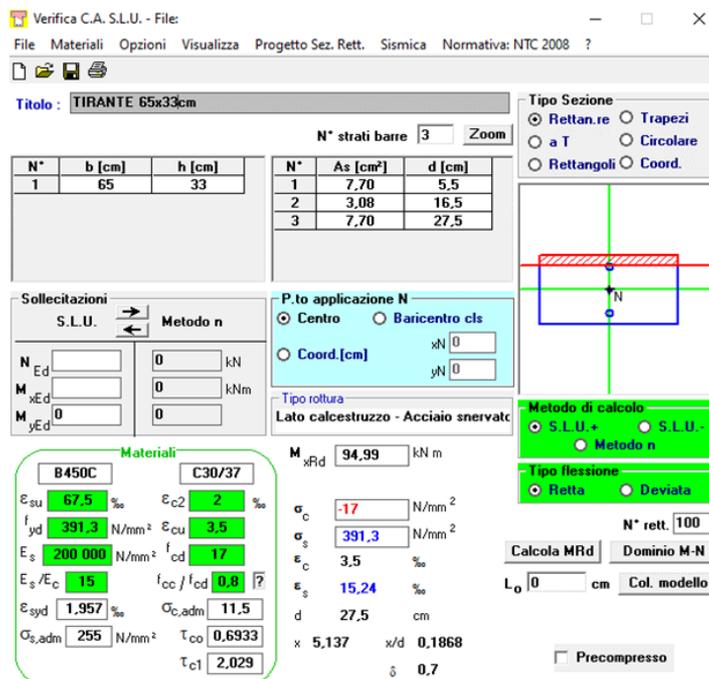


Figura 101. Verifica a flessione tirante copertura 65 x 33 cm.

5.2.7. Verifica a flessione: capriata 20 x 33 cm

La capriata è soggetta a momenti flettenti sollecitanti pari a:

$$M_{Ed}^+ = 2,00 \text{ kNm} \text{ e } M_{Ed}^- = 4,27 \text{ kNm}.$$

Tali entità sono irrisorie perché l'elemento è soggetto prevalentemente a compressione, visto che svolge il ruolo di puntone dello schema a capriata semplice.

Si decide di disporre $2\phi 14$ inferiormente e superiormente con l'aggiunta di $2\phi 14$ a metà altezza per un momento resistente $M_{Rd}^{+/-} = 44,75 \text{ kNm}$ (Figura 102).

N°	b [cm]	h [cm]	N°	As [cm²]	d [cm]
1	20	33	1	3,08	5,5
			2	3,08	16,5
			3	3,08	27,5

Materiali: B450C, C30/37

Proprietà B450C: ϵ_{su} 67,5‰, f_{yd} 391,3 N/mm², E_s 200 000 N/mm², ϵ_s / ϵ_c 15, $\sigma_{s,adm}$ 1,957‰, $\sigma_{s,adm}$ 255 N/mm²

Proprietà C30/37: ϵ_{c2} 2‰, ϵ_{cu} 3,5‰, f_{cd} 17 N/mm², $\sigma_{c,adm}$ 11,5, τ_{co} 0,6933, τ_{c1} 2,029

Parametri di progetto: M_{xRd} 44,75 kNm, σ_c -17 N/mm², σ_s 391,3 N/mm², ϵ_s 10,17‰, d 27,5 cm, x 7,041, x/d 0,256, δ 0,76

Figura 102. Verifica a flessione capriata copertura 20 x 33 cm.

5.2.8. Verifica a flessione: trave in altezza di copertura 20 x 120 cm

La trave in altezza di copertura è soggetta a momenti flettenti sollecitanti pari a:

$$M_{Ed}^+ = 115,89 \text{ kNm} \text{ e } M_{Ed}^- = 117,39 \text{ kNm}.$$

Si dispongono nella sezione di campata $4\phi 16$ inferiormente e $2\phi 16$ superiormente con l'aggiunta di $2\phi 8$ come reggistaffa, mentre nella sezione di appoggio $2\phi 16$ inferiormente e $4\phi 16$ superiormente per un momento resistente $M_{Rd}^{+/-} = 406,7 \text{ kNm}$ (Figura 103).

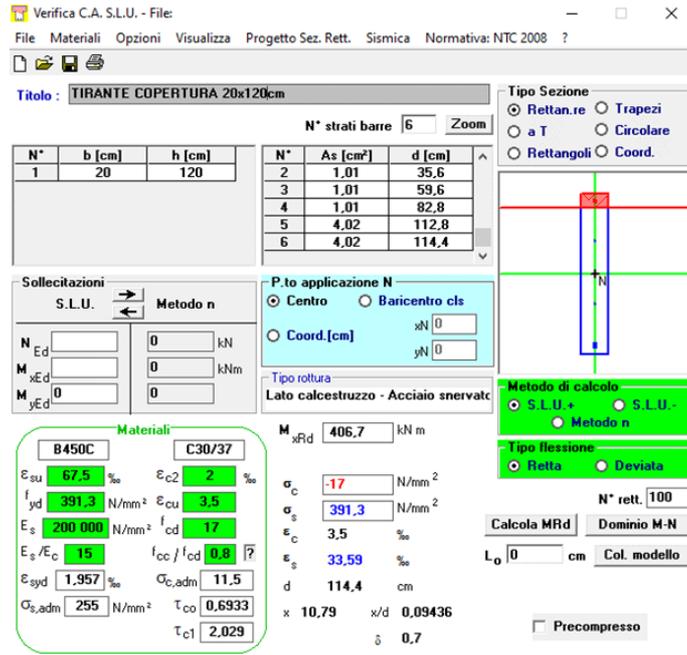


Figura 103. Verifica a flessione trave in altezza di copertura 20 x 120 cm.

5.2.9. Verifica del rispetto dei dettagli costruttivi

A seguire si riporta il resoconto delle quantità di armatura inserite in campata e in appoggio e la verifica del rispetto dei dettagli costruttivi (Figure 104-105-106 e 107).

Armatura delle travi in CAMPATA																
	b	h	d	A _{s,min}	A _{s,min>}	A _{s,max}	φ	n _{barre}	A' _s	n _{barre}	A _s	A _{s,TOT}	P _{teso}	P _{compr}		
	[cm]	[cm]	[cm]	[mm²]	[mm²]	[mm²]	[mm]	[-]	[mm²]	[-]	[mm²]	[mm²]	[-]	[-]		
T-Orizz.	75	33	27.5	350.59	268.13	9900	14	4	4φ14	615.75	6	6φ14	923.63	1539.38	0.0037	0.0025
T-Verticali	20	33	27.5	93.49	71.50	2640	16	2	2φ16	402.12	3	3φ16	603.19	1005.31	0.0091	0.0061
T-Verticali	65	33	27.5	303.84	232.38	8580	14	3	3φ14	461.81	6	6φ14	923.63	1385.44	0.0043	0.0022
Capriata	20	45	39.5	134.29	102.70	3600	14	2	2φ14	307.88	2	2φ14	307.88	615.75	0.0034	0.0034
Trave di cc	24	48	42.5	173.38	132.60	4608	14	3	3φ14	461.81	3	3φ14	461.81	923.63	0.0040	0.0040
Tirante	65	33	27.5	303.84	232.38	8580	14	5	5φ14	769.69	5	5φ14	769.69	1539.38	0.0036	0.0036
Capriata	20	33	27.5	93.49	71.50	2640	14	2	2φ14	307.88	2	2φ14	307.88	615.75	0.0047	0.0047
T. Altezza	20	120	114.5	389.26	297.70	9600	16	2	2φ16	402.12	4	4φ16	804.25	1206.37	0.0034	0.0017

Figura 104. Quantità di armatura in campata.

Verifica a flessione VC.A.SLU (M+) CAMPATA																		
dettagli costruttivi §4.1.6.							dettagli costruttivi §7.4.6.2.1.											
M _{Ed}	Φ _{orig}	Φ _{zaffe}	c _{nom}	d	A _{s,min}	A _{s,min>}	A _{s,max}	M _{Ed} VCA	Φ _{orig} > 14	A' _s	A _s	P _{teso}	P _{compr}	1,4/f _{yk}	1,4/f _{yk} + 3,5/f _l	VERIF. ρ	P _{compr} > 0,25p	P _{compr} > 0,5p
[kNm]	[mm]	[mm]	[cm]	[cm]	[mm²]	[mm²]	[mm²]	[kNm]	[mm]	[mm²]	[mm²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
78.77	14	8	5.5	27.5	350.59	268.13	9900	56.33		615.75	923.63	0.0037	0.0025	0.0031	0.0103	VERO	VERO	VERO
41.16	16		5.6	27.4	93.15	71.24	2640	56.62		402.12	603.19	0.0091	0.0061	0.0031	0.0139	VERO	VERO	VERO
46.84	14		5.5	27.5	303.84	232.38	8580	94.41		461.81	923.63	0.0043	0.0022	0.0031	0.0099	VERO	VERO	VERO
2.80	14		5.5	39.5	134.29	102.70	3600	66.44		307.88	307.88	0.0034	0.0034	0.0031	0.0112	VERO	VERO	VERO
43.89	14		5.5	42.5	173.38	132.60	4608	95.16		461.81	461.81	0.0040	0.0040	0.0031	0.0118	VERO	VERO	VERO
55.23	14		5.5	27.5	303.84	232.38	8580	94.99		769.69	769.69	0.0036	0.0036	0.0031	0.0114	VERO	VERO	VERO
2.00	14		5.5	27.5	93.49	71.50	2640	44.75		307.88	307.88	0.0047	0.0047	0.0031	0.0124	VERO	VERO	VERO
115.89	16		5.6	114.4	388.92	297.44	9600	406.7		402.12	804.25	0.0034	0.0017	0.0031	0.0095	VERO	VERO	VERO

Figura 105. Verifica del rispetto dei dettagli costruttivi in campata.

Armatura delle travi in APPOGGIO																
	b	h	d	A _{s,min}	A _{s,min>}	A _{s,max}	φ	n _{barre}	A _s	n _{barre}	A _s	A _{s,TOT}	ρ _{teso}	ρ _{compr}		
	[cm]	[cm]	[cm]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[mm]	[-]	[mm ²]	[-]	[mm ²]	[mm ²]	[-]	[-]		
T-Orizz.	75	33	27.5	350.59	268.13	9900	14	6	6φ14	923.63	4	4φ14	615.75	1539.38	0.0037	0.0025
T-Verticali	20	33	27.5	93.49	71.50	2640	16	3	3φ16	603.19	2	2φ16	402.12	1005.31	0.0091	0.0061
T-Verticali	65	33	27.5	303.84	232.38	8580	14	6	6φ14	923.63	3	3φ14	461.81	1385.44	0.0043	0.0022
Capriata	20	45	39.5	134.29	102.70	3600	14	2	2φ14	307.88	2	2φ14	307.88	615.75	0.0034	0.0034
Trave di cc	24	48	42.5	173.38	132.60	4608	14	3	3φ14	461.81	3	3φ14	461.81	923.63	0.0040	0.0040
Tirante	65	33	27.5	303.84	232.38	8580	14	5	5φ14	769.69	5	5φ14	769.69	1539.38	0.0036	0.0036
Capriata	20	33	27.5	93.49	71.50	2640	14	2	2φ14	307.88	2	2φ14	307.88	615.75	0.0047	0.0047
T. Altezza	20	120	114.5	389.26	297.70	9600	16	4	4φ16	804.25	2	2φ16	402.12	1206.37	0.0034	0.0017

Figura 106. Quantità di armatura in appoggio.

Verifica a flessione VC.A.SLU (M-) APPOGGIO																			
dettagli costruttivi §4.1.6.1.2										dettagli costruttivi §7.4.6.2.1									
M _{Ed}	Φ _{org}	Φ _{staffe}	c _{com}	d	A _{s,min}	A _{s,min>}	A _{s,max}	M _{Ed, VCA}	Φ _{org > 14}	A _{s1}	A _{s2}	ρ _{teso}	ρ _{compr}	1,4/f _{yk}	ρ _{comp > 3.5/f}	VERIF. ρ	ρ _{comp > 0.25p}	ρ _{comp > 0.5p}	
[kNm]	[mm]	[mm]	[cm]	[cm]	[mm ²]	[mm ²]	[mm ²]	[kNm]	[mm]	[mm ²]	[mm ²]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
-92.89	14	8	5.5	27.5	350.5870934	268.125	9900	96.33	803.19	615.75	0.0037	0.0025	0.0031	0.0103	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
-41.34	16		5.6	27.4	93.14992832	71.24	2640	56.62	603.19	402.12	0.0091	0.0061	0.0031	0.0139	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
-60.40	14		5.5	27.5	303.8421476	232.375	8580	94.41	923.63	461.81	0.0043	0.0022	0.0031	0.0099	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
-9.57	14		5.5	39.5	134.2854806	102.7	3600	66.44	307.88	307.88	0.0034	0.0034	0.0031	0.0112	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
-89.60	14		5.5	42.5	173.3812534	132.6	4608	95.16	461.81	461.81	0.0040	0.0040	0.0031	0.0118	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
-60.79	14		5.5	27.5	303.8421476	232.375	8580	94.99	769.69	769.69	0.0036	0.0036	0.0031	0.0114	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
-4.27	14		5.5	27.5	93.4889156	71.5	2640	44.75	307.88	307.88	0.0047	0.0047	0.0031	0.0124	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO
-117.39	16		5.6	114.4	388.9179489	297.44	9600	406.7	804.25	402.12	0.0034	0.0017	0.0031	0.0095	VERO	VERO	VERO	VERO	VERO

Figura 107. Verifica del rispetto dei dettagli costruttivi in appoggio.

5.2.10. Verifica a taglio

È stata eseguita la verifica a taglio degli elementi strutturali nel rispetto di quanto citato a § 4.1.2.3.5. [1]. È stato utilizzato in zona non dissipativa un passo delle staffe pari a 20 cm per sette degli otto elementi strutturali e 25 cm per la trave in altezza in copertura. In zona dissipativa invece, poiché gli elementi sono prevalentemente in spessore e non in altezza, il passo delle staffe è pari a 5 cm per sei degli otto elementi strutturali e 10 cm per gli altri due. L'estensione della zona dissipativa (lunghezza critica) per una progettazione in CD "B" è pari all'altezza utile dell'elemento strutturale.

Tutte le verifiche a taglio risultano soddisfatte (Figure 108-109-110 e 111).

VERIFICA A TAGLIO (ASSENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																											
dimensioni + copriferro					dettagli costruttivi §4.1.6.1.2										dettagli costruttivi §7.4.6.2.1					§4.1.2.3.5.1																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																							
b	h	c	d	A _s	f _{max}	f _{max}	1/d	CD "B"	8°Φ _{org}	24°Φ _{staffe}	s _{sup}	k	ρ	f _{ck}	γ _c	σ _{cp}	V _{Ed1}	V _{Ed2}	V _{Ed3}	V _{Ed4}	V _{Ed5}	V _{Ed6}	V _{Ed7}	V _{Ed8}	V _{Ed9}	V _{Ed10}	V _{Ed11}	V _{Ed12}	V _{Ed13}	V _{Ed14}	V _{Ed15}	V _{Ed16}	V _{Ed17}	V _{Ed18}	V _{Ed19}	V _{Ed20}	V _{Ed21}	V _{Ed22}	V _{Ed23}	V _{Ed24}	V _{Ed25}	V _{Ed26}	V _{Ed27}	V _{Ed28}	V _{Ed29}	V _{Ed30}	V _{Ed31}	V _{Ed32}	V _{Ed33}	V _{Ed34}	V _{Ed35}	V _{Ed36}	V _{Ed37}	V _{Ed38}	V _{Ed39}	V _{Ed40}	V _{Ed41}	V _{Ed42}	V _{Ed43}	V _{Ed44}	V _{Ed45}	V _{Ed46}	V _{Ed47}	V _{Ed48}	V _{Ed49}	V _{Ed50}	V _{Ed51}	V _{Ed52}	V _{Ed53}	V _{Ed54}	V _{Ed55}	V _{Ed56}	V _{Ed57}	V _{Ed58}	V _{Ed59}	V _{Ed60}	V _{Ed61}	V _{Ed62}	V _{Ed63}	V _{Ed64}	V _{Ed65}	V _{Ed66}	V _{Ed67}	V _{Ed68}	V _{Ed69}	V _{Ed70}	V _{Ed71}	V _{Ed72}	V _{Ed73}	V _{Ed74}	V _{Ed75}	V _{Ed76}	V _{Ed77}	V _{Ed78}	V _{Ed79}	V _{Ed80}	V _{Ed81}	V _{Ed82}	V _{Ed83}	V _{Ed84}	V _{Ed85}	V _{Ed86}	V _{Ed87}	V _{Ed88}	V _{Ed89}	V _{Ed90}	V _{Ed91}	V _{Ed92}	V _{Ed93}	V _{Ed94}	V _{Ed95}	V _{Ed96}	V _{Ed97}	V _{Ed98}	V _{Ed99}	V _{Ed100}	V _{Ed101}	V _{Ed102}	V _{Ed103}	V _{Ed104}	V _{Ed105}	V _{Ed106}	V _{Ed107}	V _{Ed108}	V _{Ed109}	V _{Ed110}	V _{Ed111}	V _{Ed112}	V _{Ed113}	V _{Ed114}	V _{Ed115}	V _{Ed116}	V _{Ed117}	V _{Ed118}	V _{Ed119}	V _{Ed120}	V _{Ed121}	V _{Ed122}	V _{Ed123}	V _{Ed124}	V _{Ed125}	V _{Ed126}	V _{Ed127}	V _{Ed128}	V _{Ed129}	V _{Ed130}	V _{Ed131}	V _{Ed132}	V _{Ed133}	V _{Ed134}	V _{Ed135}	V _{Ed136}	V _{Ed137}	V _{Ed138}	V _{Ed139}	V _{Ed140}	V _{Ed141}	V _{Ed142}	V _{Ed143}	V _{Ed144}	V _{Ed145}	V _{Ed146}	V _{Ed147}	V _{Ed148}	V _{Ed149}	V _{Ed150}	V _{Ed151}	V _{Ed152}	V _{Ed153}	V _{Ed154}	V _{Ed155}	V _{Ed156}	V _{Ed157}	V _{Ed158}	V _{Ed159}	V _{Ed160}	V _{Ed161}	V _{Ed162}	V _{Ed163}	V _{Ed164}	V _{Ed165}	V _{Ed166}	V _{Ed167}	V _{Ed168}	V _{Ed169}	V _{Ed170}	V _{Ed171}	V _{Ed172}	V _{Ed173}	V _{Ed174}	V _{Ed175}	V _{Ed176}	V _{Ed177}	V _{Ed178}	V _{Ed179}	V _{Ed180}	V _{Ed181}	V _{Ed182}	V _{Ed183}	V _{Ed184}	V _{Ed185}	V _{Ed186}	V _{Ed187}	V _{Ed188}	V _{Ed189}	V _{Ed190}	V _{Ed191}	V _{Ed192}	V _{Ed193}	V _{Ed194}	V _{Ed195}	V _{Ed196}	V _{Ed197}	V _{Ed198}	V _{Ed199}	V _{Ed200}	V _{Ed201}	V _{Ed202}	V _{Ed203}	V _{Ed204}	V _{Ed205}	V _{Ed206}	V _{Ed207}	V _{Ed208}	V _{Ed209}	V _{Ed210}	V _{Ed211}	V _{Ed212}	V _{Ed213}	V _{Ed214}	V _{Ed215}	V _{Ed216}	V _{Ed217}	V _{Ed218}	V _{Ed219}	V _{Ed220}	V _{Ed221}	V _{Ed222}	V _{Ed223}	V _{Ed224}	V _{Ed225}	V _{Ed226}	V _{Ed227}	V _{Ed228}	V _{Ed229}	V _{Ed230}	V _{Ed231}	V _{Ed232}	V _{Ed233}	V _{Ed234}	V _{Ed235}	V _{Ed236}	V _{Ed237}	V _{Ed238}	V _{Ed239}	V _{Ed240}	V _{Ed241}	V _{Ed242}	V _{Ed243}	V _{Ed244}	V _{Ed245}	V _{Ed246}	V _{Ed247}	V _{Ed248}	V _{Ed249}	V _{Ed250}	V _{Ed251}	V _{Ed252}	V _{Ed253}	V _{Ed254}	V _{Ed255}	V _{Ed256}	V _{Ed257}	V _{Ed258}	V _{Ed259}	V _{Ed260}	V _{Ed261}	V _{Ed262}	V _{Ed263}	V _{Ed264}	V _{Ed265}	V _{Ed266}	V _{Ed267}	V _{Ed268}	V _{Ed269}	V _{Ed270}	V _{Ed271}	V _{Ed272}	V _{Ed273}	V _{Ed274}	V _{Ed275}	V _{Ed276}	V _{Ed277}	V _{Ed278}	V _{Ed279}	V _{Ed280}	V _{Ed281}	V _{Ed282}	V _{Ed283}	V _{Ed284}	V _{Ed285}	V _{Ed286}	V _{Ed287}	V _{Ed288}	V _{Ed289}	V _{Ed290}	V _{Ed291}	V _{Ed292}	V _{Ed293}	V _{Ed294}	V _{Ed295}	V _{Ed296}	V _{Ed297}	V _{Ed298}	V _{Ed299}	V _{Ed300}	V _{Ed301}	V _{Ed302}	V _{Ed303}	V _{Ed304}	V _{Ed305}	V _{Ed306}	V _{Ed307}	V _{Ed308}	V _{Ed309}	V _{Ed310}	V _{Ed311}	V _{Ed312}	V _{Ed313}	V _{Ed314}	V _{Ed315}	V _{Ed316}	V _{Ed317}	V _{Ed318}	V _{Ed319}	V _{Ed320}	V _{Ed321}	V _{Ed322}	V _{Ed323}	V _{Ed324}	V _{Ed325}	V _{Ed326}	V _{Ed327}	V _{Ed328}	V _{Ed329}	V _{Ed330}	V _{Ed331}	V _{Ed332}	V _{Ed333}	V _{Ed334}	V _{Ed335}	V _{Ed336}	V _{Ed337}	V _{Ed338}	V _{Ed339}	V _{Ed340}	V _{Ed341}	V _{Ed342}	V _{Ed343}	V _{Ed344}	V _{Ed345}	V _{Ed346}	V _{Ed347}	V _{Ed348}	V _{Ed349}	V _{Ed350}	V _{Ed351}	V _{Ed352}	V _{Ed353}	V _{Ed354}	V _{Ed355}	V _{Ed356}	V _{Ed357}	V _{Ed358}	V _{Ed359}	V _{Ed360}	V _{Ed361}	V _{Ed362}	V _{Ed363}	V _{Ed364}	V _{Ed365}	V _{Ed366}	V _{Ed367}	V _{Ed368}	V _{Ed369}	V _{Ed370}	V _{Ed371}	V _{Ed372}	V _{Ed373}	V _{Ed374}	V _{Ed375}	V _{Ed376}	V _{Ed377}	V _{Ed378}	V _{Ed379}	V _{Ed380}	V _{Ed381}	V _{Ed382}	V _{Ed383}	V _{Ed384}	V _{Ed385}	V _{Ed386}	V _{Ed387}	V _{Ed388}	V _{Ed389}	V _{Ed390}	V _{Ed391}	V _{Ed392}	V _{Ed393}	V _{Ed394}	V _{Ed395}	V _{Ed396}	V _{Ed397}	V _{Ed398}	V _{Ed399}	V _{Ed400}	V _{Ed401}	V _{Ed402}	V _{Ed403}	V _{Ed404}	V _{Ed405}	V _{Ed406}	V _{Ed407}	V _{Ed408}	V _{Ed409}	V _{Ed410}	V _{Ed411}	V _{Ed412}	V _{Ed413}	V _{Ed414}	V _{Ed415}	V _{Ed416}	V _{Ed417}	V _{Ed418}	V _{Ed419}	V _{Ed420}	V _{Ed421}	V _{Ed422}	V _{Ed423}	V _{Ed424}	V _{Ed425}	V _{Ed426}	V _{Ed427}	V _{Ed428}	V _{Ed429}	V _{Ed430}	V _{Ed431}	V _{Ed432}	V _{Ed433}	V _{Ed434}	V _{Ed435}	V _{Ed436}	V _{Ed437}	V _{Ed438}	V _{Ed439}	V _{Ed440}	V _{Ed441}	V _{Ed442}	V _{Ed443}	V _{Ed444}	V _{Ed445}	V _{Ed446}	V _{Ed447}	V _{Ed448}	V _{Ed449}	V _{Ed450}	V _{Ed451}	V _{Ed452}	V _{Ed453}	V _{Ed454}	V _{Ed455}	V _{Ed456}	V _{Ed457}	V _{Ed458}	V _{Ed459}	V _{Ed460}	V _{Ed461}	V _{Ed462}	V _{Ed463}	V _{Ed464}	V _{Ed465}	V _{Ed466}	V _{Ed467}	V _{Ed468}	V _{Ed469}	V _{Ed470}	V _{Ed471}	V _{Ed472}	V _{Ed473}	V _{Ed474}	V _{Ed475}	V _{Ed476}	V _{Ed477}	V _{Ed478}	V _{Ed479}	V _{Ed480}	V _{Ed481}	V _{Ed482}	V _{Ed483}	V _{Ed484}	V _{Ed485}	V _{Ed486}	V _{Ed487}	V _{Ed488}	V _{Ed489}	V _{Ed490}	V _{Ed491}	V _{Ed492}	V _{Ed493}	V _{Ed494}	V _{Ed495}	V _{Ed496}	V _{Ed497}	V _{Ed498}	V _{Ed499}	V _{Ed500}	V _{Ed501}	V _{Ed502}	V _{Ed503}	V _{Ed504}	V _{Ed505}	V _{Ed506}	V

dimensioni + copriferro				VERIFICA A TAGLIO (CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO)- ZONA DISSIPATIVA																
b	h	c	d	§4.1.2.3.5.2.																
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	Φ_{staffe}	nbracci	A_{sw}	s	α	ctg α	sen α	θ	ctg θ	V_{sd}	V_{red}	V_{sd}	V_{red}	V_{sd}	V_{red}	$V_{sd}>V_{red}$	
[mm]	[-]	[mm ²]	[cm]	[°]	[-]	[cm]	[rad]	[°]	[-]	[-]	[°]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]
75	33	4	27.5	8	2	100.531	5	90	0	1	45	1	1947.24	807.58	807.58	807.58	150.25	150.25	150.25	VERO
20	33		27.4				5	[rad]			[rad]		1940.16	214.57	214.57	214.57	106.41	106.41	106.41	VERO
65	33		27.5				5	1.570796			0.78539816		1947.24	699.90	699.90	699.90	53.78	53.78	53.78	VERO
65	33		27.5				5						1947.24	699.90	699.90	699.90	107.50	107.50	107.50	VERO
20	120		114.4				10						4050.26	895.87	895.87	895.87	100.74	100.74	100.74	VERO

dimensioni + copriferro				VERIFICA A TAGLIO (CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO)- ZONA DISSIPATIVA																		
b	h	c	d	§4.1.2.3.5.2.																		
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	Φ_{staffe}	nbracci	A_{sw}	s	α	ctg α	sen α	θ	ctg θ	σ_{cp}	α_c	V_{sd}	V_{red}	V_{sd}	V_{red}	V_{sd}	V_{red}	$V_{sd}>V_{red}$	
[mm]	[-]	[mm ²]	[cm]	[°]	[-]	[cm]	[rad]	[°]	[-]	[-]	[°]	[-]	[MPa]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]
20	45	4	39.5	8	2	100.531	5	90	0	1	45	1	1.32	1.08	2796.94628	332.827	332.83	332.83	8.00	8.00	8.00	VERO
24	48		42.5				10	[rad]			[rad]		0.76	1.04	1504.68629	416.7514	416.75	416.75	75.39	75.39	75.39	VERO
20	33		27.5				5	1.570796			0.78539816		0.46	1.03	1947.241081	221.0558	221.06	221.06	4.84	4.84	4.84	VERO

Figura 110. Verifica a taglio con armatura trasversale in zona dissipativa.

dimensioni + copriferro				LUNGHEZZA CRITICA	
b	h	c	d	L_{cr}	
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	
75	33	4	27.5	27.5	CD "B"
20	33		27.5	27.5	
65	33		27.5	27.5	
20	45		39.5	39.5	
24	48		42.5	42.5	
65	33		27.5	27.5	
20	33		27.5	27.5	
20	120		114.5	114.5	

Figura 111. Lunghezza della zona critica in CD "B".

5.3. Pilastri

Per il dimensionamento dei tre pilastri si fa riferimento ai § 4.1.6.1.2., § 7.4.4.2., § 7.4.6.1.2. e § 7.4.6.2.2., indicanti i dettagli costruttivi per verifiche statiche e sismiche [1].

Per la parte statica devono essere rispettate le seguenti limitazioni:

- diametro delle barre maggiore o uguale a 12 mm e interasse minore di 300 mm;
- armatura minima pari a: $A_{s,min} = \left(\frac{0,10 \cdot N_{Ed}}{f_{yd}}\right)$ e maggiore di $0,003 \cdot A_c$;
- le armature trasversali devono essere poste ad interasse non maggiore di 12 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 250 mm. Il diametro delle staffe non deve essere minore di 6 mm e di $\frac{1}{4}$ del diametro massimo delle barre longitudinali;
- al di fuori delle zone di sovrapposizione l'area di armatura non deve superare $A_{s,max} = 0,04 \cdot A_c$ (in cui A_c è l'area della sezione trasversale di calcestruzzo).

Per la parte sismica invece è necessario soddisfare i seguenti requisiti:

- la dimensione minima della sezione trasversale non inferiore a 25 cm;
- la lunghezza della zona dissipativa maggiore tra: altezza della sezione, $\frac{1}{6}$ dell'altezza libera del pilastro, 45 cm, altezza libera del pilastro se questa è inferiore a 3 volte l'altezza della sezione;
- l'interasse tra le barre non superiore a 25 cm;
- la percentuale geometrica di armatura longitudinale $1\% \leq \rho \leq 4\%$;

- le barre disposte sugli angoli devono essere contenute da staffe in cui la distanza tra due barre vincolate consecutive deve essere non superiore a 20 cm per una Classe di Duttività CD “B”;
- il diametro delle staffe deve essere non inferiore a 6 mm per CD “B”;
- il passo delle staffe di contenimento e legature deve essere non superiore alla più piccola delle

$$\text{seguenti quantità: } s < \begin{cases} \frac{1}{2} \cdot L_{\text{minore}} = \frac{1}{2} \cdot 25 \text{ cm} = 12,5 \text{ cm} \\ 17,5 \text{ cm per CD "B"} \\ 8 \cdot \phi_{\text{long}} = 8 \cdot 1,6 \text{ cm} = 12,8 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow s = 10 \text{ cm}$$

poiché si è deciso di utilizzare barre longitudinali con un diametro massimo pari a 16 mm il passo delle staffe in zona dissipativa sarà pari a 10 cm.

5.3.1. Verifica a pressoflessione: pilastro 35 x 40 cm

Il pilastro 35 x 40 cm è soggetto ad uno sforzo normale e ad un momento flettente sismico e in combinazione SLU pari a:

$$N_{SLU} = 1364,78 \text{ kN}$$

$$M_{SLU} = 114,26 \text{ kNm}$$

$$N_{sism} = 866,20 \text{ kN}$$

$$M_{sism} = 70,36 \text{ kNm}$$

Si decide di disporre $3\phi 16$ lungo i 35 cm e $4\phi 16$ lungo i 40 cm per un totale di 10 barre e un'armatura totale $A_{s,TOT} = 2010 \text{ mm}^2$ (rapporto geometrico $\rho = 1,44 \%$).

Inserendo l'armatura in V.C.A. SLU si ottiene un momento resistente $M_{Rd} = 123,6 \text{ kNm}$ superiore rispetto ai momenti sollecitanti massimi statici e sismici (Figura 112).

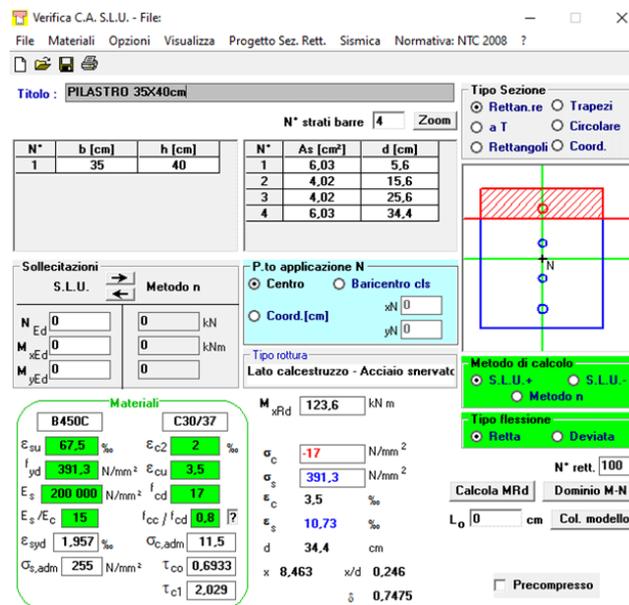


Figura 112. Verifica a flessione pilastro 35 x 40 cm.

Anche la verifica a pressoflessione retta risulta soddisfatta, poiché le combinazioni di carico di interesse ricadono all'interno del dominio N-M (Figura 113):

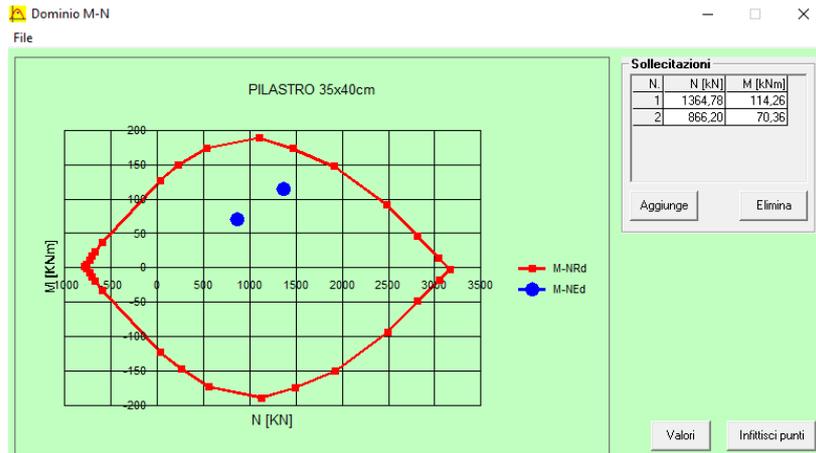


Figura 113. Dominio N-M pilastro 35 x 40 cm.

5.3.2. Verifica a pressoflessione: pilastro 25 x 50 cm

Il pilastro 25 x 50 cm è soggetto ad uno sforzo normale sismico e ad un momento flettente sismico e in combinazione SLU pari a:

$$N_{SLU} = 451,17 \text{ kN}$$

$$M_{SLU} = 26,47 \text{ kNm}$$

$$N_{sism} = 313,91 \text{ kN}$$

$$M_{sism} = 18,95 \text{ kNm}$$

Si decide di disporre $3\phi 14$ lungo i 25 cm e $4\phi 14$ lungo i 50 cm per un totale di 10 barre e un'armatura totale $A_{s,TOT} = 1539 \text{ mm}^2$ (rapporto geometrico $\rho = 1,23 \%$).

Inserendo l'armatura in V.C.A. SLU si ottiene un momento resistente $M_{Rd} = 123,1 \text{ kNm}$ superiore rispetto ai momenti sollecitazioni massimi statici e sismici (Figura 114).

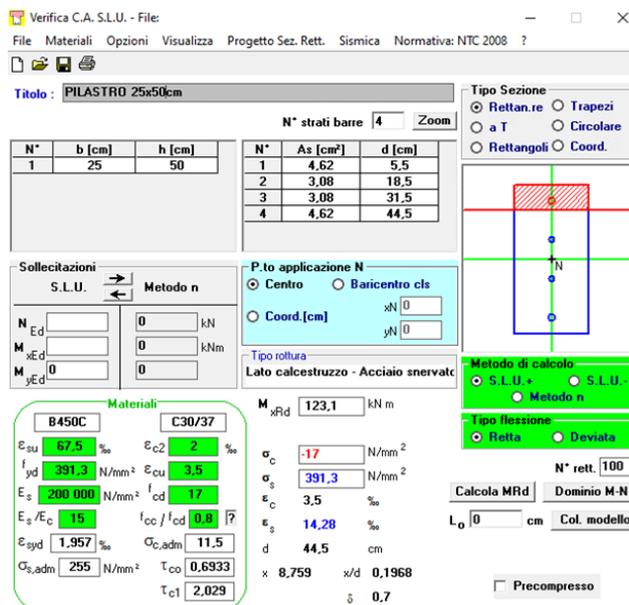


Figura 114. Momento resistente pilastro 25 x 50 cm.

Anche la verifica a pressoflessione retta risulta soddisfatta, poiché le combinazioni di carico di interesse ricadono all'interno del dominio N-M (Figura 115):

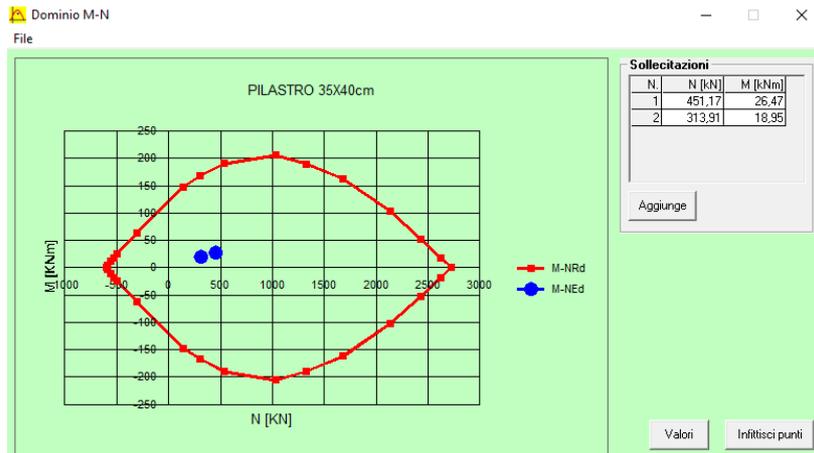


Figura 115. Dominio N-M pilastro 25 x 50 cm.

5.3.3. Verifica a pressoflessione: pilastro 25 x 40 cm

Il pilastro 25 x 40 cm è soggetto ad uno sforzo normale e ad un momento flettente sismico e in combinazione SLU pari a:

$$N_{SLU} = 89,51 \text{ kN} \qquad M_{SLU} = 26,92 \text{ kNm}$$

$$N_{sism} = 60,14 \text{ kN} \qquad M_{sism} = 18,06 \text{ kNm}$$

Si decide di disporre $3\phi 14$ lungo i 25 cm e $6\phi 14$ lungo i 40 cm per un totale di 14 barre e un'armatura totale $A_{s,TOT} = 2155 \text{ mm}^2$ (rapporto geometrico $\rho = 2,16 \%$).

Inserendo l'armatura in V.C.A. SLU si ottiene un momento resistente $M_{Rd} = 118,6 \text{ kNm}$ superiore rispetto ai momenti sollecitanti massimi statici e sismici (Figura 116).

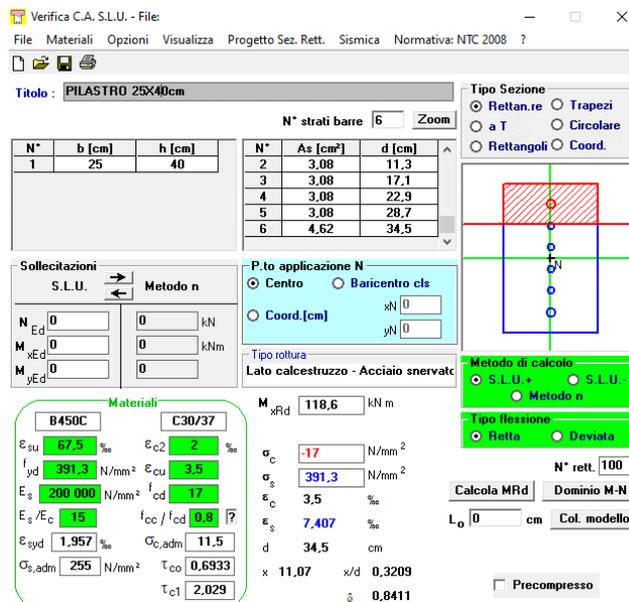


Figura 116. Momento resistente pilastro 25 x 40 cm.

Anche la verifica a pressoflessione retta risulta soddisfatta, poiché le combinazioni di carico di interesse ricadono all'interno del dominio N-M (Figura 117):

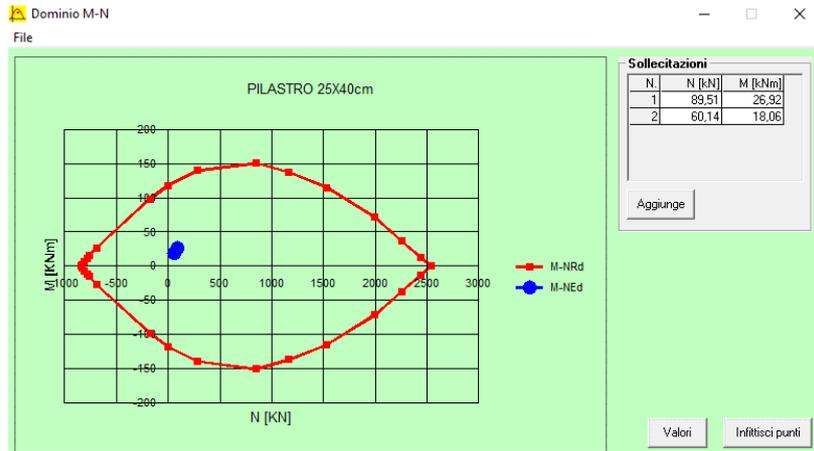


Figura 117. Dominio N-M pilastro 25 x 40 cm.

5.3.4. Verifica a taglio

È stata eseguita la verifica a taglio degli elementi strutturali nel rispetto di quanto citato a § 4.1.2.3.5. [1]. È stato utilizzato in zona non dissipativa un passo delle staffe pari a 15 cm e in zona dissipativa un passo di 10 cm.

L'estensione della zona dissipativa (lunghezza critica) per una progettazione in CD "B" è pari alla maggiore tra: altezza della sezione, 1/6 dell'altezza libera del pilastro, 45 cm, altezza libera del pilastro se questa è inferiore a 3 volte l'altezza della sezione. Per tutti e tre i pilastri l'entità maggiore è 1/6 dell'altezza libera del pilastro che è pari a 58 cm.

Tutte le verifiche a taglio risultano soddisfatte (Figure 118-119 e 120).

dimensioni + copriferro				VERIFICA A TAGLIO (ASSENZA ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO)																
				§7.4.6.2.2.						§4.1.2.3.5.1.										
b	h	c	d	s_{max}	Φ_{staffe}	s_{dissp}		k	ρ_l	f_{ck}	γ_c	σ_{cp}	v_{min}	$V_{Rd,1}$	$V_{Rd,2}$	V_{Ed}	V_{Ed}	V_{Ed}		
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[mm]	[cm]	[cm]	[-]	[-]	[MPa]	[-]	[MPa]	[MPa]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]		
35	40	4	36	20	6	17.5	17.5	12.8	12.8	1.75	0.0043	31	1.5	9.75	0.45	246.66	240.60	246.66	54.60	VERO
25	50		46	CD "B"	CD "B"	12.5		12.5	1.66	0.0037			3.61	0.41	113.72	109.94	113.72	15.79	VERO	
25	40		36			12.5		12.5	1.75	0.0046			0.90	0.45	57.71	52.33	57.71	14.84	VERO	

Figura 118. Verifica a taglio in assenza di armatura trasversale.

dimensioni + copriferro				VERIFICA A TAGLIO (CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO) ZONA NON DISSIPATIVA														
				§4.1.2.3.5.2.														
b	h	c	d	Φ_{staffe}	nbracci	A_{sv}	s	α	ctg α	sen α	θ	ctg θ	V_{Rd}	V_{Rd}	V_{Rd}	V_{Ed}	$V_{Rd} > V_{Ed}$	
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[mm]	[-]	[mm ² /m]	[cm]	[°]	[-]	[-]	[°]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	
35	40	4	36	8	2	100.531	15	90	0	1	21.8	2.500178	2124.41	340.23	340.23	54.60	VERO	
25	50		46				15	[rad]			[rad]		2714.53	310.53	310.53	15.79	VERO	
25	40		36				15	1.57			0.38		2124.41	243.02	243.02	14.84	VERO	

Figura 119. Verifica a taglio con armatura trasversale in zona non dissipativa.

dimensioni + copriferro				VERIFICA A TAGLIO (CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO) ZONA DISSIPATIVA														
				§4.1.2.3.5.2.														
b	h	c	d	Φ_{staffe}	nbracci	A_{sv}	s	α	ctg α	sen α	θ	ctg θ	V_{Rd}	V_{Rd}	V_{Rd}	V_{Ed}	$V_{Rd} > V_{Ed}$	
[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[mm]	[-]	[mm ² /m]	[cm]	[°]	[-]	[-]	[°]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	
35	40	4	36	8	2	100.531	10	90	0	1	21.8	2.500178	3186.62	340.23	340.23	54.60	VERO	
25	50		46				10	[rad]			[rad]		4071.79	310.53	310.53	15.79	VERO	
25	40		36				10	1.57			0.38		3186.62	243.02	243.02	14.84	VERO	

Figura 120. Verifica a taglio con armatura trasversale in zona dissipativa.

5.3.5. Verifica dettagli costruttivi per la duttilità

Per le zone dissipative allo spiccatto dei pilastri primari e per le zone terminali di tutti i pilastri secondari devono essere eseguite le verifiche di duttilità al §7.4.4.2.2. [1] In alternativa tali verifiche possono ritenersi soddisfatte se, per ciascuna zona dissipativa, si rispettano le limitazioni seguenti:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot v_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

in cui:

$\omega_{wd} = \frac{vol\ staffe\ conf}{vol\ nucleo\ cls} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$ è il rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno

della zona dissipativa;

$$\mu_{\phi} = \begin{cases} 1,2 \cdot (2 \cdot q_0 - 1) & per\ T_1 \geq T_C \\ 1,2 \cdot \left(1 + 2(q_0 - 1) \cdot \frac{T_C}{T_1}\right) & per\ T_1 < T_C \end{cases} = \text{è la domanda in duttilità di curvatura allo SLC;}$$

$v_d = \frac{N_{Ed}}{A_c \cdot f_{cd}}$ è la forza assiale adimensionalizzata di progetto relativa alla combinazione SLV;

$\varepsilon_{sy,d} = 0,00186$ è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

b_c = è la larghezza minima della sezione trasversale lorda;

b_0 = è la larghezza del nucleo confinato corrispondente a b_c (con riferimento alla linea media delle staffe);

$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$ è il coefficiente di efficacia del confinamento che, per sezioni trasversali rettangolari, si calcola come:

$$\alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{(6 \cdot b_0 \cdot h_0)}$$

$$\alpha_n = \left[1 - \frac{s}{2 \cdot b_0}\right] \cdot \left[1 - \frac{s}{2 \cdot h_0}\right]$$

h_0 = è la profondità del nucleo confinato (con riferimento alla linea media delle staffe);

h_c = è la profondità della sezione trasversale lorda.

Tutte le verifiche di duttilità risultano soddisfatte (Tabelle 37 e 38).

Tabella 37. Verifica di duttilità pilastro 35 x 40 cm.

Nuova verifica di duttilità (§7.4.6.2.2.) PILASTRO P1 (35X40cm)						
$\mu_{\phi,SLC}$	7.61			b	350	[mm]
N_{Ed}	866200.00	[N]	Comb. SLV	h	400	[mm]
v_d	0.40	[-]		c	40	[mm]
$\epsilon_{sy,d}$	0.00186			ϕ_{staffe}	8	[mm]
b_c	350	[mm]		ϕ_{long}	16	[mm]
b_0	262	[mm]		s_{dissip}	100	[mm]
h_0	312	[mm]		A_{staffe}	50.26548	[mm ²]
$A_{cs}(b_0h_0)$	81744	[mm ²]		L_{staffe}	1308	[mm]
$V_{nucleo,ds}$	4087200	[mm ³]				
$V_{staffecon}$	65747.251	[mm ³]		b_i	120	[mm]
ω_{wd}	0.36	[-]		b_i	120	[mm]
α_n	0.77	[-]		b_i	100	[mm]
α_s	0.83	[-]		b_i	100	[mm]
α	0.64	[-]		b_i	88	[mm]
1° membro	0.23	[-]				
2° membro	0.19	[-]				VERIFICATO

Tabella 38. Tabella di duttilità pilastro 25 x 50 cm.

Nuova verifica di duttilità (§7.4.6.2.2.) PILASTRO P2 (25X50cm)						
$\mu_{\phi,SLC}$	7.61			b	250	[mm]
N_{Ed}	313910.00	[N]	Comb. SLV	h	500	[mm]
v_d	0.16	[-]		c	40	[mm]
$\epsilon_{sy,d}$	0.00186			ϕ_{staffe}	8	[mm]
b_c	250	[mm]		ϕ_{long}	14	[mm]
b_0	162	[mm]		s_{dissip}	100	[mm]
h_0	412	[mm]		A_{staffe}	50.26548	[mm ²]
$A_{cs}(b_0h_0)$	66744	[mm ²]		L_{staffe}	1308	[mm]
$V_{nucleo,ds}$	6674400	[mm ³]				
$V_{staffecon}$	65747.2511	[mm ³]		b_i	70	[mm]
ω_{wd}	0.22	[-]		b_i	70	[mm]
α_n	0.70	[-]		b_i	130	[mm]
α_s	0.61	[-]		b_i	130	[mm]
α	0.42	[-]		b_i	130	[mm]
1° membro	0.09	[-]				
2° membr	0.07	[-]				VERIFICATO

5.3.6. Verifica di resistenza

Il § 7.4.4.2.1. [1] enuncia che per strutture in CD “B” la domanda a compressione non deve eccedere, rispettivamente, il 65% della capacità massima a compressione della sezione di solo calcestruzzo per tutte le combinazioni considerate. Tale requisito risulta soddisfatto per tutti e tre i pilastri dell’edificio (Tabella 39).

Tabella 39. Verifiche di resistenza dei pilastri (1).

	b	h	A	$N_{Ed,max}$	$65\%N_{max}$	VERIFICA
	[cm]	[cm]	[mm ²]	[kN]	[kN]	$N_{Ed,max} < N_{max}$
Pilastri 1	35	40	140000	1364.78	1583.61	VERIFICATO
Pilastri 2	25	50	125000	451.17	1413.94	VERIFICATO
Pilastri 3	25	40	100000	89.51	1131.15	VERIFICATO

Inoltre, ai fini della progettazione in capacità, per ciascuna direzione e ciascun verso di applicazione delle azioni sismiche, per ogni nodo trave-pilastro (ad eccezione dei nodi in corrispondenza della sommità dei pilastri dell’ultimo orizzontamento), la capacità a flessione complessiva dei pilastri deve

essere maggiore della capacità a flessione complessiva delle travi amplificata del coefficiente γ_{Rd} , in accordo con la formula:

$$\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \cdot M_{b,Rd}$$

dove:

$$\gamma_{Rd} = 1,2$$

$M_{c,Rd}$ è la capacità a flessione del pilastro convergente nel nodo, calcolata per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;

$M_{b,Rd}$ è la capacità a flessione della trave convergente nel nodo.

Nell'espressione soprastante si assume il nodo in equilibrio ed i momenti, sia nei pilastri che nelle travi, tra loro concordi. Nel caso in cui i momenti nel pilastro al di sopra e al di sotto del nodo siano tra loro discordi, al primo membro va posto il momento maggiore in valore assoluto, mentre il minore va sommato ai momenti resistenti delle travi (Figura 121):

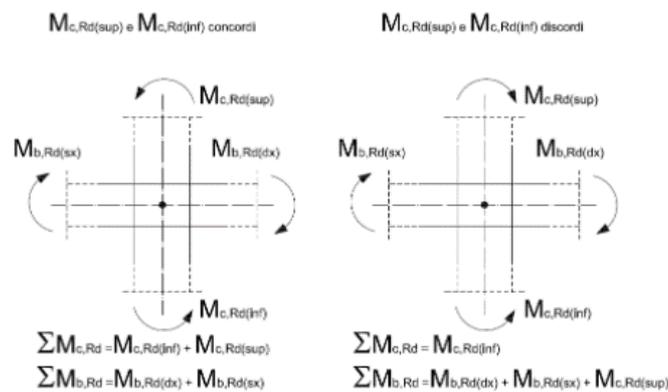


Figura 121. Progettazione in capacità dei pilastri (Figura 7.4.2. NTC18) [1].

Inserendo i valori di resistenti progetto le verifiche risultano soddisfatte (Tabella 40).

Tabella 40. Verifiche di resistenza dei pilastri (2).

	dimensioni + copriferro				Mres pilastri > Mres travi					
	b	h	c	d	$M_{Rd,pilastro}$	γ_{Rd}	confluenza	$M_{Rd,trave}$	$\gamma_{Rd} \cdot MR_{d,trave}$	VERIF.
	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[kNm]	[-]	[-]	[kNm]	[kNm]	[-]
Pilastri 1	35	40	4	36	123.60	1.2	T.O. 75x33	96.33	115.60	VERIF
Pilastri 2	25	50		46	123.10		T.V. 65X33	94.41	113.29	VERIF
Pilastri 3	25	40		36	118.60		T.V. 65X33	94.41	113.29	VERIF

5.4. Setti dal 3° al 7° piano

5.4.1. Sollecitazioni

Poiché in tutti setti dell'edificio l'altezza della zona dissipativa h_{cr} risulta inferiore a quella dei primi due piani dell'edificio (Figura 67), si è deciso di progettare i primi due piani nel rispetto delle verifiche del capitolo 4 e 7 delle NTC18 [1] e i piani superiori nel rispetto delle regole del solo capitolo quattro. Per le verifiche di resistenza sono state prese in considerazione le sollecitazioni alla base del terzo piano, in quanto più gravose rispetto a quelle dei piani soprastanti (Tabelle 41-42 e 43).

Tabella 41. Sforzo assiale alla base dei setti al terzo piano in condizioni sismiche.

SOLLECITAZIONI PER DIMENSIONAMENTO SETTI 3°-7° PIANO													
Fx: SFORZO ASSIALE													
SETTI				CBAll Sisma_X			CBAll Sisma_Y						
SETTO ID	L ₁	L ₂	AREA	F _{xx}	SETTO ID	F _{xx}	F _{xx,MAX}	SETTO ID	F _{xx}	SETTO ID	F _{xx}	F _{xx,MAX}	F _{xx,calc}
	[m]	[m]	[m ²]	[kN]		[kN]	[kN]		[kN]		[kN]	[kN]	[kN]
1	1.19	0.20	0.238	318.3	20	332.9	332.9	1	362.1	20	377.4	377.4	377.4
2	0.66	0.20	0.132	239.1	19	251.9	251.9	2	249.7	19	260.3	260.3	260.3
3	0.55	0.20	0.11	204.9	18	217.6	217.6	3	214.0	18	225.0	225.0	225.0
4	0.66	0.20	0.132	252.2	17	270.2	270.2	4	262.7	17	278.9	278.9	278.9
5	0.69	0.20	0.138	192.5	16	219.3	219.3	5	219.7	16	252.1	252.1	252.1
6	3.13	0.20	0.626	780.2	27	901.0	901.0	6	845.1	27	987.2	987.2	987.2
7	4.54	0.20	0.908	1065.6	26	1062.4	1065.6	7	1049.3	26	1052.0	1052.0	1065.6
8	1.51	0.20	0.302	366.4	25	356.5	366.4	8	400.8	25	393.7	400.8	400.8
9	2.30	0.20	0.46	640.3	24	632.9	640.3	9	679.9	24	675.9	679.9	679.9
10	1.42	0.20	0.284	372.4	23	350.2	372.4	10	364.3	23	344.7	364.3	372.4
11	3.36	0.20	0.672	836.0	22	805.7	836.0	11	764.0	22	740.3	764.0	836.0
12	4.00	0.20	0.8	983.1	21	971.2	983.1	12	984.1	21	971.7	984.1	984.1
13	1.70	0.20	0.34	409.3			409.3	13	472.6			472.6	472.6
14	2.19	0.20	0.438	525.4			525.4	14	539.5			539.5	539.5
15	2.75	0.20	0.55	563.2			563.2	15	659.1			659.1	659.1

Tabella 42. Momento flettenti alla base dei setti al terzo piano in condizioni sismiche.

SOLLECITAZIONI PER DIMENSIONAMENTO SETTI 3°-7° PIANO													
My: MOMENTO FLETTENTE													
SETTI				CBAll Sisma_X			CBAll Sisma_Y						
SETTO ID	L ₁	L ₂	AREA	M _{yy}	SETTO ID	M _{yy}	M _{yy,max}	SETTO ID	M _{yy}	SETTO ID	M _{yy}	M _{yy,max}	M _{yy,calc}
	[m]	[m]	[m ²]	[kNm]		[kNm]	[kNm]		[kNm]		[kNm]	[kNm]	[kNm]
1	1.19	0.20	0.238	141.6	20	131.1	141.6	1	106.0	20	97.6	106	141.6
2	0.66	0.20	0.132	73.8	19	68.3	73.8	2	48.6	19	44.4	48.6	73.8
3	0.55	0.20	0.11	11.5	18	10.4	11.5	3	9.8	18	9.0	9.8	11.5
4	0.66	0.20	0.132	56.1	17	53.6	56.1	4	35.9	17	34.4	35.9	56.1
5	0.69	0.20	0.138	69.9	16	64.5	69.9	5	53.9	16	51.8	53.9	69.9
6	3.13	0.20	0.626	168.3	27	108.2	168.3	6	251.3	27	196.9	251.3	251.3
7	4.54	0.20	0.908	251.0	26	224.1	251.0	7	530.6	26	513.1	530.6	530.6
8	1.51	0.20	0.302	169.2	25	175.4	175.4	8	113.3	25	120.8	120.8	175.4
9	2.30	0.20	0.46	162.4	24	152.4	162.4	9	73.9	24	67.2	73.9	162.4
10	1.42	0.20	0.284	121.8	23	121.7	121.8	10	109.0	23	109.2	109.2	121.8
11	3.36	0.20	0.672	266.8	22	290.4	290.4	11	344.7	22	371.9	371.9	371.9
12	4.00	0.20	0.8	402.3	21	443.7	443.7	12	429.2	21	476.9	476.9	476.9
13	1.70	0.20	0.34	182.1			182.1	13	103.6			103.6	182.1
14	2.19	0.20	0.438	147.1			147.1	14	121.5			121.5	147.1
15	2.75	0.20	0.55	410.7			410.7	15	150.8			150.8	410.7

Tabella 43. Sforzo tagliante alla base dei setti al terzo piano in condizioni sismiche.

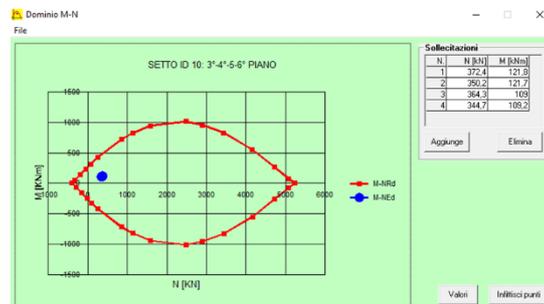
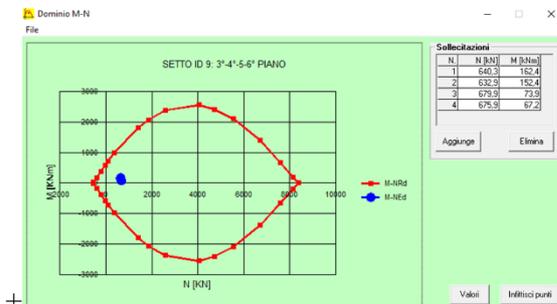
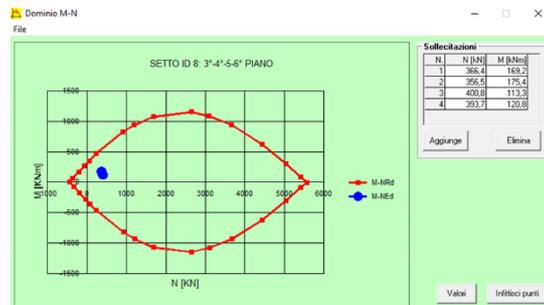
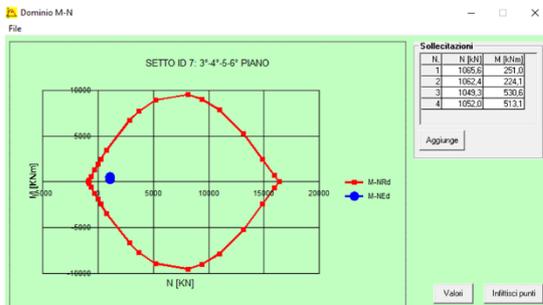
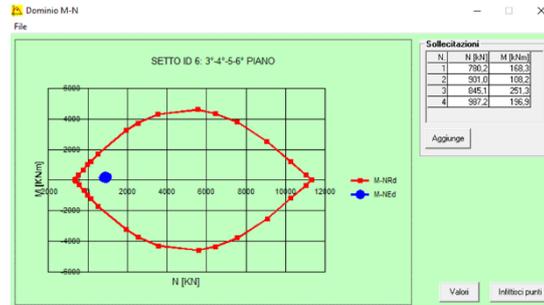
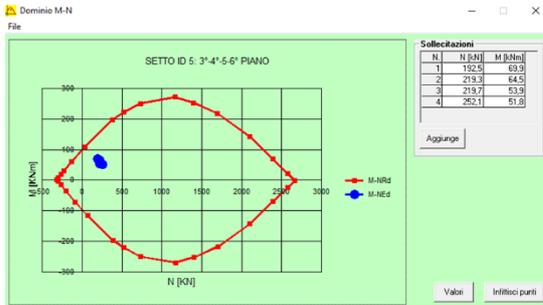
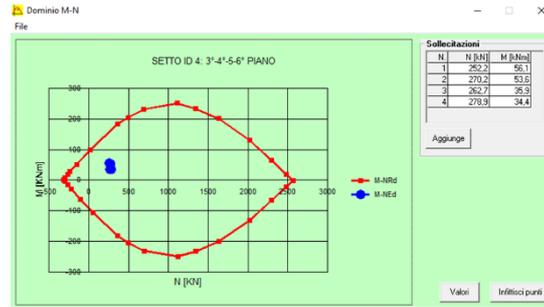
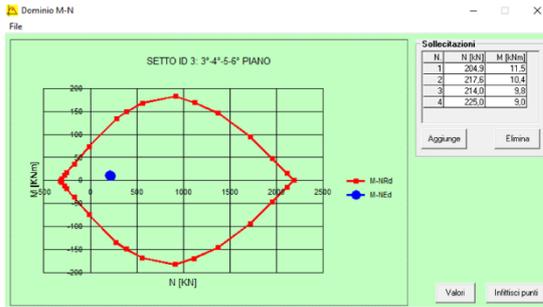
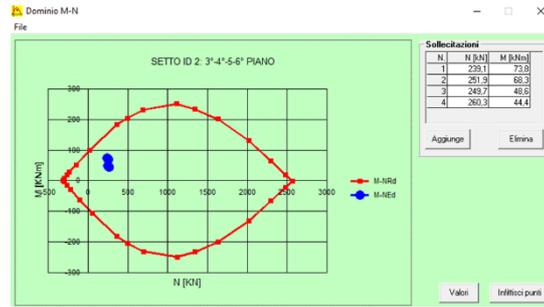
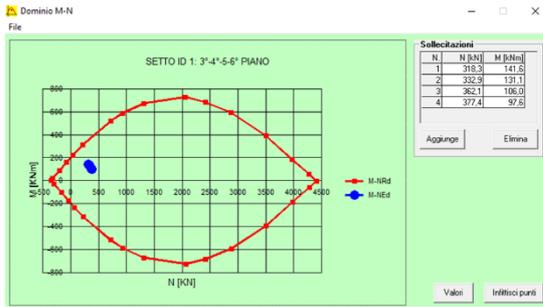
SOLLECITAZIONI PER DIMENSIONAMENTO SETTI 3°-7° PIANO													
Fz: TAGLIO													
SETTI				CBAll Sisma_X			CBAll Sisma_Y						
SETTO ID	L ₁	L ₂	AREA	F _{zz}	SETTO ID	F _{zz}	F _{zz MAX}	SETTO ID	F _{zz}	SETTO ID	F _{zz}	F _{zz MAX}	F _{zz,calc}
	[m]	[m]	[m ²]	[kN]		[kN]	[kN]		[kN]		[kN]	[kN]	[kN]
1	1.19	0.20	0.238	106.3	20	91.7	106.3	1	88.2	20	76.6	88.2	106.3
2	0.66	0.20	0.132	47.8	19	43.1	47.8	2	35.5	19	31.9	35.5	47.8
3	0.55	0.20	0.11	18.0	18	21.6	21.6	3	13.9	18	17.9	17.9	21.6
4	0.66	0.20	0.132	34.8	17	33.4	34.8	4	23.7	17	22.9	23.7	34.8
5	0.69	0.20	0.138	53.1	16	71.8	71.8	5	36.3	16	50.4	50.4	71.8
6	3.13	0.20	0.626	79.6	27	76.9	79.6	6	113.8	27	100.6	113.8	113.8
7	4.54	0.20	0.908	160.0	26	135.1	160.0	7	188.0	26	198.8	198.8	198.8
8	1.51	0.20	0.302	105.3	25	108.7	108.7	8	70.5	25	75.2	75.2	108.7
9	2.30	0.20	0.46	99.1	24	94.8	99.1	9	46.3	24	42.5	46.3	99.1
10	1.42	0.20	0.284	95.3	23	95.8	95.8	10	92.0	23	92.3	92.3	95.8
11	3.36	0.20	0.672	124.7	22	129.5	129.5	11	159.7	22	166.0	166.0	166.0
12	4.00	0.20	0.8	210.2	21	189.2	210.2	12	208.0	21	190.8	208.0	210.2
13	1.70	0.20	0.34	110.4			110.4	13	68.4			68.4	110.4
14	2.19	0.20	0.438	91.1			91.1	14	71.2			71.2	91.1
15	2.75	0.20	0.55	238.1			238.1	15	87.8			87.8	238.1

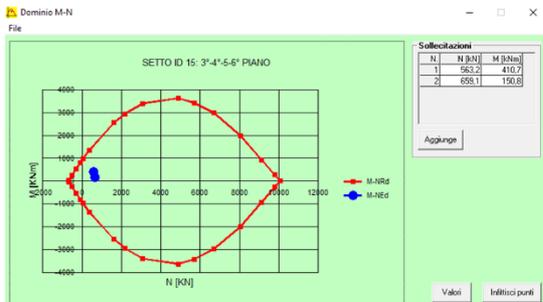
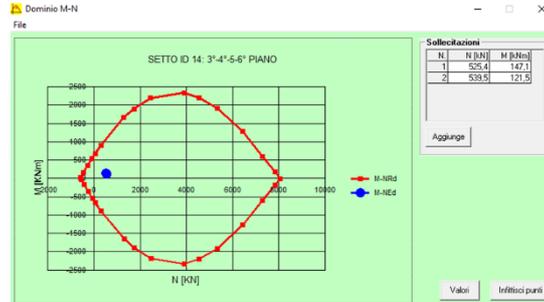
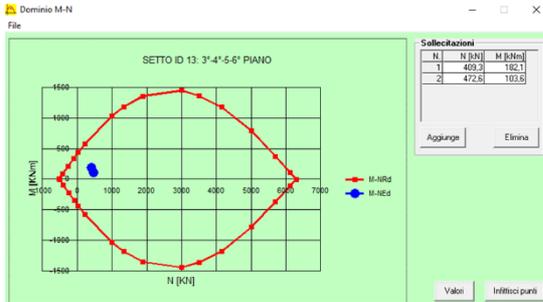
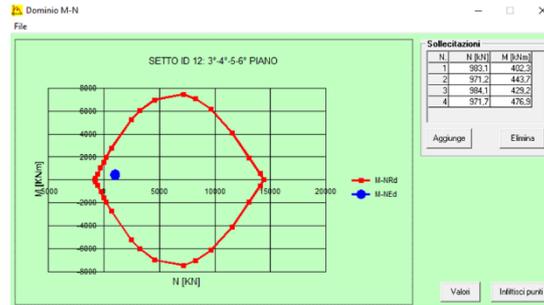
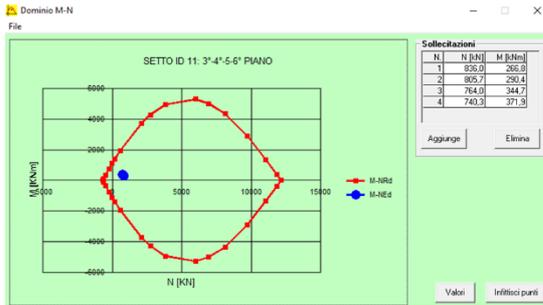
5.4.2. Verifica a pressoflessione

Utilizzando il medesimo ragionamento, fatto per il dimensionamento dei setti dei primi due piani, si è deciso di inserire le seguenti armature:

SETTO ID 1-20:	2 ϕ 14 / 30 cm e ϕ 8 / 25 cm
SETTO ID 2-19:	2 ϕ 14 / 18 cm e ϕ 8 / 20 cm
SETTO ID 3-18:	2 ϕ 14 / 15 cm e ϕ 8 / 15 cm
SETTO ID 4-17:	2 ϕ 14 / 18 cm e ϕ 8 / 20 cm
SETTO ID 5-16:	2 ϕ 14 / 19 cm e ϕ 8 / 21 cm
SETTO ID 6-27:	2 ϕ 14 / 27 cm e ϕ 8 / 25 cm
SETTO ID 7-26:	2 ϕ 14 / 22 cm e ϕ 8 / 25 cm
SETTO ID 8-25:	2 ϕ 14 / 20 cm e ϕ 8 / 25 cm
SETTO ID 9-24:	2 ϕ 14 / 22 cm e ϕ 8 / 25 cm
SETTO ID 10-23:	2 ϕ 14 / 27 cm e ϕ 8 / 26 cm
SETTO ID 11-22:	2 ϕ 14 / 26 cm e ϕ 8 / 25 cm
SETTO ID 12-21:	2 ϕ 14 / 20 cm e ϕ 8 / 25 cm
SETTO ID 13:	2 ϕ 14 / 20 cm e ϕ 8 / 20 cm
SETTO ID 14:	2 ϕ 14 / 25 cm e ϕ 8 / 20 cm
SETTO ID 15:	2 ϕ 14 / 22 cm e ϕ 8 / 20 cm

Per tutti i setti le verifiche a pressoflessione retta risultano soddisfatte, poiché le combinazioni di carico di interesse ricadono all'interno dei domini N-M.





5.4.3. Verifica a taglio

È stata eseguita la verifica a taglio dei setti nel rispetto di quanto citato a § 4.1.2.3.5. Per tutti gli elementi strutturali sono state considerate staffe di diametro $\phi = 8 \text{ mm}$ con passo di 20 cm. Tutte le verifiche a taglio risultano soddisfatte (Tabella 44).

Tabella 44. Verifica a taglio con armatura trasversale resistente a taglio.

VERIFICA A TAGLIO (CON ARMATURE TRASVERSALI RESISTENTI A TAGLIO)																	
§4.1.2.3.5.2.																	
SETTO ID	d	Φ_{staffe}	nbracci	A_{sw}	s	α	$\text{ctg}\alpha$	$\text{sen}\alpha$	θ	$\text{ctg}\theta$	σ_{cp}	α_c	V_{Rsd}	V_{Rcd}	V_{Ed}	$V_{Rd} > V_{Ed}$	
	[mm]	[mm]	[-]	[mm ² /m]	[cm]	[°]	[-]	[-]	[°]	[-]	[N/mm ²]	[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[-]	
1	1135	8	2	100.531	20	90	0	1	21.8	2.500178	1.59	1.09	5023.36	668.80	668.80	106.30	VERIF
2	605				20						1.97	1.11	2677.65	363.75	363.75	47.80	VERIF
3	495				20	1.57			0.38		2.05	1.12	2190.80	298.74	298.74	21.60	VERIF
4	605				20						2.11	1.12	2677.65	366.40	366.40	34.80	VERIF
5	635				20						1.83	1.10	2810.42	378.93	378.93	71.80	VERIF
6	3075				20						1.58	1.09	13609.53	1811.12	1811.12	113.80	VERIF
7	4485				20						1.17	1.07	19850.00	2585.44	2585.44	198.80	VERIF
8	1455				20						1.33	1.08	6439.63	845.69	845.69	108.70	VERIF
9	2245				20		$0.25 f_{cd}$	$0.5 f_{cd}$	f_{cd}		1.48	1.08	9936.06	1315.37	1315.37	99.10	VERIF
10	1365				20		[N/mm ²]	[N/mm ²]	[N/mm ²]		1.31	1.08	6041.30	792.71	792.71	95.80	VERIF
11	3305				20		4.35	8.70	17.4		1.24	1.07	14627.48	1912.44	1912.44	166.00	VERIF
12	3945				20						1.23	1.07	17460.03	2281.07	2281.07	210.20	VERIF
13	1645				20						1.39	1.08	7280.55	959.33	959.33	110.40	VERIF
14	2135				20						1.23	1.07	9449.22	1234.60	1234.60	91.10	VERIF
15	2695				20						1.20	1.07	11927.70	1555.64	1555.64	238.10	VERIF

6. ANALISI PUSHOVER

Ora che tutti gli elementi strutturali sono stati dimensionati, dai risultati ottenuti dall'analisi dinamica lineare, si procede con l'esecuzione di un'analisi statica non lineare sulla struttura.

I metodi di analisi elastici (statici e dinamici) non sono in grado di cogliere il cambiamento nella risposta della struttura che si verifica man mano che i singoli elementi strutturali si comportano in modo duttile; inoltre non si ha nessuna informazione sulla distribuzione della domanda di anelasticità nella struttura. Tali informazioni si ottengono mediante analisi di tipo non lineare, modellando in modo esplicito il comportamento inelastico.

Nell'analisi Pushover (§ 7.3.4.2. NTC18 [1]) si applicano incrementalmente ad un modello della struttura soggetto ai carichi gravitazionali e con comportamento non lineare del materiale, particolari distribuzioni di forze statiche orizzontali, le quali hanno il compito di “spingere” in campo non lineare la struttura fino a portarla al collasso. Tali forze sono scalate in modo da far crescere monotonamente, sia in direzione positiva che negativa e fino al raggiungimento delle condizioni di collasso locale o globale, lo spostamento orizzontale d_c di un punto di controllo coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della costruzione. Il risultato finale dell'analisi è la curva taglio alla base (somma di tutte le forze orizzontali) – spostamento (di un punto ritenuto significativo del comportamento globale). La curva ottenuta andrà successivamente bilinearizzata in modo da valutare:

- i rapporti di sovrarresistenza $\frac{\alpha_u}{\alpha_1}$;
- l'effettiva distribuzione della domanda inelastica negli edifici progettati con il fattore di comportamento q e individuare delle zone critiche dove è richiesta maggiore duttilità;
- una realistica richiesta di resistenza per gli elementi fragili e di una realistica richiesta di deformazione su elementi che devono avere comportamento duttile.

La Pushover classica si basa sull'ipotesi che sia possibile confrontare la risposta sismica della struttura reale (MDOF: Multi-Degree-of-Freedom) con quella di un oscillatore semplice ad un grado di libertà (SMOF: Single-Degree-of-Freedom). In generale si devono applicare ai baricentri delle masse di ciascun piano almeno due distribuzioni di forze orizzontali:

- una proporzionale alle masse;
- una proporzionale al prodotto delle masse per la deformata del primo modo.

La distribuzione delle forze laterali dovrebbe approssimare la distribuzione delle forze d'inerzia presenti durante il sisma. Le distribuzioni di forze proporzionali al primo modo colgono meglio la risposta dinamica finché la struttura rimane in campo elastico, mentre quando si raggiungono grandi deformazioni la risposta può essere meglio rappresentata da distribuzioni di forze proporzionali alle masse.

6.1. Modellazione a plasticità concentrata o diffusa

Avendo progettato l'edificio secondo il principio di gerarchia delle resistenze, i meccanismi di rottura duttili si manifestano prima di quelli fragili; di conseguenza in un elemento strutturale la rottura per flessione avviene prima di quella per taglio. Così facendo la struttura sarà dotata di una maggiore duttilità e di una notevole capacità di dissipare l'energia trasmessa da un evento sismico, dal momento che la rottura di tipo duttile interessa interi elementi strutturali, mentre quella fragile coinvolge una singola sezione con un accumulo ingente di deformazione.

L'analisi Pushover si basa prevalentemente sulla modellazione delle cerniere plastiche flessionali negli elementi strutturali. La modellazione delle cerniere plastiche può avvenire con due metodologie differenti [5]:

- Modellazione a plasticità concentrata: il funzionamento non lineare della cerniera è rappresentato da una molla non lineare, concentrata in un punto ben definito del modello di calcolo, con funzionamento descritto dal diagramma Momento-Rotazione.
- Modellazione a plasticità diffusa: le sezioni degli elementi sono discretizzate mediante una suddivisione in fibre e quindi la non linearità di comportamento risiede nella definizione dei legami costitutivi dei materiali componenti.

Il modello a plasticità concentrata è, da un punto di vista computazionale, più rapido rispetto a quello a fibre ma, rappresenta alcune criticità:

- la prima sta nella definizione del diagramma Momento-Rotazione caratteristico della cerniera; spesso tale diagramma deriva da una legge Momento-Curvatura per la quale esistono in letteratura diverse funzioni per condizioni usuali, ma che in realtà possono modificarsi significativamente al variare delle geometrie, delle percentuali di armatura e delle tipologie di materiale;
- la seconda riguarda ancora le curve Momento-Rotazione che cambierebbero al variare dello stato di sollecitazione e in particolare in presenza di sforzo;
- la terza riguarda il posizionamento delle cerniere che normalmente sono inserite in corrispondenza delle estremità delle aste convergenti alle intersezioni travi-pilastrati travi-setti, quando può frequentemente presentarsi il caso in cui la composizione degli effetti, conseguenti ai carichi gravitazionali ed orizzontali, generi i punti di massima sollecitazione flessionale in campata, dove il modello non prevede possibile formazione di cerniera plastica.

Di fronte a queste criticità il modello a fibre sembra essere il più attendibile; ciò nonostante anche quest'ultimo presenta alcune problematiche: la prima riguarda la possibile presenza di limitazioni alla geometria delle sezioni e alla corrispondente disposizione di armatura che potrebbero non essere generiche, costringendo quindi il progettista a utilizzare sezioni differenti da quelle reali e a svolgere opportune valutazioni di equivalenza; la seconda riguarda il maggiore onere computazionale, decisamente superiore al caso della plasticità concentrata, con conseguenti difficoltà a svolgere ed

eventualmente ripetere molteplici analisi su modelli anche non troppo complessi. Ulteriore problema del modello a fibre è costituito dalla possibile nascita di ingenti sforzi normali negli elementi beam: la parzializzazione della sezione può generare un allungamento della fibra baricentrica che, se impedito, ad esempio da un piano rigido, determina la conseguente inevitabile nascita di sforzo normale per assicurare la congruenza degli spostamenti.

Nel capitolo successivo si spiegheranno nel dettaglio le motivazioni che hanno portato a scegliere una modellazione a plasticità concentrata rispetto ad una modellazione a fibre.

6.2. Caso studio di una mensola incastrata al piede

Sono state testate entrambe le modellazioni in un caso semplice di setto incastrato al piede, soggetto ad un carico assiale e ad una forza orizzontale in direzione X (Figura 122).

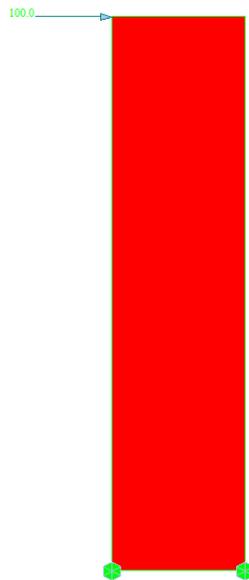


Figura 122. Setto oggetto di studio per analisi Pushover.

Il setto, realizzato con una classe di calcestruzzo C30/35, ha una lunghezza di 1,19 m, spessore 0,20 metri e altezza 5 metri. È soggetto ad uno sforzo normale di 850 kN, applicato attraverso due forze concentrate in corrispondenza dei due nodi in sommità dell'elemento Wall per uno sforzo normale

$$\text{adimensionalizzato pari a } v = \frac{N_{Ed}}{A_{setto} \cdot f_{cd}} = \frac{850000}{(1190 \cdot 200) \cdot 17,4} = 0,20.$$

Nel setto sono state disposte come armature verticali 2 $\phi 14 / 14$ cm e $\phi 8 / 20$ cm, mentre come staffatura orizzontale $\phi 8 / 20$ cm (Figura 123).

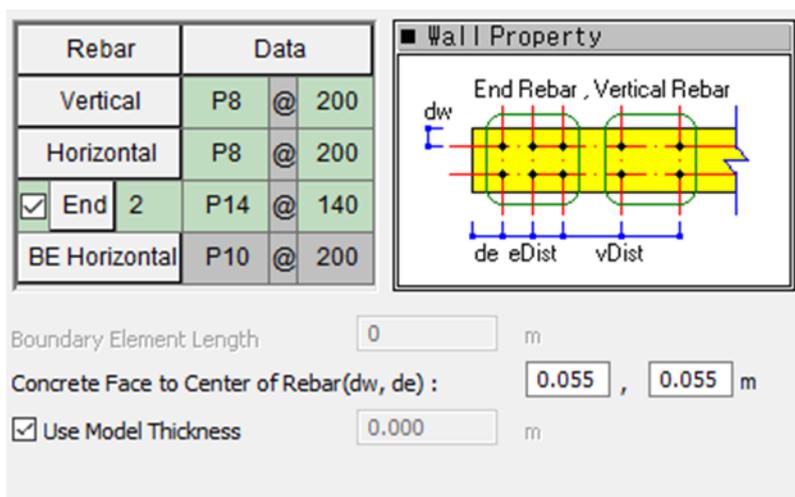


Figura 123. Disposizione armature nel setto.

Avendo ipotizzato un copriferro nominale di 4 cm, la distanza dalla superficie esterna del setto al centro delle armature verticali sarà pari a: $c = c_{nom} + \phi_{staffe} + \frac{\phi_{long}}{2} = 40 + 8 + \frac{14}{2} = 55 \text{ mm}$.

Il setto è soggetto anche ad una forza orizzontale di 100 kN in direzione X. La Pushover, infatti, sarà studiata lungo la direzione X e sarà in controllo di spostamento in cui si impone uno spostamento e si va a misurare la forza necessaria per ottenerlo (Figura 128).

Il punto di controllo è il nodo di sinistra in sommità del setto, nodo in cui è applicata anche la forza orizzontale (Figura 124). Il massimo spostamento imposto è di 0,2 metri.

La distribuzione di carico che si deve considerare deriva da un caso di carico statico X in cui è stata inserita la forza orizzontale di 100 kN.

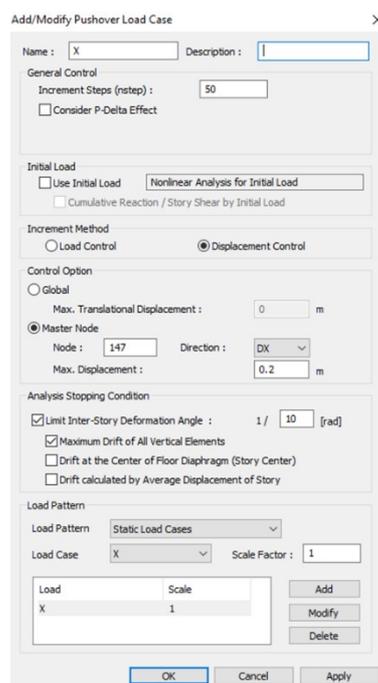


Figura 124. Impostazione analisi Pushover in Midas (1).

Per ultimo, l'analisi Pushover incrementerà i carichi sul setto partendo da una condizione iniziale in cui sono applicati i carichi verticali gravitazionali in combinazione sismica. Nel caso in esame, gli unici carichi verticali da applicare sono il peso proprio del setto e lo sforzo normale applicato in esso inseriti nel caso di carico statico PP. Poiché si tratta di un peso proprio strutturale G_1 il fattore di amplificazione sarà pari all'unità (Figura 125).

Figura 125. Impostazioni analisi Pushover in Midas (2).

6.2.1. Analisi Pushover con cerniera plastica concentrata

È stata eseguita un'analisi statica non lineare sul modello a mensola, inserendo una cerniera plastica concentrata in prossimità della base del setto (nodo i-esimo in riferimento all'asse X locale (Figura 126)).



Figura 126. Posizione degli assi locali del setto.

Essa sarà definita da un diagramma Momento-Rotazione e interesserà le componenti di sforzo normale F_x e momento flettente M_y del setto (Figura 127).

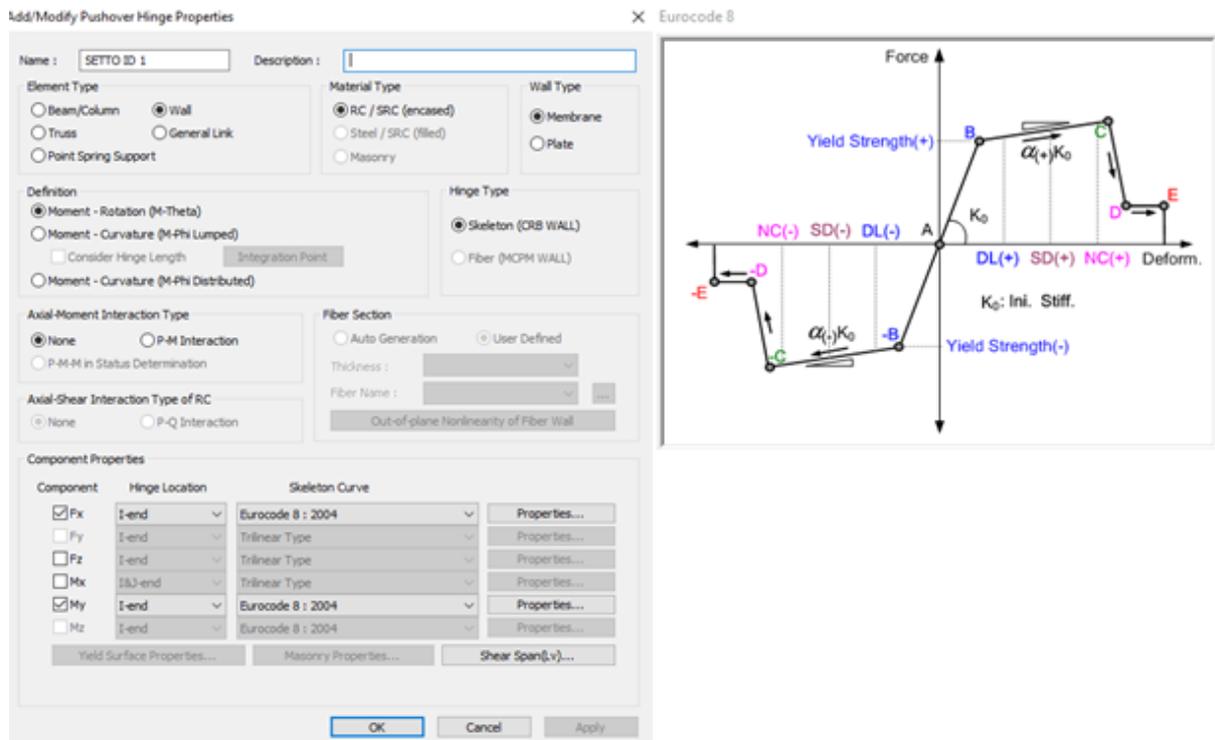


Figura 127. Caratteristiche cerniera plastica concentrata.

Le caratteristiche della curva Skeleton saranno calcolate automaticamente dal software poiché sono state inserite in precedenza le armature dell'elemento strutturale. La luce di taglio L_v , ovvero la distanza tra il punto di momento massimo e quello di momento nullo, sarà pari all'altezza del setto.

La curva di Pushover che si ottiene è la seguente (Figura 128):

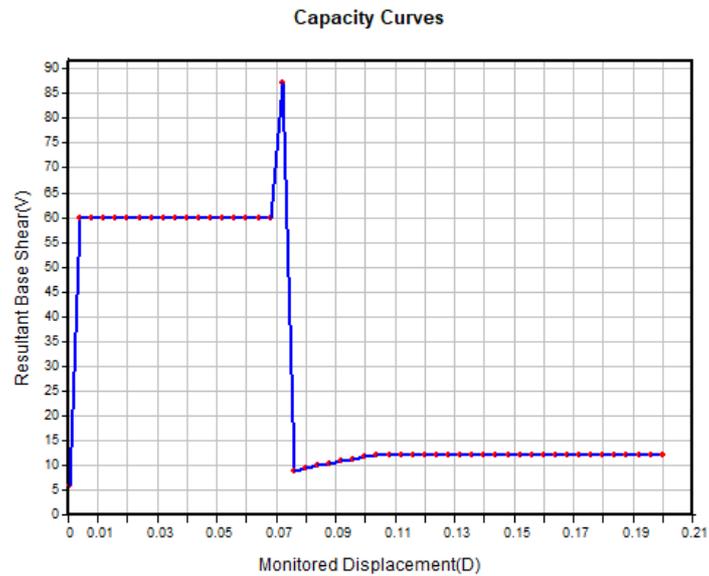


Figura 128. Curva di Pushover Taglio alla base-spostamento mensola con cerniera concentrata.

Ad eccezione del punto di picco dato da un problema di mancata convergenza della soluzione, la curva di capacità risulta attendibile perché, avendo un'unica cerniera plastica, rispecchia l'andamento del legame forza-deformazione (Figura 127).

Post analisi è possibile controllare i parametri che Midas si è calcolato automaticamente nella definizione di cerniera plastica (Figura 129).

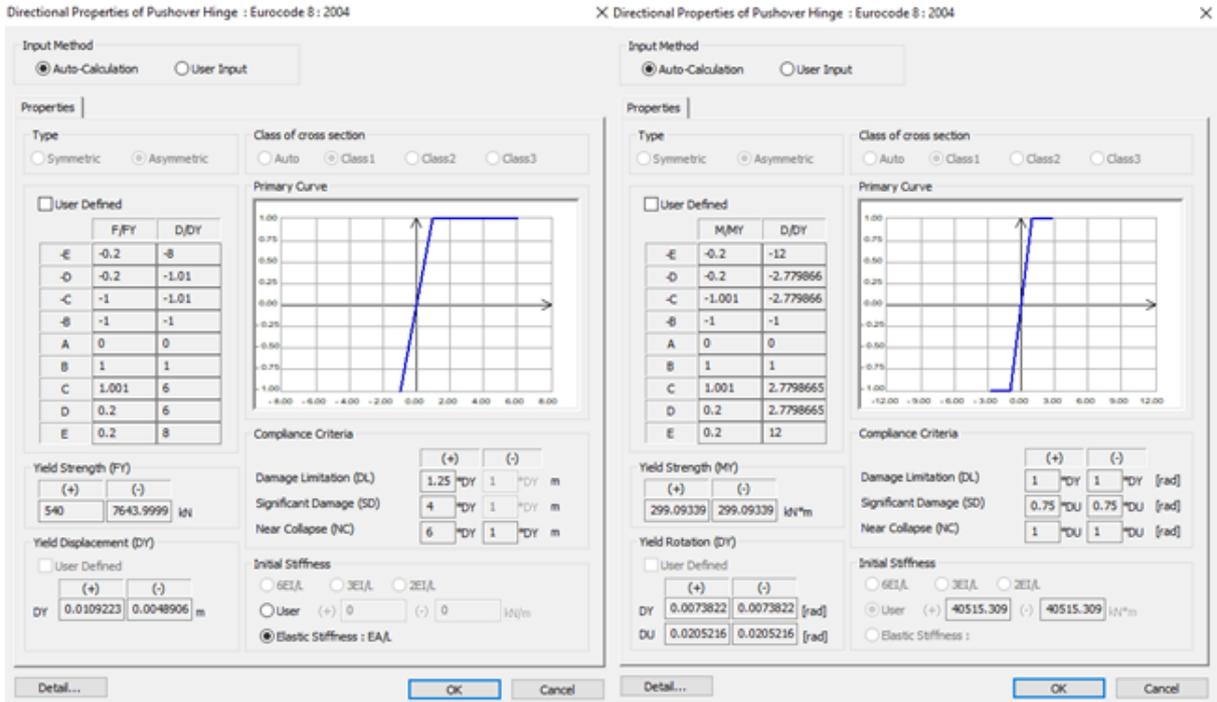


Figura 129. Caratteristiche della cerniera plastica concentrata del setto.

Come da previsioni la massima forza a compressione e a trazione risulta pari a:

$$F_y^- = f_{ck} \cdot A_{cls} + (f_{yk} - f_{ck}) \cdot A_{acc}$$

$$F_y^+ = f_{yk} \cdot A_{acc}$$

mentre per il calcolo della rotazione a snervamento e ultima, il software utilizza le formulazioni presenti nella Circolare Esplicativa relativa al capitolo 8, inerente alle costruzioni esistenti (C8.7.3.2 e C8.7.2.3.4) (Figura 130) [4]:

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} + 0,002 \left(1 - 0,125 \frac{L_v}{h} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}}$$

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0,016 \cdot (0,3^v) \left[\frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left(\frac{L_v}{h} \right)^{0,35} 25^{\left(\alpha \rho_{st} \frac{f_{yk}}{f_c} \right)} (1,25^{100} \rho_d)$$

Figura 130. Rotazione a snervamento e ultima per pareti.

Le rotazioni numeriche risultano essere uguali a quelle analitiche (Figura 131).

CALCOLO ROTAZIONE A SNERVAMENTO θ_y									
Φ_y [rad]	L_v [mm]	H_{setto} [mm]	d_b [mm]	$f_{yk,acciaio}$ [Mpa]	$f_{ck,cls}$ [Mpa]	$\theta_{y,analitica}$ [rad]	$\theta_{y,numerica}$ [rad]	differenza [rad]	
3.9E-06	5000	1190	8	450	30	0.0078	0.0074	0.0004	

CALCOLO ROTAZIONE ULTIMA θ_u																		
γ_{el}	N_{Ed}	B_{setto}	H_{setto}	$f_{ck,cls}$	v	ω	ω'	L_v	b_o	h_o	S_h	α	ρ_d	ρ_{sk}	$\theta_{u,analitica}$ [rad]	$\theta_{u,numerica}$ [rad]	differenza [rad]	
1.5	850000	200	1190	30	0.119	0.0189	0.0189	5000	106	1096	200	0.126677	0	0.0025	0.0205	0.0205	0.0000	

Figura 131. Confronto analitico e numerico della rotazione a snervamento e ultima.

6.2.2. Analisi Pushover con modellazione a fibre

È stata svolta anche una Pushover sul setto con modellazione a fibre. La geometria del setto, le forze in gioco e le impostazioni generali dell'analisi rimangono le medesime a quelle del setto con plasticità concentrata alla base.

In una modellazione a fibre è necessario definire, per prima cosa, le proprietà inelastiche del materiale. Nel caso in esame vanno inserite le proprietà dell'acciaio, del calcestruzzo non confinato e del calcestruzzo non confinato. Per il calcestruzzo B450C si è optato per un modello isteretico di tipo bilineare, mentre per il calcestruzzo il modello di Kent & Park (Figure 132-133 e 134).

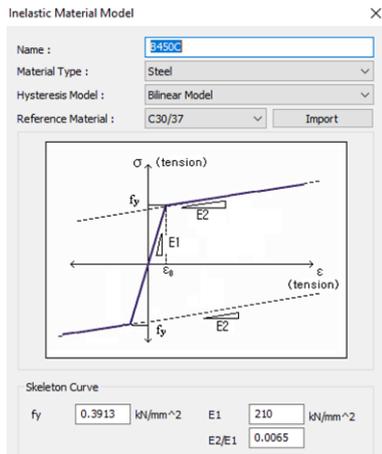


Figura 132. Modello isteretico dell'acciaio B450C.

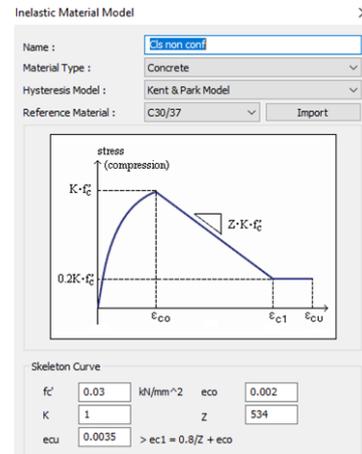


Figura 133. Modello isteretico del calcestruzzo non confinato.

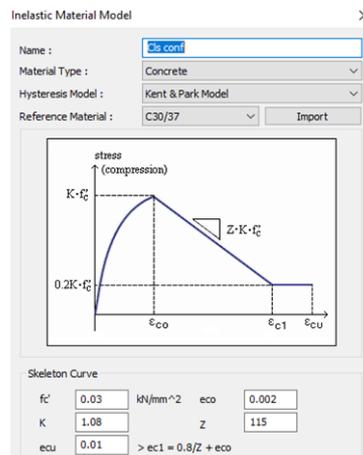


Figura 134. Modello isteretico del calcestruzzo confinato.

Una volta definite le proprietà inelastiche del materiale è possibile definire le fibre della sezione e inserirci le armature presenti (Figura 135).

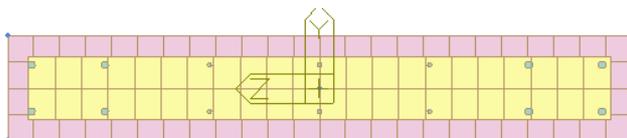
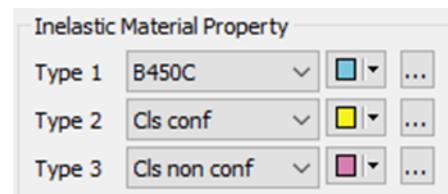


Figura 135. Modellazione a fibre.



Nella creazione delle fibre si parte creando un Offset di dimensione pari al copriferro nominale di 4 centimetri a cui si attribuisce la proprietà inelastica del calcestruzzo non confinato.

Volendo creare fibre quadrate di 5 cm, la sezione è stata suddivisa lungo Z in 24 parti e lungo Y in 4 parti.

Successivamente si passa alla parte rettangolare interna all'Offset in cui si va ad assegnare la suddivisione in fibre e la proprietà inelastica del calcestruzzo confinato.

Per ultimo si inserisce ogni singola barra introducendo, per ognuna di esse, le coordinate Y e Z in relazione agli assi baricentrici e la proprietà inelastica dell'acciaio.

Ora che la sezione a fibre è stata creata si passa alla definizione delle proprietà della cerniera a plasticità diffusa (Figura 136).

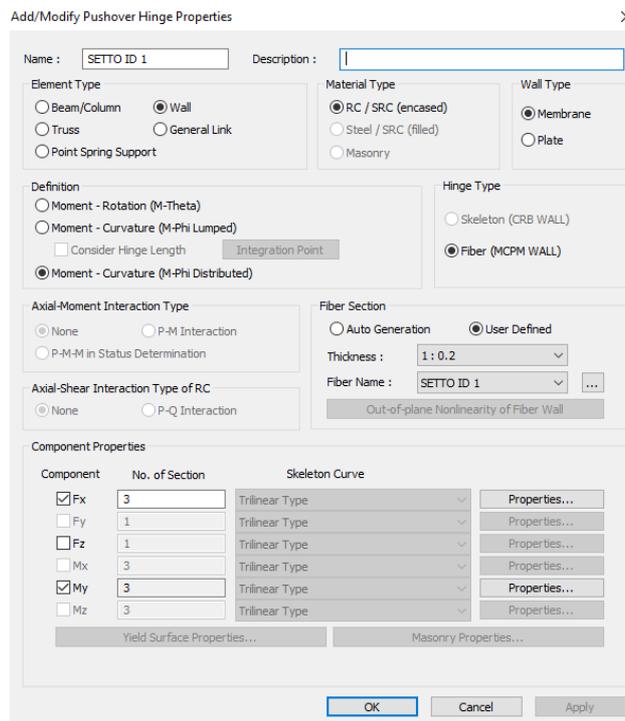


Figura 136. Caratteristiche cerniera a plasticità diffusa.

Il setto è stato modellato come un elemento Wall in calcestruzzo armato a comportamento membranale. Una modellazione a plasticità diffusa prevede l'utilizzo di una curva Momento-Curvatura (M-Phi Distributed) in cui non si considera l'interazione Sforzo Normale – Momento e che interesserà le componenti di sforzo normale F_x e momento flettente M_y del setto.

Le caratteristiche della curva Skeleton saranno calcolate automaticamente dal software, poiché sono state inserite in precedenza le armature e le fibre dell'elemento strutturale.

La curva di Pushover che si ottiene è la seguente (Figura 137):

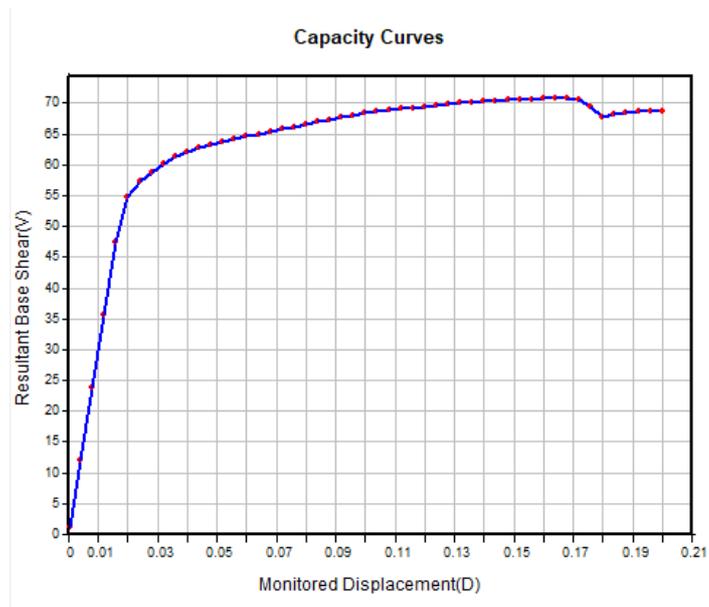


Figura 137. Curva di Pushover Taglio alla base-spostamento mensola con modello a fibre.

La curva con il modello a fibre ha gli stessi valori di taglio alla base della modellazione a plasticità concentrata e presenta un andamento più realistico che più si avvicina all'andamento teorico di una mensola incastrata al piede, soggetta ad una forza orizzontale via via crescente in sommità (Figura 138).

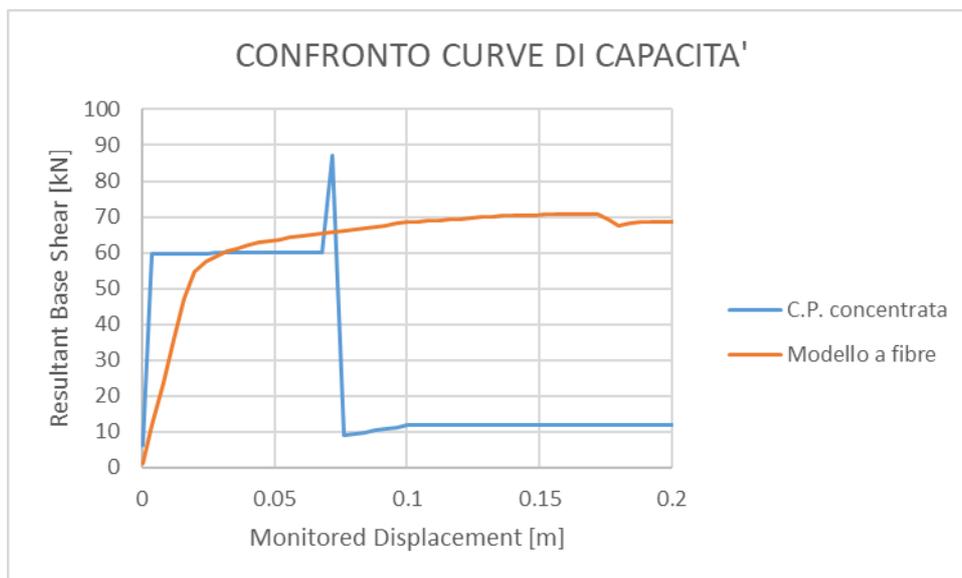


Figura 138. Confronto curve di capacità con modellazione a plasticità concentrata e diffusa.

Post analisi è possibile controllare i parametri che Midas si è calcolato automaticamente nella definizione di cerniera plastica (Figure 139).

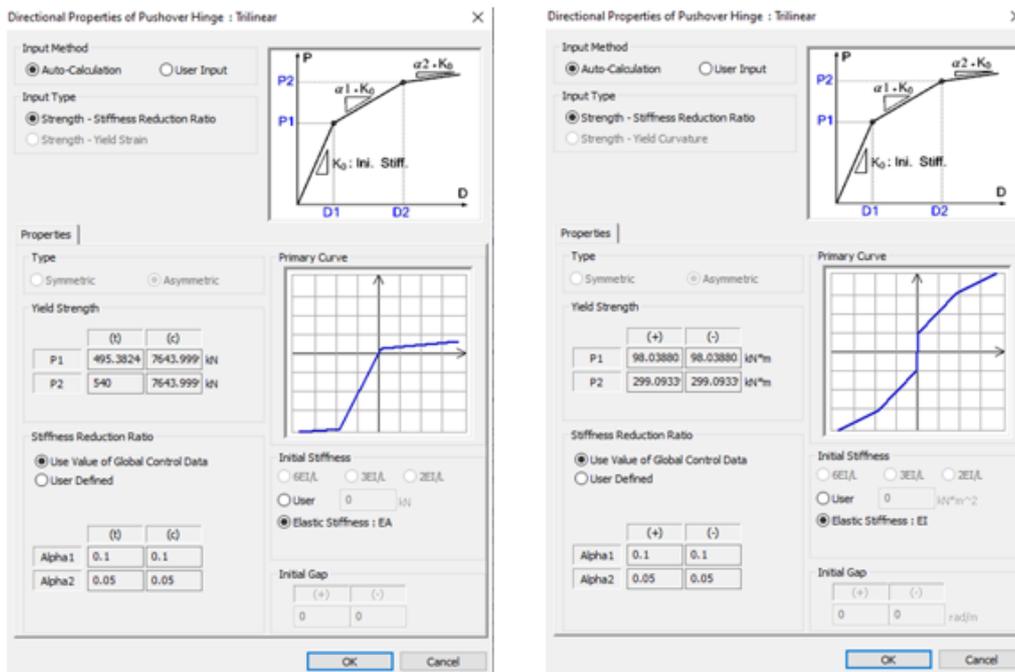


Figura 139. Caratteristiche della cerniera plastica modellazione a fibre.

I parametri calcolati risultano essere i medesimi del modello a mensola a plasticità concentrata. Ciò nonostante, la modellazione a fibre si riferisce alla normativa americana e il software Midas non riesce a convertire, post analisi, la curva di capacità MDOF in una curva SDOF e di calcolarne la duttilità. Per questo motivo si è preferito eseguire nell'edificio in esame un'analisi statica non lineare a plasticità concentrata che, oltre a fare riferimento all'Eurocodice e alle NTC18, consente di fare alcune considerazioni post analisi.

6.3. Analisi Pushover su modello globale

6.3.1. Inserimento armature negli elementi strutturali

Sulla base di quanto espresso nel paragrafo precedente si procede ad impostare l'analisi statica non lineare sul modello globale della struttura (Figura 140).

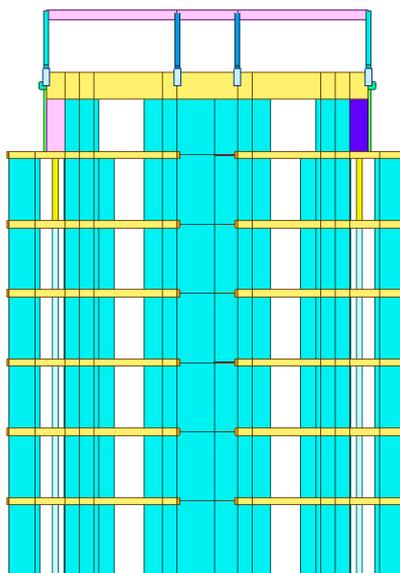


Figura 140. Modello globale della struttura.

Per prima cosa si inserisce l'armatura in tutti gli elementi strutturali. A titolo di esempio si riportano le disposizioni delle barre sulla trave orizzontale in spessore di solaio di sezione 75 x 33 cm (Figura 141), sul pilastro di dimensioni 35 x 40 cm (Figura 142) e sul setto con ID 1 (Figura 143 e Figura 144).

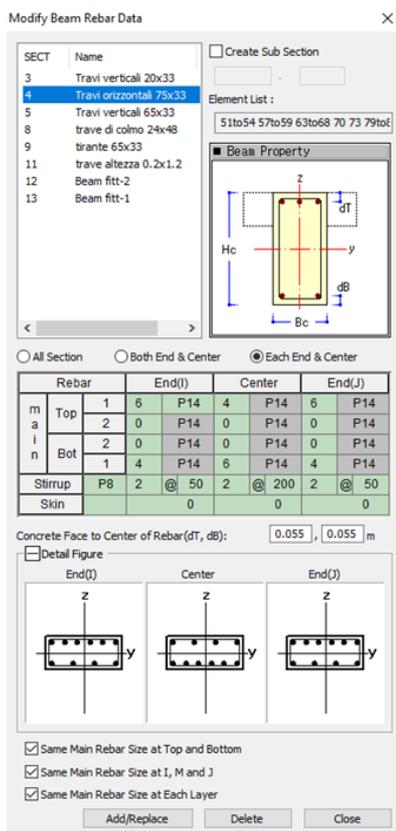


Figura 141. Disposizione barre in un elemento Beam.

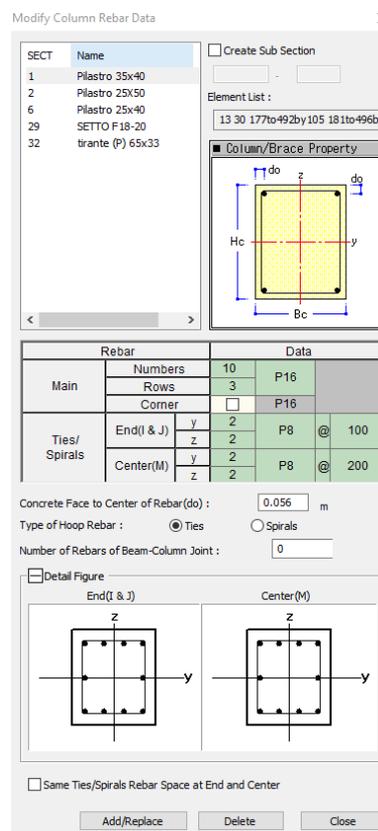


Figura 142. Disposizioni barre in un elemento Column.

Nell'elemento Beam è possibile inserire armatura diversa per la parte iniziale (i-end), centrale (Center) e finale di esso (j-end). L'icona Top fa riferimento all'armatura superiore, mentre Bot a quella inferiore.

Nella parte iniziale e finale dell'elemento si è in prossimità dell'appoggio quindi si inseriranno superiormente $6\phi 14$ e inferiormente $4\phi 14$, mentre nella parte centrale di campata l'armatura sarà invertita. Come armatura trasversale (Stirrups) di inseriscono staffe $\phi 8$ a due bracci con passo 50 mm nella parte i-end e j-end (perché si è in zona dissipativa), mentre nella parte centrale di campata il passo è di 200 mm.

Nell'elemento Column l'introduzione dell'armatura è più semplice rispetto ad un Beam perché non vi è la possibilità di differenziare l'armatura longitudinale lungo l'altezza del pilastro; è possibile fare una diversificazione solo nelle direzioni Y e Z che si riferiscono agli assi locali della sezione. Il pilastro 35 x 40 cm è armato con dieci barre totali aventi diametro $\phi 16$ disposte in tre file e staffato nella parte iniziale e finale (i-j end) da $\phi 8$ a due bracci in direzione Y e Z con passo 100 mm mentre nella parte centrale la staffatura mantiene le stesse caratteristiche di quella posta alle estremità ma con passo di 200 mm.

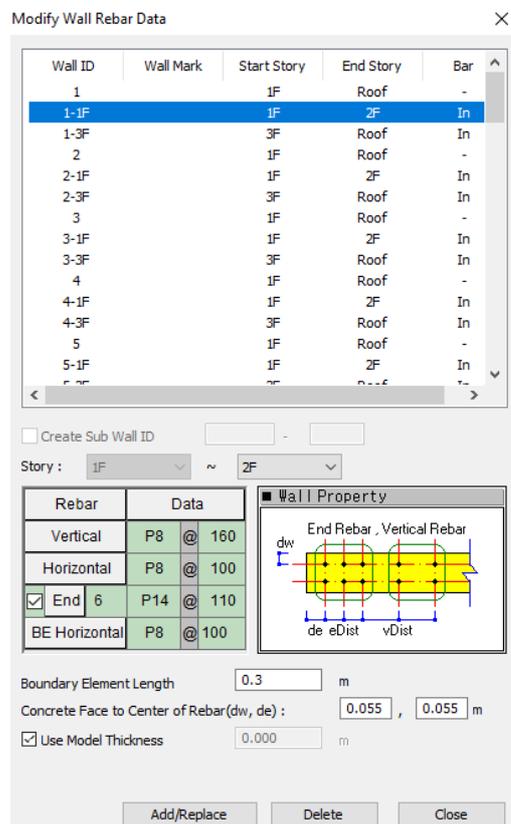


Figura 143. Disposizione barre in un elemento Wall (1).

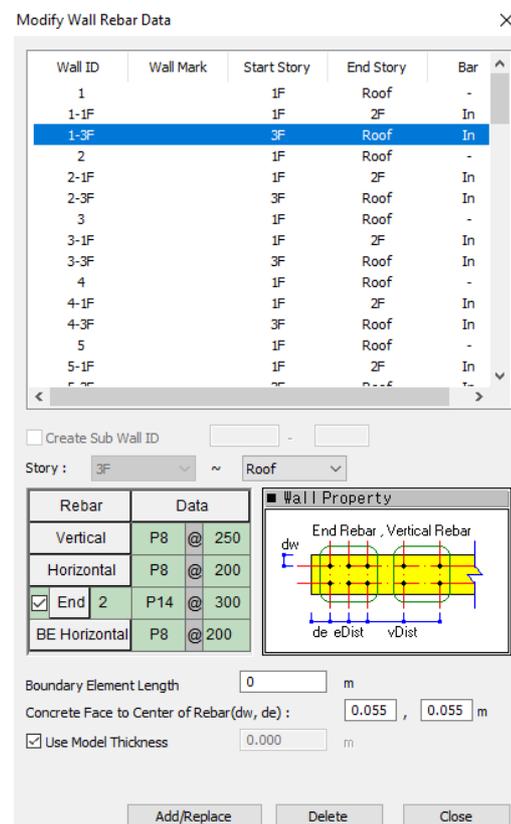


Figura 144. Disposizioni barre in un elemento Wall (2).

Nell'inserimento delle armature nell'elemento Wall è possibile fare una diversificazione delle armature nei vari piani degli elementi dotati dello stesso ID. Nel caso dell'edificio in esame è stata fatta una distinzione tra l'armatura dei setti che vanno dal primo al secondo piano (in corrispondenza dell'altezza critica h_{cr}) e quelli dal terzo piano in poi. Nel caso del setto con ID 1 sono state inserite, per i primi due piani, nella zona terminale (indicante la zona confinata di 0,3 metri) $6\phi 14$ con passo 110 mm, mentre

nella zona non confinata $\phi 8$ con passo 160 mm. Come armatura orizzontale si hanno staffe $\phi 8$ con passo 100 mm.

Dal terzo piano in poi, invece, sono state inseriti $2\phi 14$ esterni con passo 300 mm e a seguire $\phi 8$ con passo 250 mm. Come armatura orizzontale si opta per staffe $\phi 8$ con passo 200 mm.

Una volta inserite tutte le armature negli elementi strutturali è possibile iniziare ad impostare le condizioni generali dell'analisi statica non lineare.

6.3.2. Impostazioni generali analisi Pushover

Come fatto per il caso della mensola incastrata alla base si vanno a definire le impostazioni generali che andranno a controllare l'analisi. La Pushover si avvierà partendo da una condizione iniziale in cui sono applicati i carichi verticali gravitazionali all'edificio in combinazione sismica. Nel caso in esame i carichi di interesse sono il peso proprio strutturale e non strutturale G_1 e G_2 con fattore di scala pari all'unità e il carico accidentale residenziale e delle scale con fattore di scala 0,3 (Figura 145).

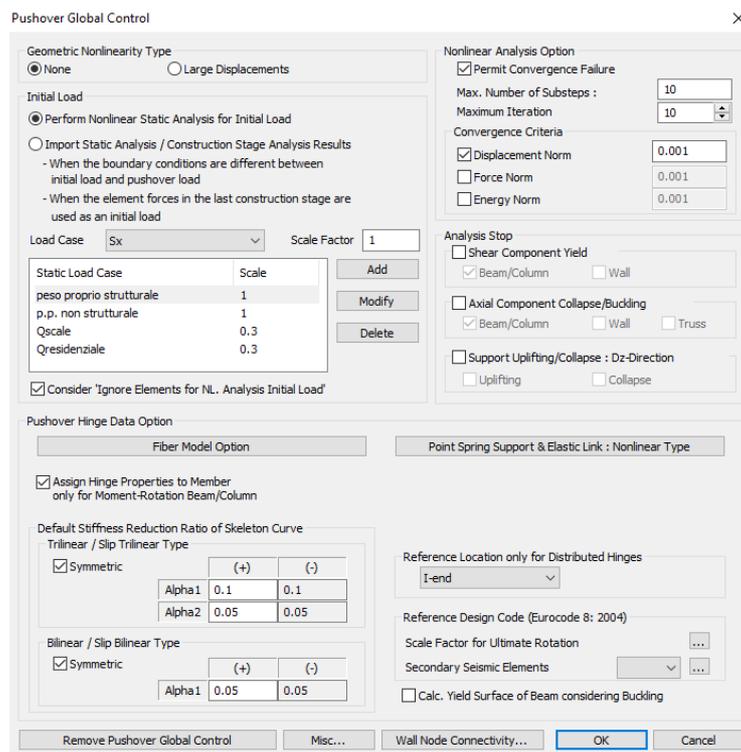


Figura 145. Impostazioni analisi Pushover in Midas.

Successivamente si impostano i casi di carico per l'analisi non lineare che saranno quattro: il primo proporzionale al primo modo di vibrare in X, il secondo proporzionale al primo modo di vibrare in Y, il terzo e il quarto caso in X e Y proporzionali alle masse (Figure 146-147-148 e 149):

Figura 146. Caso di carico Mode_X.

Figura 147. Caso di carico Mode_Y.

Figura 148. Caso di carico Uniform_X.

Figura 149. Caso di carico Uniform_Y.

Il numero di step che l'analisi andrà ad eseguire per arrivare al raggiungimento dello spostamento ultimo del punto di controllo dell'edificio è stato fissato a 150. Il punto di controllo a cui si fa riferimento nell'analisi è il nodo 3548, posto in prossimità del centro di massa del sesto piano dell'edificio (Figura 150).

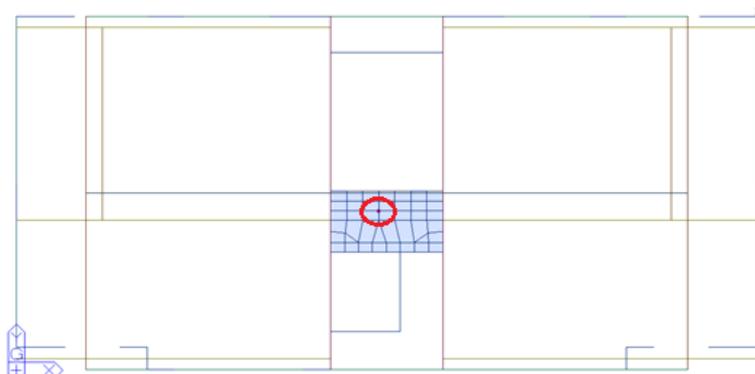


Figura 150. Punto di controllo per analisi Pushover.

L'ottavo piano, coincidente con il sottotetto, si mantiene in campo elastico volendo evitare la plasticizzazione della copertura a capriata.

Arrivati a questo punto è necessario definire tutte le cerniere plastiche, seguendo il seguente criterio (Tabella 45):

Tabella 45. Definizione delle cerniere plastiche per travi, pilastri e setti.

Element Type	Definition	Hinge Type	Component	Hinge Location	Properties
Beam	Moment-Rotation	Skeleton Model (EC8)	M_y	I&J-end	Auto-calculation
Column	Moment-Rotation	Skeleton Model (EC8)	F_x , M_y e M_z	I&J-end	Auto-calculation
Wall 1° piano	Moment-Rotation	Skeleton Model (EC8)	F_x , M_y e M_z	I&J-end	Auto-calculation
Wall 2° piano	Moment-Rotation	Skeleton Model (EC8)	F_x , M_y e M_z	J-end	Auto-calculation
Wall 3°-6° piano	Moment-Rotation	Skeleton Model (EC8)	F_x , M_y e M_z	J-end	Auto-calculation

Una volta definite tutte le cerniere plastiche è possibile assegnarle ai rispettivi elementi strutturali e lanciare l'analisi Pushover. Per una questione di maggior visibilità si riportano nell'immagine sottostante le cerniere plastiche inserite in travi, pilastri e setti del primo piano (Figura 151).

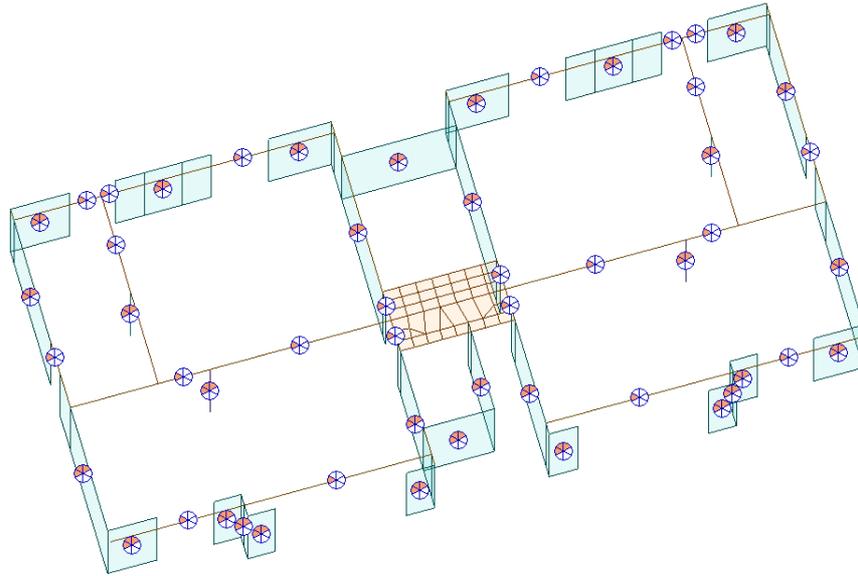


Figura 151. Assegnazione delle cerniere plastiche al primo piano.

Se la cerniera plastica è inserita si crea al centro dell'elemento un'icona circolare suddivisa in sei spicchi che rappresentano le componenti F_x , F_y , F_z , M_x , M_y , M_z . Il numero di spicchi colorati fa riferimento al numero di componenti non lineari inserite nell'elemento. Di conseguenza le travi avranno uno spicchio colorato su sei (riferito al momento flettente M_y), mentre setti e pilastri ne avranno tre su sei (riferite allo sforzo normale F_x e ai momenti flettenti M_y e M_z).

6.3.3. Curve di capacità

I grafici che si ottengono al termine dell'analisi rappresentano le curve di capacità per le quattro distribuzioni di carico assegnate.

A seguire si illustreranno per ogni distribuzione di carico analizzata la curva di capacità dell'edificio in relazione al Taglio alla Base [kN] - spostamento del punto di controllo [m] e il confronto tra la curva di capacità e lo spettro di domanda elastico allo Stato Limite di salvaguardia della Vita di Jesolo in relazione all'accelerazione e allo spostamento spettrale S_a e S_d .

- Analisi PO proporzionale al primo modo di vibrare in X (Figure 152 e 153)

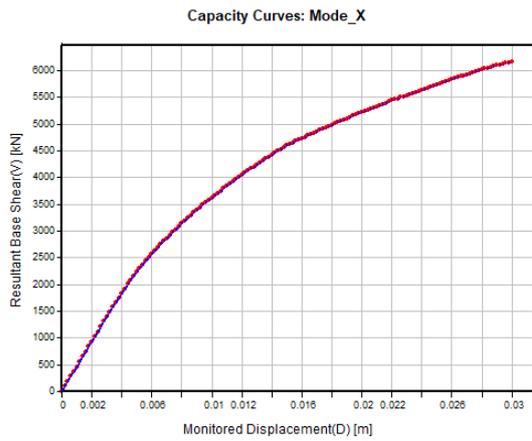


Figura 152. Curva di capacità (Mode X).

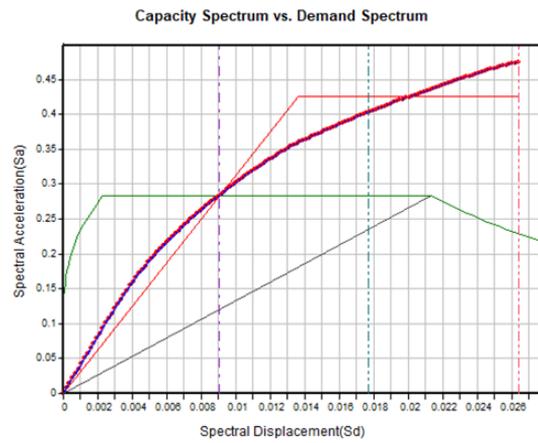


Figura 153. Curva di capacità e spettro di domanda SLV (Mode X).

- Analisi PO proporzionale al primo modo di vibrare in Y (Figure 154 e 155)

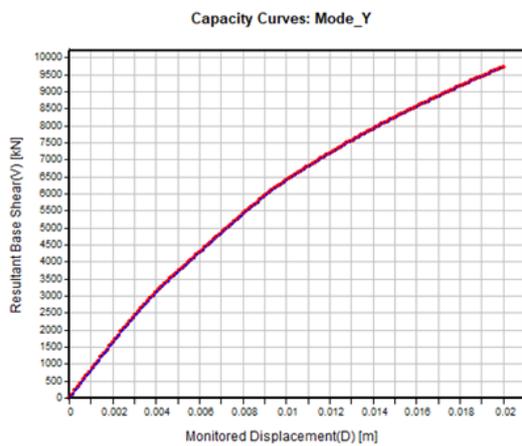


Figura 154. Curva di capacità (Mode Y).

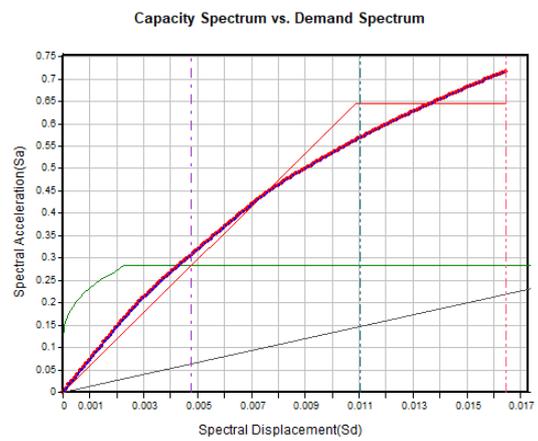


Figura 155. Curva di capacità e spettro di domanda SLV (Mode Y).

- Analisi PO proporzionale alle masse in X (Figure 156 e 157)

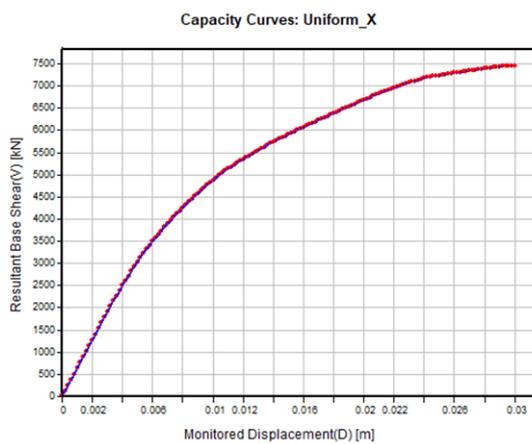


Figura 156. Curva di capacità (Uniform X).

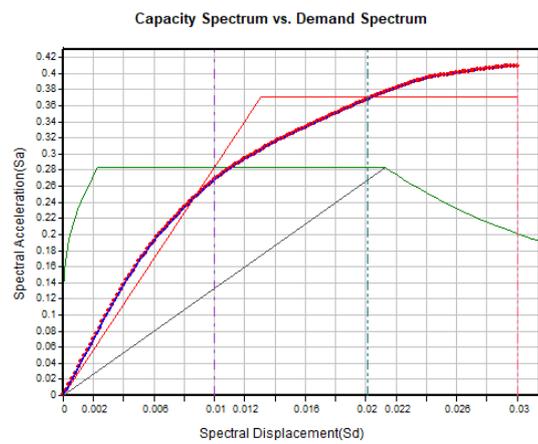


Figura 157. Curva di capacità e spettro di domanda SLV (Uniform X).

- Analisi PO proporzionale alle masse in Y (Figure 158 e 159)

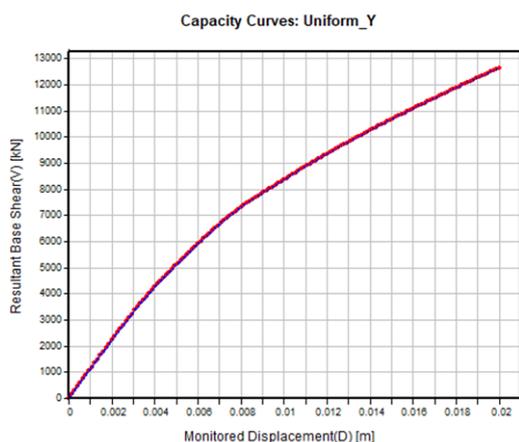


Figura 158. Curva di capacità (Uniform Y).

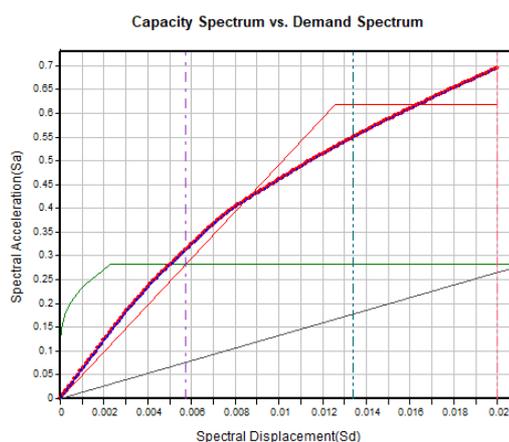


Figura 159. Curva di capacità e spettro di domanda SLV (Uniform Y).

La curva di capacità proporzionale al primo modo di vibrare in X è stata condotta fino a un taglio alla base complessivo di 6000 kN per uno spostamento ultimo del punto di controllo di 0,03 metri; messa in relazione con lo spettro elastico SLV (di colore verde) si nota che la curva di capacità va oltre lo spettro SLV elastico. Di conseguenza la struttura presenta un comportamento pressoché elastico e non si può parlare di duttilità.

La curva di capacità proporzionale al primo modo di vibrare in Y evidenzia un taglio alla base complessivo di 9500 kN (maggiore di quello per il modo in X) per uno spostamento ultimo di 0,02 metri. Questa differenza risulta attendibile dal momento che l'edificio presenta un numero maggiore di setti disposti lungo la direzione Y rispetto alla X e quindi ha una maggiore rigidezza. Se in direzione X la struttura presentava un comportamento pressoché elastico a maggior ragione lo avrà in direzione Y.

La curva di capacità proporzionale alle masse in X mostra un taglio alla base di 7500 kN per uno spostamento ultimo di 0,03 metri. In riferimento allo spettro di domanda SLV, anche in questo caso, la struttura si comporta elasticamente. Il medesimo ragionamento vale anche per la curva di capacità proporzionale alle masse in Y con taglio alla base complessivo di 13000 kN per uno spostamento di 0,02 metri.

Alla luce di quanto espresso sulle curve di capacità si può affermare che, pur avendo progettato gli elementi strutturali dell'edificio nel rispetto dei requisiti minimi di armatura, la struttura rimane in campo elastico in relazione alle forze sismiche del comune di Jesolo. Di conseguenza, non essendoci lo sviluppo delle cerniere plastiche, la struttura non ha requisiti di duttilità da rispettare.

6.3.4. Analisi Pushover con edificio localizzato in zona con intensità sismica maggiore

Al fine di verificare le reali capacità di duttilità dell'edificio e l'evoluzione della formazione delle cerniere plastiche si è deciso di assoggettarlo ad azione sismica maggiore di quella che ci si può attendere a Jesolo e tale da portare la struttura in campo plastico avanzato con cerniere plastiche completamente sviluppate.

Di conseguenza è necessario trovare uno spettro elastico SLV di un sito posto in una zona sismica, differente e maggiore rispetto a quella di Jesolo, che superi in accelerazione il valore di $S_a = 0,72 g$.

Il territorio italiano è suddiviso in quattro zone sismiche [6]:

- ZONA 1: sismicità alta $\rightarrow PGA > 0,25 g$;
- ZONA 2: sismicità medio-alta $\rightarrow 0,15g < PGA \leq 0,25 g$;
- ZONA 3: sismicità medio-bassa $\rightarrow 0,05g < PGA \leq 0,15 g$;
- ZONA 4: sismicità bassa $\rightarrow PGA \leq 0,05 g$;

Con deliberazione della Giunta Regionale numero 244 del 9 marzo 2021 [7] il comune di Jesolo è passato dalla zona sismica 4 alla zona sismica 3 [8]; pertanto si andranno a cercare siti ricadenti in zona sismica alta o medio-alta. Rimanendo sempre all'interno della regione Veneto, si è deciso di calcolare gli spettri elastici SLV per i comuni di Treviso [9] e Belluno [10], ricadenti in zona sismica 2 e 1, mantenendo la stessa categoria topografica e del sottosuolo (C e T1).

Gli spettri presentano il seguente andamento (Figura 160):

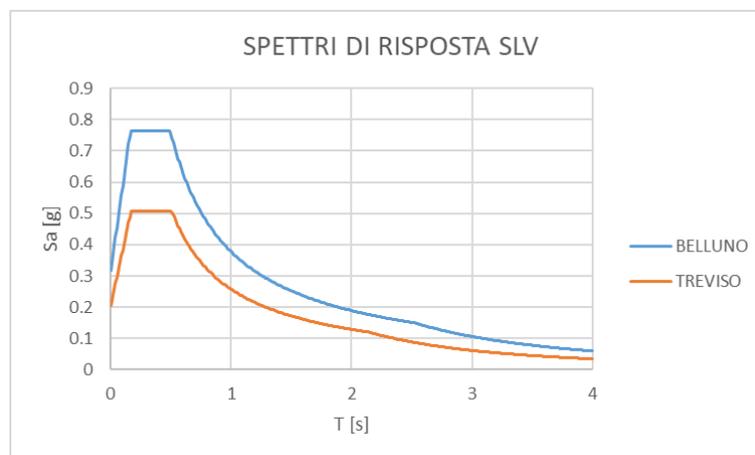
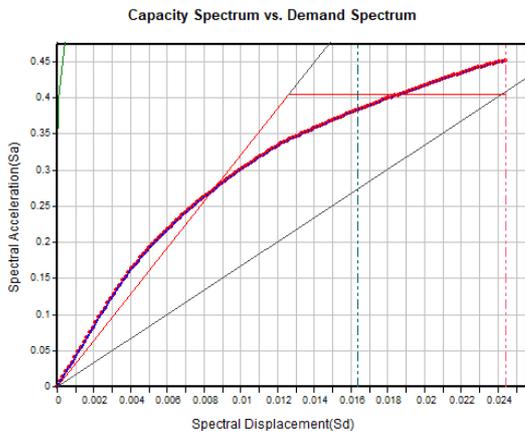


Figura 160. Spettri di risposta elastici allo SLV dei comuni di Treviso e Belluno.

Considerando che il valore massimo di accelerazione raggiunto nelle curve di capacità è pari a $S_a = 0,72 g$ si opta per l'inserimento dello spettro elastico del comune di Belluno con accelerazione nel plateau pari a $S_a = 0,76 g > 0,72 g$. Per completezza sono stati definiti anche gli spettri SLO e SLD per far sì che Midas faccia automaticamente le verifiche di domanda e capacità richieste da normativa per quegli stati limite.

Come si può vedere dalle immagini sottostanti la curva di capacità è, in tutti e quattro i casi di carico, al di sotto dello spettro di domanda allo SLV e le verifiche SLO e SLD risultano tutte soddisfatte.

- Analisi PO proporzionale al primo modo di vibrare in X (Figure 161 e 162)

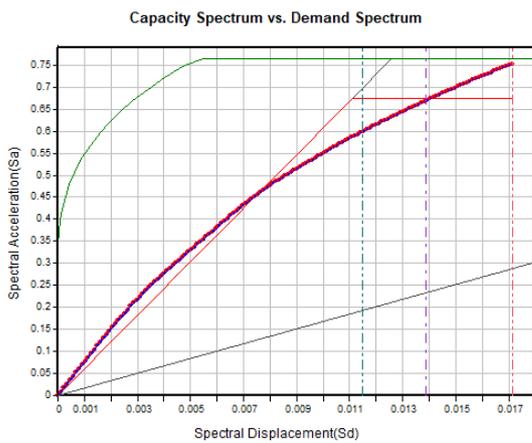


Target Displacement				
	Demand	Capacity	Step	Remark
SLO	0.008398	0.0201	42	OK
SLD	0.007541	0.03	38	OK
SLV	0.0345	-	146	-
SLC	0.0345	-	146	-

Figura 162. Verifiche SLO e SLD.

Figura 161. Curva di capacità e spettro di domanda SLV (Mode_X).

- Analisi PO proporzionale al primo modo di vibrare in Y (Figure 163 e 164)

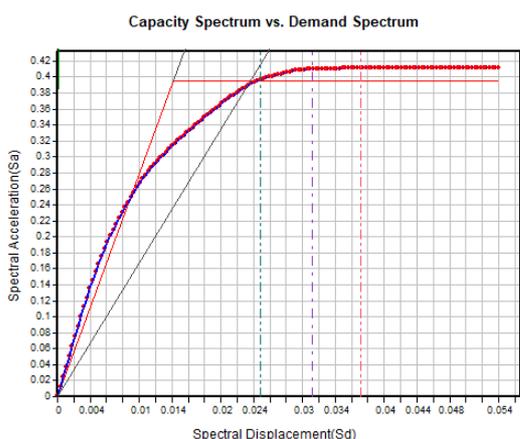


Target Displacement				
	Demand	Capacity	Step	Remark
SLO	0.004422	0.01407	32	OK
SLD	0.003971	0.021	28	OK
SLV	0.01701	-	110	-
SLC	0.01701	-	110	-

Figura 164. Verifiche SLO e SLD.

Figura 163. Curva di capacità e spettro di domanda SLV (Mode_Y).

- Analisi PO proporzionale alle masse in X (Figure 165 e 166)

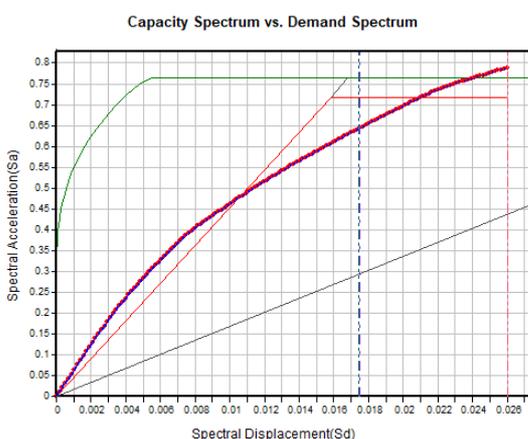


Target Displacement				
	Demand	Capacity	Step	Remark
SLO	0.007864	0.02484	22	OK
SLD	0.007062	0.03708	20	OK
SLV	0.0312	-	76	-
SLC	0.0312	-	76	-

Figura 166. Verifiche SLO e SLD.

Figura 165. Curva di capacità e spettro di domanda SLV (Uniform X).

- Analisi PO proporzionale alle masse in Y (Figure 167 e 168)



Target Displacement				
	Demand	Capacity	Step	Remark
SLO	0.004834	0.01742	28	OK
SLD	0.004341	0.026	25	OK
SLV	0.01748	-	97	-
SLC	0.01748	-	97	-

Figura 168. Verifiche SLO e SLD.

Figura 167. Curva di capacità e spettro di domanda SLV (Uniform Y).

6.3.5. Evoluzione dello sviluppo delle cerniere plastiche

A seguire si illustrano le evoluzioni dello sviluppo delle cerniere plastiche nell'edificio man mano che l'analisi raggiunge lo spostamento ultimo assegnato. Le cerniere plastiche assumeranno rispettivamente due colorazioni: blu e azzurro; il blu corrisponde ad una cerniera plastica in fase elastica, mentre l'azzurro denota che è avvenuto il completo processo di plasticizzazione della sezione dell'elemento, con il raggiungimento e il superamento del momento di snervamento.

In tutti e quattro i casi di carico si parte da uno Step 1 (coincidente con l'applicazione dei carichi verticali in combinazione sismica) in cui tutte le cerniere plastiche sono di colore blu.

Se la progettazione in capacità è stata eseguita correttamente vale il principio di gerarchia delle resistenze; ci si aspetta perciò, come evoluzione del danneggiamento strutturale, che la plasticizzazione delle travi a flessione avvenga prima di quella di setti e pilastri a pressoflessione. Inoltre, prima che si

arrivi alla formazione di un cinematismo, sarebbe auspicabile che si siano formate la maggior parte di cerniere plastiche possibili.

In tutti e quattro i casi di carico queste caratteristiche sono rispettate.

- Analisi PO proporzionale al primo modo di vibrare in X (Figure 169 - 170 - 171 e 172)

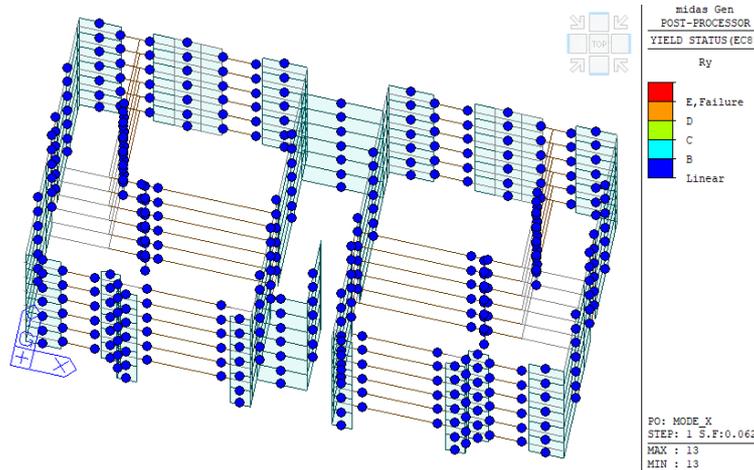


Figura 169. Pushover Mode_X: Step 1 (Spostamento punto di controllo = 0 m).

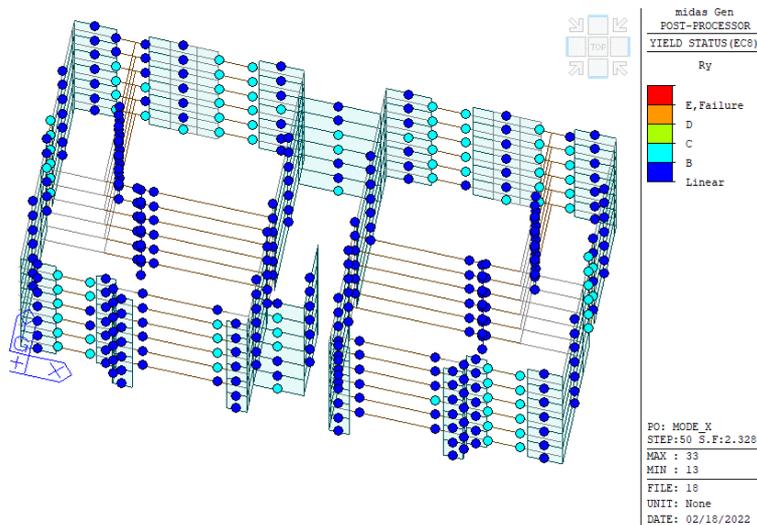


Figura 170. Pushover Mode_X: Step 50 (Spostamento punto di controllo = 0,01 m).

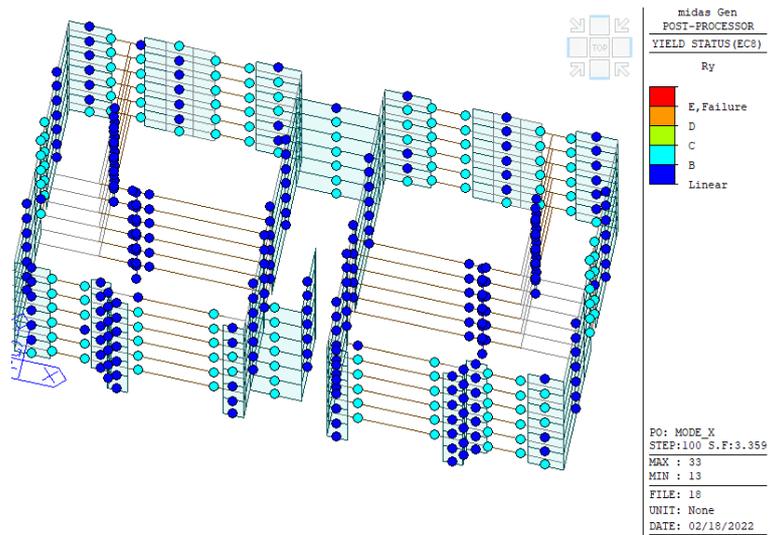


Figura 171. Pushover Mode_X: Step 100 (Spostamento punto di controllo = 0,02 m).

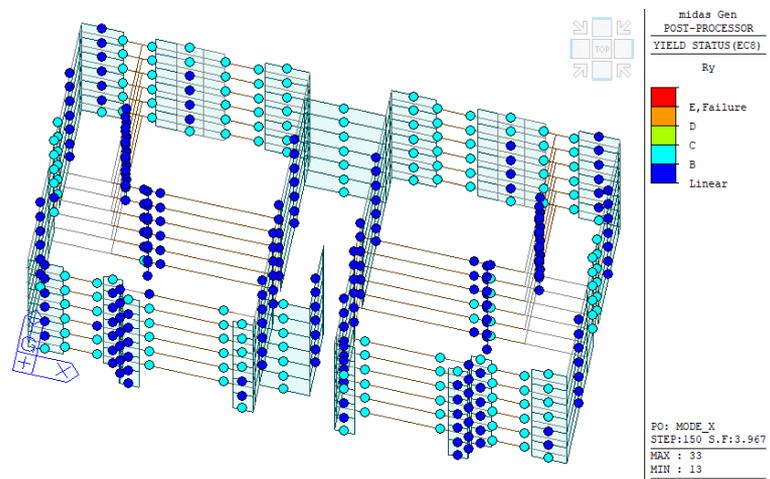


Figura 172. Pushover Mode_X: Step 150 (Spostamento punto di controllo = 0,03 m).

- Analisi PO proporzionale al primo modo di vibrare in Y (Figure 173 - 174 e 175)

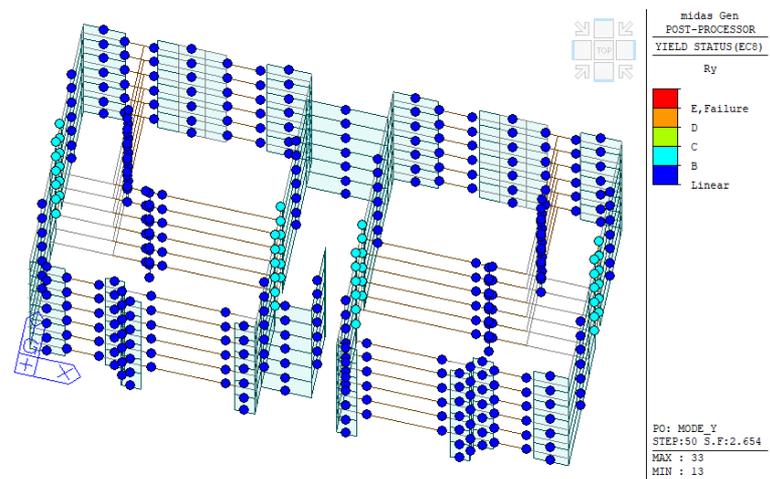


Figura 173. Pushover Mode_Y: Step 50 (Spostamento punto di controllo = 0,007 m).

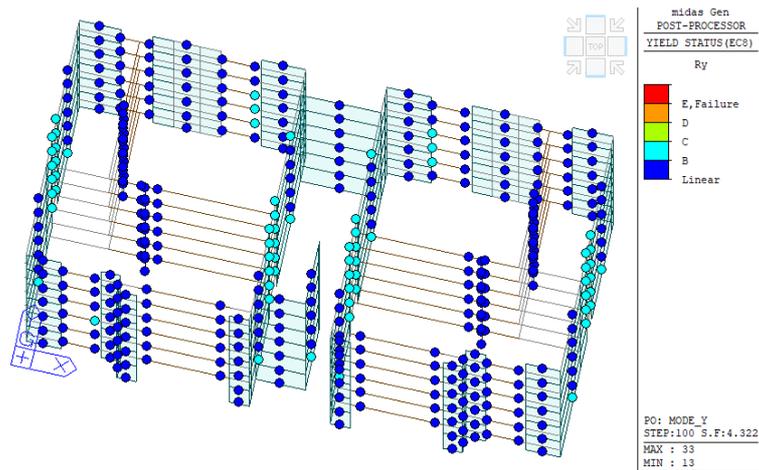


Figura 174. Pushover Mode_Y: Step 100 (Spostamento punto di controllo = 0,014 m).

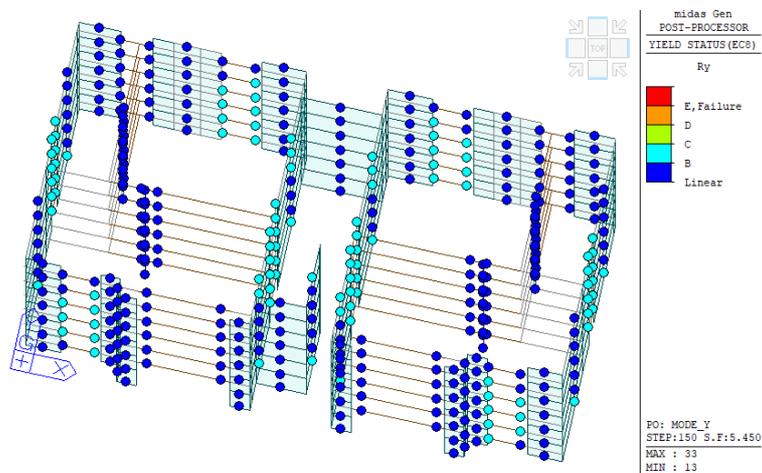


Figura 175. Pushover Mode_Y: Step 150 (Spostamento punto di controllo = 0,021 m).

- Analisi PO proporzionale alle masse in X (Figure 176 - 177 e 178)

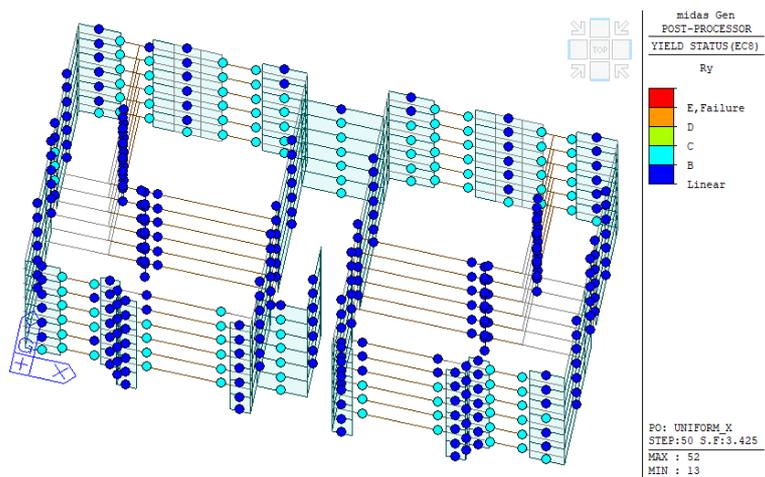


Figura 176. Pushover Uniform X: Step 50 (Spostamento punto di controllo = 0,018 m).

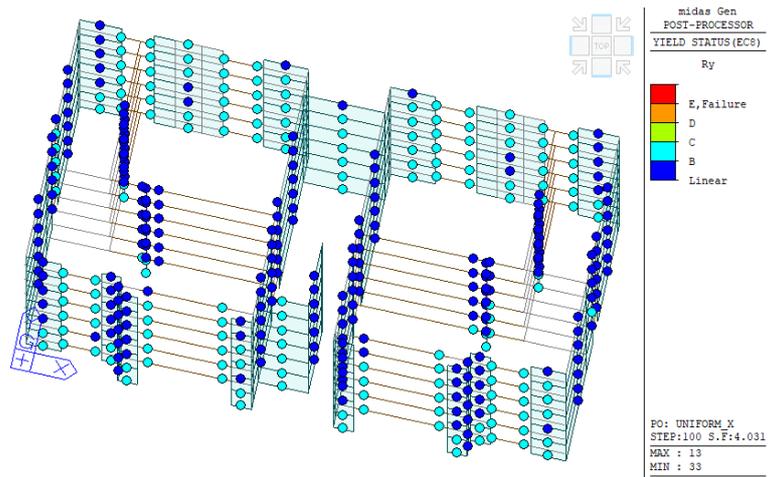


Figura 177. Pushover Uniform X: Step 100 (Spostamento punto di controllo = 0,036 m).

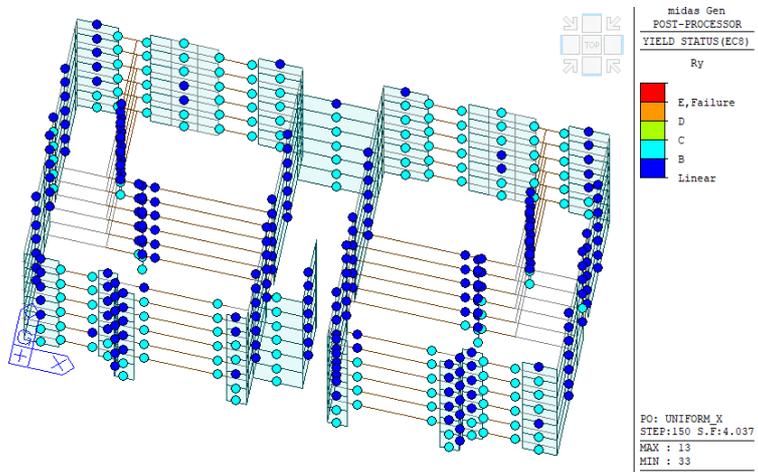


Figura 178. Pushover Uniform X: Step 150 (Spostamento punto di controllo = 0,054 m).

- Analisi PO proporzionale alle masse in Y (Figure 179 - 180 e 181)

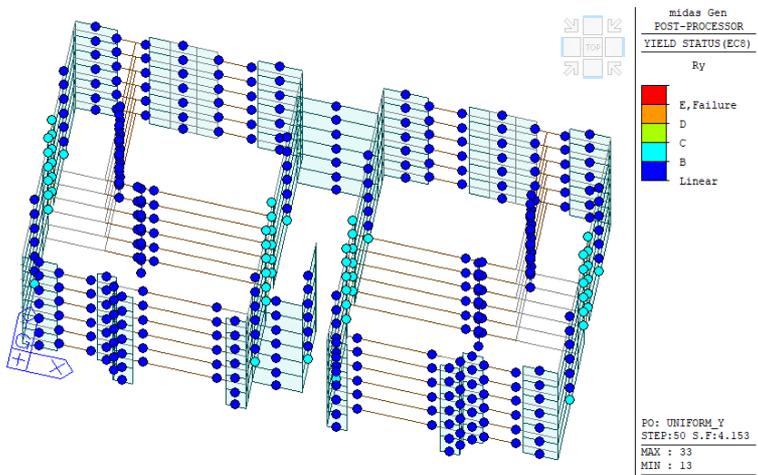


Figura 179. Pushover Uniform Y: Step 50 (Spostamento punto di controllo = 0,008 m).

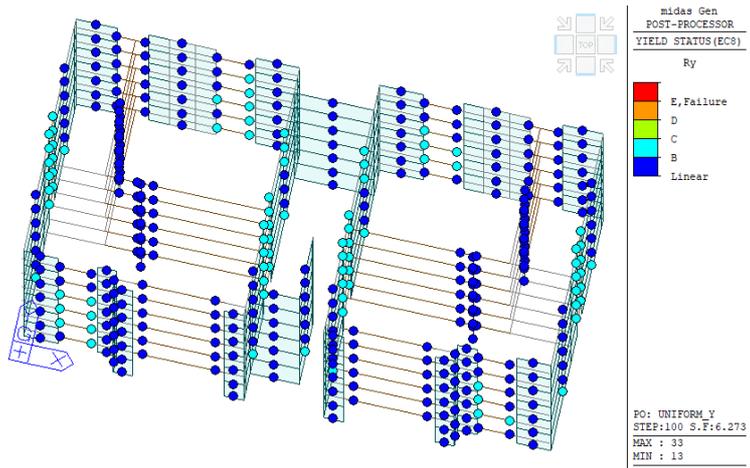


Figura 180. Pushover Uniform Y: Step 100 (Spostamento punto di controllo = 0,017 m).

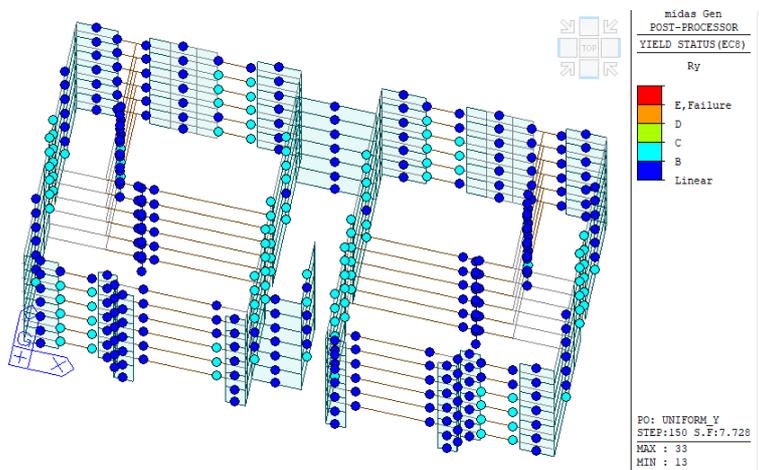


Figura 181. Pushover Uniform Y: Step 150 (Spostamento punto di controllo = 0,026 m).

6.3.6. Deformata dell'edificio

- Analisi PO proporzionale al primo modo di vibrare in X (Figure 182 e 183)

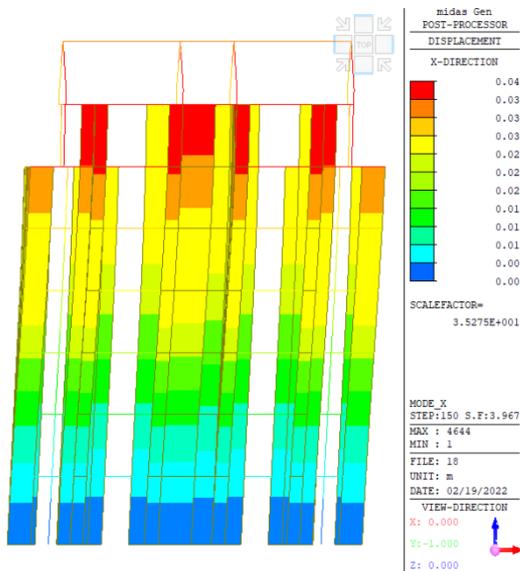


Figura 182. Contour spostamento DX parte frontale dell'edificio.

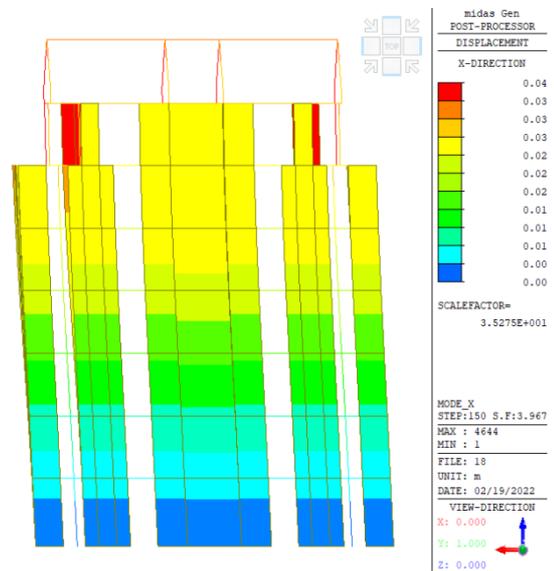


Figura 183. Contour spostamento DX parte retrostante dell'edificio.

- Analisi PO proporzionale al primo modo di vibrare in Y (Figure 184 e 185)

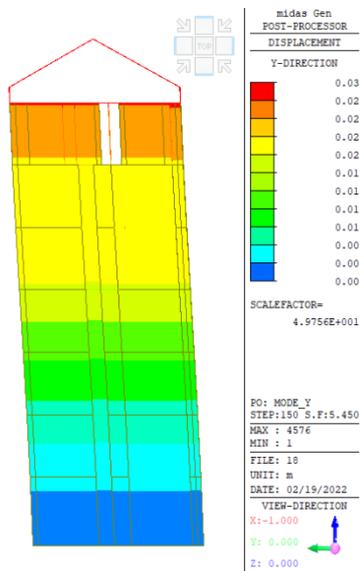


Figura 184. Contour spostamento DY lato Ovest dell'edificio.

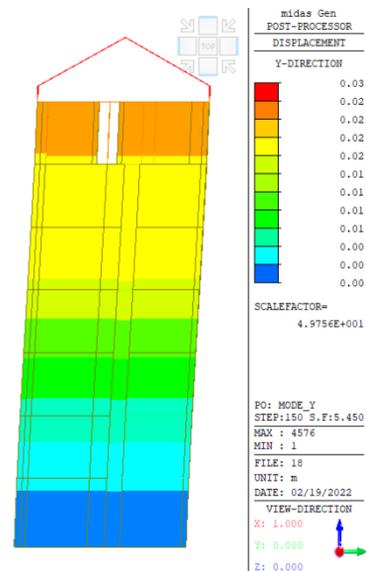


Figura 185. Contour spostamento DY lato Est dell'edificio.

- Analisi PO proporzionale alle masse in X (Figure 186 e 187)

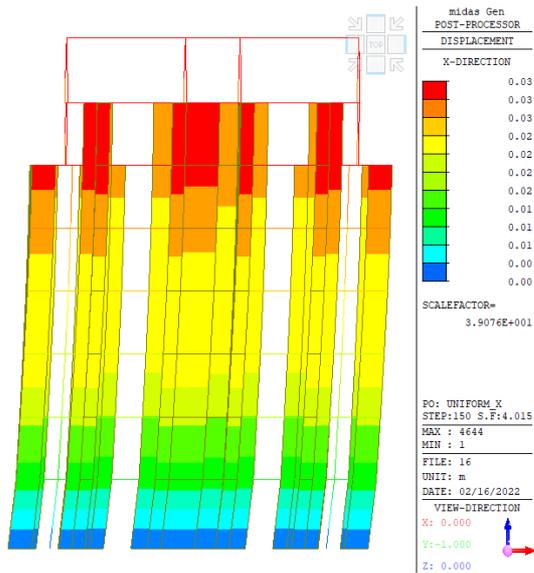


Figura 186. Contour spostamento DX parte frontale dell'edificio.

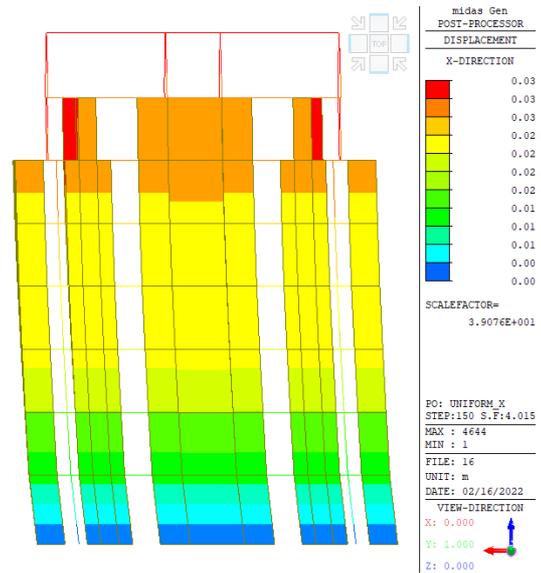


Figura 187. Contour spostamento DX parte retrostante dell'edificio.

- Analisi PO proporzionale alle masse in Y (Figure 188 e 189)

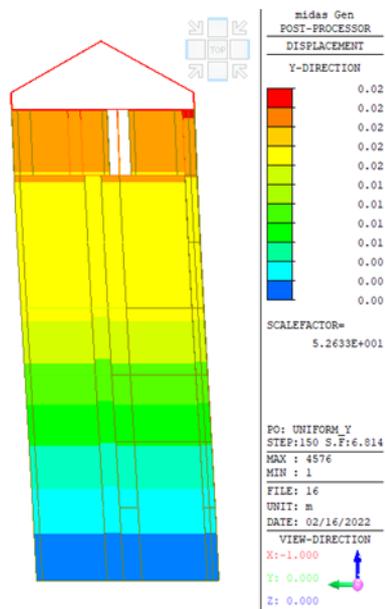


Figura 188. Contour spostamento DY lato Ovest dell'edificio

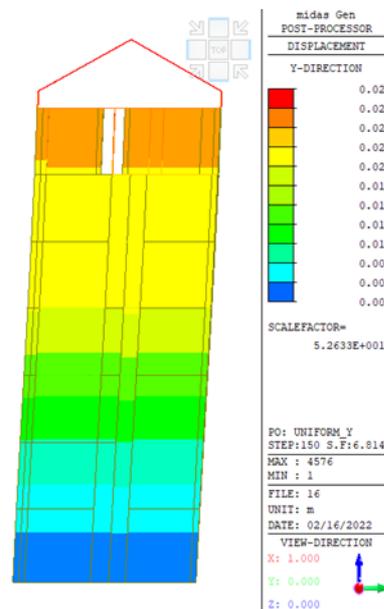


Figura 189. Contour spostamento DY lato Est dell'edificio.

6.3.7. Trasformazione del sistema MDOF in SDOF

Per calcolare la duttilità della struttura è necessario associare al sistema strutturale reale un sistema strutturale equivalente ad un grado di libertà (Figura 190).

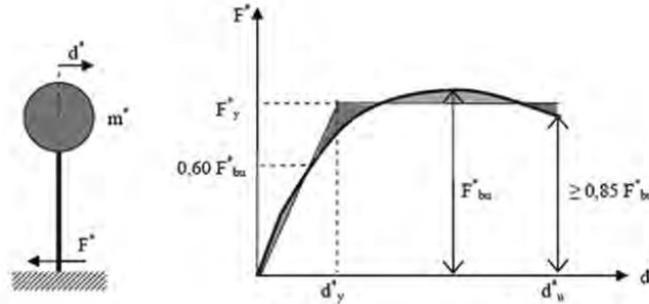


Figura C7.3.1 – Sistema e diagramma bilineare equivalente

Figura 190. Sistema ad un grado di libertà e bilinearizzazione della curva di capacità [Fig. C7.3.1 Circolare] [4].

La forza F^* e lo spostamento d^* del sistema SDOF sono legati alle corrispondenti grandezze F_b e d_c del sistema reale MDOF dalle relazioni:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \qquad d^* = \frac{d_c}{\Gamma}$$

dove:

F_b = Forza di taglio alla base del sistema MDOF;

d_c = Spostamento del nodo di controllo del sistema MDOF;

Γ = “Fattore di partecipazione modale” definito dalla relazione: $\Gamma = \frac{\varphi^T \cdot M \cdot \tau}{\varphi^T \cdot M \cdot \varphi} = \frac{m^*}{\sum m_i \cdot \varphi_i^2}$.

Una volta convertita la curva di capacità MDOF in una curva SDOF è necessario bilinearizzarla in una curva elastica perfettamente plastica. L’intersezione del ramo elastico e del ramo plastico fornisce il punto di snervamento che, a sua volta, determina la forza di snervamento F_y^* e lo spostamento di snervamento d_y^* (Figura 194).

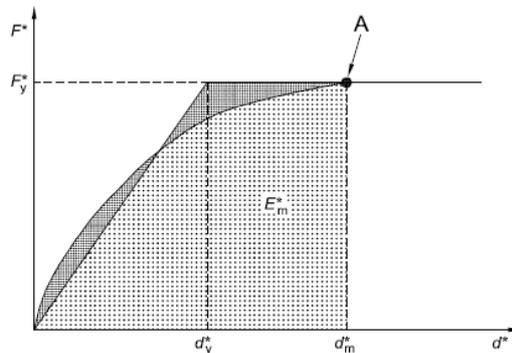


Figura 191. Bilinearizzazione curva di capacità SDOF (Figura B.1 Eurocodice 8) [11].

Come enunciato nell'appendice B dell'Eurocodice 8 [11], la forza di snervamento F_y^* , che rappresenta anche la resistenza ultima del sistema idealizzato, è uguale alla forza di taglio alla base in corrispondenza della formazione del meccanismo plastico. La rigidezza iniziale del sistema idealizzato è determinata in modo tale che le aree sotto le curve forza – deformazione reale e idealizzata siano uguali (Figura 191). Su questa ipotesi, lo spostamento a snervamento del sistema SDOF d_y^* è dato da:

$$d_y^* = 2 \cdot \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right)$$

in cui E_m^* è l'energia di deformazione reale fino alla formazione del meccanismo plastico.

Il software Midas calcola automaticamente il fattore di partecipazione modale come pure la massa del sistema SDOF, il suo periodo proprio e la forza di snervamento F_y^* (Tabella 46).

Tabella 46. Fattori di conversione MDOF e SDOF.

MODE_X	$m^* = 1102,98$	$\Gamma = 1,2294$	$F_y^* = 4383,33$	$T^* = 0,35$
MODE_Y	$m^* = 1077,15$	$\Gamma = 1,2262$	$F_y^* = 7130,81$	$T^* = 0,25$
UNIFORM_X	$m^* = 1855,34$	$\Gamma = 1,000$	$F_y^* = 7190,19$	$T^* = 0,38$
UNIFORM_Y	$m^* = 1855,34$	$\Gamma = 1,000$	$F_y^* = 13051,4$	$T^* = 0,29$

Sulla base dei dati a disposizione si procede alla determinazione dello spostamento massimo atteso del punto di controllo del sistema SDOF per poi convertirlo in MDOF.

Lo spostamento obiettivo della struttura con periodo T^* e comportamento elastico illimitato è dato da:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \cdot \left[\frac{T^*}{2 \cdot \pi} \right]^2$$

in cui $S_e(T^*)$ è lo spettro di risposta elastico di accelerazione al periodo T^* .

Nei casi in esame si ha (Tabella 47):

Tabella 47. Calcolo dello spostamento obiettivo per i quattro casi di carico.

MODE_X	$T^* = 0,35 \text{ s}$	$S_e(T^*) = 0,7634g$	$d_{et}^* = 0,0237 \text{ m}$
MODE_Y	$T^* = 0,25 \text{ s}$	$S_e(T^*) = 0,7634g$	$d_{et}^* = 0,0125 \text{ m}$
UNIFORM_X	$T^* = 0,38 \text{ s}$	$S_e(T^*) = 0,7634g$	$d_{et}^* = 0,0273 \text{ m}$
UNIFORM_Y	$T^* = 0,29 \text{ s}$	$S_e(T^*) = 0,7634g$	$d_{et}^* = 0,0168 \text{ m}$

Per la determinazione dello spostamento obiettivo d_t^* , poiché in tutti e quattro i casi di carico il periodo proprio del sistema ad un grado di libertà T^* è minore del periodo $T_C(SLV) = 0,50 \text{ s}$, si seguono le formulazioni per le strutture nell'intervallo breve-periodo (Figura 192):

- se $\frac{F_y^*}{m^*} \geq S_e(T^*)$ la risposta è elastica e allora $d_t^* = d_{et}^*$
- se $\frac{F_y^*}{m^*} < S_e(T^*)$ la risposta è non lineare e allora $d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \cdot \left(1 + (q_u - 1) \cdot \frac{T_C}{T^*} \right) \geq d_{et}^*$

dove: $q_u = \frac{S_e(T^*) \cdot m^*}{F_y^*}$ è il rapporto tra l'accelerazione nella struttura con comportamento elastico illimitato $S_e(T^*)$ e nella struttura con resistenza limitata $\frac{F_y^*}{m^*}$.

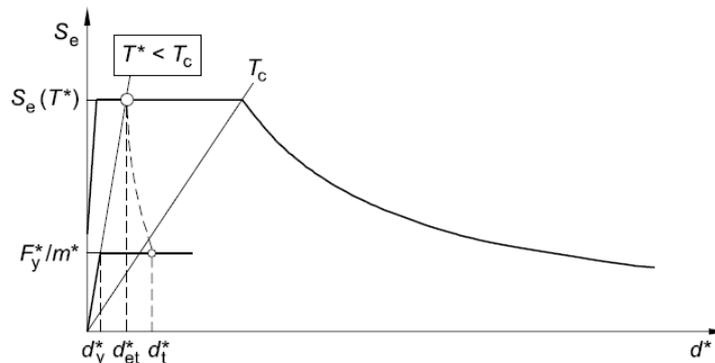


Figura 192. Intervallo di breve periodo (Figura B.2 EC8) [11].

In tutti e quattro i casi $\frac{F_y^*}{m^*} < S_e(T^*)$, la risposta è non lineare e si segue il criterio di uguaglianza dell'energia in cui si ha l'uniformità tra l'area sottesa dalla curva forza-spostamento del sistema anelastico e quella sottesa del sistema elastico.

Sostituendo i valori trovati si ottengono i seguenti spostamenti obiettivo (Tabella 48):

Tabella 48. Determinazione dello spostamento obiettivo SDOF.

MODE_X	$\frac{F_y^*}{m^*} = 0,405g < S_e(T^*)$	$q_u = 1,88$	$d_t^* = 0,028m > d_{et}^*$
MODE_Y	$\frac{F_y^*}{m^*} = 0,674g < S_e(T^*)$	$q_u = 1,13$	$d_t^* = 0,013m > d_{et}^*$
UNIFORM_X	$\frac{F_y^*}{m^*} = 0,395g < S_e(T^*)$	$q_u = 1,93$	$d_t^* = 0,031m > d_{et}^*$
UNIFORM_Y	$\frac{F_y^*}{m^*} = 0,717g < S_e(T^*)$	$q_u = 1,06$	$d_t^* = 0,017m > d_{et}^*$

A questo punto è possibile determinare la domanda sismica globale nel sistema a molti gradi di libertà tramite la trasformazione dello spostamento obiettivo indotto al sistema equivalente SDOF (Tabella 49).

Tabella 49. Determinazione spostamento obiettivo MDOF.

MODE_X	$d_t^* = 0,028m$	$\Gamma = 1,2294$	$d_c = d_t^* \cdot \Gamma = 0,034 m$
MODE_Y	$d_t^* = 0,013m$	$\Gamma = 1,2262$	$d_c = d_t^* \cdot \Gamma = 0,016 m$
UNIFORM_X	$d_t^* = 0,031m$	$\Gamma = 1,000$	$d_c = d_t^* \cdot \Gamma = 0,031 m$
UNIFORM_Y	$d_t^* = 0,017m$	$\Gamma = 1,000$	$d_c = d_t^* \cdot \Gamma = 0,017 m$

In corrispondenza dello spostamento obiettivo MDOF si valutano le richieste di prestazione per la struttura. Ciò viene fatto tramite una nuova analisi statica non lineare, con la quale si spinge la struttura fino al raggiungimento dello spostamento d_c nel punto di controllo della struttura. Non a caso gli

spostamenti massimi inseriti nei vari casi di carico per la Pushover corrispondono ai valori sopra calcolati.

6.3.8. Calcolo duttilità

La duttilità dell'edificio si quantifica tramite il rapporto tra lo spostamento ultimo e quello di snervamento (Tabella 50).

Riferendosi al sistema SDOF lo spostamento ultimo corrisponde allo spostamento d_t^* , mentre per il calcolo dello spostamento di snervamento d_y^* si inverte la formula del periodo proprio:

$$T^* = 2 \cdot \pi \sqrt{\frac{m^* \cdot d_y^*}{F_y^*}} \rightarrow d_y^* = \frac{F_y^*}{m^*} \cdot \left(\frac{T^*}{2 \cdot \pi}\right)^2$$

Tabella 50. Calcolo domanda di duttilità e fattore di comportamento.

MODE_X	$d_t^* = 0,028m$	$d_y^* = 0,012 m$	$\mu = \frac{d_t^*}{d_y^*} = \frac{0,028}{0,012} = 2,33$	$q = \frac{S_e(T^*)}{\left(\frac{F_y^*}{m^*}\right)} = 1,88$
MODE_Y	$d_t^* = 0,013m$	$d_y^* = 0,011 m$	$\mu = \frac{d_t^*}{d_y^*} = \frac{0,013}{0,011} = 1,18$	$q = \frac{S_e(T^*)}{\left(\frac{F_y^*}{m^*}\right)} = 1,13$
UNIFORM_X	$d_t^* = 0,031m$	$d_y^* = 0,014 m$	$\mu = \frac{d_t^*}{d_y^*} = \frac{0,031}{0,014} = 2,21$	$q = \frac{S_e(T^*)}{\left(\frac{F_y^*}{m^*}\right)} = 1,93$
UNIFORM_Y	$d_t^* = 0,017m$	$d_y^* = 0,015 m$	$\mu = \frac{d_t^*}{d_y^*} = \frac{0,017}{0,015} = 1,13$	$q = \frac{S_e(T^*)}{\left(\frac{F_y^*}{m^*}\right)} = 1,06$

In tutti e quattro i casi la domanda di duttilità μ risulta maggiore del fattore di comportamento q .

7. CONCLUSIONI

È stato redatto il progetto di un edificio a setti in calcestruzzo armato, ubicato nel comune di Jesolo (VE), assumendo che abbia un comportamento sismico di tipo dissipativo e con una classe di duttilità CD “B”.

Per il dimensionamento degli elementi strutturali è stata svolta un’analisi modale, su un modello agli elementi finiti, utilizzando uno spettro di progetto SLV in cui il fattore di comportamento q è stato posto uguale a 3,6 nel rispetto dei requisiti enunciati al § 7 delle NTC18 [1]. I setti dei primi due piani, ricadenti nell’altezza critica, presentano in zona confinata e non confinata un rapporto di armatura minimo richiesto da normativa; i setti dal terzo piano in su non presentano armatura confinata, ma sono stati dimensionati anch’essi con un’armatura minima. Setti, travi e pilastri soddisfano, sia i requisiti del § 4 inerente alle costruzioni civili e industriali che del § 7, dedicato alla progettazione per azioni sismiche. È stata svolta un’analisi statica non lineare per il calcolo esplicito del fattore di comportamento q . Sono stati analizzati quattro casi di carico: il primo proporzionale al primo modo di vibrare in X, il secondo proporzionale al primo modo di vibrare in Y, il terzo e il quarto caso in X e Y proporzionali alle masse. Dalle curve di capacità ottenute si deduce che l’edificio, pur essendo progettato per assumere un comportamento dissipativo, si comporta in maniera elastica in riferimento allo spettro elastico di domanda SLV del comune di Jesolo.

Non potendo così calcolare l’effettiva duttilità della struttura è stato scelto uno spettro elastico SLV di un comune ricadente in una zona sismica maggiore: Jesolo è in zona sismica 3 perciò è stato scelto il comune di Belluno con zona sismica 1, mantenendo la stessa categoria topografica e del sottosuolo.

Cambiando sito la curva di capacità si colloca al di sotto dello spettro elastico di progetto e può essere bilinearizzata convertendo il sistema globale della struttura (MDOF) con un oscillatore semplice equivalente (SDOF).

Per i quattro casi di carico la duttilità μ risulta inferiore rispetto al fattore di comportamento q calcolato implicitamente in fase di progetto, ma maggiore rispetto a quello calcolato esplicitamente nell’analisi Pushover.

8. BIBLIOGRAFIA

- [1] D.M. 17/01/2018 “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” (pag. 3 – 5 – 6 – 19 – 20 – 21 – 24 – 28 – 30 – 47 – 48 – 49 – 50 – 67 – 68 – 69 – 72 – 74 – 81 -82 – 86 – 87 -88 – 89 – 90 - 94 - 128);
- [2] UNI EN 1992-1-1:2005: “Eurocode 2 – Design of concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings” (pag. 3);
- [3] <https://www.zanrosso.com/sistema-unisol/> (pag. 4);
- [4] Circolare 21/01/2019: “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni di cui al D.M. 17/01/2018” (pag. 28 – 101 – 124);
- [5] <https://www.edilizianamirial.it/analisi-pushover/> (pag. 95);
- [6] <http://zonesismiche.mi.ingv.it/> (pag. 114);
- [7] Deliberazione della Giunta Regionale n° 244 del 09 Marzo 2021 (pag. 114);
- [8] <https://www.tuttitalia.it/veneto/57-jesolo/rischio-sismico/> (pag. 114);
- [9] <https://www.tuttitalia.it/veneto/94-treviso/rischio-sismico/> (pag. 114);
- [10] <https://www.tuttitalia.it/veneto/31-belluno/rischio-sismico/> (pag. 114);
- [11] UNI EN 1998-1:2005 Eurocodice 8: Progettazione delle strutture per la resistenza sismica (pag. 124 – 126).

