

ALMA MATER STUDIORUM
UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

**DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, CHIMICA,
AMBIENTALE E DEI MATERIALI**

Corso di laurea magistrale in Ingegneria Civile

TESI DI LAUREA

in Progetto in zona sismica

**Analisi della vulnerabilità sismica e progetto di miglioramento
strutturale di un edificio in c.a. anni '70: progettazione di un
esoscheletro di rinforzo in acciaio.**

CANDIDATO:

Lorenzo Bugli

RELATORE:

Prof. Ing. Claudio Mazzotti

CORRELATORE:

Ing. Ruggiero De Giorgio

Anno Accademico 2023/24
Sessione III

Indice

Indice	1
Abstract	2
1 Introduzione	3
1.1 Organizzazione della tesi	4
2 Identificazione tipologica e strutturale del costruito anni '60 – '90	5
2.1 Evoluzione delle tecniche di progettazione strutturale	5
2.2 Identificazione delle tipologie edilizie	8
3 Inquadramento dell'edificio di riferimento	10
3.1 Analisi dei carichi	14
4 Modellazione FEM e estrazione dei risultati	17
4.1 Modellazione FEM	17
4.2 Definizione e applicazione delle combinazioni di carico	24
4.3 Estrazione dei risultati	28
5 Classificazione del rischio sismico dell'edificio in esame	32
5.1 Classificazione del rischio sismico delle costruzioni	32
5.2 Procedimento di classificazione	34
5.3 Verifica degli elementi strutturali sottoposti a spettro di risposta da normativa	35
5.3.1 Verifica delle travi	35
5.3.2 Verifica dei pilastri	42
5.4 Verifica degli elementi strutturali sottoposti a spettro di risposta con a_g ridotto	49
5.4.1 Verifica a presso-flessione deviata dei pilastri	49
5.4.2 Verifica dei setti del vano ascensore	52
5.5 Estrazione della classe di rischio sismico pre-intervento	57
6 Progettazione dell'intervento di adeguamento sismico tramite esoscheletro	59
6.1 Modellazione FEM dell'esoscheletro	63
6.2 Analisi pushover	69
6.3 Dimensionamento dell'esoscheletro	71
6.3.1 Dimensionamento delle travi ortogonali	71
6.3.2 Dimensionamento dei montanti	74
6.3.3 Dimensionamento dei controventamenti	77
6.3.4 Dimensionamento delle travi parallele	79
6.4 Dimensionamento collegamenti dell'esoscheletro	80
6.4.1 Collegamento bullonato: controventamento-piastra saldata alla trave ortogonale	81
6.4.2 Collegamento con tasselli meccanici: trave ortogonale-pilastro in c.a.	84
6.4.3 Collegamento bullonato: trave ortogonale-montante	88
6.4.4 Collegamento bullonato: montante-montante	92
6.4.5 Collegamento bullonato: trave parallela-montante	95
6.4.6 Collegamento saldato: piastra di collegamento del controventamento-trave ortogonale	98
6.4.7 Collegamento saldato: elemento-piastra di collegamento	100
6.4.8 Collegamento: montante-fondazione	101
7 Classificazione del rischio sismico dell'edificio con esoscheletro	106
7.1 Verifica a presso-flessione deviata dei pilastri	106
7.2 Verifica a tenso-flessione dei setti del vano ascensore	109
7.3 Estrazione della classe di rischio sismico post-intervento	112
8 Conclusioni	114
Bibliografia	117
Riferimenti aggiuntivi	117

Abstract

La presente tesi analizza la vulnerabilità sismica degli edifici residenziali costruiti tra gli anni '60 e '70 e propone un intervento di adeguamento strutturale basato su un esoscheletro esterno in acciaio.

Tali edifici, progettati secondo normative meno stringenti rispetto agli standard attuali, presentano criticità strutturali dovute alla scarsa duttilità degli elementi in calcestruzzo armato, alla mancanza di dettagli costruttivi antisismici e alla limitata resistenza alle sollecitazioni orizzontali.

L'analisi del rischio sismico dell'edificio di riferimento è stata condotta tramite modellazione agli elementi finiti (FEM), con particolare attenzione alla valutazione delle sollecitazioni e delle deformazioni sotto azioni sismiche. Successivamente, sono stati determinati i parametri PAM (Perdita Annuale Media) e IS-V (Indice di Sicurezza), secondo le procedure normate, confrontando la PGA (Peak Ground Acceleration) di capacità con la PGA (Peak Ground Acceleration) di domanda per gli stati limite SLD (Stato Limite di Danno) e SLV (Stato Limite di salvaguardia della Vita).

Per soddisfare i requisiti di sicurezza e ridurre al minimo l'interferenza con le attività quotidiane dei condòmini durante l'installazione, è stato progettato un esoscheletro in acciaio, ancorato ai pilastri delle facciate frontali e posteriori e dotato di controventamenti a X nella direzione perpendicolare alle facciate.

Questa soluzione è stata scelta per compensare l'impossibilità di inserire controventamenti direttamente lungo il lato corto, a causa della presenza di un giunto sismico che separa la struttura in due moduli indipendenti.

L'esoscheletro è stato integrato nella geometria delle logge esistenti, sostituendone le pareti con telai controventati, creando così elementi di irrigidimento continui lungo la direzione debole dell'edificio.

L'intervento proposto ha permesso di migliorare significativamente la risposta sismica dell'edificio, portando la classe di rischio da F a C.

I risultati evidenziano come l'adozione di esoscheletri in acciaio possa rappresentare una soluzione efficace e non invasiva per la riqualificazione sismica del patrimonio edilizio esistente.

1 Introduzione

La presente tesi è stata svolta in collaborazione con l'azienda Aliva S.r.l. ed è stata seguita dall'Ing. Ruggiero De Giorgio nella fase di progettazione dell'esoscheletro esterno in acciaio e nella scelta degli obiettivi.

La vulnerabilità sismica del patrimonio edilizio esistente rappresenta una delle sfide più rilevanti nel contesto dell'ingegneria strutturale, soprattutto in paesi ad elevato rischio sismico come l'Italia.

Gli edifici residenziali costruiti tra gli anni '60 e '70, realizzati in calcestruzzo armato secondo normative meno stringenti rispetto agli standard attuali, presentano criticità strutturali che li rendono particolarmente vulnerabili alle azioni sismiche.

Questo elaborato si colloca nell'ambito della riqualificazione sismica degli edifici residenziali esistenti, con particolare attenzione alle strutture realizzate negli anni '60 e '70, che necessitano di interventi di adeguamento a causa delle normative tecniche obsolete con cui sono stati progettati.

La scelta di focalizzarsi su edifici costruiti in questo arco temporale è motivata dalla scarsa duttilità degli elementi in calcestruzzo armato, dalla mancanza di dettagli costruttivi antisismici e dalla limitata resistenza alle sollecitazioni orizzontali, caratteristiche comuni delle strutture realizzate prima dell'entrata in vigore delle normative sismiche più recenti.

L'intervento su edifici di questo periodo è fondamentale per garantire la sicurezza strutturale e proteggere la vita umana in caso di eventi sismici.

In questo contesto, la presente tesi si propone di analizzare la vulnerabilità sismica di un edificio residenziale tipico di questo periodo e di proporre un intervento di adeguamento strutturale innovativo basato su un esoscheletro esterno in acciaio.

Tale soluzione mira a migliorare la risposta sismica dell'edificio, riducendo al contempo l'impatto sulle attività quotidiane dei condòmini.

L'edificio scelto come riferimento per l'edilizia residenziale anni '70, è un edificio multipiano (33 m), situato in Via Galeazza, nel comune di Bologna.

La struttura composta da 3 telai monodirezionali collegati da cordoli rispetta i canoni della tipologia strutturale in esame.

L'analisi del rischio sismico è stata condotta tramite modellazione agli elementi finiti (FEM), con particolare attenzione alla valutazione delle sollecitazioni e delle deformazioni sotto azioni sismiche.

Sono stati determinati i parametri PAM (Perdita Annuale Media) e IS-V (Indice di Sicurezza), confrontando la PGA (Peak Ground Acceleration) di capacità con la PGA di domanda, per gli Stati Limite di Danno (SLD) e di salvaguardia della Vita (SLV).

L'ottenimento dei parametri PAM e IS-V ha permesso la definizione della classe di rischio sismico dell'edificio pre-intervento e post-intervento.

La progettazione dell'intervento di adeguamento sismico tramite esoscheletro è basata sui seguenti obiettivi:

- **Aumento della classe di rischio sismico:**
Viene richiesto un aumento di almeno due livelli della classe di rischio sismico dell'edificio in esame, definendo un aumento della sicurezza in ambito sismico della struttura.
- **Miglioramento delle caratteristiche modali:**
Si prevede una diminuzione del tempo di vibrazione dell'edificio con esoscheletro.
L'aumento di rigidità dato dall'installazione dell'esoscheletro ridurrebbe il periodo modale, migliorando il comportamento dell'edificio sottoposto a un sisma.
- **Facilità d'installazione e limitazione dell'impatto sociale:**
L'esoscheletro deve essere composto da elementi facilmente installabili, esclusivamente dall'esterno dell'edificio in esame.
La riduzione al minimo possibile dell'interferenza delle attività d'installazione con la vita quotidiana di coloro che abitano nell'edificio è un aspetto fondamentale della progettazione di questo intervento.
- **Limitazione dell'impatto architettonico:**
L'installazione dell'esoscheletro può alterare l'estetica e il volume delle facciate, un effetto che si è cercato di minimizzare.
L'impatto dell'esoscheletro sulle facciate è stato limitato, inserendo l'esoscheletro nella geometria delle logge già esistenti.

1.1 Organizzazione della tesi

L'elaborato è strutturato come segue:

- Il primo capitolo presenta l'ambito della tesi, gli obiettivi fissati nella progettazione dell'esoscheletro esterno in acciaio e l'importanza dell'esecuzione di interventi di adeguamento sismico sugli edifici anni '70.
- Il secondo capitolo descrive l'evoluzione della normativa sismica in Italia e approfondisce alcuni aspetti progettuali inerenti al caso studio in esame.
Inoltre, presenta le tipologie edilizie degli edifici residenziali degli anni '60-'90 (edifici in linea e a torre), sottolineando la presenza di numerose aperture sulle facciate, che abbassano l'efficienza energetica e ostacolano l'installazione di elementi in acciaio davanti ad esse.
- Il terzo capitolo presenta l'edificio di riferimento anni '70 in esame.
Viene descritto in termini architettonici e strutturali, facendo riferimento ai disegni e alla relazione di calcolo del progettista.
Inoltre, vengono riportati anche i carichi statici che verranno poi applicati al modello agli elementi finiti.
- Il quarto capitolo descrive le fasi di modellazione dell'edificio si riferimento sul software agli elementi finiti SAP2000.
Inoltre, vengono definite le combinazioni di carico utilizzate per l'analisi della struttura.
Vengono, infine, riportate le deformate della struttura risultanti dall'analisi statica lineare e i parametri modali (periodi e frequenze) estratti dall'analisi modale.
- Il quinto capitolo presenta il metodo di classificazione di rischio sismico dell'edificio, dal punto di vista normativo e pratico, descrivendo i passaggi eseguiti per l'estrazione della classe di rischio sismico dell'edificio in esame pre-intervento.
- Il sesto capitolo discute dettagliatamente la modellazione FEM e la progettazione dell'esoscheletro di rinforzo sismico in acciaio.
In particolare, vengono dimensionati tutti gli elementi che lo compongono e i collegamenti tra di essi, con i pilastri già esistenti e la fondazione.
Viene, in seguito, estratta la classe di rischio sismico dell'edificio post-intervento.
- Il settimo capitolo confronta i risultati ottenuti in termini di parametri modali (periodi e frequenze) e classi di rischio sismico.
Vengono discussi i vantaggi e le criticità alla base di un intervento di adeguamento sismico tramite un esoscheletro esterno in acciaio.
- In fondo all'elaborato è riportata la lista delle dei libri, testi e documenti alla base di questa tesi.
Inoltre vengono riportate le tavole di progetto dell'esoscheletro di rinforzo in acciaio.

2 Identificazione tipologica e strutturale del costruito anni '60 – '90

2.1 Evoluzione delle tecniche di progettazione strutturale

Fino al 1930, in Italia, la progettazione strutturale non considerava in modo sistematico le sollecitazioni orizzontali indotte dai terremoti, in quanto non erano stati registrati eventi sismici di tale intensità da rendere necessaria una normativa specifica.

Si attenderà però fino al 1962, quando i terremoti in Irpinia e in Sicilia spinsero la politica italiana a rafforzare le misure di prevenzione del rischio sismico^[4].

L'evoluzione normativa successiva ha delineato un percorso di progressivo affinamento delle prescrizioni tecniche, come sintetizzato di seguito:

- 1974 – DM. Che aggiorna e introduce le “Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche.”
- 1996 – Indicazioni più dettagliate sui criteri antisismici.
- 2003 – NTC 2003, criteri più avanzati e dettagliati per la progettazione sismica.
- 2008 – DM. che modifica e aggiorna le NTC 2003.
- 2018 – DM. che modifica e aggiorna le NTC 2008.

Con l'introduzione di queste norme, la progettazione in zona sismica si discosta molto da quelle che erano le modalità fino ad allora utilizzate.

In particolare, le normative vigenti tra gli anni '60 e '90 risultavano meno dettagliate e stringenti rispetto agli standard attuali, il che ha influito significativamente sul comportamento strutturale del patrimonio edilizio di quell'epoca.

Viene introdotto il concetto di duttilità degli elementi strutturali, che definisce la capacità dell'elemento di deformarsi oltre il limite elastico e che sarà fondamentale nella progettazione dei telai in calcestruzzo armato. La duttilità di un elemento trave è inversamente proporzionale al rapporto d'armatura dell'elemento e questo porrà un limite massimo nel progetto delle armature.

Il concetto di confinamento assume un ruolo importante per l'aumento della duttilità degli elementi strutturali e andrà a definire regole precise per la realizzazione di dettagli costruttivi.

Per confinamento, si intende l'azione orizzontale data dalla presenza di una fitta staffatura nell'elemento strutturale, che conferisce alla porzione di calcestruzzo all'interno di esse, una resistenza meccanica e duttilità maggiore.

Inoltre, gli elementi strutturali sottoposti a sforzi normali elevati, avranno una duttilità minore e ciò porterà maggiore attenzione alla progettazione dei pilastri e degli elementi soggetti a precompressione.

Alla base del concetto di duttilità c'è l'obiettivo del progettista di ottenere una crisi degli elementi strutturali in alcuni nodi della struttura precedentemente scelti, dove viene raggiunto per primo il momento plastico della sezione e di conseguenza si ha la formazione della cerniera plastica.

Una volta, raggiunto il limite plastico, tale nodo non potrà sopportare momenti sollecitanti maggiori e le sollecitazioni verranno ridistribuite sugli altri nodi della struttura.

In un caso di analisi limite al collasso, con un carico laterale che aumenta nel tempo, si formeranno sempre più cerniere plastiche all'interno della struttura, fino al raggiungimento del collasso.

Il tipo di collasso scelto per la progettazione è definito da una crisi lato flessione, che porta ad un meccanismo duttile e individuabile prima del collasso, date le deformazioni che possono avere gli elementi strutturali.

Si vuole, quindi, evitare un tipo di crisi per taglio, governato da un meccanismo fragile, improvviso e che non consente deformazioni degli elementi strutturali.

Inoltre, è fondamentale evitare la formazione di una serie di cerniere plastiche di piano, lato pilastro, che porterebbe ad un cinematismo fragile della struttura, detto piano debole.

Per scongiurare questo problema, vengono utilizzate regole di progettazione basate sulla gerarchia delle resistenze, prediligendo una progettazione degli elementi del tipo “colonne forti, travi deboli”, in modo da ottenere cerniere plastiche solo sulle travi.

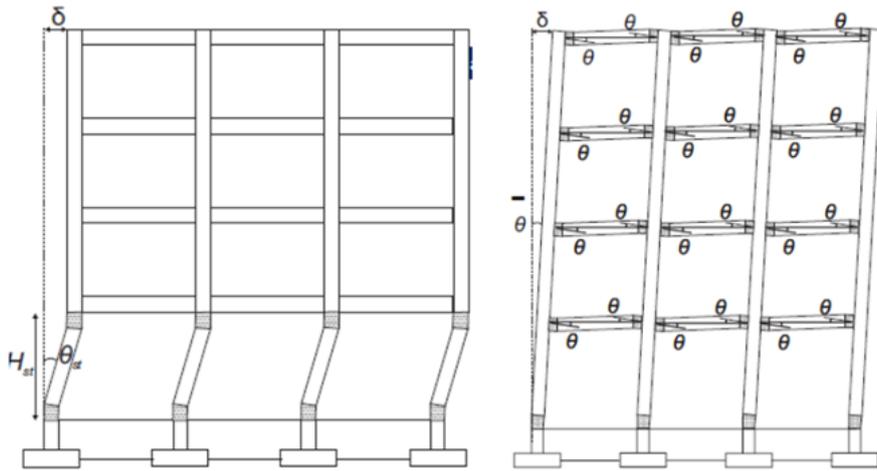


Fig. 1: Confronto tra cinematico a piano debole e cinematico ideale ottenibile tramite progettazione con gerarchie di resistenze.

• **Controventamenti**

Affinché un edificio risulti adeguatamente resistente alle sollecitazioni orizzontali, derivanti principalmente dall'azione del vento e del sisma, è necessario adottare strategie progettuali mirate a garantire sia la resistenza strutturale sia il contenimento degli spostamenti.

Un'eccessiva deformazione laterale, infatti, potrebbe compromettere l'integrità degli elementi non strutturali o addirittura innescare fenomeni di instabilità.

Alla resistenza alle azioni orizzontali contribuiscono sia le strutture orizzontali che quelle verticali che trasferiscono le azioni alle fondazioni.

La trasmissione delle azioni dipende dalla rigidità degli elementi che concorrono a sopportare il carico.

Gli impalcati (in latero-cemento gettato in opera con soletta di 5/6 cm o con pannelli prefabbricati) sono solitamente molto rigidi nel loro piano.

Per rendere resistente alle azioni orizzontali una struttura a telaio, si può ricorrere alla disposizione nei vari piani di elementi di controventamento, come ad esempio pareti in c.a., che assorbiranno o sforzo nella direzione del loro asse longitudinale.

È buona norma, quindi, posizionare tali controventamenti in entrambe le direzioni x e y della pianta, in modo da avere elementi resistenti in ogni direzione.

Il posizionamento in pianta di questi elementi resistenti sposterà la posizione del centro di rigidità all'interno del piano.

Nel caso in cui il centro di rigidità non coincida con quello di massa, dal quale passano le risultanti delle forze applicati, la struttura sarà soggetta anche a momento torcente.

L'effetto del momento torcente, in fase di progettazione, può essere trattato con un metodo di verifica semplificato, basato su un coefficiente di amplificazione che aumenta con la distanza dell'elemento resistenze dal centro di rigidità, solo nel caso in cui l'edificio sia regolare nel piano.

Per tale motivo è preferibile una sistemazione degli elementi di controventamento il più simmetrica possibile, in modo da agevolare la progettazione e diminuire l'effetto del momento torcente.

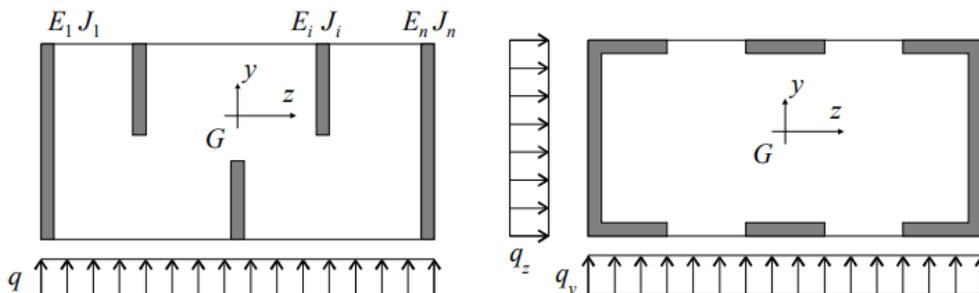


Fig. 2: Disposizione controventamenti simmetrica rispetto l'asse y e rispetto entrambi gli assi (y e z).

Spesso sono presenti elementi chiusi all'interno della pianta che hanno una rigidezza torsionale significativa e che, quindi, non possono venire trascurati in ambito di progettazione. Tali elementi possono essere vano scala e ascensore, che costituiscono un nucleo in calcestruzzo armato di controventamento nelle due direzioni e lungo tutta l'altezza della costruzione.

Infine, si devono evitare discontinuità di rigidezza lungo l'altezza dell'edificio, quindi le pareti di taglio devono essere continue fino a terra.

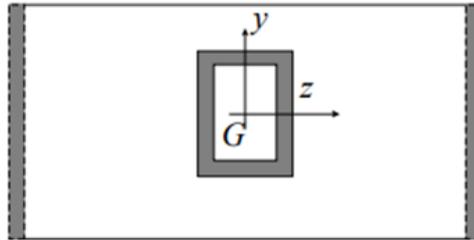


Fig. 3: *Nucleo di controventamento (vano scala o ascensore).*

- **Ipotesi di solaio rigido**

Come detto precedentemente, la regolarità in piano è fondamentale per la progettazione di un edificio che, con la giusta disposizione degli elementi di controventamento, sarà meno sollecitato dal punto di vista torsionale.

Oltre a questo aspetto, la regolarità in piano è basata anche sull'ipotesi che il solaio interpiano sia caratterizzato da una rigidezza nel piano molto elevata rispetto alla rigidezza laterale degli elementi verticali. Questa ipotesi garantisce che le deformazioni del solaio abbiano un effetto trascurabile sulla distribuzione delle forze sugli elementi verticali.

Inoltre, sono considerabili regolari in piano gli edifici con una pianta di forma compatta.

Nel caso di solaio in latero-cemento, la rigidezza in piano del solaio interpiano è governata dalla soletta armata di collegamento di 4-5 cm, che viene realizzata sulle pignatte e travetti.

Tale soletta non è sempre presente negli edifici anni '60-'90 progettati negli anni in cui le norme sismiche non erano stringenti come ai giorni nostri.

La sua mancanza porterebbe il solaio a deformarsi diversamente lungo il perimetro, assumendo spostamenti diversi dei vari travetti e una conseguente mal distribuzione delle forze sugli elementi resistenti.

Questo porterebbe a una concentrazione degli sforzi solo su alcuni elementi resistenti della pianta, che potrebbero raggiungere la crisi prima del previsto oppure, in termini di stati limite di esercizio potrebbero verificarsi spostamenti differenziali troppo elevati che potrebbero danneggiare gli elementi non strutturali.

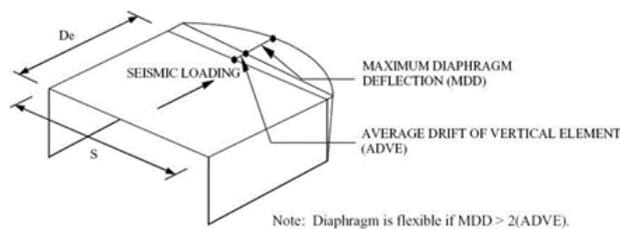


Fig. 4: *Deformazione del solaio in caso sia deformabile nel piano.*

2.2 Identificazione delle tipologie edilizie

Tra gli anni '60 e '90, una delle tipologie edilizie più diffuse era rappresentata dagli edifici residenziali pluripiano, comunemente noti come condomini^[2].

Questi edifici presentano una particolare vulnerabilità sismica, dovuta principalmente alla loro configurazione geometrica e alle tecniche costruttive adottate in quel periodo.

Le normative allora vigenti erano meno stringenti rispetto agli standard attuali, soprattutto per quanto riguarda la capacità delle strutture di resistere alle sollecitazioni orizzontali indotte da un evento sismico.

Gli edifici ad uso residenziale possono essere divisi in due categorie principali:

- Abitazioni unifamiliari: si tratta di edifici destinati a un solo nucleo familiare o, in alcuni casi, a più unità abitative con accesso indipendente. Quando sviluppati su più livelli, la distribuzione interna avviene in senso verticale, con spazi organizzati su più piani.
- Abitazioni plurifamiliari: organismi edilizi composti da più unità abitative e caratterizzati da un accesso agli alloggi tramite un sistema distributivo comune orizzontale (corridoi) o verticale (vani scala o ascensori).

Gli edifici plurifamiliari possono essere a loro volta divisi in:

- Edifici in linea: caratterizzati da aggregazioni lineari di unità immobiliari accorpate a due a due intorno ad un collegamento verticale comune. Per questo tipo di disposizione, le unità abitative hanno un lato di lunghezza 6-8 m e una profondità di 10-11 m. Questa soluzione costruttiva è stata ampiamente adottata in Italia, soprattutto per l'edilizia economica e popolare, diventando una delle configurazioni più diffuse nelle zone di espansione urbana. Si può parlare di casa "a stecca" quando l'aggregazione avviene secondo un asse rettilineo. La singola unità ha solitamente dimensioni costanti lungo l'asse trasversale della struttura e possono essere poi ripetute lungo l'asse longitudinale.

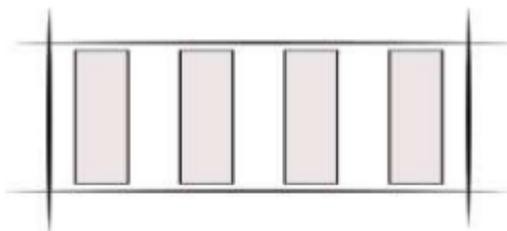


Fig. 5: *Disposizione interna edifici a stecca.*

In caso di moduli che si accostano seguendo un asse rettilineo, ma con accostamenti parziali, la struttura si può definire casa "a catena".

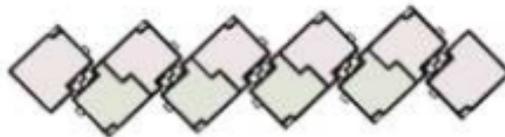


Fig. 6: *Disposizione interna edifici a catena.*

Mentre, se i moduli sono disposti seguendo una linea curva e con accostamenti totali, la struttura è detta "a virgola".

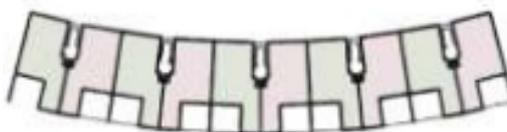


Fig. 7: *Disposizione interna edifici a virgola.*

- Edifici a torre: Gli edifici a torre si caratterizzano per uno sviluppo verticale significativo e la presenza di unità abitative distribuite su più piani.
Un elemento fondamentale di questa tipologia è il corpo centrale che ospita il vano scala e l'ascensore, garantendo la connessione tra i diversi livelli.
A differenza delle strutture in linea, le torri residenziali presentano un isolamento maggiore su tutti i fronti, grazie alla disposizione libera nello spazio urbano.
La loro diffusione è spesso legata alla necessità di ottimizzare il terreno edificabile, specialmente nelle aree con un costo del suolo elevato.



Fig. 8: *Disposizione interna edifici torre.*

Negli edifici realizzati tra gli anni '60 e '90, la disposizione delle aperture in facciata rispondeva a esigenze di ventilazione naturale e illuminazione^[2].

Per migliorare il comfort abitativo, si favoriva l'orientamento degli edifici in modo da massimizzare l'irraggiamento solare nelle zone climatiche fredde e la ventilazione incrociata in quelle più calde.

Tuttavia, la presenza di ampie aperture e superfici vetrate, spesso non accompagnata da accorgimenti strutturali adeguati, ha contribuito a una minore efficienza energetica rispetto agli standard attuali.

3 Inquadramento dell'edificio di riferimento

In questo capitolo verrà presentato l'edificio di riferimento scelto come esempio di tipologia costruttiva a telaio in calcestruzzo armato anni '60-'90.

Nei prossimi capitoli dell'elaborato, l'edificio sarà oggetto di un'analisi di vulnerabilità sismica e conseguente estrazione della classe di rischio sismico.

In seguito, verrà progettato un intervento di rinforzo strutturale alle azioni sismiche tramite un esoscheletro in acciaio installabile all'esterno della struttura già esistente.

L'edificio è situato in via Galeazza, nel comune di Bologna e la sua progettazione risale al 1980.

La struttura, alta 33 m (11 piani), è composta da due corpi di fabbrica identici, contigui e separati da un giunto di dilatazione con doppi pilastri e doppie travi.

Inoltre, tali elementi sono a loro volta divisi in due moduli simmetrici, provvisti di un vano scala e ascensore ognuno.

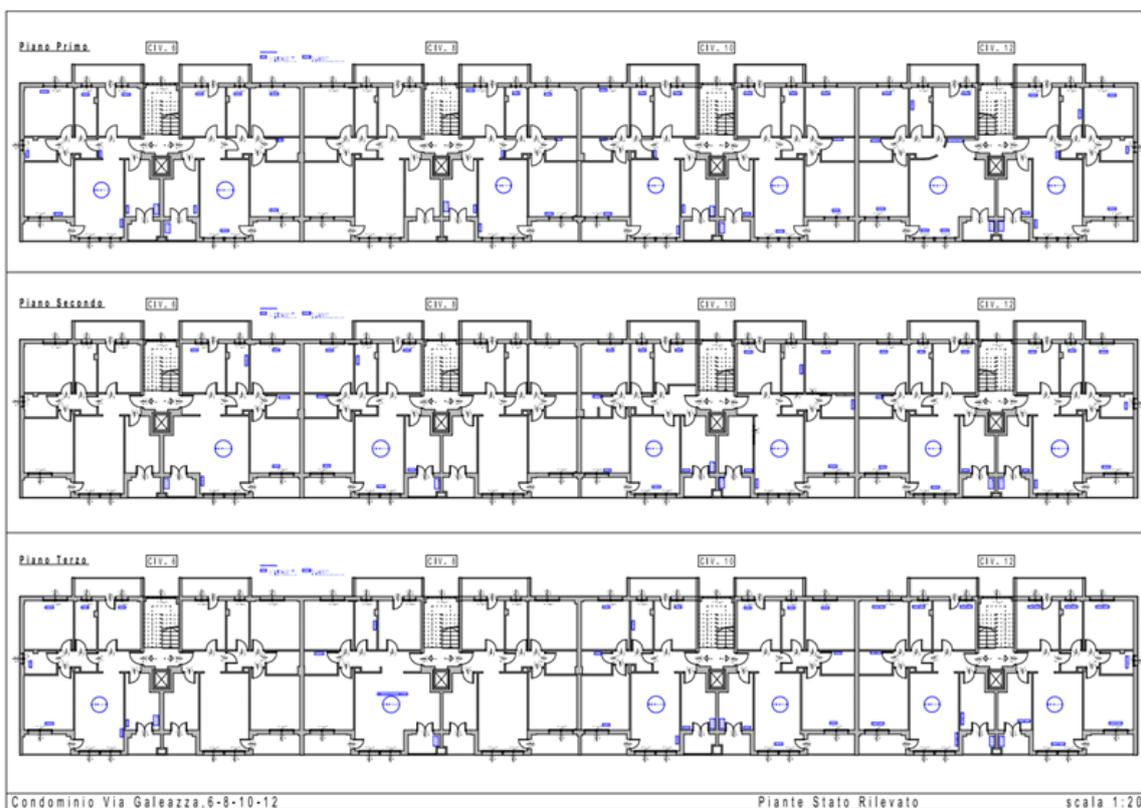


Fig. 9: *Piante piano primo, secondo e terzo.*

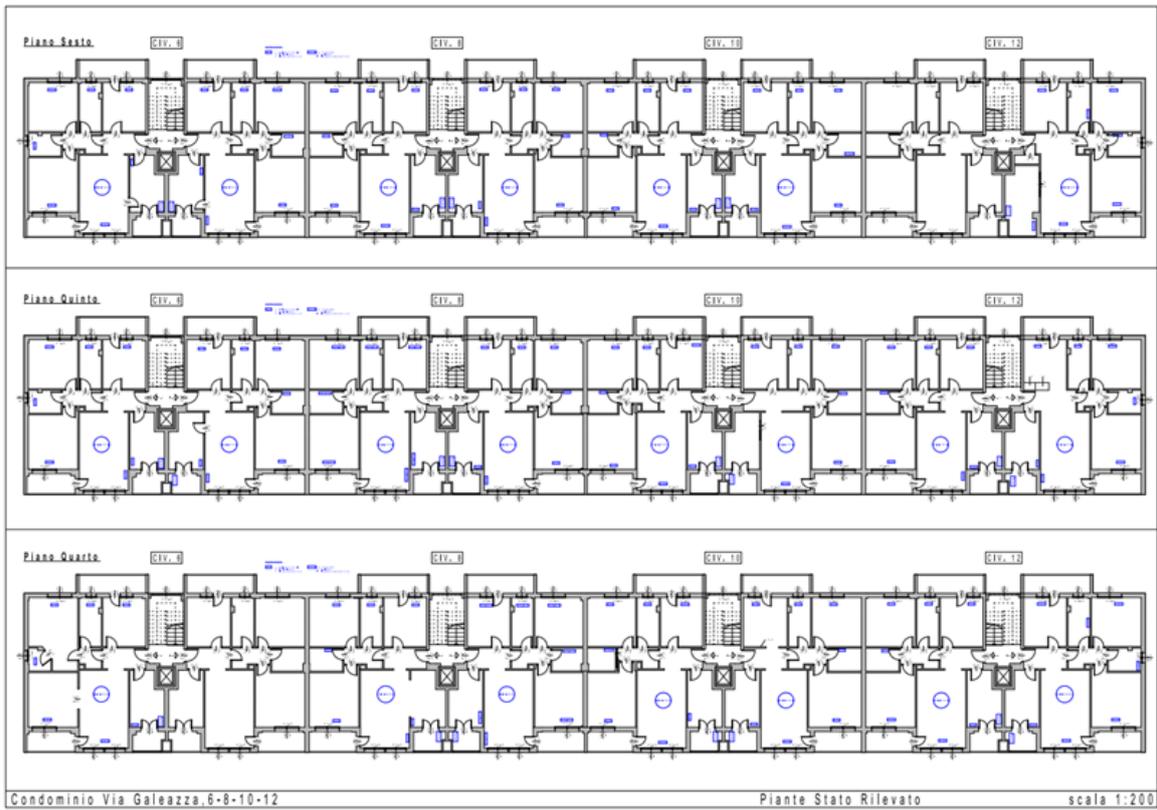


Fig. 10: Pianta piano quarto, quinto e sesto.

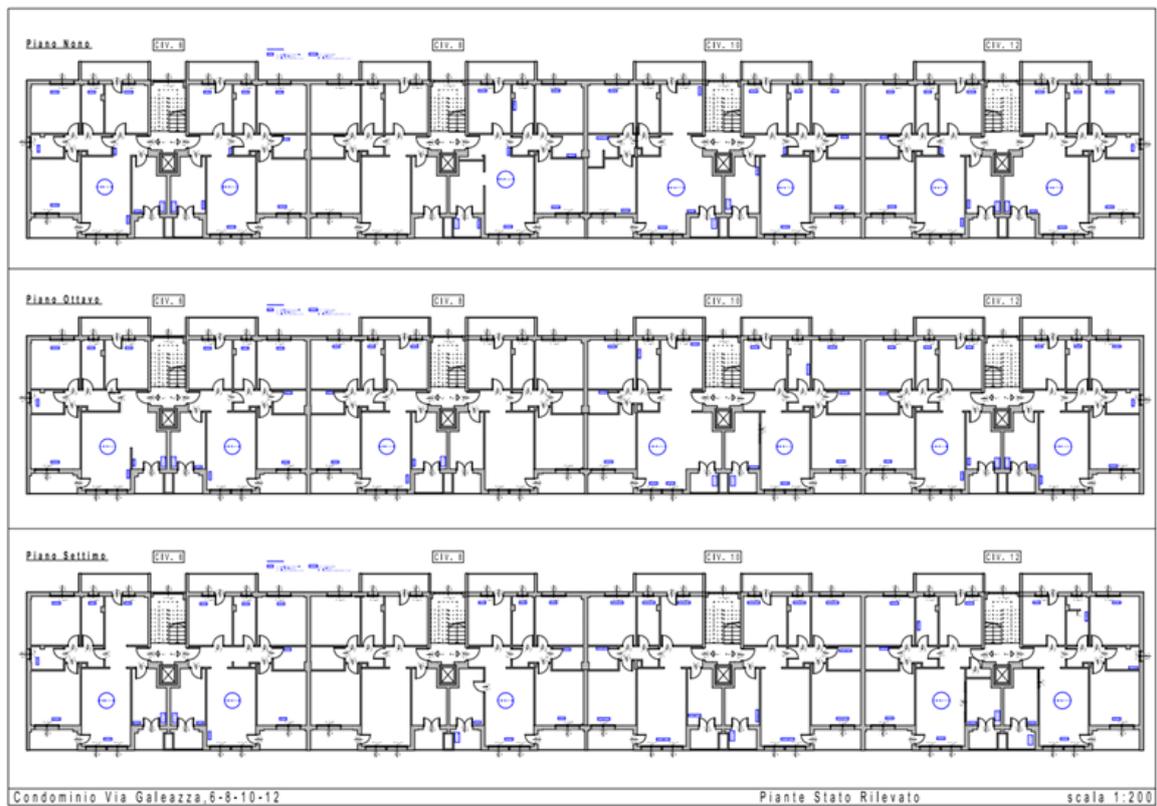


Fig. 11: Pianta piano settimo, ottavo e nono.

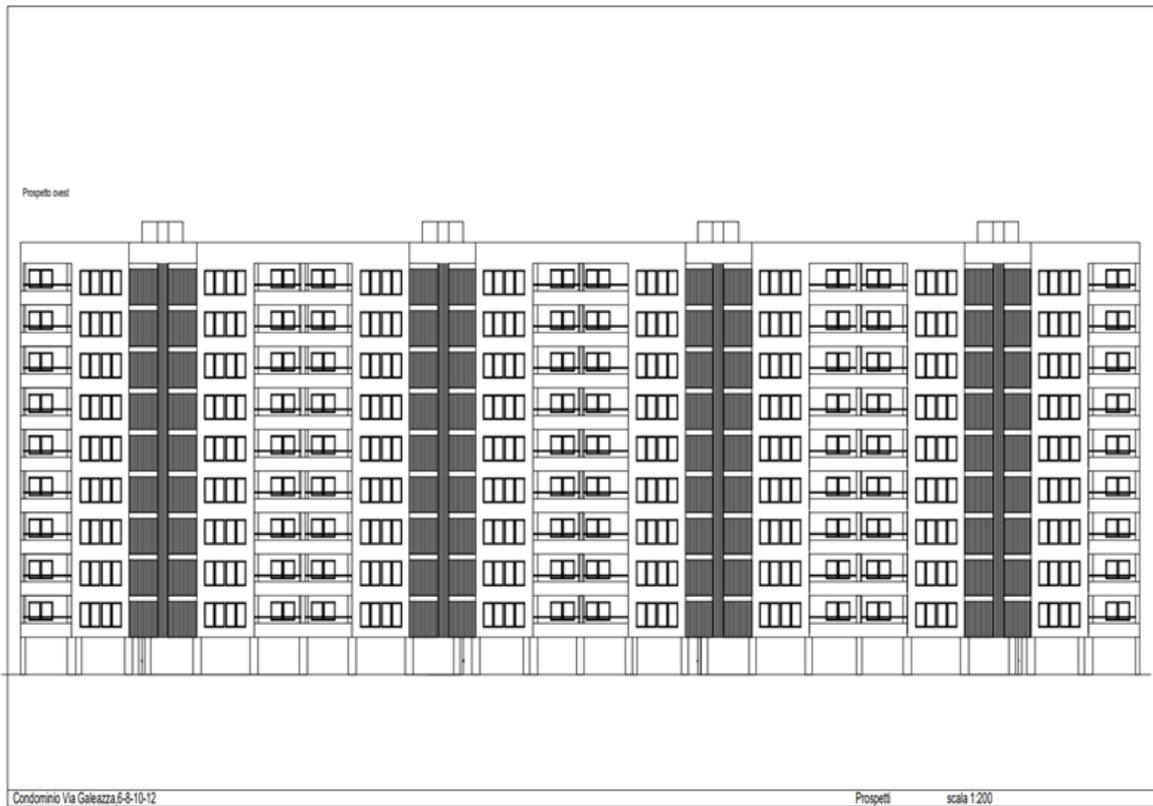


Fig. 12: *Prospetto ovest.*

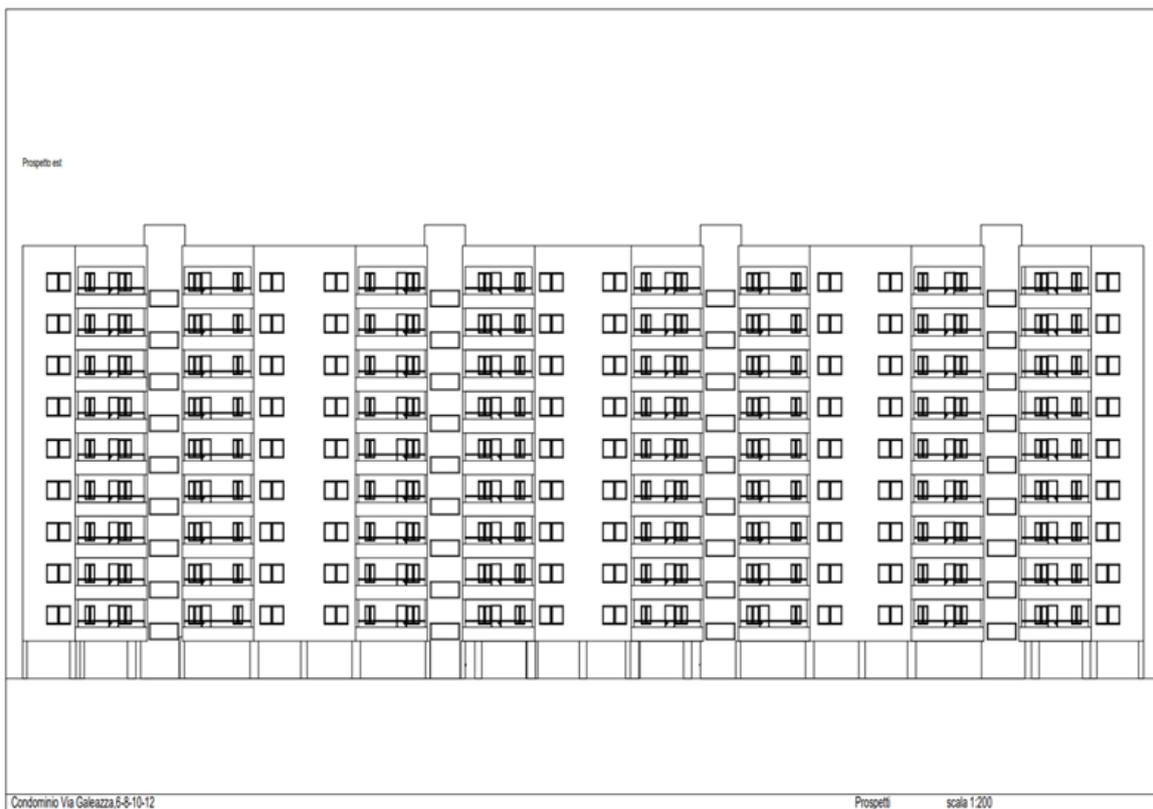


Fig. 13: *Prospetto est.*

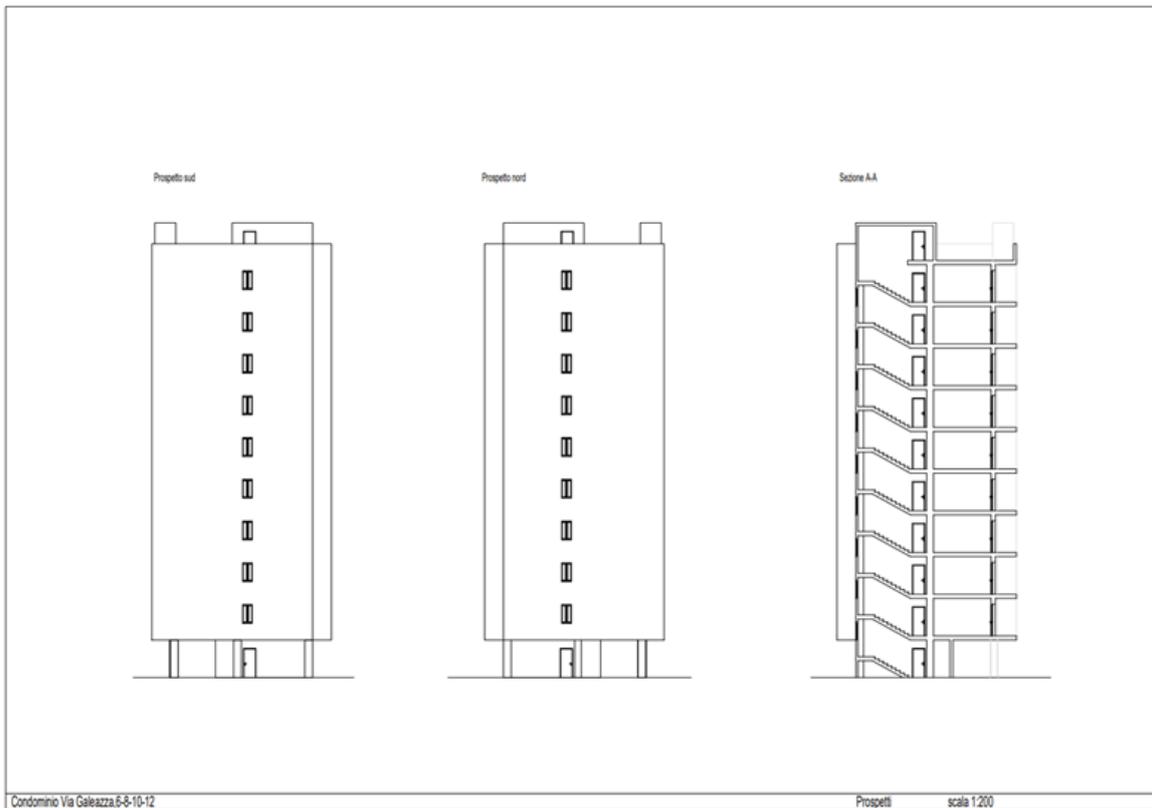


Fig. 14: *Prospetto sud, nord e sezione A-A.*

Dal punto di vista strutturale, l'edificio è composto da 3 telai mono-direzionali, orientati lungo l'asse longitudinale e da un cordolo perimetrale per ogni piano nella direzione trasversale.

Inoltre, i solai sono orientati perpendicolarmente alla direzione dei telai e sono del tipo prefabbricato BPH20 per una parte del piano e BPH16+4 per la restante area.

I solai prefabbricati hanno uno spessore pari a 20 cm e sono dotati di una soletta collaborante che rende il solaio rigido nel piano.

Le travi dei piani 2-11 dei telai sono in spessore, con una larghezza pari a 100 cm e altezza pari a quella del solaio (20 cm), mentre quelle del piano primo sono travi in altezza, con una larghezza pari a 30/35 cm e un'altezza pari a 60 cm.

Inoltre, in corrispondenza dei pianerottoli ancorati al telaio esterno, sono presenti delle travi armate di spessore pari a 18 cm e altezza pari a 160 cm.

Il vano ascensore è costituito da pareti in c.a. con spessore pari a 20 cm.

I pilastri del telaio assumono una sezione di dimensioni variabili a seconda della loro posizione in pianta ed altezza, di seguito viene riportata una tabella contenente le relative dimensioni.

I materiali utilizzati per la realizzazione della struttura sono calcestruzzo C25/30 e acciaio B450C per le armature a aderenza migliorata.

NUMERO PILASTRI	1° ORDINE	2° ORDINE	3° ORDINE	4° ORDINE	5° ORDINE	6° ORDINE	7° ORDINE	8° ORDINE	9° ORDINE	10° ORDINE	11° ORDINE	
1	40x55	8φ16	40x55	8φ16	35x55	4φ14	30x55	8φ14	26x55	8φ14	26x55	8φ14
2	50x60	8φ18	50x60	8φ18	40x60	8φ18	40x50	8φ16	35x50	8φ16	30x50	8φ16
3	"	8φ20	"	"	50x55	"	50x50	4φ18	40x50	4φ18	40x50	4φ18
4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
5	"	8φ18	"	8φ18	40x50	4φ18	40x50	8φ16	35x50	8φ16	"	8φ16
6	45x60	8φ18	40x60	"	"	"	"	4φ18	40x50	8φ16	"	8φ16
7	50x60	8φ18	50x60	"	"	"	"	8φ16	"	8φ16	"	8φ16
8	"	8φ20	"	8φ18	50x55	8φ18	50x50	4φ18	40x50	4φ18	"	8φ16
9	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
10	"	8φ18	"	8φ18	40x50	8φ16	40x50	8φ14	35x50	8φ14	"	8φ16
11	35x60	8φ18	35x60	8φ16	35x55	"	30x55	8φ14	26x50	8φ14	"	8φ16
12	40x55	"	40x55	"	"	"	35x50	"	26x50	"	"	8φ16
13	50x60	8φ18	40x60	8φ18	35x60	4φ14	35x60	8φ16	35x55	8φ16	35x45	8φ16
14	40x50	8φ18	40x50	8φ16	40x40	8φ16	35x40	"	30x40	8φ16	30x40	8φ16
15	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
16	50x60	8φ18	40x60	8φ18	35x60	4φ14	35x60	8φ16	35x55	8φ16	35x45	8φ16
17	40x60	"	40x60	"	40x50	"	40x40	"	40x35	8φ16	40x30	"
18	50x60	"	"	"	35x60	"	35x55	"	35x50	"	35x45	"
19	40x50	"	40x50	8φ16	40x40	8φ16	35x40	8φ16	30x40	8φ16	30x40	8φ16
20	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
21	50x60	8φ18	40x60	8φ18	35x60	4φ14	35x60	8φ16	35x55	8φ16	35x45	8φ16
22	35x60	8φ18	35x60	8φ16	35x55	8φ16	26x50	8φ16	26x45	8φ16	26x35	8φ16
23	40x55	"	40x55	"	"	"	"	"	"	"	"	8φ16
24	45x60	8φ18	45x60	8φ18	35x60	8φ18	35x60	8φ16	35x50	8φ16	35x45	8φ16
25	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
26	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
27	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
28	40x60	8φ18	40x60	"	35x55	"	35x50	4φ14	35x50	8φ16	26x50	8φ16
29	45x60	8φ18	45x60	"	35x60	"	35x50	8φ16	35x50	8φ16	30x50	8φ16
30	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	8φ16
31	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	8φ16
32	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	8φ16
33	35x60	8φ18	35x60	"	35x55	4φ14	35x50	8φ16	26x50	8φ16	26x45	8φ16

Fig. 15: Tabella sezioni e armatura pilastri.

3.1 Analisi dei carichi

L'edificio di riferimento in esame è stato progettato nel 1980, basando i calcoli strutturali sulle norme tecniche di allora.

Gli estratti della relazione di calcolo riportati di seguito si riferiscono all'analisi dei carichi determinati dal progettista, per il dimensionamento dei vari elementi strutturali.

B) RELAZIONE DI CALCOLO

1) solai

- analisi dei carichi

+ solai di copertura garage (portico)

spessore 20 cm. in latero cemento

- peso proprio	200	kg/m ²
- pavimento	100	" "
- pietrinfolgi (tramezzi)	100	" "
- sovraccarico	300	" "
	<hr/>	
	700	kg/m ²

Solaio dal 1° al 9° piano compreso

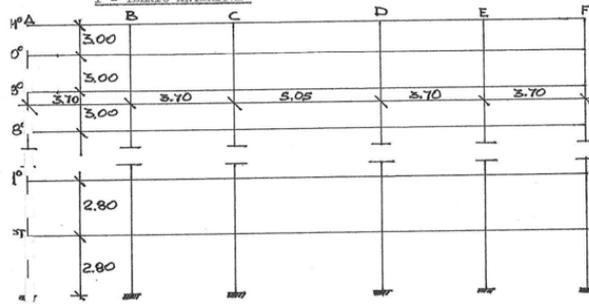
il solaio di copertura:

- peso proprio	140	kg/m ²
- pavimento e sottofondo	80	" "
- tramezzi (o impermeabilizzazione)	100	" "
- intonaco	30	" "
- sovraccarico	250	" "
	<hr/>	
	600	kg/m ²

Solaio di copertura garages esterni

- peso proprio	350	kg/m ²
- impermeabilizzazione	60	" "
- pavimento e sottofondo	120	" "
- sovraccarico	400	" "
	<hr/>	
	960	kg/m ²

I - TELAIO ANTERIORE



CARICO ORIZZONTALE SULLE TRAVATE

Trave 11°

Carico coperto :	500 x 4,35/2	=	1.090	kg/ml
" pensiline:	500 x 1,50	=	750	"
peso proprio:	0,20x1,00x2500	=	500	"
			<u>2.340</u>	kg/ml

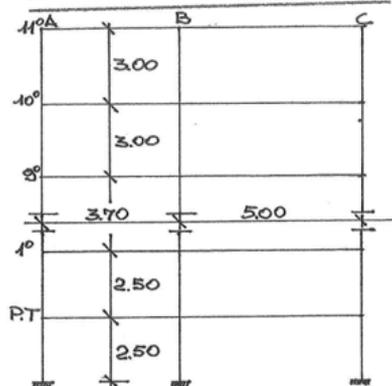
Travate 1° + 10°

Carico solaio :	500x4,35/2	=	1.090	kg/ml
balcone :	700x1,50	=	1.050	"
muro tamponante:	2,70x0,30x1200	=	270	"
peso proprio:	0,20x1,00x2500	=	500	"
			<u>2.910</u>	kg/ml

Trave piano terreno (V. anche trave II preced. calcoli)

Carico solaio interno:	600x4,35/2	=	1.300	kg/ml
carico solaio esterno	1100x5,20/2	=	3.410	"
peso proprio	0,30x0,60x2500	=	450	"
			<u>5.160</u>	kg/ml

II TELAIO POSTERIORE



Carichi sulle travate

Travata coperto 11° :	coperto = 500x 5,35	=	1340	kg/ml
carichi :	pensilina	2	750	" "
	peso proprio		500	" "
			<u>2590</u>	kg/ml

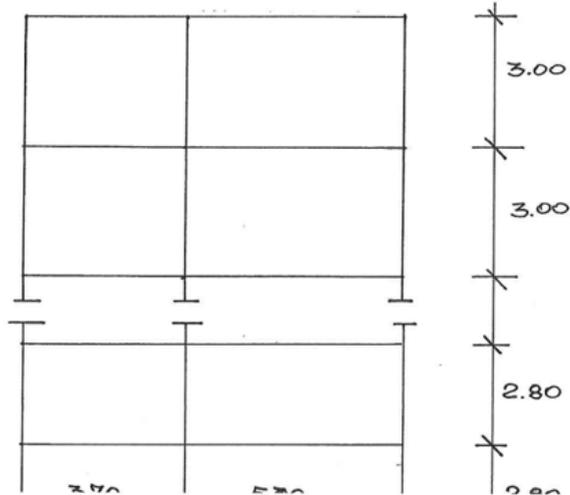
Travate 1° 10°

carichi :	solaio: 500x 5,35	=	1340	kg/ml
	balcone	2	1050	" "
	muro tamponamento		970	" "
	peso proprio		500	" "
			<u>3870</u>	kg/ml

Trave piano terreno

solaio:	600 x 5,35/2=	1600	kg/ml
peso proprio		450	" "
		<u>2050</u>	kg/ml

III TELAIO DI SPINA



Carico sulle travate:

$$\begin{aligned} \text{Coperto e piano tipo: solai: } & 500 \times \frac{4,35 + 5,35}{2} = 2425 \text{ Kg/ml} \\ \text{peso proprio} & = 500 \text{ "} \\ & \underline{\hspace{1.5cm}} \\ & 2925 \text{ Kg/ml} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Piano terreno: solai: } & 600 \times \frac{4,35 + 5,35}{2} = 2910 \text{ Kg/ml} \\ \text{peso proprio: } & 0,30 \times 0,50 \times 2500 = 375 \text{ "} \\ & \underline{\hspace{1.5cm}} \\ & 3285 \text{ kg/ml} \end{aligned}$$

Tali carichi saranno successivamente applicati al modello FEM, in modo da ottenere i risultati in termini di sollecitazioni e spostamenti degli elementi strutturali. Essi saranno fondamentali per lo svolgimento delle verifiche di resistenza e della classificazione del rischio sismico, argomenti che saranno trattati nei capitoli successivi.

4 Modellazione FEM e estrazione dei risultati

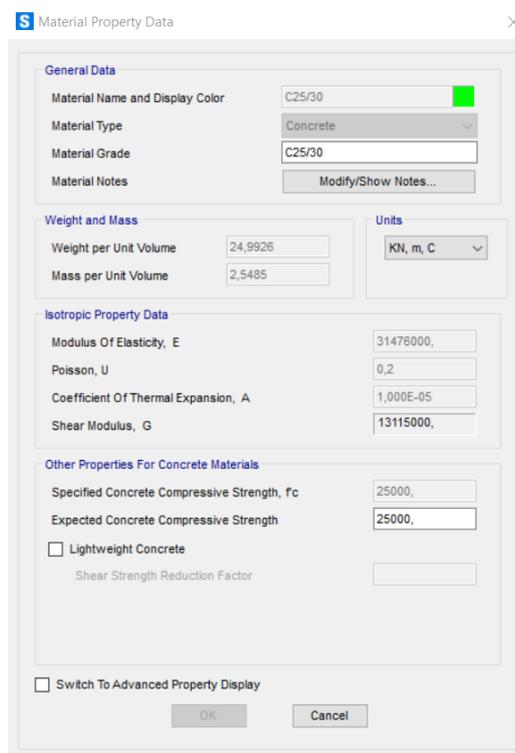
Per l'estrazione dei parametri di sollecitazione e deformazione dei vari elementi strutturali che compongono la struttura in esame, è stato realizzato un modello FEM 3D, tramite il software agli elementi finiti SAP2000.

L'edificio è composto da due moduli identici, uniti da un giunto sismico che li rende indipendenti tra loro; per questo motivo, si è scelto di modellare ed analizzare un singolo modulo.

Il modello è stato sottoposto alle varie combinazioni di carico d'interesse, descritte nei prossimi capitoli, per ottenere valori di sollecitazione che potessero essere confrontati, in un secondo momento, con i valori di resistenza delle sezioni dei singoli elementi strutturali ricavati tramite il software VCA SLU.

4.1 Modellazione FEM

Come primo passo, sono state definite le proprietà meccaniche dei materiali che compongono la struttura, in questo caso un calcestruzzo di classe C25/30 con armature B450C.



The image shows a screenshot of the 'Material Property Data' dialog box in SAP2000. The dialog is titled 'Material Property Data' and has a close button (X) in the top right corner. It is divided into several sections:

- General Data:** Material Name and Display Color: C25/30 (with a green color swatch); Material Type: Concrete (dropdown menu); Material Grade: C25/30; Material Notes: Modify/Show Notes... button.
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume: 24,9926; Mass per Unit Volume: 2,5485; Units: KN, m, C (dropdown menu).
- Isotropic Property Data:** Modulus Of Elasticity, E: 31476000; Poisson, U: 0,2; Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1,000E-05; Shear Modulus, G: 13115000.
- Other Properties For Concrete Materials:** Specified Concrete Compressive Strength, f_c : 25000; Expected Concrete Compressive Strength: 25000; Lightweight Concrete; Shear Strength Reduction Factor: (empty text box).

At the bottom, there is a checkbox for 'Switch To Advanced Property Display' (unchecked), and 'OK' and 'Cancel' buttons.

Fig. 16: Definizione proprietà calcestruzzo C25/30.

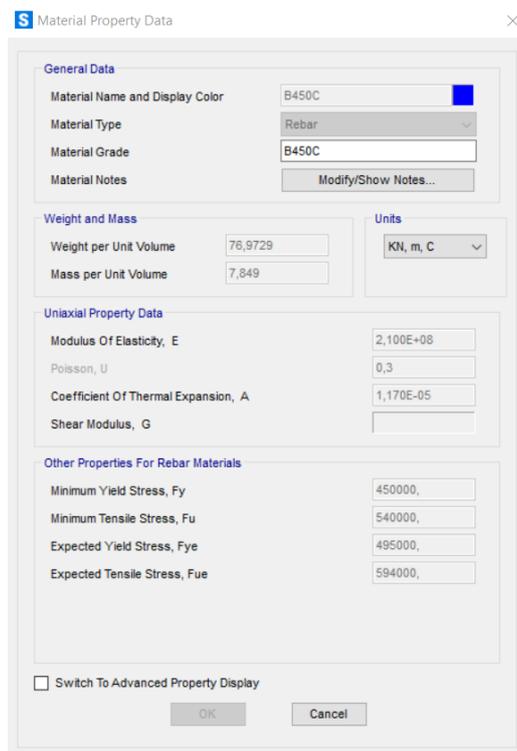


Fig. 17: *Definizione proprietà acciaio da armatura B450C.*

In seguito, sono state definite le dimensioni delle sezioni dei vari elementi strutturali facendo riferimento alla tabella della Fig. 15 per i pilastri e alle tavole strutturali dell'edificio per le travi, i setti del vano ascensore e i pianerottoli.

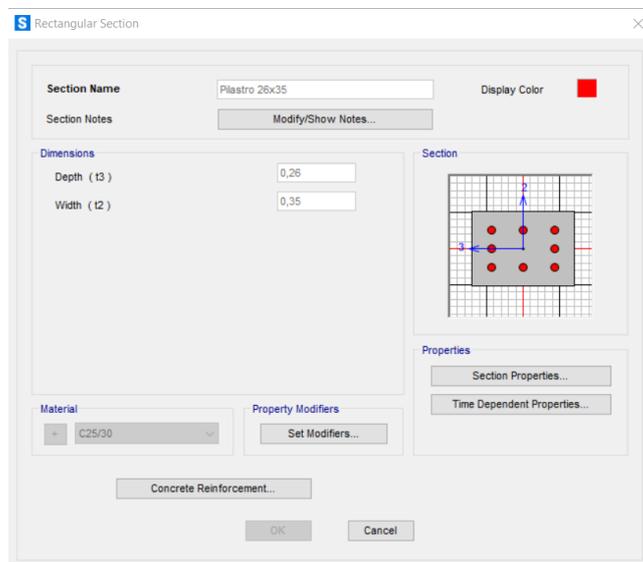


Fig. 18: *Esempio di definizione proprietà sezione pilastro.*

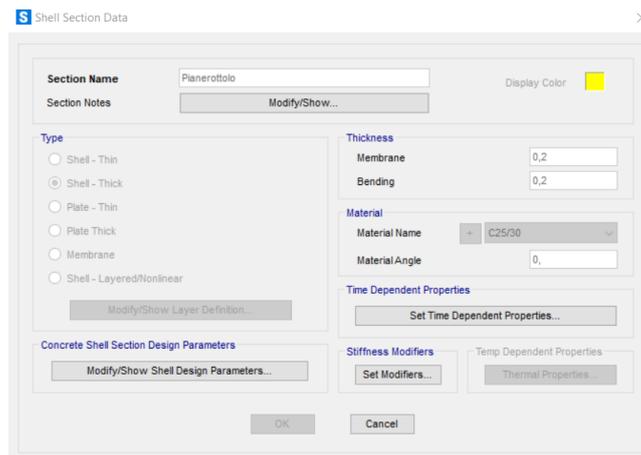


Fig. 19: Esempio di definizione proprietà sezione pianerottolo.

La rigidezza degli elementi strutturali deve essere valutata tenendo conto sia della deformabilità flessionale che di quella tagliante e, se necessario, di quella assiale.

Si può utilizzare per l'analisi la rigidezza elastica non fessurata o, preferibilmente e più realisticamente, la rigidezza fessurata al fine di tenere conto dell'influenza della fessurazione sulle deformazioni.

In mancanza di un'accurata valutazione delle proprietà di rigidezza, supportata da analisi razionali, la rigidezza flessionale e a taglio fessurata possono essere considerate la metà della rigidezza elastica non fessurata della sezione lorda.

Per applicare tali disposizioni, nel software SAP2000 è sufficiente impostare le modifiche alle proprietà nella finestra apposita.

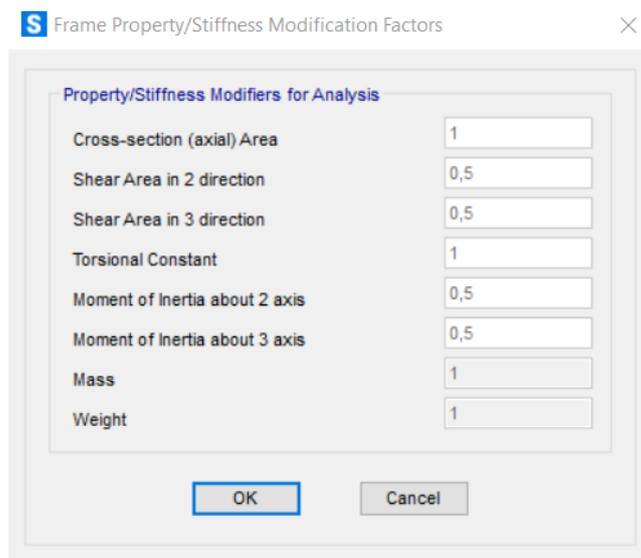


Fig. 20: Modifica dei parametri di rigidezza per tenere conto della fessurazione degli elementi beam.

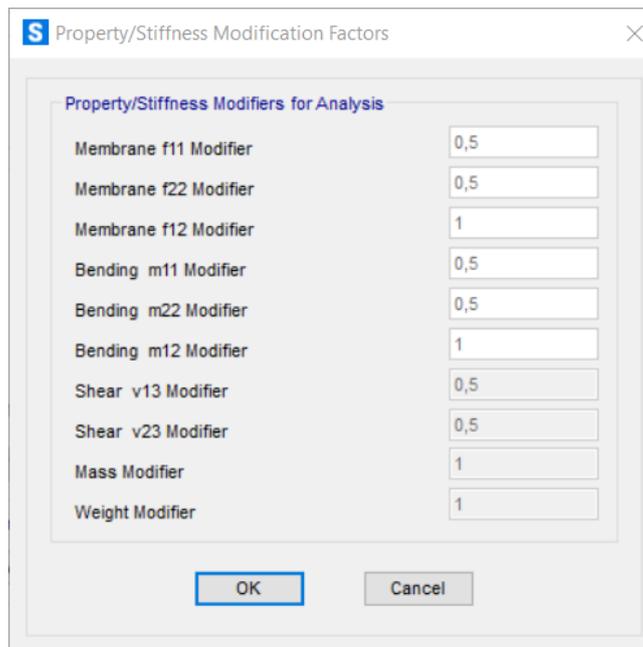


Fig. 21: *Modifica dei parametri di rigidezza per tenere conto della fessurazione degli elementi plate.*

La geometria del telaio è stata, quindi, modellata utilizzando elementi "beam", mentre i setti che formano il vano ascensore e i pianerottoli del vano scala sono stati disegnati utilizzando elementi "plate" di tipologia "thick".

Gli elementi sono stati vincolati alla base della struttura con dei vincoli ad incastro, mentre, per ogni piano, è stato definito un vincolo di tipo "diaframma", che ha la funzione di rendere il piano rigido (con spostamenti uguali tra loro nello stesso piano), in accordo con la presenza della soletta di collegamento nel solaio.

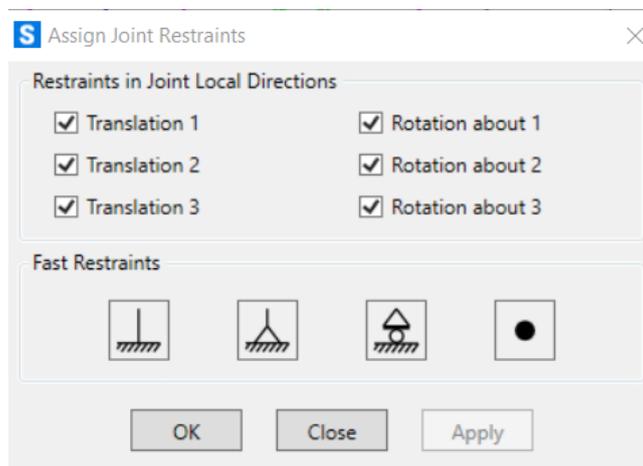


Fig. 22: *Applicazione vincoli di incastro.*

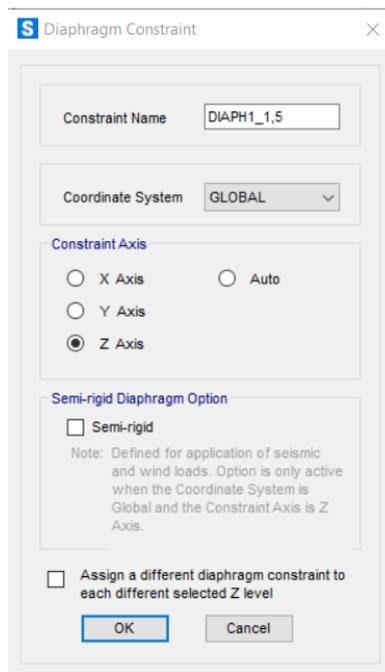


Fig. 23: *Applicazione diaframma di piano.*

Si riporta di seguito il modello FEM utilizzato per le verifiche:

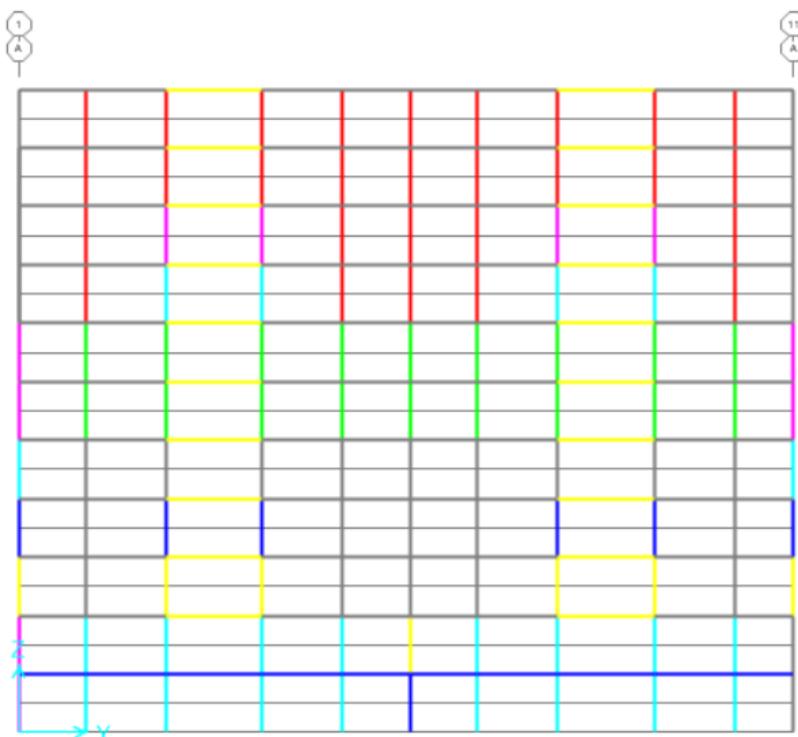


Fig. 24: *Modellazione telaio anteriore.*

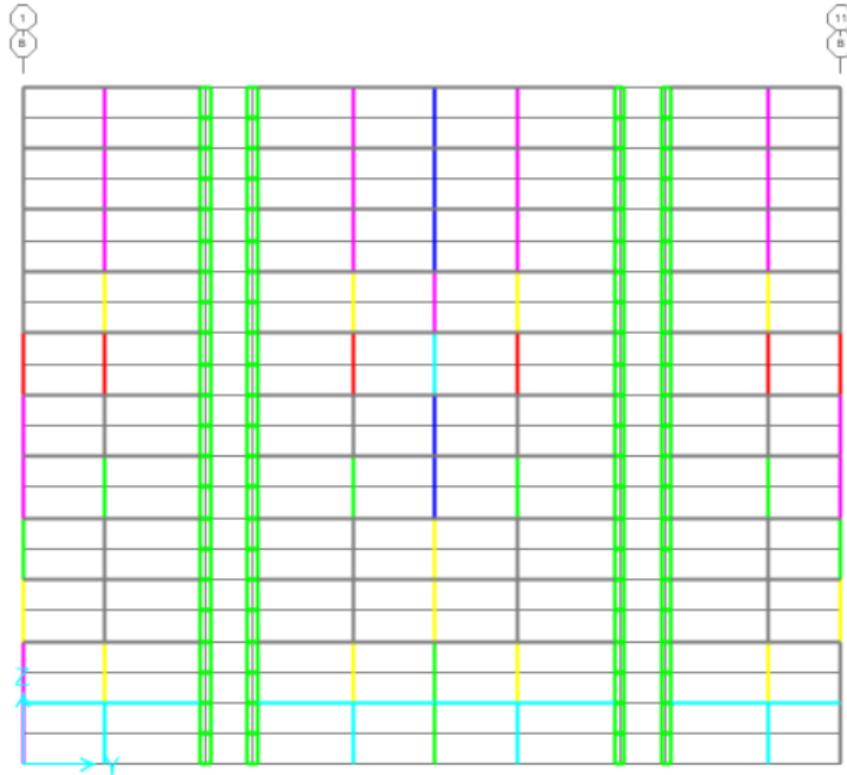


Fig. 25: Modellazione telaio di spina.

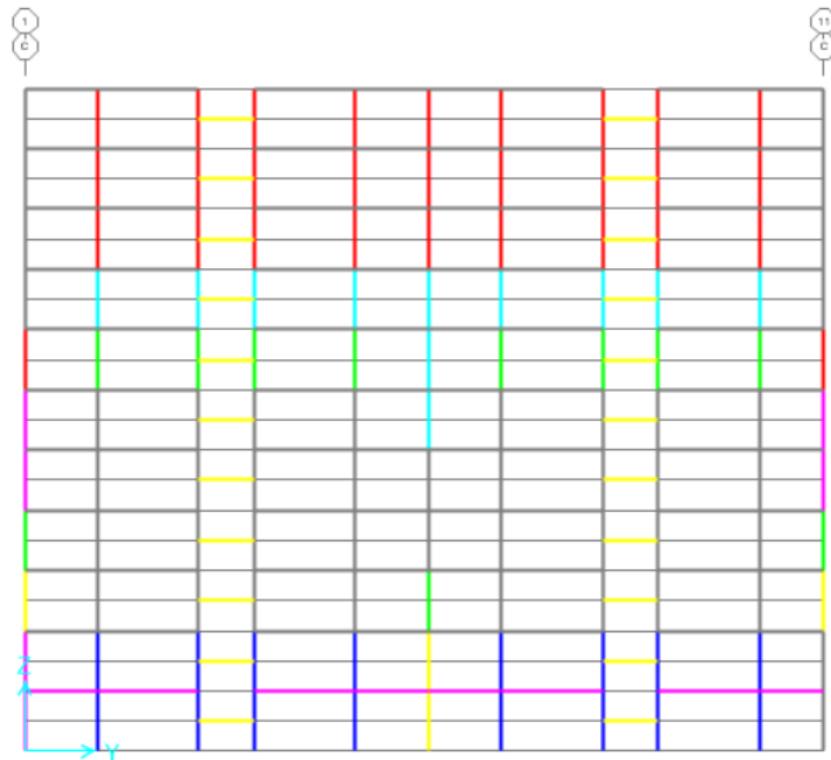


Fig. 26: Modellazione telaio posteriore.

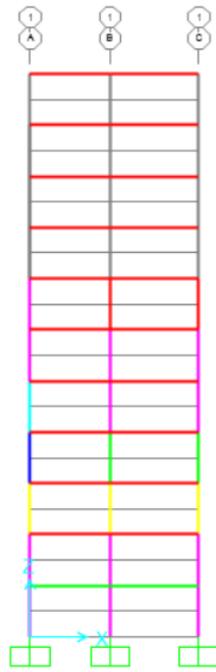


Fig. 27: *Modellazione cordoli di collegamento tra telai.*

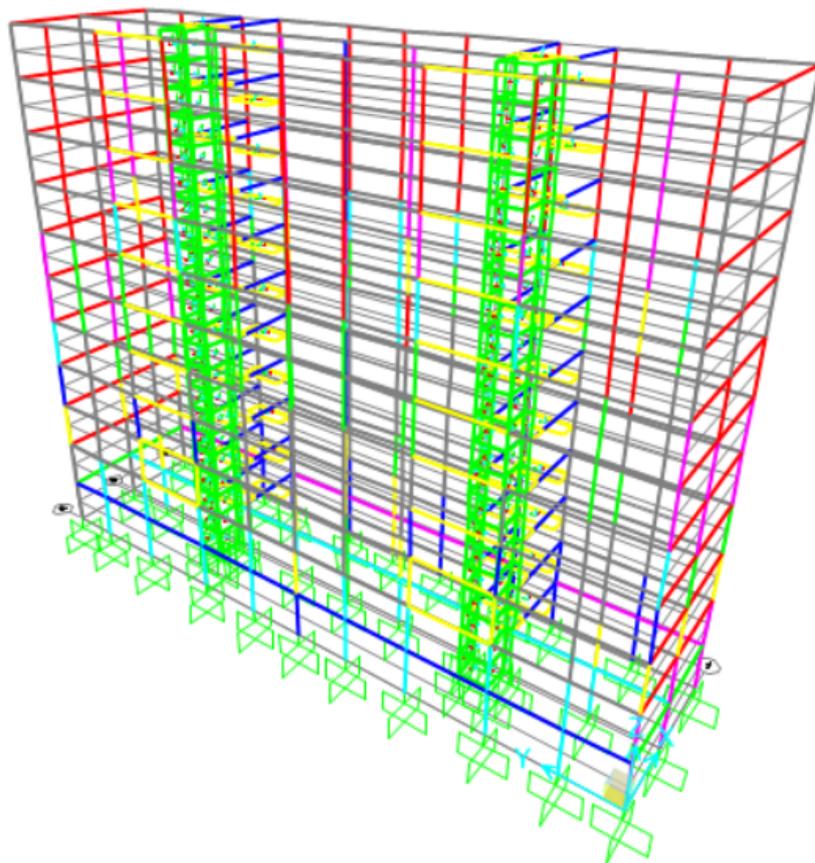


Fig. 28: *Modello FEM 3D.*

4.2 Definizione e applicazione delle combinazioni di carico

Per ottenere i risultati in termini di sforzi e deformazioni, sono state create le combinazioni di carico d'interesse. Per definire la combinazione di carico per le verifiche agli SLU, sono stati applicati i carichi permanenti verticali sulle travi del telaio, costituiti dal carico del solaio portato (in funzione delle aree di influenza) e dei pesi propri degli elementi strutturali (già tenuti in conto dal software).

In seguito, sono stati applicati i carichi variabili verticali sulle travi e sulla copertura, che fanno riferimento alla classe di utilizzo ($2kN/m^2$) e al carico della neve ($1,3kN/m^2$).

Quest'ultimi sono stati applicati a scacchiera, secondo due disposizioni; in questo modo vengono accentuate le sollecitazioni in campata.

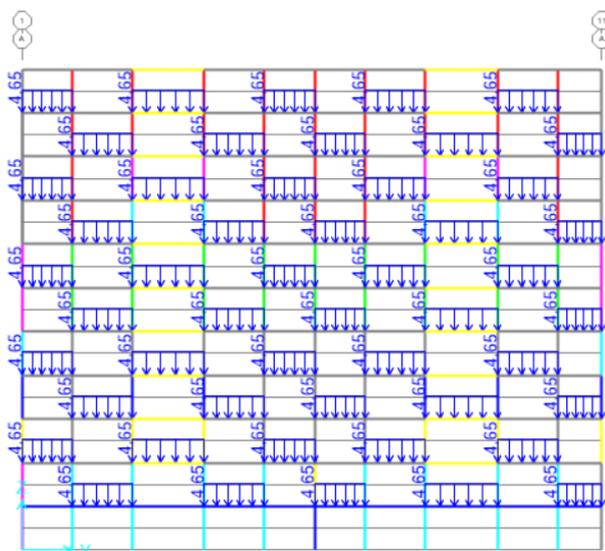


Fig. 29: Esempio di configurazione carichi variabili.

In definitiva, la combinazione per i carichi verticali agli SLU è l'involuppo delle combinazioni tra carichi permanenti e le varie disposizioni di carichi variabili, moltiplicati per i rispettivi coefficienti di amplificazione.

La finestra di dialogo 'Load Combination Data' mostra i parametri di configurazione per una combinazione di carico. I campi sono:

- Load Combination Name: (User-Generated) ULS_A
- Notes: Modify/Show Notes...
- Load Combination Type: Linear Add
- Options: Convert to User Load Combo, Create Nonlinear Load Case from Load Combo
- Define Combination of Load Case Results:

Load Case Name	Load Case Type	Mode	Scale Factor
DEAD	Linear Static		1,3
DEAD	Linear Static		1,3
LiveRes_A	Linear Static		1,5
LiveRes_A_Copertura	Linear Static		1,5

Bottoni: Add, Modify, Delete, OK, Cancel.

Fig. 30: Esempio combinazione di carico agli stati limite ultimi.

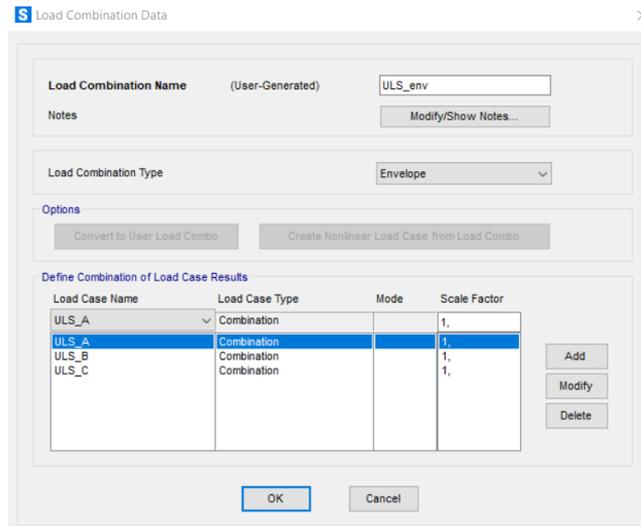


Fig. 31: *Inviluppo combinazione di carico SLU.*

Per quanto riguarda le combinazioni di carico di tipo sismico, sono stati definiti gli spettri di risposta di progetto per gli stati limite d'interesse per le verifiche: Stato Limite di Danno (SLD) e Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV).

Gli spettri di risposta sono stati costruiti attraverso i parametri T_r , ag/g , F_0 , T_c^* , seguendo le indicazioni descritte nel capitolo §3.2.3.2.1 delle NTC 2018^[4].

Tali parametri sono stati definiti in funzione dello stato limite e delle coordinate della struttura.

Inoltre, sono stati utilizzati anche i parametri che tengono conto della tipologia di suolo, su cui è stata costruita la struttura.

In questo caso è stata scelta una categoria di suolo di tipo C, tipica della zona del comune di Bologna nei pressi del fiume Reno.

Di seguito vengono riportati i parametri utilizzati e gli spettri di risposta ottenuti.

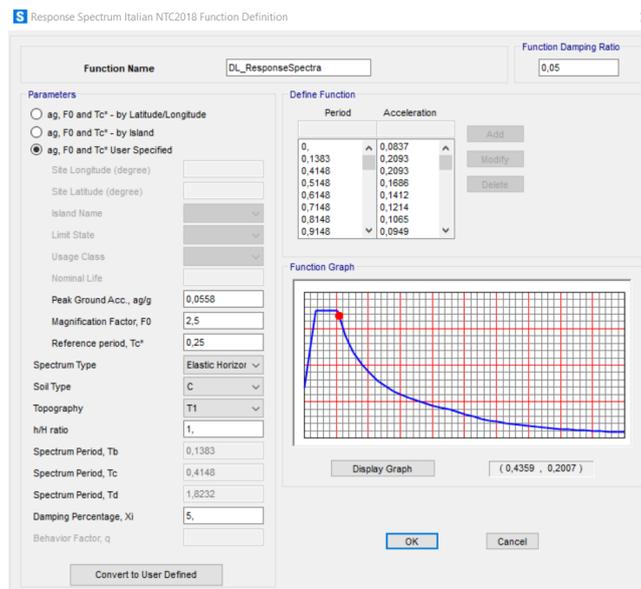


Fig. 32: *Spettro di risposta per stato limite di danno (SLD).*

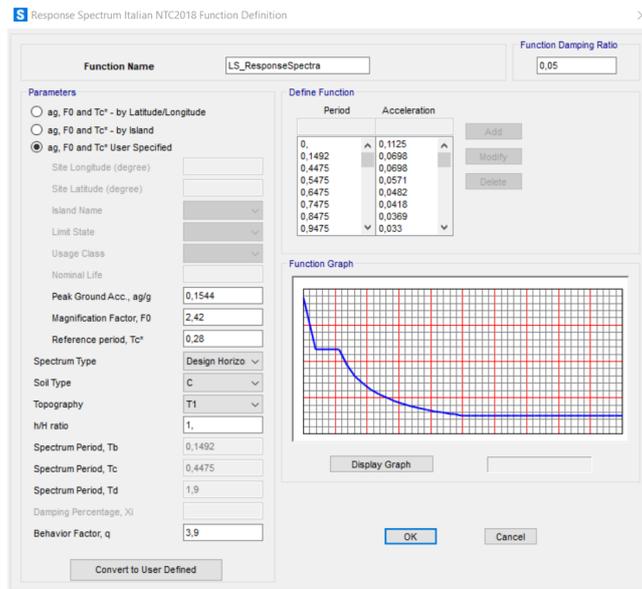


Fig. 33: *Spettro di risposta per stato limite di salvaguardia della vita (SLV).*

Tali spettri di risposta sono stati applicati alla struttura in entrambe le direzioni della pianta, seguendo la regola di combinazione descritta dalle NTC 2018^[4], combinando l'azione orizzontale nella direzione principale con l'azione orizzontale nella direzione ortogonale, moltiplicata per un fattore di riduzione pari al 30%.

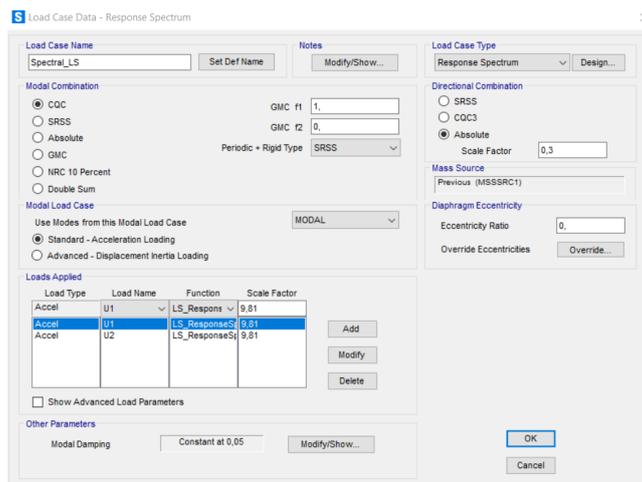


Fig. 34: *Esempio combinazione al 30% con spettro di risposta per stato limite di salvaguardia della vita (SLV).*

Una volta ottenuta la combinazione orizzontale per lo stato limite SLD e SLV, ognuna è stata combinata con la combinazione quasi permanente dei carichi verticali descritti precedentemente.

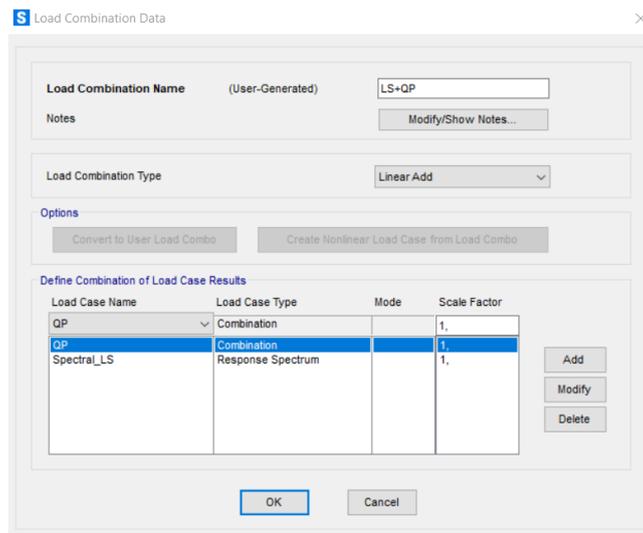


Fig. 35: Somma lineare tra la combinazione quasi permanente e la combinazione con spettro di risposta per stato limite di salvaguardia della vita (SLV).

Infine, è stata combinata quest'ultima combinazione di carico con quella agli stati limite ultimi, ottenendo così un involucro dal quale verranno ricavati i parametri di sforzo e deformazione, utili per le verifiche degli elementi strutturali.

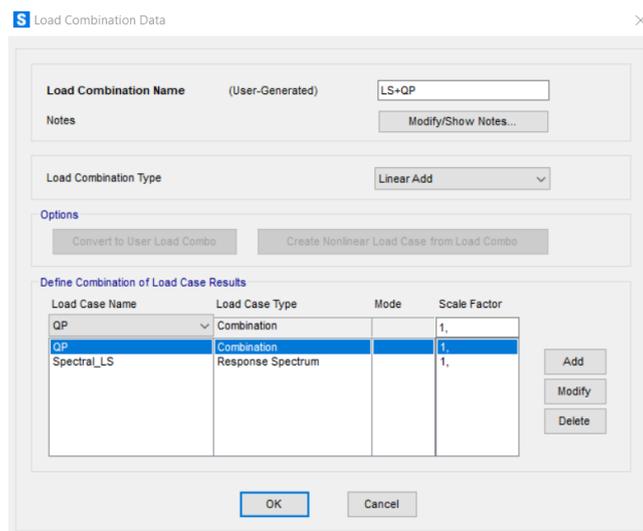


Fig. 36: Involuppo tra la combinazione quasi permanente + combinazione con spettro di risposta per stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e la combinazione agli SLU.

Queste combinazioni saranno chiamate per semplicità, ULS-DL+QP e ULS-LS+QP, per il resto dell'elaborato.

4.3 Estrazione dei risultati

Una volta applicati i carichi descritti nel capitolo precedente e definite le combinazioni d'interesse, è stata eseguita l'analisi statica lineare con spettro di risposta per ottenere sforzi e deformazioni degli elementi strutturali.

L'obiettivo di questa analisi è ricavare i parametri di sforzo utili alla verifica delle resistenze degli elementi strutturali a taglio e a flessione.

Tali parametri saranno utili per la classificazione del rischio sismico della struttura, affrontata nel prossimo capitolo.

Inoltre, sono stati estratti anche i valori di periodi e frequenze modali della struttura, i quali verranno successivamente confrontati con quelli ottenuti dal modello FEM della struttura con l'intervento di adeguamento sismico progettato nei prossimi capitoli.

Di seguito vengono riportate le deformate della struttura sottoposta alla combinazione ULS-DL+QP e ULS-LS+QP (3.2).

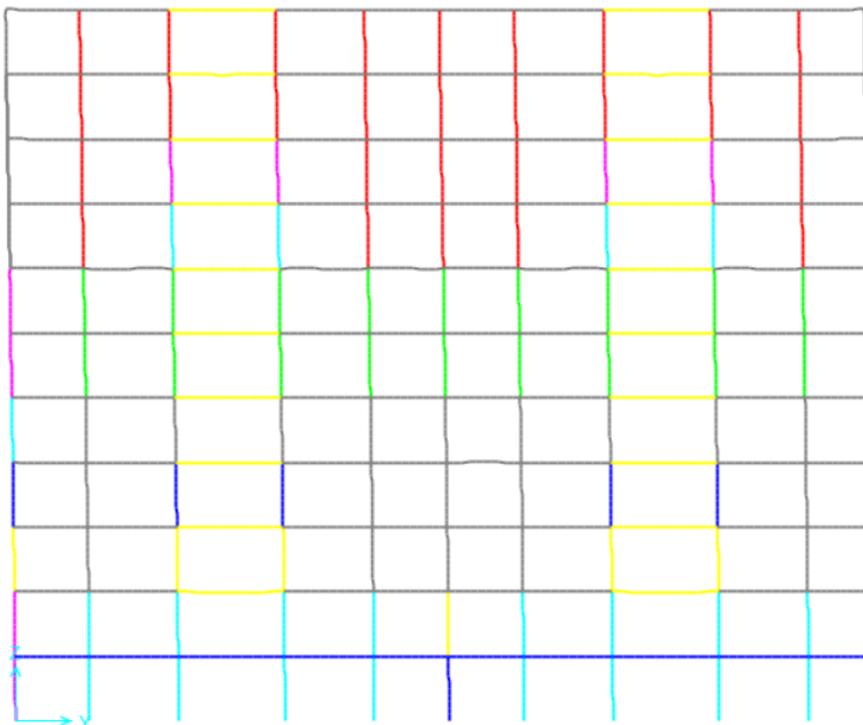


Fig. 37: *Deformata telaio anteriore.*

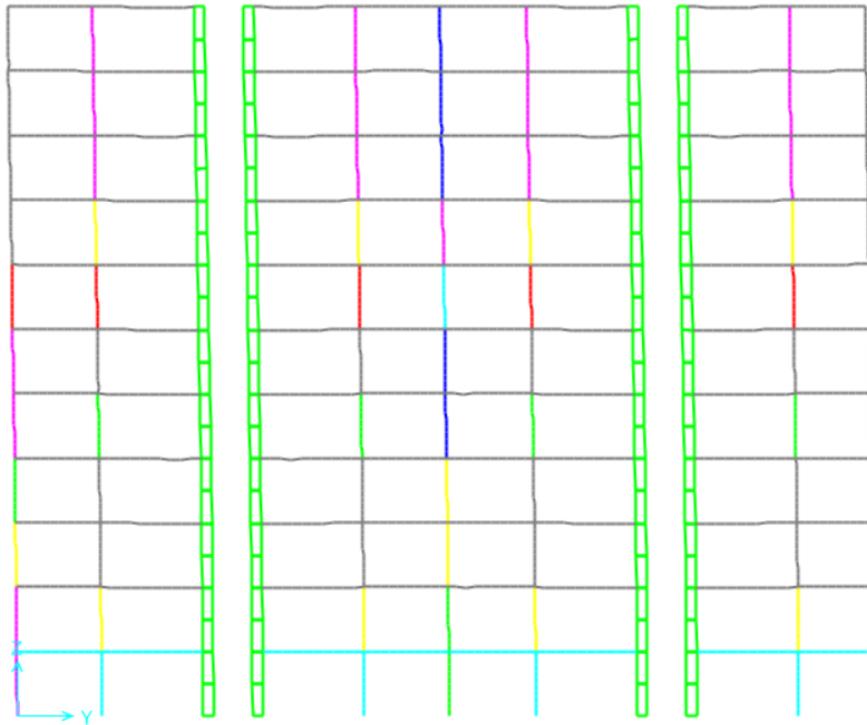


Fig. 38: *Deformata telaio di spina.*

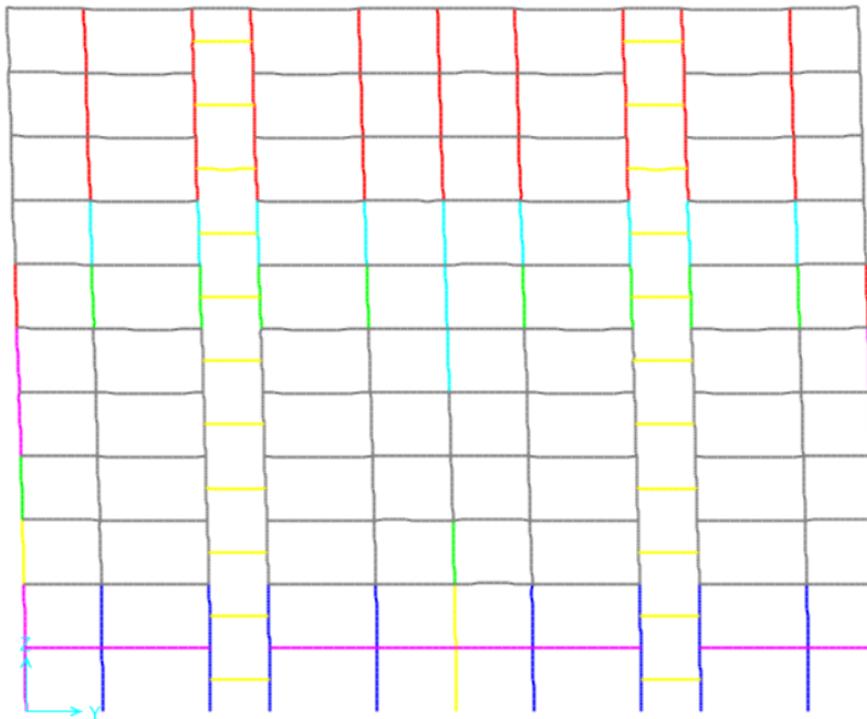


Fig. 39: *Deformata telaio posteriore.*

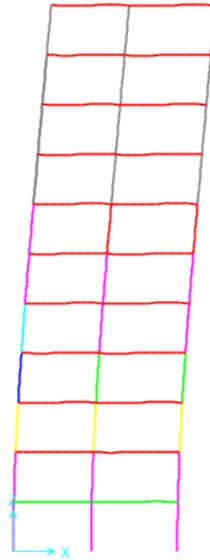


Fig. 40: *Deformata telaio laterale*

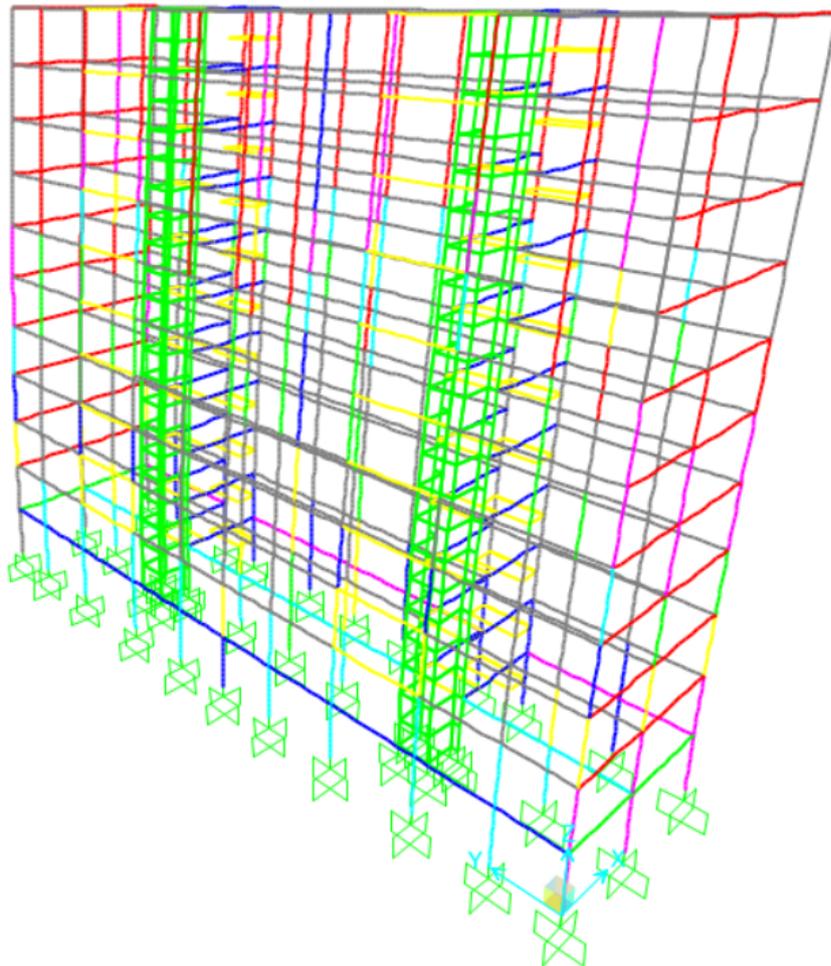


Fig. 41: *Deformata struttura 3D.*

Le deformate ottenute risultano coerenti con il comportamento atteso per un edificio con telai in c.a. monodirezionali, soggetto ad azione sismica orizzontale.

I telai anteriore, posteriore e di spina sono dotati di una rigidità significativamente maggiore rispetto a quella degli elementi strutturali disposti nella direzione perpendicolare.

Di conseguenza, la struttura si deforma maggiormente in direzione perpendicolare ai telai, assumendo spostamenti di piano più elevati nella direzione meno rigida.

Lungo tale direzione, l'elemento più rigido è il vano ascensore, il quale assorbe la maggior parte degli sforzi lungo il lato corto dell'edificio e, come verrà analizzato nel prossimo capitolo, sarà l'elemento strutturale più sollecitato.

Di seguito vengono riportati i periodi e le frequenze modali della struttura.

OutputCase	StepType	StepNum	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
MODAL	Mode	1	1,486207	0,67285391...	4,22766585...	17,8731585...
MODAL	Mode	2	1,422995	0,70274329...	4,41546637...	19,4963432...
MODAL	Mode	3	1,348892	0,74134912...	4,65803391...	21,6972799...
MODAL	Mode	4	0,444355	2,25045045...	14,1399972...	199,939522...
MODAL	Mode	5	0,40556	2,46572840...	15,4926284...	240,021537...
MODAL	Mode	6	0,375992	2,65963255...	16,7109642...	279,256324...
MODAL	Mode	7	0,217443	4,59891028...	28,8958055...	834,967577...
MODAL	Mode	8	0,216099	4,62750930...	29,0754984...	845,384612...
MODAL	Mode	9	0,191255	5,22862583...	32,8524249...	1079,28182...
MODAL	Mode	10	0,177737	5,62629076...	35,3510274...	1249,69514...
MODAL	Mode	11	0,134156	7,45403127...	46,8350597...	2193,52282...
MODAL	Mode	12	0,129206	7,73957321...	48,6291726...	2364,79643...

Fig. 42: *Periodi e frequenze modali.*

I valori di periodo e frequenza modale estratti saranno confrontati nei prossimi capitoli con quelli ottenuti, in seguito, dall'analisi della struttura post-intervento di adeguamento sismico tramite esoscheletro di rinforzo.

I valori di tensione degli elementi strutturali saranno riportati nei prossimi capitoli e utilizzati per le verifiche di resistenza.

5 Classificazione del rischio sismico dell'edificio in esame

5.1 Classificazione del rischio sismico delle costruzioni

Le linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni definiscono 8 classi di rischio (A+ - G), la cui determinazione può essere condotta seguendo il metodo convenzionale o semplificato^[3].

Il metodo convenzionale è applicabile per la classificazione di qualsiasi struttura ed è basato sull'applicazione dei metodi di analisi previsti dalle Norme Tecniche per determinarne la classe sia allo stato di fatto che nello stato conseguente all'intervento di miglioramento.

Il metodo semplificato, invece, è applicabile esclusivamente agli edifici in muratura e si basa sulla classificazione macrosismica dell'edificio.

Per la determinazione della classe di rischio si utilizzano due parametri: la Perdita Annua Media attesa (PAM), che tiene in considerazione le perdite economiche associate ai danni agli elementi, strutturali e non, e riferite al costo di ricostruzione (CR), e l'indice di sicurezza (IS-V) della struttura definito come il rapporto tra l'accelerazione di picco al suolo (PGA) che determina il raggiungimento dello Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), e la PGA indicata dalla norma, nello specifico sito della costruzione e per lo stesso stato limite, per la progettazione di un nuovo edificio.

Quest'ultimo è definito dai tecnici anche come "Indice di Rischio". Nel caso in cui si preveda l'esecuzione di interventi volti alla riduzione del rischio, l'attribuzione della Classe di Rischio pre e post-intervento deve essere effettuata utilizzando lo stesso metodo di analisi e verifica.

Il parametro PAM può essere valutato come l'area sottesa alla curva rappresentante le perdite economiche dirette, in funzione della frequenza media annua di superamento (inverso del periodo medio di ritorno) degli eventi che provocano il raggiungimento di uno stato limite della struttura. La curva è discretizzabile tramite una spezzata e minore sarà l'area sottesa, minore sarà la perdita annua attesa (PAM).

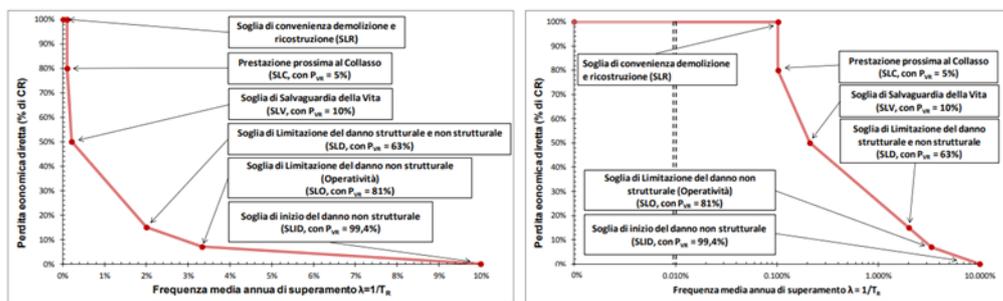


Fig. 43: Andamento della curva che individua il PAM, riferito a una costruzione con vita nominale 50 anni e classe d'uso II. A destra, grafico con ascisse in scala logaritmica.

Per il calcolo dei parametri d'interesse PAM e IS-V, entrambi adimensionali e in percentuale, è necessario calcolare le accelerazioni di picco al suolo per le quali si raggiungono gli stati limite SLO, SLD, SLV e SLC, facendo riferimento al sito in cui sorge la costruzione e utilizzando le verifiche di sicurezza agli stati limite delle Norme Tecniche per le Costruzioni.

I valori di riferimento per la definizione delle classi PAM sono i seguenti.

Perdita Media Annua attesa (PAM)	Classe PAM
$PAM \leq 0,50\%$	A^+_{PAM}
$0,50\% < PAM \leq 1,0\%$	A_{PAM}
$1,0\% < PAM \leq 1,5\%$	B_{PAM}
$1,5\% < PAM \leq 2,5\%$	C_{PAM}
$2,5\% < PAM \leq 3,5\%$	D_{PAM}
$3,5\% < PAM \leq 4,5\%$	E_{PAM}
$4,5\% < PAM \leq 7,5\%$	F_{PAM}
$7,5\% \leq PAM$	G_{PAM}

Analogamente, i valori di riferimento dell'indice di sicurezza da cui derivare la classe IS-V, legata alla salvaguardia della vita umana, sono i seguenti.

Indice di Sicurezza	Classe IS-V
100% < IS-V	A ⁺ _{IS-V}
80% ≤ IS-V < 100%	A _{IS-V}
60% ≤ IS-V < 80%	B _{IS-V}
45% ≤ IS-V < 60%	C _{IS-V}
30% ≤ IS-V < 45%	D _{IS-V}
15% ≤ IS-V < 30%	E _{IS-V}
IS-V ≤ 15%	F _{IS-V}

Di seguito si riportano i passi da seguire per la valutazione della classe PAM e della classe IS-V della costruzione in esame:

- Effettuare analisi della struttura e determinare i valori delle accelerazioni al suolo di capacità, PGAC(SLi), che inducono il raggiungimento degli stati limite SLC, SLV, SLD, SLO. È possibile semplificare la verifica, analizzando solo lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) e lo stato limite di danno (SLD).
- Note le PGAC, determinare i periodi di ritorno corrispondenti (TrC). In assenza di valutazioni più specifiche, il passaggio dalle PGAC ai periodi di ritorno può essere eseguito in questo modo: $T_{rC} = T_{rD}(PGA_C/PGA_D)^\eta$ con $\eta = 1/0,41$.
- Per ciascuno dei periodi individuati, determinare il valore di frequenza media annua di superamento $\lambda = 1/T_{rC}$. Si sottolinea che, per il calcolo di TrC associato agli stati limite di esercizio (SLD e SLO), è necessario assumere il valore minore tra quello ottenuto e quello valutato per lo stato limiti di salvaguardia della vita. Si assume che non si possa raggiungere lo stato limite di salvaguardia della vita senza aver raggiunto gli stati limite d'esercizio.
- Definire lo stato limite di inizio danno (SLID), al quale è associabile una perdita economica nulla in corrispondenza di un evento sismico e il cui periodo di ritorno è assunto, convenzionalmente, pari a 10 anni ($\lambda = 0,1$).
- Definire stato limite di ricostruzione (SLR), al quale è associabile una perdita economica pari al 100%. Convenzionalmente, si assume che tale stato limite si manifesti in corrispondenza di un evento sismico con tempo di ritorno pari a quello dello stato limite di collasso (SLC).
- Per ciascuno degli stati limite considerati si associa al corrispondente valore di λ il valore della percentuale di costo di ricostruzione secondo la seguente tabella.

Stato Limite	CR(%)
SLR	100%
SLC	80%
SLV	50%
SLD	15%
SLO	7%
SLID	0%

- Valutare il PAM, ovvero l'area sottesa alla spezzata individuata dalle coppie di punti (λ, CR) per ciascuno degli stati limite, a cui si aggiunge il punto ($\lambda = 0, CR = 100\%$), mediante la seguente espressione:

$$PAM = \sum_{i=2}^5 [\lambda(SL_i) - \lambda(SL_{i-1})] * \frac{[CR(SL_i) + CR(SL_{i-1})]}{2} + \lambda(SLC) * CR(SLR)$$

Dove i rappresenta il generico stato limite ($i=5$ per lo SLC e $i=1$ per lo SLID).

- Individuare la classe PAM, tramite tabella che associa la classe all'intervallo di valori assunto dal PAM.
- Determinare l'indice di sicurezza per la vita IS-V, ovvero il rapporto tra la PGAC (capacità) che ha fatto raggiungere lo SLV e la PGAD (domanda) del sito della costruzione, riferito allo stesso stato limite.
- Individuare la classe IS-V, tramite la tabella che associa la classe all'intervallo di valori assunto dall'IS-V.
- Individuare la classe di rischio della costruzione come la peggiore tra classe PAM e classe IS-V.

Il valore della classe di rischio può essere migliorato a seguito di interventi che riducono il rischio della costruzione e, quindi, che incidono sul valore PAM e sulle capacità che la struttura possiede rispetto allo stato limite della salvaguardia della vita, valutato come rapporto tra la PGAC e la PGAD.

Laddove si valuti il PAM ricorrendo alla determinazione dei punti corrispondenti a soli due stati limite, ai λ degli altri due stati limite potranno essere attribuiti i valori: $\lambda_{SLD} = 1,67\lambda_{SLD}$, $\lambda_{SLV} = 0,49\lambda_{SLV}$.

5.2 Procedimento di classificazione

In questo capitolo verrà descritto il procedimento adottato per la determinazione della classe di rischio sismico della struttura in esame.

Dopo aver estratto i parametri di tensione e deformazione dal modello FEM dell'edificio in esame, è stata applicata una procedura di verifica degli elementi strutturali per determinare i parametri PAM (Perdita Annuale Media) e IS-V (Indice di Sicurezza - Vita), come definiti dalla normativa, come descritto nel capitolo precedente.

Per il calcolo del parametro PAM, è fondamentale determinare il rapporto tra la PGA di capacità e la PGA di domanda.

La PGA di domanda è nota e corrisponde al valore di a_g indicato dalle NTC 2018^[4] per la costruzione degli spettri di risposta relativi agli stati limite SLD (Stato Limite di Danno) e SLV (Stato Limite di Salvaguardia della Vita).

La PGA di capacità rappresenta l'accelerazione di picco del terreno corrispondente al raggiungimento della crisi dell'elemento strutturale più debole per ciascuno degli stati limite considerati.

Tale accelerazione è stata ottenuta verificando la resistenza degli elementi strutturali dell'edificio, sottoposti alle combinazioni ULS-DL+QP e ULS-LS+QP (3.2).

Le combinazioni dipendono dall'accelerazione di picco del terreno su cui sono costruiti gli spettri di risposta in input, quindi, partendo da un valore di a_g (accelerazione del suolo), pari a quello descritto dalla norma, è stato progressivamente ridotto, fino ad ottenere un valore di a_g per il quale tutti gli elementi strutturali risultassero verificati.

Questo valore rappresenta la PGA di capacità per gli stati limite SLD e SLV, successivamente confrontata con la PGA di domanda per ottenere il grafico necessario alla determinazione del valore del parametro PAM.

5.3 Verifica degli elementi strutturali sottoposti a spettro di risposta da normativa

Per avviare la procedura di determinazione della PGA di capacità, la struttura è stata analizzata mediante un'analisi statica lineare utilizzando lo spettro di risposta definito dal capitolo §3.2.3.2.1 delle NTC 2018^[4].

Gli spettri di risposta sono stati costruiti adottando i seguenti valori di a_g :

Stato limite	ag/g
SLD	0,0558
SLV	0,1544

Tab. 1: Valori a_g/g .

Dopo l'analisi, sono stati estratti i valori di tensione per gli elementi strutturali più sollecitati.

Tali elementi sono stati, quindi, sottoposti a verifica per gli stati limite SLV e SLD.

Nello specifico, le verifiche riguardano:

- Travi: analizzate a taglio e flessione;
- Pilastri e setto del vano ascensore: analizzati a taglio e presso/tenso-flessione deviata.

5.3.1 Verifica delle travi

Le travi da sottoporre a verifica sono state selezionate in base alla loro sollecitazione e geometria.

In particolare, si è proceduto a verificare:

- La trave più sollecitata al primo piano, caratterizzata da una sezione in altezza di dimensioni 30x60 cm²;
- La trave più sollecitata nei restanti piani, caratterizzata da una sezione in spessore di dimensioni 100x20 cm².
- La trave del vano scala adiacente al pianerottolo più sollecitata, di dimensioni 18x160 cm².

- Verifica a flessione

Di seguito vengono riportati i valori di sforzo normale e momento flettente degli elementi d'interesse per le verifiche.

The image displays two screenshots of the 'Element Forces - Frames' software interface. Both windows show a table of structural data with the following columns: Frame Text, Station m, OutputCase, CaseType Text, StepType Text, P KN, V2 KN, V3 KN, T KN-m, M2 KN-m, and M3 KN-m. The top screenshot shows a list of elements with their maximum values, while the bottom screenshot shows a list of elements with their minimum values. The status bar at the bottom of each window indicates 'Record: 1 of 1004'.

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
368	2,45	ULS_LS+QP	Combination	Max	0	15,1	1,577E-15	0,4929	1,31E-15	78,4806
368	2,45	ULS_DL+QP	Combination	Max	0	16,894	7,654E-16	0,4786	1,354E-15	78,4806
373	2,45	ULS_LS+QP	Combination	Max	0	15,078	1,204E-16	0,4919	3,391E-15	78,4636
373	2,45	ULS_DL+QP	Combination	Max	0	16,872	2,16E-16	0,4792	1,591E-15	78,4636
368	1,96	ULS_LS+QP	Combination	Max	0	-10,867	1,577E-15	0,4929	8,244E-16	69,5958
368	1,96	ULS_DL+QP	Combination	Max	0	-9,073	7,654E-16	0,4786	1,018E-15	69,5958
373	2,94	ULS_LS+QP	Combination	Max	0	41,045	1,204E-16	0,4919	3,484E-15	69,5929
373	2,94	ULS_DL+QP	Combination	Max	0	42,839	2,16E-16	0,4792	1,769E-15	69,5929
368	2,94	ULS_LS+QP	Combination	Max	0	41,067	1,577E-15	0,4929	2,021E-15	69,5853
368	2,94	ULS_DL+QP	Combination	Max	0	42,861	7,654E-16	0,4786	1,712E-15	69,5853
373	1,96	ULS_LS+QP	Combination	Max	0	-10,889	1,204E-16	0,4919	3,303E-15	69,5542
373	1,96	ULS_DL+QP	Combination	Max	0	-9,094	2,16E-16	0,4792	1,424E-15	69,5542
937	1,872	ULS_LS+QP	Combination	Max	0	6,013	1,119E-16	-0,0581	3,263E-15	66,6522
937	1,872	ULS_DL+QP	Combination	Max	0	6,429	1,625E-16	-0,0237	1,077E-15	66,6522
905	1,872	ULS_LS+QP	Combination	Max	0	6,097	2,405E-16	-0,0866	1,157E-15	66,4805

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
905	4,68	ULS_LS+QP	Combination	Min	0	79,219	-2,241E-16	-1,2807	-1,373E-15	-126,2625
905	4,68	ULS_DL+QP	Combination	Min	0	78,91	-2,974E-16	-1,2807	-1,889E-15	-126,2625
367	4,1	ULS_DL+QP	Combination	Min	0	86,066	-6,624E-16	-0,5443	-1,289E-15	-128,4372
372	4,1	ULS_DL+QP	Combination	Min	0	86,396	-1,457E-16	-0,5405	-1,886E-15	-128,5631
369	0	ULS_DL+QP	Combination	Min	0	-154,289	-2,793E-16	-0,4356	2,602E-18	-128,7279
374	0	ULS_DL+QP	Combination	Min	0	-154,477	-4,311E-16	-0,4181	-2,58E-16	-128,9049
373	4,9	ULS_LS+QP	Combination	Min	0	114,715	-3,588E-16	-0,4994	-2,79E-15	-144,8834
368	4,9	ULS_LS+QP	Combination	Min	0	114,727	-1,594E-15	-0,5019	-4,562E-15	-144,9295
368	0	ULS_LS+QP	Combination	Min	0	-181,436	-1,594E-15	-0,5019	-2,819E-15	-144,954
373	0	ULS_LS+QP	Combination	Min	0	-181,47	-3,588E-16	-0,4994	-3,076E-15	-145,0247
373	4,9	ULS_DL+QP	Combination	Min	0	112,92	-4,545E-16	-0,4868	-1,446E-15	-145,0496
368	4,9	ULS_DL+QP	Combination	Min	0	112,933	-7,818E-16	-0,4876	-2,684E-15	-145,11
368	0	ULS_DL+QP	Combination	Min	0	-181,436	-7,818E-16	-0,4876	-7,804E-16	-145,1153
373	0	ULS_DL+QP	Combination	Min	0	-181,47	-4,545E-16	-0,4868	-1,005E-15	-145,1755

Fig. 44: Valori di sforzo estratti delle travi del piano primo.

The figure consists of two screenshots of the 'Element Forces - Frames' software interface. Both screenshots show a table with columns: Frame Text, Station m, OutputCase, CaseType Text, StepType Text, P KN, V2 KN, V3 KN, T KN-m, M2 KN-m, and M3 KN-m. The top screenshot displays elements 675 through 680, all with a station of 2,5 and a step type of 'Max'. The bottom screenshot displays elements 628 through 613, all with a station of 0 and a step type of 'Min'. The force values are listed in the table below.

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
675	2,5	ULS_LS+QP	Combination	Max	0	7,317	3,907E-13	7,1441	5,979E-13	66,9503
675	2,5	ULS_DL+QP	Combination	Max	0	7,82	9,073E-14	3,7762	1,517E-13	66,9503
685	2,5	ULS_LS+QP	Combination	Max	0	7,26	6,434E-13	8,5832	2,238E-12	66,7208
685	2,5	ULS_DL+QP	Combination	Max	0	7,811	5,469E-14	4,5851	7,61E-13	66,7208
668	2,5	ULS_LS+QP	Combination	Max	0	6,871	3,261E-13	5,288	1,113E-12	66,5907
668	2,5	ULS_DL+QP	Combination	Max	0	7,525	3,189E-14	0,6872	3,674E-13	66,5907
678	2,5	ULS_LS+QP	Combination	Max	0	6,615	7,587E-13	5,8755	4,99E-12	66,4949
678	2,5	ULS_DL+QP	Combination	Max	0	7,311	1,681E-13	0,7221	1,157E-12	66,4949
673	2,5	ULS_LS+QP	Combination	Max	0	6,753	4,197E-14	5,319	1,918E-13	66,4694
673	2,5	ULS_DL+QP	Combination	Max	0	7,413	4,197E-14	0,4942	1,918E-13	66,4694
670	2,5	ULS_LS+QP	Combination	Max	0	7,57	1,165E-13	8,1772	-1,005E-13	66,4154
670	2,5	ULS_DL+QP	Combination	Max	0	8,079	1,165E-13	4,1881	-1,005E-13	66,4154
683	2,5	ULS_LS+QP	Combination	Max	0	6,462	6,41E-13	5,7101	3,97E-12	66,3498
683	2,5	ULS_DL+QP	Combination	Max	0	7,164	5,208E-14	0,5318	1,318E-12	66,3498
680	2,5	ULS_LS+QP	Combination	Max	0	7,481	7,651E-13	9,1599	2,154E-12	66,2543
628	0	ULS_LS+QP	Combination	Min	0	-145,411	-4,352E-14	-3,5852	-7,681E-13	-120,6361
628	0	ULS_DL+QP	Combination	Min	0	-145,411	-5,576E-14	-1,4805	-1,818E-13	-120,6361
633	0	ULS_LS+QP	Combination	Min	0	-145,415	-1,903E-13	-3,4914	-4,381E-13	-120,6465
633	0	ULS_DL+QP	Combination	Min	0	-145,415	-4,643E-14	-1,5003	-1,411E-13	-120,6465
630	0	ULS_LS+QP	Combination	Min	0	-145,476	-1,868E-13	-1,5658	-4,34E-14	-120,647
630	0	ULS_DL+QP	Combination	Min	0	-145,476	-3,979E-14	-0,0229	-6,095E-14	-120,647
598	0	ULS_LS+QP	Combination	Min	0	-145,349	-5,224E-14	-1,0375	-8,733E-14	-120,6476
598	0	ULS_DL+QP	Combination	Min	0	-145,349	-1,728E-14	-0,6119	-3,473E-14	-120,6476
603	0	ULS_LS+QP	Combination	Min	0	-145,351	-4,451E-14	-0,9801	7,077E-15	-120,6525
603	0	ULS_DL+QP	Combination	Min	0	-145,351	-8,5E-15	-0,5786	4,353E-15	-120,6525
623	0	ULS_LS+QP	Combination	Min	0	-145,394	-1,012E-14	-2,8182	-4,488E-13	-120,661
623	0	ULS_DL+QP	Combination	Min	0	-145,394	-1,424E-14	-1,2137	-1,59E-13	-120,661
613	0	ULS_LS+QP	Combination	Min	0	-145,407	-9,365E-14	-2,5792	-1,944E-13	-120,6899
613	0	ULS_DL+QP	Combination	Min	0	-145,407	-2,241E-14	-1,133	-6,049E-14	-120,6899

Fig. 45: Valori di sforzo estratti dalle travi dei piani 2-11.

Vengono, quindi, estratti i valori di momento massimo sulle tipologie di trave per entrambi gli stati limite.

n.elemento	Med [kNm]	Ned [kN]	ag
675	66,95	0	0,1544
613	-120,68	0	0,1544
669	194,43	0	0,1544
674	-160,91	0	0,1544
368	78,48	0	0,1544
373	-145,03	0	0,1544

Tab. 2: Parametri di sollecitazione delle travi (SLV).

n.elemento	Med [kNm]	Ned [kN]	ag
675	66,95	0	0,0558
613	-120,68	0	0,0558
669	155,69	0	0,0558
674	209,58	0	0,0558
368	78,48	0	0,0558
373	-145,17	0	0,0558

Tab. 3: Parametri di sollecitazione delle travi (SLD).

Si procede con il calcolo del momento resistente delle sezioni delle travi, avendo note la disposizione delle armature dalla relazione di progetto dell'edificio.

n.elemento	Med [kNm]	Ned [kN]	ag	
675	66,95	0	0,1544	VERIFICATO
613	-120,68	0	0,1544	VERIFICATO
669	194,43	0	0,1544	VERIFICATO
674	-160,91	0	0,1544	VERIFICATO
368	78,48	0	0,1544	VERIFICATO
373	-145,03	0	0,1544	VERIFICATO

Tab. 4: Verifica a flessione delle travi (SLV).

n.elemento	Med [kNm]	Ned [kN]	ag	
675	66,95	0	0,0558	VERIFICATO
613	-120,68	0	0,0558	VERIFICATO
669	155,69	0	0,0558	VERIFICATO
674	209,58	0	0,0558	VERIFICATO
368	78,48	0	0,0558	VERIFICATO
373	-145,17	0	0,0558	VERIFICATO

Tab. 5: Verifica a flessione delle travi (SLD).

Il momento resistente delle sezioni è stato calcolato utilizzando l'applicativo VCA SLU, considerando la disposizione delle armature nota e un copriferro di 1/2 cm (valore tipico degli anni '60-'70, seppur non conforme agli standard attuali).

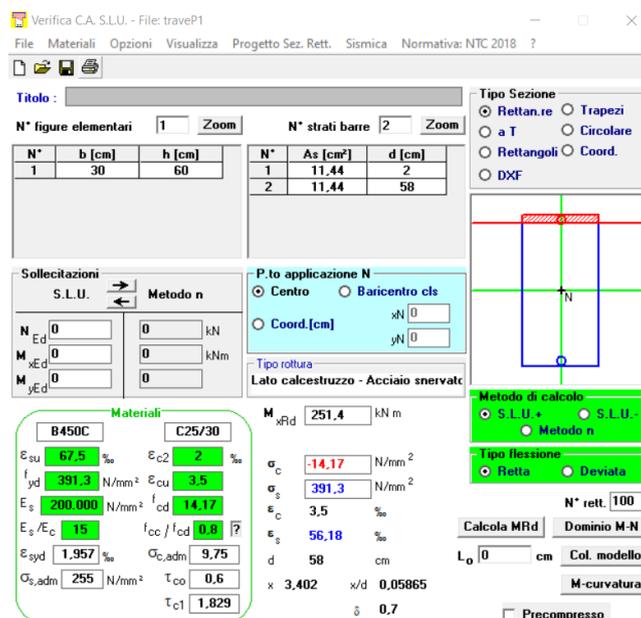


Fig. 46: Calcolo momento resistente delle travi del piano primo tramite VCA SLU.

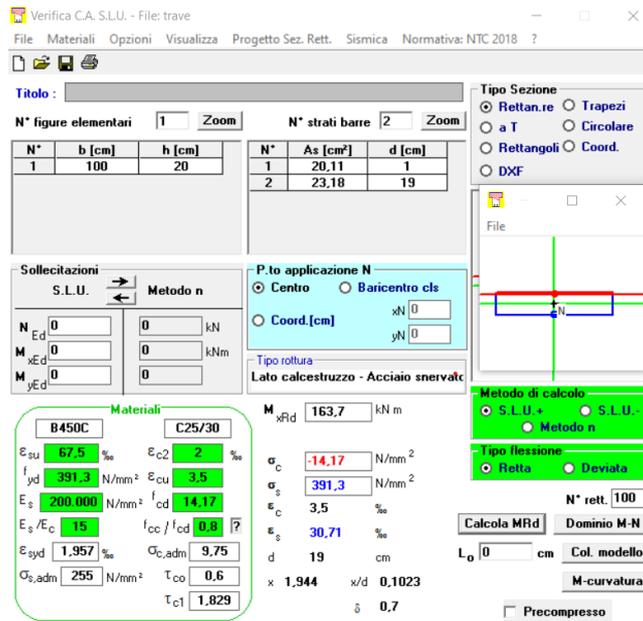


Fig. 47: Calcolo momento resistente delle travi dei piani 2-11 tramite VCA SLU.

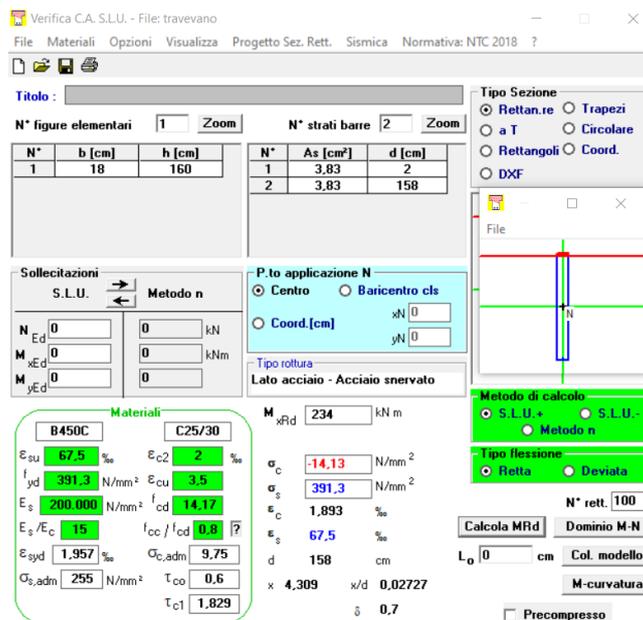


Fig. 48: Calcolo momento resistente delle travi del vano scala tramite VCA SLU.

Le travi risultano verificate a flessione per SLD e SLV con una a_g iniziale conforme alle indicazioni delle NTC 2018^[4].

Questo risultato è considerato accettabile, poiché il momento flettente risulta principalmente influenzato dai carichi verticali, e non risente direttamente di una diminuzione della a_g associata alle forze sismiche orizzontali.

- Verifica a taglio

Di seguito vengono riportati i valori di sforzo di taglio degli elementi d'interesse per le verifiche.

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
368	4,9	ULS_LS+QP	Combination	Max	0	181,441	1,577E-15	0,4929	5,085E-15	-66,6945
368	4,9	ULS_DL+QP	Combination	Max	0	181,441	7,654E-16	0,4786	3,207E-15	-62,299
373	4,9	ULS_LS+QP	Combination	Max	0	181,402	1,204E-16	0,4919	3,892E-15	-66,6921
373	4,9	ULS_DL+QP	Combination	Max	0	181,402	2,18E-16	0,4792	2,548E-15	-62,2944
372	4,1	ULS_LS+QP	Combination	Max	0	154,184	5,203E-16	0,6785	4,403E-16	-33,1704
372	4,1	ULS_DL+QP	Combination	Max	0	154,184	6,238E-16	0,4393	8,149E-16	-28,3472
367	4,1	ULS_LS+QP	Combination	Max	0	153,923	4,999E-16	0,7122	9,706E-16	-32,794
367	4,1	ULS_DL+QP	Combination	Max	0	153,923	6,635E-16	0,4239	1,356E-15	-27,954
369	4,1	ULS_LS+QP	Combination	Max	0	149,622	2,196E-16	0,492	8,464E-16	-27,4594
369	4,1	ULS_DL+QP	Combination	Max	0	149,622	3,121E-16	0,5204	1,209E-15	-22,8105
374	4,1	ULS_LS+QP	Combination	Max	0	149,557	3,151E-16	0,5095	1,481E-15	-26,3243
374	4,1	ULS_DL+QP	Combination	Max	0	149,557	4,308E-16	0,5228	1,908E-15	-21,7261
905	4,68	ULS_LS+QP	Combination	Max	0	149,235	2,405E-16	-0,0866	1,772E-15	-44,5921
905	4,68	ULS_DL+QP	Combination	Max	0	149,235	3,137E-16	-0,1005	2,289E-15	-43,8977
937	4,68	ULS_LS+QP	Combination	Max	0	149,158	1,119E-16	-0,0581	3,29E-15	-44,5598

Fig. 49: Valori di sforzo estratti dalle travi del piano primo.

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
928	4,68	ULS_LS+QP	Combination	Max	0	129,648	4,382E-14	1,0471	1,144E-14	-41,2804
928	4,68	ULS_DL+QP	Combination	Max	0	129,648	4,797E-14	0,1998	3,175E-14	-42,2832
929	4,68	ULS_LS+QP	Combination	Max	0	129,586	2,207E-13	1,2421	7,291E-13	-39,567
929	4,68	ULS_DL+QP	Combination	Max	0	129,586	7,556E-14	0,2582	3,375E-14	-40,8584
908	4,68	ULS_LS+QP	Combination	Max	0	129,563	1,893E-13	1,2441	9,221E-13	-41,2117
908	4,68	ULS_DL+QP	Combination	Max	0	129,563	5,862E-14	0,2105	2,975E-13	-42,3595
909	4,68	ULS_LS+QP	Combination	Max	0	129,468	1,96E-13	1,5141	1,608E-12	-39,4977
909	4,68	ULS_DL+QP	Combination	Max	0	129,468	6,157E-14	0,2871	3,427E-13	-40,9456
927	4,68	ULS_LS+QP	Combination	Max	0	129,401	1,386E-14	0,9941	9,059E-14	-43,778
927	4,68	ULS_DL+QP	Combination	Max	0	129,401	1,862E-14	0,2198	1,189E-13	-44,276
930	4,68	ULS_LS+QP	Combination	Max	0	129,361	9,521E-14	1,3621	4,88E-13	-38,3703
930	4,68	ULS_DL+QP	Combination	Max	0	129,361	9,521E-14	0,3118	-9,201E-14	-39,676
907	4,68	ULS_LS+QP	Combination	Max	0	129,352	3,056E-14	1,1382	1,659E-13	-43,7226
907	4,68	ULS_DL+QP	Combination	Max	0	129,352	3,626E-14	0,2191	6,858E-14	-44,3504
910	4,68	ULS_LS+QP	Combination	Max	0	129,274	3,913E-13	1,6464	1,628E-12	-38,3181

Fig. 50: Valori di sforzo estratti dalle travi dei piani 2-11.

Vengono, quindi, estratti i valori di taglio massimo sulle tipologie di trave per entrambi gli stati limite d'interesse.

n.elemento	Ved [kN]	ag
928	129,64	0,1544
368	181,44	0,1544

Tab. 6: Taglio V2 massimo delle travi (SLV).

n.elemento	Ved [kN]	ag
928	129,64	0,0558
368	181,44	0,0558

Tab. 7: Taglio V2 massimo delle travi (SLD).

Si procede con il calcolo del taglio resistente delle sezioni delle travi, avendo note la disposizione delle armature dalla relazione di progetto dell'edificio.

Le verifiche sono state condotte secondo la procedura prevista dal §4.1.2.3.5.2 delle NTC 2018^[4] del quale si riporta l'estratto.

4.1.2.3.5.2 Elementi con armature trasversali resistenti al taglio

La resistenza di progetto a taglio V_{Rd} di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione θ dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:

$$1 \leq \text{ctg } \theta \leq 2,5 \quad [4.1.25]$$

La verifica di resistenza (SLU) si pone con

$$V_{Rd} \geq V_{Ed} \quad [4.1.26]$$

dove V_{Ed} è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente.

Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0,9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{yd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) \cdot \sin \alpha \quad [4.1.27]$$

Con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (\text{ctg } \alpha + \text{ctg } \theta) / (1 + \text{ctg}^2 \theta) \quad [4.1.28]$$

La resistenza di progetto a taglio della trave è la minore delle due sopra definite:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}, V_{Rcd}) \quad [4.1.29]$$

dove d , b_w e σ_{cp} hanno il significato indicato in § 4.1.2.3.5.1. e inoltre si è posto:

A_{sw} area dell'armatura trasversale;

s interasse tra due armature trasversali consecutive;

α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$v f_{cd}$ resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ($v = 0,5$);

α_c coefficiente maggiorativo pari a 1 per membrature non compresse

Nel problema di verifica è nota l'armatura a taglio dalla relazione di calcolo (noto quindi ω_{sw}), oltre che le dimensioni della sezione.

Si calcola il taglio resistente delle staffe per il passo utilizzato in zona critica:

$$\omega_{sw} = \frac{f_{yd} \cdot A_{sw}}{f_{cd} \cdot b \cdot s} \quad (1)$$

Il valore di cotangente più conveniente da utilizzare corrisponde alla rottura bilanciata di staffe e calcestruzzo. Per i limiti di normativa, in presenza di deboli armature a taglio, si deve considerare $\cotan \theta^* = 2,5$.

$$t_{Rd} = \omega_{sw} \cdot \cot \theta^* \quad (2)$$

$$T_{Rd} = t_{Rd} \cdot b \cdot f_{cd} \cdot 0,9 \cdot d \quad (3)$$

Anche in questo caso le travi risultano verificate a taglio sia per lo SLD che per lo SLV, con una a_g di input pari a quella da normativa NTC 2018^[4].

Piano	Diametro st	Passo [mm]	Ast [mm ²]	b [mm]	ws	trd	Trd [kN]
2-11	6	150	113,04	1000	0,020815	0,052038	132,6977
1	8	150	100,48	300	0,061675	0,154188	342,0651

Tab. 8: Calcolo taglio resistente delle travi.

Come nel caso della flessione, la verifica a taglio è indipendente dalla riduzione dell' a_g applicata, data la preponderanza dei carichi verticali.

5.3.2 Verifica dei pilastri

I pilastri scelti per la verifica a presso-flessione deviata sono quelli caratterizzati da una sezione 35x26 cm², situati all'ultimo piano dell'edificio.

Tali elementi presentano armature ridotte, una sezione più piccola rispetto agli altri pilastri, e un livello di sollecitazione assiale relativamente basso.

Inoltre, i pilastri posti alle estremità del telaio sono orientati nella direzione opposta a quella di maggiore sollecitazione e, quindi, risulteranno ancora meno resistenti.

Per quanto riguarda la verifica a taglio, sono stati estratti i valori di taglio sollecitante di tutti i pilastri e poi messi a confronto con il taglio resistente calcolato da normativa, utilizzando le staffe già note dalla relazione di calcolo dell'edificio e le dimensioni più gravose della sezione dei pilastri.

- **Verifica a presso-flessione deviata**

Di seguito vengono riportati i valori di sforzo normale e momento flettente degli elementi d'interesse per le verifiche.

The figure displays two screenshots of the 'Element Forces - Frames' software interface, showing tables of structural data for columns. The top screenshot shows maximum values (Max) for various parameters, and the bottom screenshot shows minimum values (Min).

Table 1: Maximum Values (Max)

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
266	3	ULS_DL+QP	Combination	Max	-117,741	4,8	7,355	0,5745	52,4221	1,9573
321	3	ULS_DL+QP	Combination	Max	-116,948	2,911	8,69	0,5745	52,035	1,3876
35	3	ULS_DL+QP	Combination	Max	-102,953	0,551	25,794	0,5745	52,0214	0,7414
131	3	ULS_DL+QP	Combination	Max	-102,797	0,259	25,721	0,5745	51,9827	0,2497
354	0	ULS_DL+QP	Combination	Max	-118,466	4,707	35,55	0,5745	49,3535	5,4647
142	0	ULS_DL+QP	Combination	Max	-109,977	0,517	32,702	0,5745	47,1696	0,7536
79	0	ULS_DL+QP	Combination	Max	-109,465	0,24	32,649	0,5745	47,094	0,5493
299	0	ULS_DL+QP	Combination	Max	-124,473	2,982	31,494	0,5745	43,3288	3,4857
266	3	ULS_LS+QP	Combination	Max	-117,382	7,706	1,425	0,4708	42,5303	7,6746
321	3	ULS_LS+QP	Combination	Max	-117,086	4,709	2,542	0,4708	41,7895	5,037
142	3	ULS_DL+QP	Combination	Max	-103,154	0,517	32,702	0,5745	41,6616	0,6733
79	3	ULS_DL+QP	Combination	Max	-102,642	0,24	32,649	0,5745	41,466	0,2344
354	0	ULS_LS+QP	Combination	Max	-118,075	7,463	29,51	0,4708	41,2646	8,3303
24	3	ULS_DL+QP	Combination	Max	-89,923	1,644	15,188	0,5745	40,4855	2,2146
115	3	ULS_DL+QP	Combination	Max	-88,309	0,188	16,635	0,5745	39,9247	0,0858

Table 2: Minimum Values (Min)

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
90	3	ULS_DL+QP	Combination	Min	-130,92	-0,108	-17,133	-0,5253	-39,1201	-0,1174
131	3	ULS_DL+QP	Combination	Min	-156,35	-0,149	-33,383	-0,5253	-40,3278	-0,3589
35	3	ULS_DL+QP	Combination	Min	-156,434	-0,347	-33,381	-0,5253	-40,4402	-1,0322
299	3	ULS_LS+QP	Combination	Min	-171,82	-2,648	-3,265	-0,4216	-41,1785	-9,2656
153	3	ULS_DL+QP	Combination	Min	-124,235	-1,13	-13,303	-0,5253	-44,0799	-3,0463
321	0	ULS_DL+QP	Combination	Min	-179,681	-0,751	-32,068	-0,5253	-44,1694	-0,8917
266	0	ULS_DL+QP	Combination	Min	-181,439	-1,061	-32,4	-0,5253	-44,7794	-1,2447
354	3	ULS_LS+QP	Combination	Min	-164,175	-3,756	1,439	-0,4216	-47,2676	-14,0678
35	0	ULS_DL+QP	Combination	Min	-165,304	-0,347	-33,381	-0,5253	-48,122	-0,4306
131	0	ULS_DL+QP	Combination	Min	-165,22	-0,149	-33,383	-0,5253	-48,1673	-0,3345
79	3	ULS_DL+QP	Combination	Min	-156,17	-0,141	-26,46	-0,5253	-50,8533	-0,3182
142	3	ULS_DL+QP	Combination	Min	-156,659	-0,345	-26,562	-0,5253	-50,9376	-0,9197
299	3	ULS_DL+QP	Combination	Min	-171,82	-0,775	-9,251	-0,5253	-51,1559	-5,4856
354	3	ULS_DL+QP	Combination	Min	-164,175	-1	-4,601	-0,5253	-57,2984	-8,6783

Fig. 51: Valori di sforzo estratti dei pilastri 35x26 in sommità.

Element Forces - Frames

Units: As Noted

Filter:

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
45	3	ULS_DL+QP	Combination	Max	-60,863	21,772	-5,225	0,5745	38,5601	16,3009
45	3	ULS_LS+QP	Combination	Max	-62,733	37,845	-7,937	0,4708	36,5185	43,8581
255	3	ULS_DL+QP	Combination	Max	-43,135	14,959	-4,14	0,5745	35,8742	4,4152
14	3	ULS_DL+QP	Combination	Max	-30,857	9,823	-0,741	0,5745	33,8413	12,1407
255	3	ULS_LS+QP	Combination	Max	-40,154	23,708	-6,744	0,4708	31,6078	20,1685
244	0	ULS_DL+QP	Combination	Max	-59,013	20,278	20,797	0,5745	29,1991	26,7957
14	3	ULS_LS+QP	Combination	Max	-25,839	17,898	-3,456	0,4708	29,1648	27,2194
365	0	ULS_DL+QP	Combination	Max	-43,926	14,084	20,286	0,5745	28,7412	17,8327
164	0	ULS_DL+QP	Combination	Max	-31,771	9,555	19,354	0,5745	26,8846	12,56
244	0	ULS_LS+QP	Combination	Max	-61,228	34,671	17,992	0,4708	25,9353	45,2742
365	0	ULS_LS+QP	Combination	Max	-42,284	21,91	17,505	0,4708	24,9228	27,1931
164	0	ULS_LS+QP	Combination	Max	-28,653	17,247	16,241	0,4708	22,6067	22,058
45	3	ULS_LS+QP	Combination	Min	-102,602	-25,692	-22,47	-0,4216	13,0119	-64,1543
255	3	ULS_LS+QP	Combination	Min	-76,971	-11,286	-19,95	-0,4216	9,9267	-41,7437
45	3	ULS_DL+QP	Combination	Min	-102,602	-9,619	-23,409	-0,5253	8,5536	-36,5972

Record: 1 of 72

Fig. 52: Valori di sforzo estratti dei pilastri 26x35 in sommità.

Element Forces - Frames

Units: As Noted

Filter:

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
343	3	ULS_DL+QP	Combination	Max	-73,64	22,949	4,155	0,5828	69,25	5,9296
288	3	ULS_DL+QP	Combination	Max	-72,978	22,363	3,988	0,5828	69,1401	5,7126
343	3	ULS_LS+QP	Combination	Max	-64,262	35,889	-8,525	0,4747	60,6328	23,8665
288	3	ULS_LS+QP	Combination	Max	-63,088	35,727	-8,655	0,4747	60,5652	24,2304
277	0	ULS_LS+QP	Combination	Max	-81,655	15,611	55,717	0,4669	57,3	25,6281
277	0	ULS_DL+QP	Combination	Max	-70,556	10,042	63,973	0,5664	57,3	15,6746
332	0	ULS_LS+QP	Combination	Max	-82,321	14,993	55,575	0,4669	57,2011	24,5688
332	0	ULS_DL+QP	Combination	Max	-71,277	9,65	63,824	0,5664	57,2011	15,0411
277	1,5	ULS_LS+QP	Combination	Max	-76,464	23,784	79,471	0,5828	50,4422	6,2958
332	1,5	ULS_DL+QP	Combination	Max	-76,405	22,077	79,212	0,5828	50,2983	6,0901
288	1,5	ULS_DL+QP	Combination	Max	-67,034	9,825	-10,424	0,5664	44,584	1,0724
343	1,5	ULS_DL+QP	Combination	Max	-66,498	9,81	-10,043	0,5664	44,4922	0,8234
277	1,5	ULS_LS+QP	Combination	Max	-65,931	37,633	66,661	0,4747	39,9115	7,9632
332	1,5	ULS_LS+QP	Combination	Max	-66,316	35,193	66,422	0,4747	39,7773	7,3401
288	1,5	ULS_LS+QP	Combination	Max	-77,93	15,34	-18,563	0,4669	35,9472	2,6879

Record: 1 of 64

Fig. 53: Valori di sforzo estratti dei pilastri 35x26 in sommità, adiacenti al vano scala.

Vengono, quindi, estratti i valori di momento massimo e sforzo normale sulle due tipologie di pilastri per entrambi gli stati limite.

n. elemento	Med1 [kNm]	Med2 [kNm]	Ned [kN]	ag
266	42,53	7,67	117,382	0,1544
354	47,26	14,06	164,175	0,1544
343	60,63	23,86	64,2	0,1544
45	36,51	43,85	62,73	0,1544

Tab. 9: Parametri di sollecitazione dei pilastri (SLV).

n. elemento	Med1 [kNm]	Med2 [kNm]	Ned [kN]	ag
266	52,42	1,95	117,74	0,0558
354	57,29	8,67	164,17	0,0558
45	38,56	16,3	60,86	0,0558
343	69,251	5,92	73,56	0,0558

Tab. 10: Parametri di sollecitazione dei pilastri (SLD).

Si procede con il calcolo del dominio di resistenza delle sezioni dei pilastri, avendo note la disposizione delle armature dalla relazione di progetto dell'edificio.

n. elemento	Med1 [kNm]	Med2 [kNm]	Ned [kN]	ag	
266	42,53	7,67	117,382	0,1544	VERIFICATO
354	47,26	14,06	164,175	0,1544	VERIFICATO
343	60,63	23,86	64,2	0,1544	NON VERIFICATO
45	36,51	43,85	62,73	0,1544	NON VERIFICATO

Tab. 11: Verifica a presso-flessione deviata dei pilastri (SLV).

n. elemento	Med1 [kNm]	Med2 [kNm]	Ned [kN]	ag	
266	52,42	1,95	117,74	0,0558	VERIFICATO
354	57,29	8,67	164,17	0,0558	VERIFICATO
45	38,56	16,3	60,86	0,0558	NON VERIFICATO
343	69,251	5,92	73,56	0,0558	NON VERIFICATO

Tab. 12: Verifica a presso-flessione deviata dei pilastri (SLD).

I domini di resistenza sono stati calcolati attraverso l'applicativo VCA SLU, tenendo conto di un copriferro pari a 1 cm (valore non conforme con la normativa odierna, ma tipico degli anni '60-'70).

The screenshot shows the VCA SLU software interface with the following data:

- Titolo:** Verifica C.A. S.L.U. - File: 35x26
- File:** Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018
- N° Vertici:** 4
- N° barre:** 4
- Sollecitazioni:** S.L.U. Metodo n
- Materiali:**
 - B450C: $E_{su} = 67.5$ %, $f_{yd} = 391.3$ N/mm², $E_s = 200.000$ N/mm², $E_s/E_c = 15$, $G_{s,adm} = 255$ N/mm²
 - C25/30: $E_{c2} = 2$ %, $E_{cu} = 3.5$ %, $f_{cd} = 14.17$, $f_{cc}/f_{cd} = 0.8$, $G_{c,adm} = 9.75$, $\tau_{co} = 0.6$, $\tau_{c1} = 1.829$
- P.to applicazione N:** Centro
- Tipo rottura:** Lato calcestruzzo - Acciaio snervato
- Metodo di calcolo:** S.L.U. Metodo n
- Tipo flessione:** Retta
- Calcoli:**
 - $M_{xRd} = 56.29$ kNm, $M_{yRd} = 10.77$ kNm
 - $\sigma_c = -14.17$ N/mm², $\sigma_s = 391.3$ N/mm²
 - $\epsilon_c = 3.5$ %, $\epsilon_s = 11.05$ %
 - $d = 39.57$ cm, $x = 9.518$ x/d = 0.2405, $\delta = 0.7407$
 - N^* rett = 100, angolo asse neutro $\theta^0 = 344$

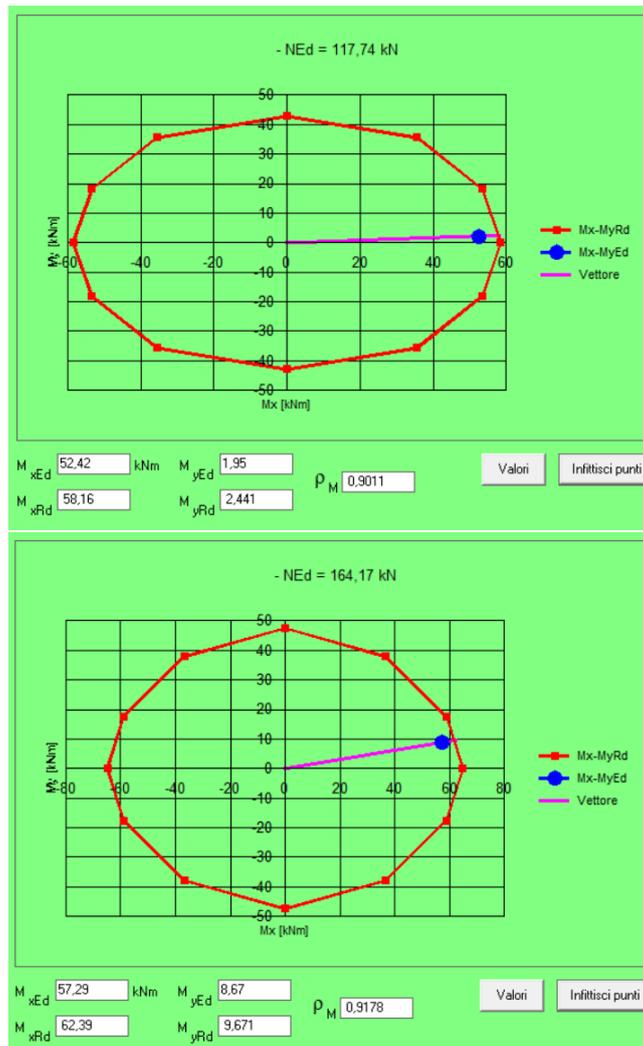


Fig. 54: Esempio di calcolo momento resistente del pilastro 35x26 e domini di resistenza.

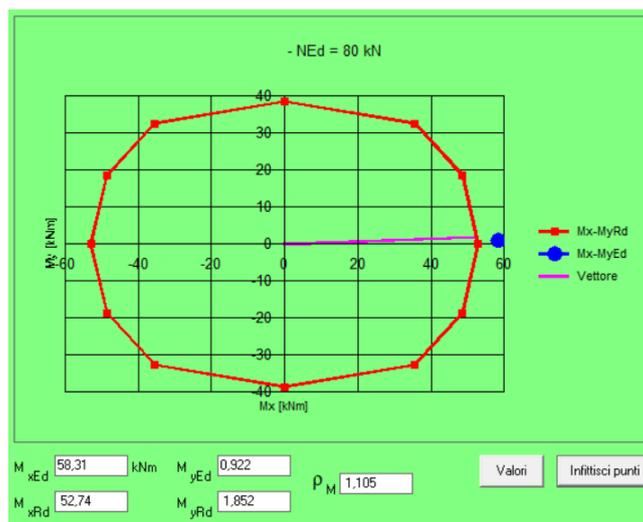


Fig. 55: Dominio di resistenza del pilastro 35x26 adiacente al vano scala.

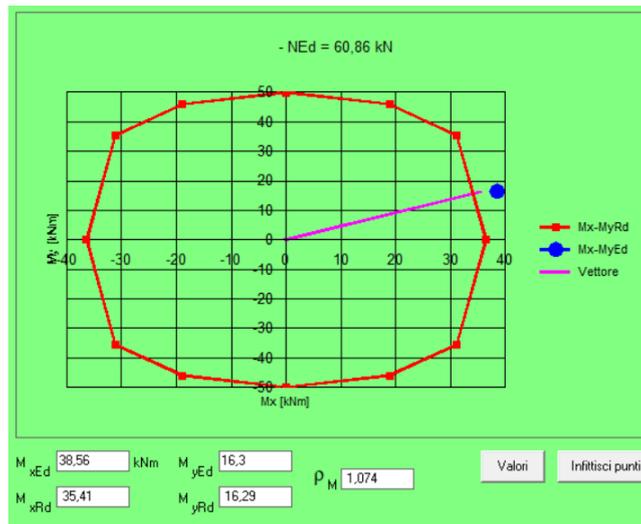


Fig. 56: *Domino di resistenza del pilastro 26x35.*

Come si può notare dai domini di resistenza ottenuti, la verifica a presso-flessione deviata dei pilastri scelti non risulta verificata per entrambi gli stati limite.

In particolare, i pilastri non verificati sono quelli 26x35 ai bordi dell'edificio e quelli 35x26 adiacenti al vano scala.

I primi risultano meno resistenti a causa dell'orientamento della sezione opposto al sisma, mentre i secondi presentano un picco di momento nella zona di connessione con la trave 18x160 del vano scala, dovuto all'interazione con essa, dato che dimezza la lunghezza del pilastro, rendendolo un elemento tozzo.

In questo caso, si procede ripetendo l'analisi della struttura e la conseguente verifica dei pilastri scelti a presso-flessione deviata, diminuendo il valore di a_g di input nello spettro di risposta su cui sono basate le combinazioni di carico applicate alla struttura.

Tale procedura verrà eseguita nei prossimi capitoli.

- Verifica a taglio

I valori di sforzo taglio dei vari pilastri sono stati estratti dal modello attraverso la funzione di visualizzazione dei diagrammi di taglio di SAP2000.

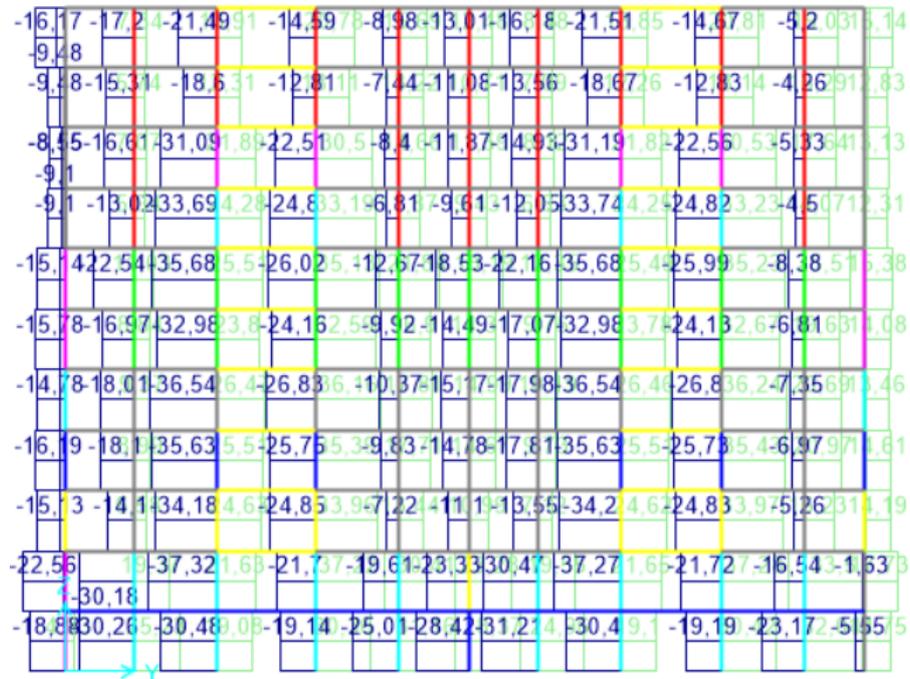


Fig. 57: Diagrammi di taglio in direzione y dei pilastri del telaio anteriore.

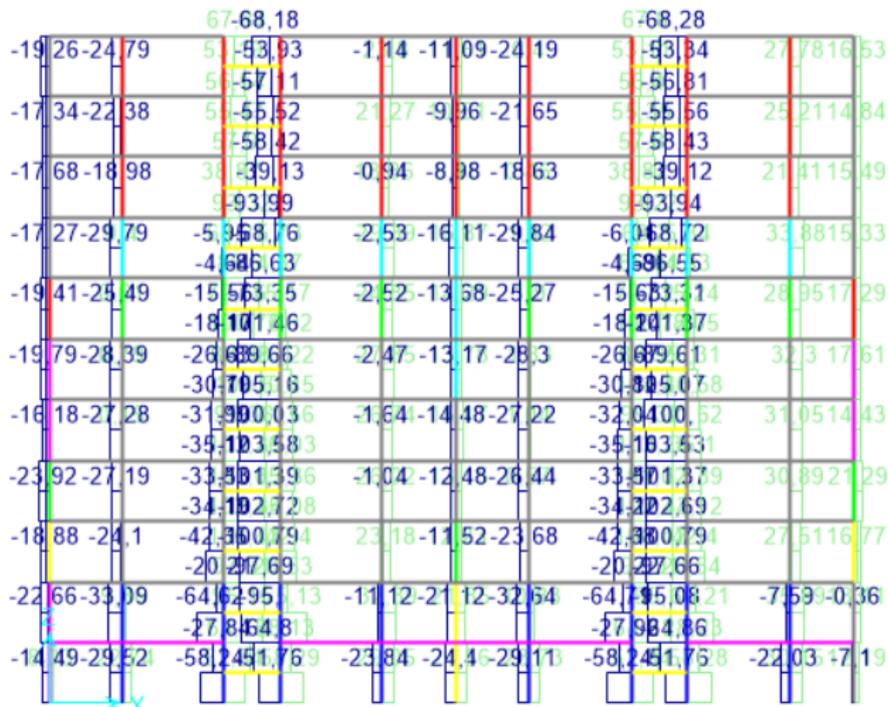


Fig. 58: Diagrammi di taglio in direzione y dei pilastri del telaio posteriore.

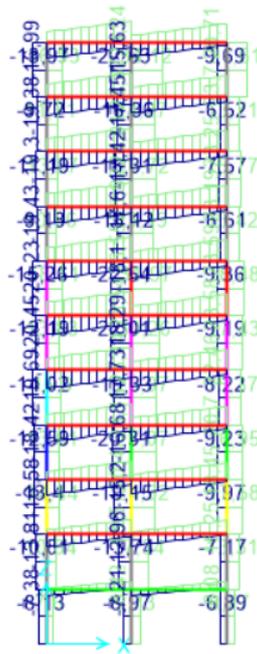


Fig. 59: Diagrammi di taglio in direzione x dei pilastri del telaio.

Di seguito vengono riportati i valori di sforzo di taglio massimi degli elementi d'interesse per le verifiche.

n.elemento	Ved [kN]	ag
323	97,91	0,1544
336	105,07	0,1544

Tab. 13: Taglio V3 massimo dei pilastri (SLV).

n.elemento	Ved [kN]	ag
323	105,78	0,0558
336	108,92	0,0558

Tab. 14: Taglio V3 massimo dei pilastri (SLD).

Si procede con il calcolo del taglio resistente della sezione di pilastro con dimensioni più gravose, avendo note la disposizione delle armature dalla relazione di progetto dell'edificio. Le verifiche sono state condotte secondo la procedura prevista dal §4.1.2.3.5.2 come nel capitolo precedente.

Piano	Diametro st	Passo [mm]	Ast [mm ²]	b [mm]	ws	trd	Trd [kN]
3-11	6	150	56,52	260	0,040029	0,100074	109,4756
1-2	8	200	100,48	350	0,039648	0,099121	145,9674

Tab. 15: Calcolo taglio resistente dei pilastri.

In questo caso i pilastri risultano verificati a taglio sia per lo SLD che per lo SLV, con una a_g di input pari a quella da normativa NTC 2018^[4].

Questo risultato è considerato accettabile, dato che la sollecitazione a taglio dei pilastri della struttura è in buona parte assorbita dai setti del vano ascensore che irrigidiscono la struttura e, come si osserverà nei prossimi capitoli, risultano essere gli elementi strutturali maggiormente sollecitati a causa delle azioni orizzontali applicate.

5.4 Verifica degli elementi strutturali sottoposti a spettro di risposta con a_g ridotto

Per continuare la procedura di ottenimento della PGA di capacità per lo SLD e SLV, è stato necessario abbassare le a_g di input di entrambi gli spettri di risposta degli stati limite di interesse, con l'obiettivo di raggiungere il valore per il quale tutti i pilastri risultassero verificati a presso-flessione deviata.

Di seguito si riportano i nuovi valori di a_g adottati.

Stato limite	a_g/g
SLD	0,03
SLV	0,045

Tab. 16: Valori a_g/g ridotti.

5.4.1 Verifica a presso-flessione deviata dei pilastri

Di seguito vengono riportati i valori di sforzo normale e momento flettente degli elementi d'interesse per le verifiche, in particolare i pilastri che non risultavano verificati a presso-flessione deviata nei capitoli precedenti.

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
288	3	ULS_LS+QP	Combination	Max	-79,308	21,101	-29,273	0,1571	58,3139	-0,922
288	3	ULS_DL+QP	Combination	Max	-79,563	21,101	-16,932	0,3059	58,3139	-2,8746
343	3	ULS_LS+QP	Combination	Max	-79,784	21,276	-29,221	0,1571	58,2765	-1,0722
343	3	ULS_DL+QP	Combination	Max	-79,978	21,276	-16,843	0,3059	58,2765	-2,7948
277	0	ULS_LS+QP	Combination	Max	-108,506	9,448	53,334	0,1539	57,3	13,909
277	0	ULS_DL+QP	Combination	Max	-94,851	9,448	53,334	0,2971	57,3	13,909
332	0	ULS_LS+QP	Combination	Max	-108,59	9,337	53,24	0,1539	57,2011	13,6799
332	0	ULS_DL+QP	Combination	Max	-95,125	9,337	53,24	0,2971	57,2011	13,6799
277	0	ULS_LS+QP	Combination	Min	-210,727	1,754	31,491	-0,106	37,0887	0,4966
332	0	ULS_LS+QP	Combination	Min	-210,537	1,835	31,36	-0,106	36,9827	0,591
288	3	ULS_LS+QP	Combination	Min	-135,771	2,499	-54,557	-0,1066	34,4882	-25,5839
343	3	ULS_LS+QP	Combination	Min	-136,073	2,558	-54,651	-0,1066	34,3951	-25,745
277	1,5	ULS_DL+QP	Combination	Max	-83,062	21,585	58,533	0,3059	33,3865	6,2958
277	0	ULS_DL+QP	Combination	Min	-210,727	2,335	23,534	-0,2492	33,3456	1,4706
332	1,5	ULS_DL+QP	Combination	Max	-82,939	20,965	58,306	0,3059	33,2552	6,0901

Fig. 60: Valori di sforzo estratti dei pilastri 35x26 in sommità, adiacenti al vano scala.

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
45	3	ULS_LS+QP	Combination	Max	-66,55	15,345	-12,475	0,1555	36,5185	5,6074
45	3	ULS_DL+QP	Combination	Max	-64,565	13,848	-9,88	0,3015	36,5185	2,9407
244	0	ULS_LS+QP	Combination	Max	-65,508	14,194	17,992	0,1555	25,9353	18,6275
244	0	ULS_DL+QP	Combination	Max	-63,222	12,952	17,992	0,3015	25,9353	17,1427
45	3	ULS_LS+QP	Combination	Min	-102,602	-3,192	-22,47	-0,1063	20,5133	-25,9037
45	3	ULS_DL+QP	Combination	Min	-102,602	-1,695	-22,47	-0,2523	16,2361	-23,237
244	0	ULS_LS+QP	Combination	Min	-100,342	-2,678	9,476	-0,1063	13,7197	-3,328
244	0	ULS_DL+QP	Combination	Min	-100,342	-1,436	6,785	-0,2523	10,0343	-1,8432
45	1,5	ULS_LS+QP	Combination	Max	-69,961	15,345	-12,475	0,1555	5,5617	0,823
45	1,5	ULS_DL+QP	Combination	Max	-67,976	13,848	-9,88	0,3015	5,5617	0,412
244	1,5	ULS_LS+QP	Combination	Max	-62,096	14,194	17,992	0,1555	1,3121	0,6938
244	1,5	ULS_DL+QP	Combination	Max	-59,811	12,952	17,992	0,3015	1,3121	0,3316
45	1,5	ULS_LS+QP	Combination	Min	-107,037	-3,192	-22,47	-0,1063	-0,079	-2,8897
45	1,5	ULS_DL+QP	Combination	Min	-107,037	-1,695	-22,47	-0,2523	-0,079	-2,4788
244	1,5	ULS_LS+QP	Combination	Min	-95,907	-2,678	9,476	-0,1063	-3,314	-2,6676

Fig. 61: Valori di sforzo estratti dei pilastri 26x35 in sommità.

Vengono, quindi, estratti i valori di momento massimo e sforzo normale sulle due tipologie di pilastri per entrambi gli stati limite.

n. elemento	Med1 [kNm]	Med2 [kNm]	Ned [kN]	ag
343	58,31	0,922	79,31	0,045
45	36,5	5,6	66,59	0,045

Tab. 17: Parametri di sollecitazione dei pilastri (SLV).

n. elemento	Med1 [kNm]	Med2 [kNm]	Ned [kN]	ag
343	58,31	2,87	79,56	0,03
45	36,5	2,9	64,56	0,03

Tab. 18: Parametri di sollecitazione dei pilastri (SLD)

Si procede con il calcolo del dominio di resistenza delle sezioni dei pilastri, avendo note la disposizione delle armature dalla relazione di progetto dell'edificio.

n. elemento	Med1 [kNm]	Med2 [kNm]	Ned [kN]	ag	
343	71,51	4,38	69,26	0,05	NON VERIFICATO
45	36,5	7,05	66,59	0,05	VERIFICATO

Tab. 19: Verifica a presso-flessione deviata dei pilastri (SLV).

n. elemento	Med1 [kNm]	Med2 [kNm]	Ned [kN]	ag	
343	71,51	-3,29	73,23	0,04	NON VERIFICATO
45	36,5	2,29	64,72	0,04	VERIFICATO

Tab. 20: Verifica a presso-flessione deviata dei pilastri (SLD).

I domini di resistenza sono stati calcolati attraverso l'applicativo VCA SLU, tenendo conto di un copriferro pari a 1 cm (valore non conforme con la normativa odierna, ma tipico degli anni '60-'70).

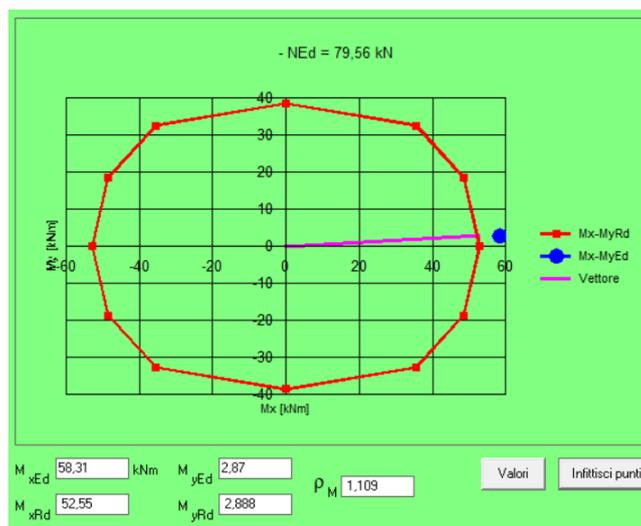


Fig. 62: Dominio di resistenza del pilastro di sommità 35x26, adiacente al vano scala.

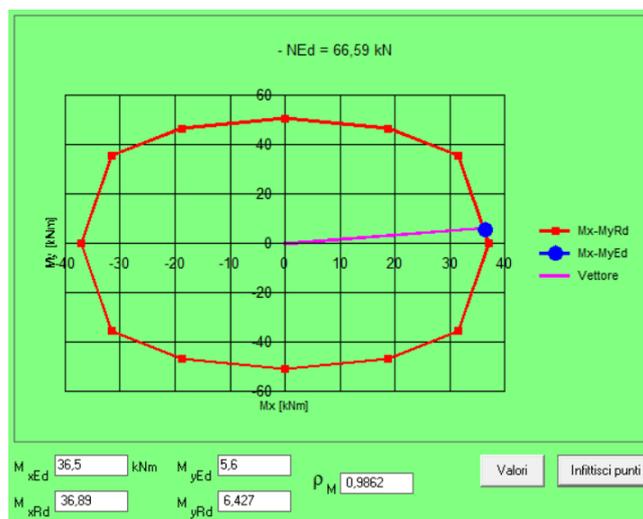


Fig. 63: *Dominio di resistenza del pilastro di sommità 26x35.*

Abbassando le a_g di input, i pilastri 26x35 risultano verificati a presso-flessione deviata.

La posizione del punto risulta nei pressi della frontiera del dominio di resistenza poichè la condizione cercata è quella al limite della resistenza dell'elemento strutturale, per ottenere la PGA di capacità dello stato limite d'interesse.

Al contrario, i pilastri 35x26 adiacenti al vano scala rimangono eccessivamente sollecitati a momento flettente e, quindi, risultano non verificati.

Il momento flettente applicato a tali pilastri è dovuto all'effetto della combinazione di carico verticale agli SLU, la quale non è modificabile, come per la combinazione sismica orizzontale.

La presenza di questo momento flettente relativamente alto è dovuta all'interazione del pilastro e della trave del vano scala (18x160), la quale rende tozzo l'elemento, dimezzandone la lunghezza.

Poiché l'origine del momento flettente è legata ai carichi statici applicati alla struttura, si consiglia l'adozione di interventi specifici volti a migliorare la resistenza a flessione dei pilastri 35x26 adiacenti al vano scala.

5.4.2 Verifica dei setti del vano ascensore

I setti dei vani ascensore sono stati verificati a presso-tenso flessione e a taglio, abbassando i valori di a_g come di seguito.

Stato limite	ag/g
SLD	0,03
SLV	0,045

Tab. 21: Valori a_g/g ridotti.

- Verifica a tenso-flessione

Di seguito vengono riportati i diagrammi di distribuzione dello sforzo ottenuti da SAP2000, in termini di F22 (sforzo normale nella direzione di sviluppo dell'elemento plate) e M22 (momento nella direzione di sviluppo dell'elemento plate).

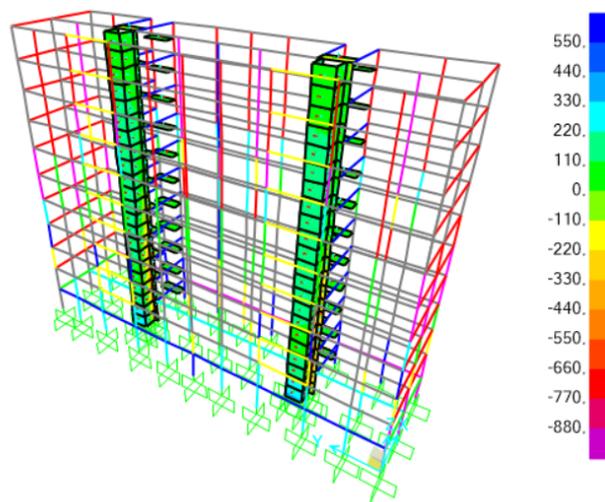


Fig. 64: Diagramma di distribuzione di F22 (SLD)

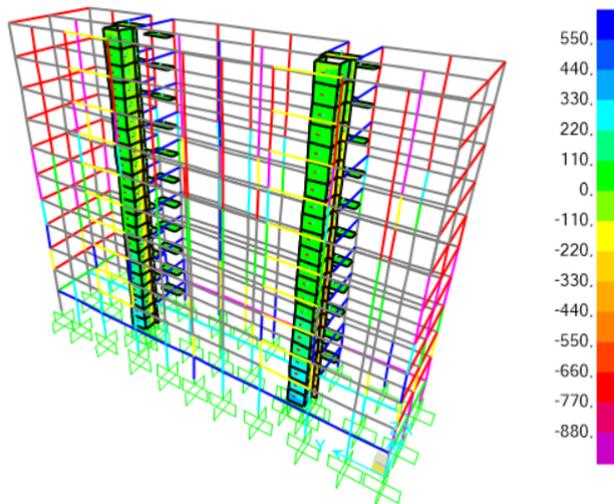


Fig. 65: Diagramma di distribuzione di F22 (SLV).

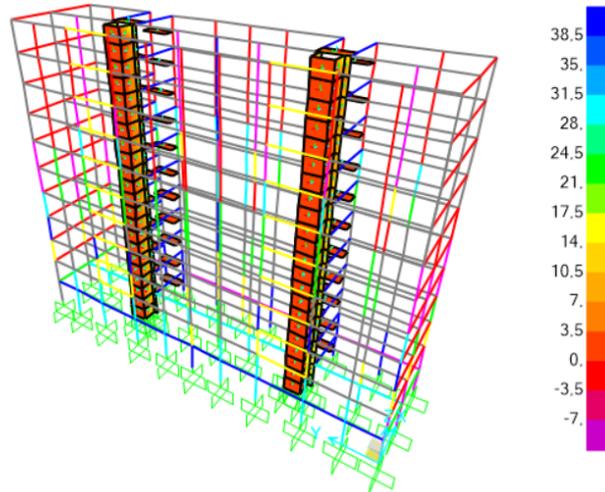


Fig. 66: *Diagramma di distribuzione di M22 (SLD).*

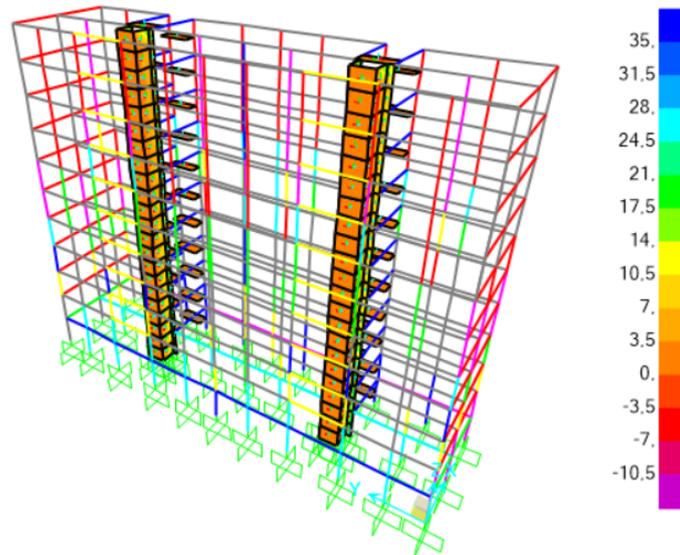


Fig. 67: *Diagramma di distribuzione di M22 (SLV).*

Il valore di sollecitazione scelto per la verifica è stato selezionato alla base dell'edificio, dove il vano ascensore risulta sottoposto a trazione.

In particolare, è stato scelto un valore ad un'altezza di circa 1 m dalla base del modello, in modo da evitare di selezionare un punto affetto dalla possibilità di errore dovuto alle limitazioni del modello nel descrivere il reale comportamento del collegamento tra struttura in elevazione e fondazioni, modellate come semplici vincoli d'incastro.

n. elemento	M22 [kNm]	F22 [kN]	ag
623	1,3	340	0,03

Tab. 22: *Parametri di sollecitazione del vano ascensore (SLD).*

n. elemento	M22 [kNm]	F22 [kN]	ag
623	1,9	335	0,045

Tab. 23: *Parametri di sollecitazione del vano ascensore (SLV).*

Si procede con il calcolo del dominio di resistenza della sezione di spessore pari a 20 cm del vano ascensore, avendo note la disposizione delle armature dalla relazione di progetto dell'edificio. I domini di resistenza sono stati calcolati attraverso l'applicativo VCA SLU, tenendo conto di un copriferro pari a 1 cm (valore non conforme con la normativa odierna, ma tipico degli anni '60-'70).

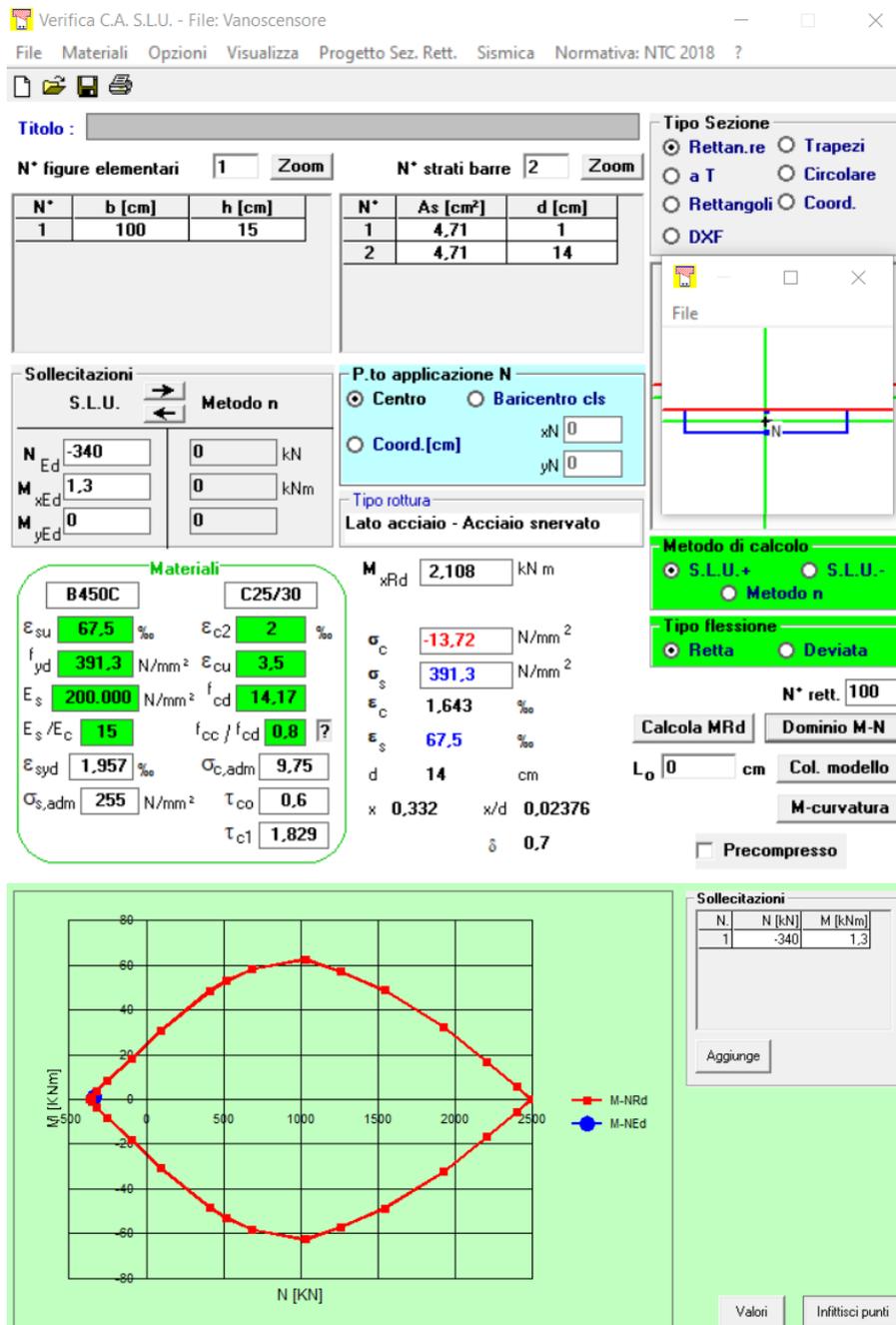


Fig. 68: Dominio di resistenza della sezione del setto del vano ascensore (SLD).

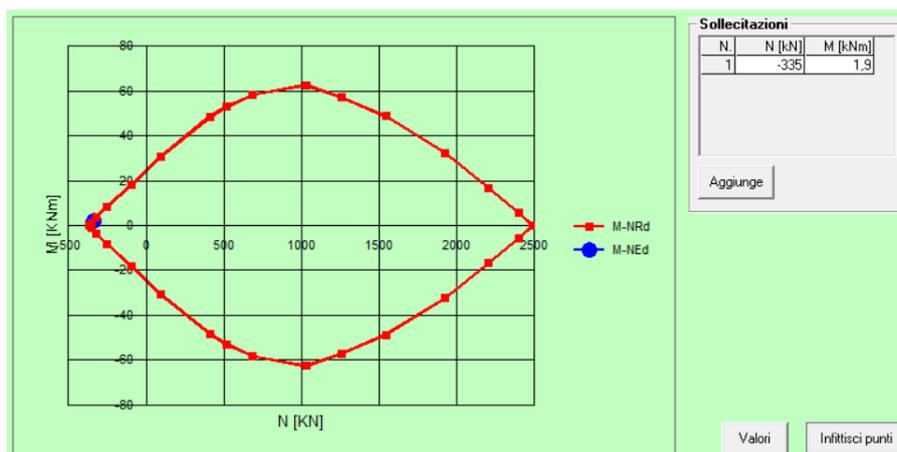


Fig. 69: *Dominio di resistenza della sezione del setto del vano ascensore (SLV).*

Il setto del vano ascensore risulta verificato a tenso-flessione per entrambi gli stati limite d'interesse.

- **Verifica a taglio**

Di seguito vengono riportati i diagrammi di distribuzione dello sforzo ottenuti da SAP2000 e i valori di sforzo di taglio massimo alla base, in termini di V23 (taglio nella direzione perpendicolare alla direzione di sviluppo dell'elemento plate), che verranno poi moltiplicati per la dimensione dell'elemento per ottenere un parametro confrontabile con il taglio resistente in kN.

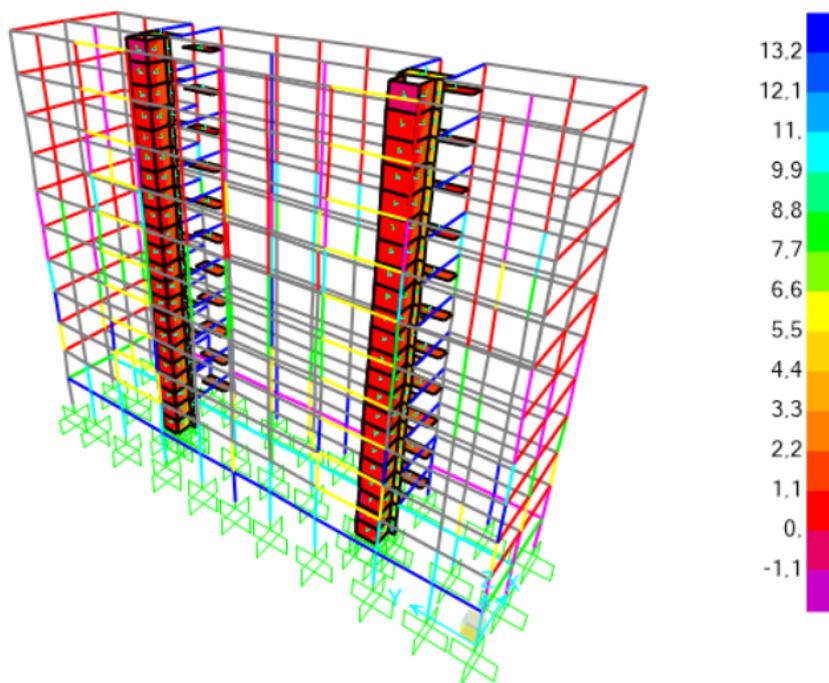


Fig. 70: *Diagramma di distribuzione di V23 (SLD).*

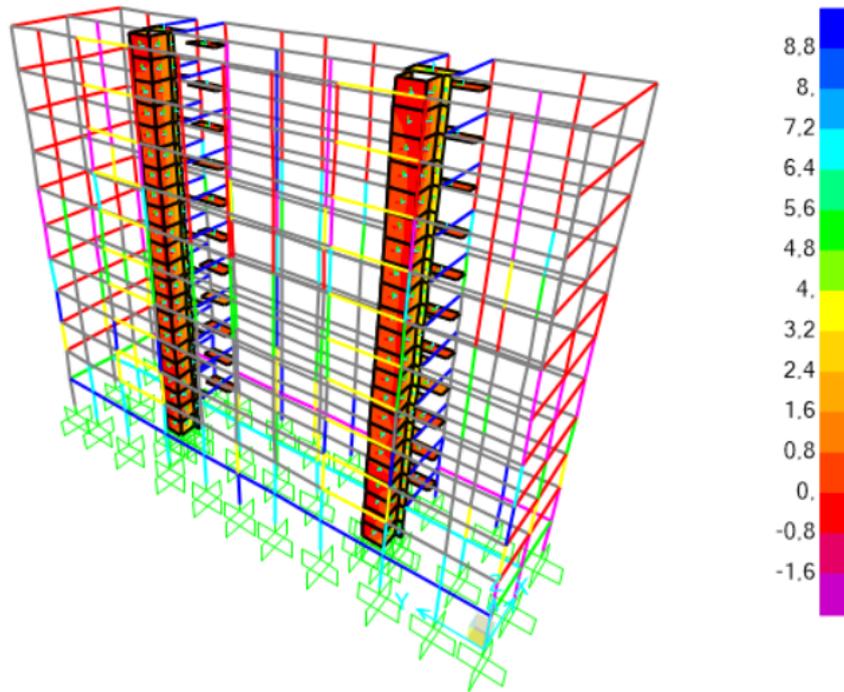


Fig. 71: *Diagramma di distribuzione di V23 (SLV).*

n.elemento	Ved [kN]	ag
623	11,55	0,04

Tab. 24: *Valori di sforzo di taglio V23 massimo (SLD).*

n.elemento	Ved [kN]	ag
623	6,6	0,045

Tab. 25: *Valori di sforzo di taglio V23 massimo (SLV).*

Si procede con il calcolo del taglio resistente della sezione del setto del vano ascensore, avendo note la disposizione delle armature dalla relazione di progetto dell'edificio.

Le verifiche sono state condotte secondo la procedura prevista dal §4.1.2.3.5.2 come nei capitoli precedenti.

Piano	Diametro st	Passo [mm]	Ast [mm^4]	b [mm]	ws	trd	Trd [kN]
1-11	10	300	157	1600	0,009034	0,022586	152,0494

Tab. 26: *Calcolo taglio resistente del vano ascensore.*

Il setto del vano ascensore risulta verificato a taglio per entrambi gli stati limite di interesse.

5.5 Estrazione della classe di rischio sismico pre-intervento

Una volta ottenute le PGA di capacità per gli stati limite SLD e SLV è possibile concludere la classificazione di rischio sismico^[3] applicando le regole della normativa, descritte nel capitolo 4.1.

I valori di PGA di capacità per gli stati limite d'interesse sono i seguenti:

Stato limite	ag/g
SLD	0,03
SLV	0,045

Tab. 27: Valori ag/g ridotti corrispondenti alle PGA di capacità.

Si ottiene il seguente diagramma che mette in relazione le perdite economiche dirette e la frequenza media annua di superamento degli eventi che provocano il raggiungimento di uno stato limite della struttura.

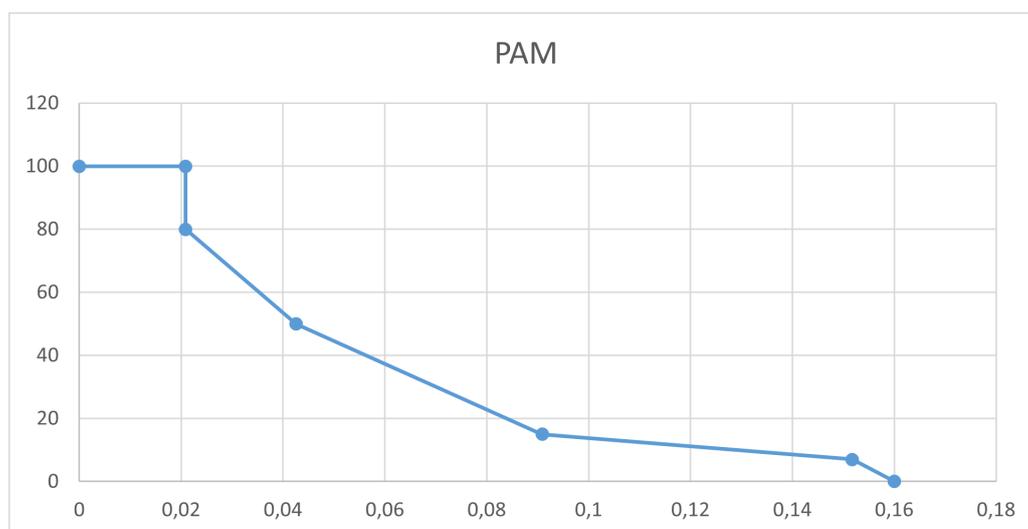


Fig. 72: Diagramma per il calcolo del parametro PAM.

Il diagramma mostra l'andamento del PAM (Perdita Annuale Media) in funzione della probabilità di accadimento degli eventi sismici, evidenziando una drastica riduzione della capacità dell'edificio per accelerazioni crescenti, soprattutto in corrispondenza dello Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV).

Questo comportamento è principalmente dovuto alle elevate tensioni riscontrate alla base del vano ascensore, che rappresenta il punto critico strutturale dell'edificio. La concentrazione di sollecitazioni nel vano ascensore è una conseguenza della sua maggiore rigidità rispetto al resto della struttura.

Tale zona critica diventa predominante nel determinare il comportamento globale dell'edificio agli stati limite superiori.

In particolare, mentre per lo Stato Limite di Danno (SLD) si osserva una riduzione contenuta dell'accelerazione di riferimento (da 0,558 g a 0,30 g), per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) l'accelerazione si riduce drasticamente (da 0,1544 g a 0,045 g).

Questa differenza riflette l'incapacità del vano ascensore di dissipare adeguatamente l'energia sismica, manifestando un comportamento fragile sotto eventi di intensità maggiore.

Il valore del parametro PAM, ottenuto dal calcolo dell'area sottesa al grafico, è pari a:

PAM	Classe PAM
5,76	F

Tab. 28: Definizione PAM e classe PAM.

Invece, il valore del parametro IS-V è calcolato come il rapporto tra la PGA di capacità per lo SLV e la PGA di domanda per lo stesso stato limite ed è pari a:

IS-V (SLV)	Classe IS-V
29,14	E

Tab. 29: *Definizione IS-V (SLV) e classe IS-V.*

In conclusione, la classe di rischio sismico dell'edificio in esame sarà la più gravosa tra le due ottenute, quindi F.

6 Progettazione dell'intervento di adeguamento sismico tramite esoscheletro

In questo capitolo verrà descritta la procedura adottata per la progettazione dell'intervento di adeguamento sismico della struttura in esame mediante un esoscheletro di rinforzo esterno in acciaio.

L'obiettivo dell'intervento è l'incremento della classe di rischio sismico dell'edificio di almeno due livelli, migliorandone le prestazioni meccaniche sotto azioni sismiche

Inoltre, l'intervento è stato concepito con l'obiettivo di interferire il meno possibile con la vita quotidiana degli inquilini dell'edificio in esame, limitando le operazioni di installazione esclusivamente all'esterno della struttura.

Per soddisfare questi requisiti, è stato progettato un esoscheletro in acciaio, ancorato ai pilastri in c.a. delle facciate frontali e posteriori, e dotato di controventamenti a X nella direzione perpendicolare alle facciate, con lo scopo di irrigidire la struttura lungo il lato corto.

Tale soluzione è stata adottata a causa dell'impossibilità di inserire controventamenti direttamente sui lati corti dell'edificio.

Infatti, la struttura è composta da due moduli identici, separati da un giunto sismico che li rende indipendenti e impedisce interventi sul lato comune.

Inoltre, l'ipotesi di intervenire esclusivamente sul lato corto libero è stata scartata fin dall'inizio, in quanto avrebbe generato effetti torsionali indesiderati a causa della mancanza di simmetria nell'adeguamento.

Per ridurre l'impatto visivo sull'architettura dell'edificio, l'esoscheletro è stato integrato nella geometria delle logge esistenti.

Le pareti delle logge delle facciate anteriore e posteriore sono state sostituite con i telai controventati dell'esoscheletro, creando elementi di irrigidimento continui lungo la direzione debole, dal piano terra fino alla sommità dell'edificio, con ancoraggi ai pilastri esistenti.

I montanti dell'esoscheletro posto sulla facciata frontale dovranno essere prolungati di altri 3 m, data la presenza di un garage sotterraneo di fronte all'edificio, di altezza pari a 2,70 m. La presenza dei montanti passanti nel garage non crea problemi ai garage dei condòmini e non ostacola le aree di manovra.

Di seguito vengono riportati degli estratti dalle tavole di progetto dell'esoscheletro per descrivere la geometria dell'intervento.

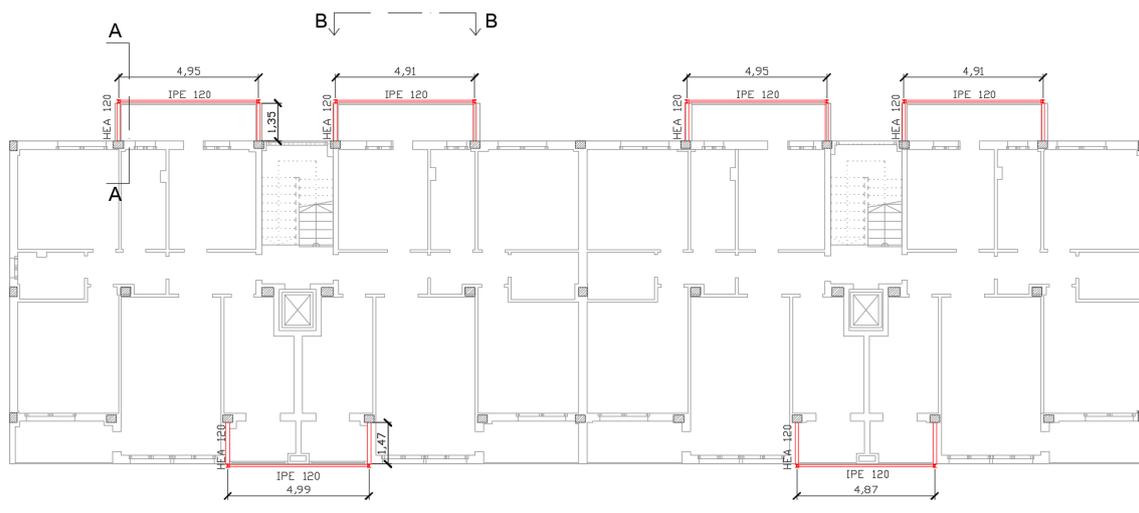


Fig. 73: *Pianta di un singolo modulo dell'edificio con elementi dell'esoscheletro in rosso.*



Fig. 74: Prospetto est dell'edificio con elementi dell'esoscheletro in rosso.



Fig. 75: Prospetto ovest dell'edificio con elementi dell'esoscheletro in rosso.

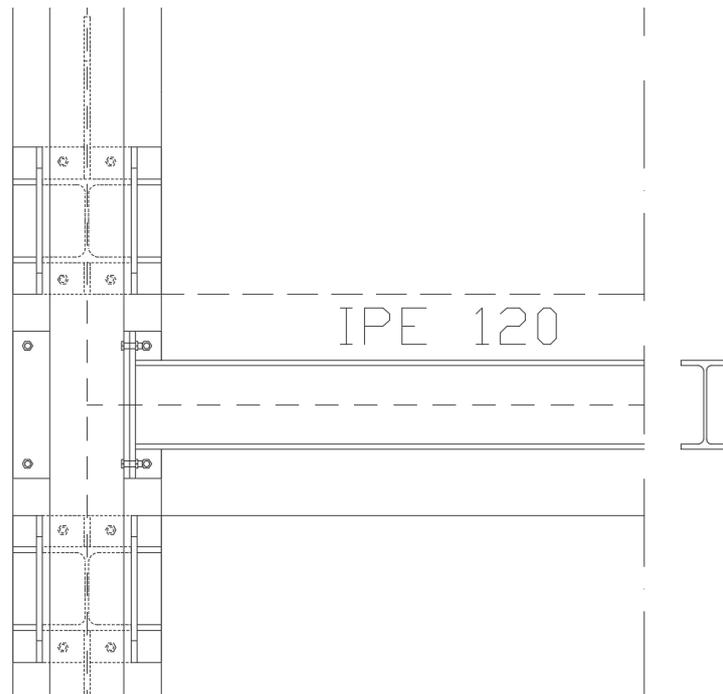


Fig. 78: *Vista B-B.*

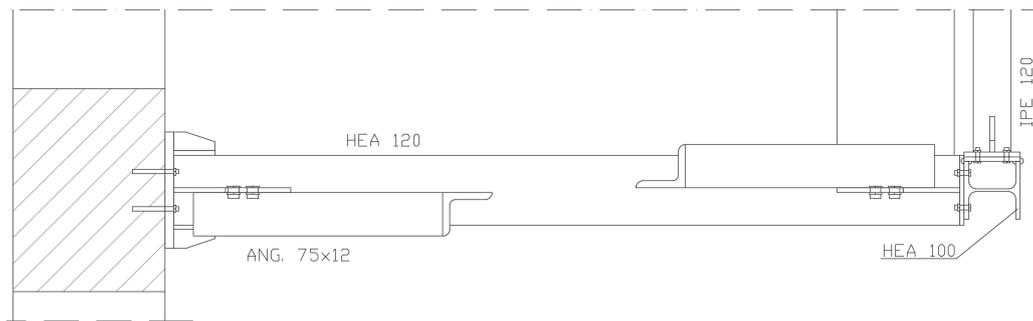


Fig. 79: *Sezione orizzontale C-C.*

Nel prossimo capitolo verrà descritta la modellazione FEM dell'esoscheletro sul software SAP2000, per l'estrazione dei parametri di sforzo e deformazione dell'edificio post-intervento.

6.1 Modellazione FEM dell'esoscheletro

Sono state definite le proprietà meccaniche dei materiali che compongono la struttura, in questo caso acciaio S275.

The image shows a software dialog box titled "Material Property Data" for defining the properties of S275 steel. The dialog is organized into several sections:

- General Data:** Material Name and Display Color (S275), Material Type (Steel), Material Grade (S275), and Material Notes (Modify/Show Notes...).
- Weight and Mass:** Weight per Unit Volume (76,9729) and Mass per Unit Volume (7,849).
- Units:** A dropdown menu set to "KN, m, C".
- Isotropic Property Data:** Modulus Of Elasticity, E (2,100E+08), Poisson, U (0,3), Coefficient Of Thermal Expansion, A (1,170E-05), and Shear Modulus, G (80769231).
- Other Properties For Steel Materials:** Minimum Yield Stress, Fy (275000), Minimum Tensile Stress, Fu (430000), Expected Yield Stress, Fye (302500), and Expected Tensile Stress, Fue (473000).

At the bottom, there is a checkbox for "Switch To Advanced Property Display" (unchecked) and "OK" and "Cancel" buttons.

Fig. 80: Definizione materiale acciaio S275.

In seguito, sono stati ipotizzati il tipo di sezione e le dimensioni degli elementi che costituiscono l'esoscheletro.

Di seguito sono riportate le sezioni scelte e le rispettive proprietà "beam" definite sul software FEM SAP2000.

- Montanti: Profilo HEA120 per il piano interrato, PT e P1; Profilo HEA100 per i piani restanti.
- Controventamenti: Profilo angolare 80x12 per il piano interrato e il PT; Profilo angolare 75x12 per i piani P1-P3; Profilo angolare 70x11 per i piani restanti.
- Travi parallele alla facciata: Profilo IPE120.
- Travi ortogonali alla facciata: Profilo HEA120.

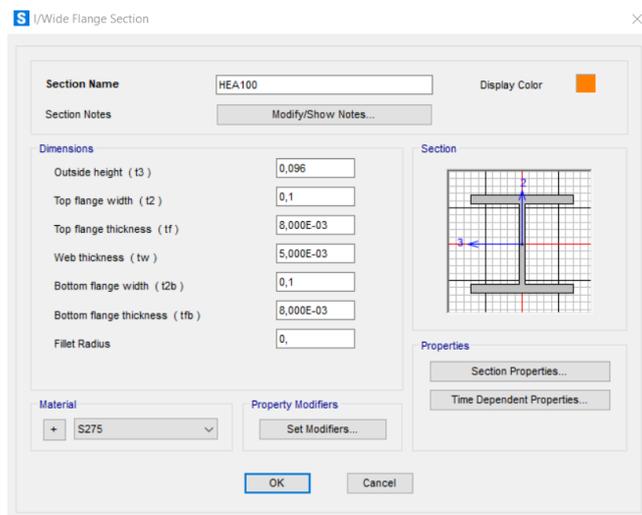


Fig. 81: Definizione proprietà sezione HEA100.

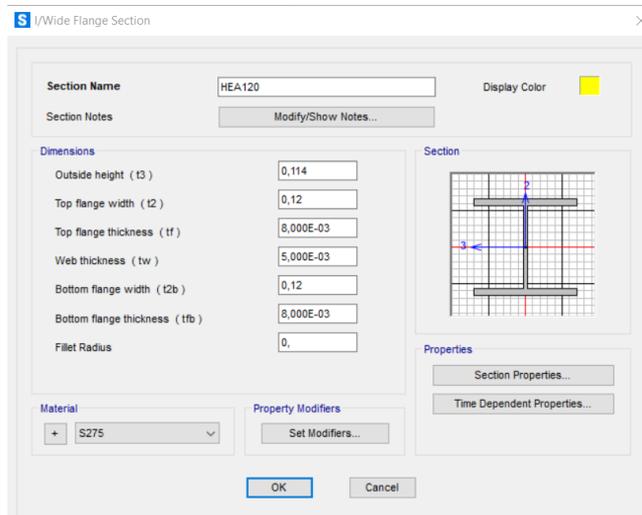


Fig. 82: Definizione proprietà sezione HEA120.

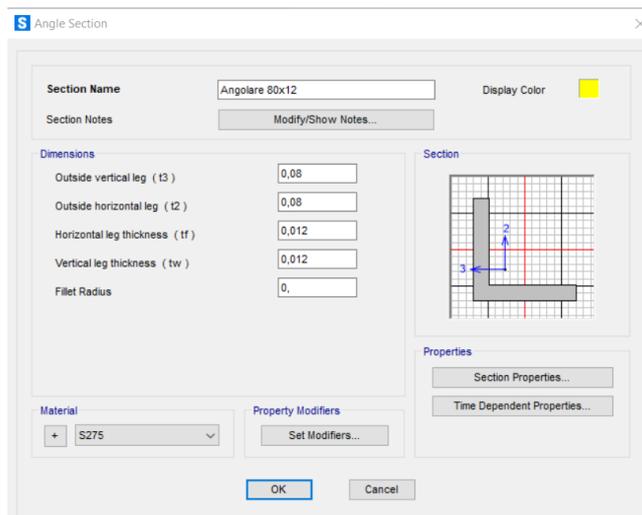


Fig. 83: Definizione proprietà sezione ANG 80x12.

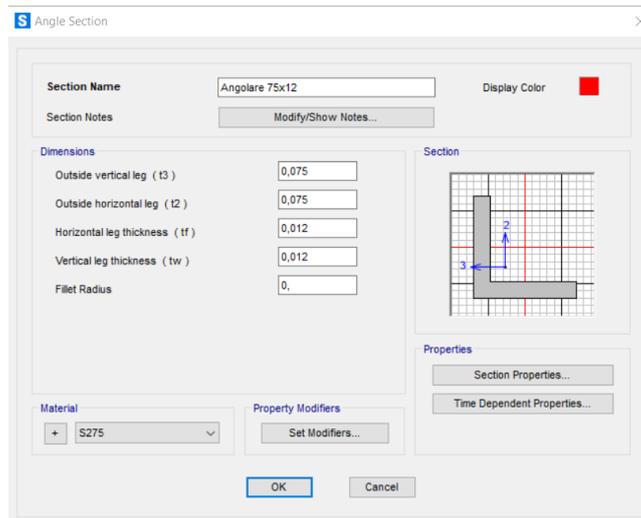


Fig. 84: Definizione proprietà sezione ANG 75x12.

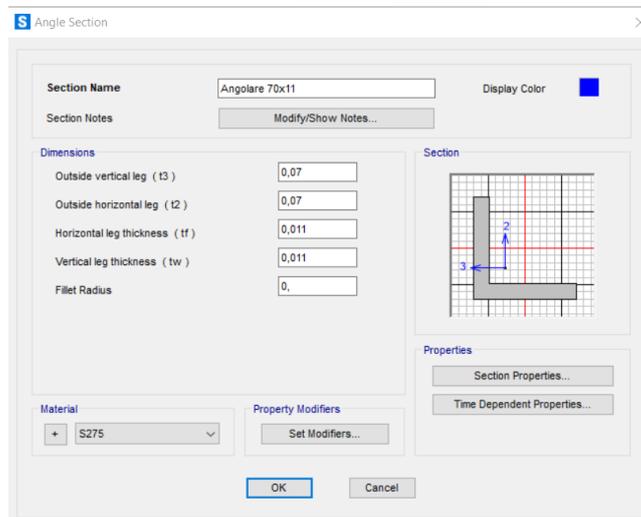


Fig. 85: Definizione proprietà sezione ANG 70x11.

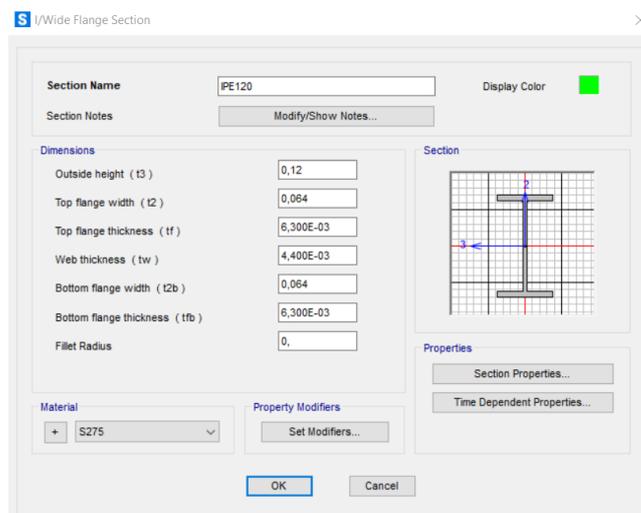


Fig. 86: Definizione proprietà sezione IPE120.

Una volta definiti gli elementi beam, è stato modellato l'esoscheletro sul modello FEM della struttura precedentemente utilizzato e vincolato al terreno tramite vincoli a incastro.

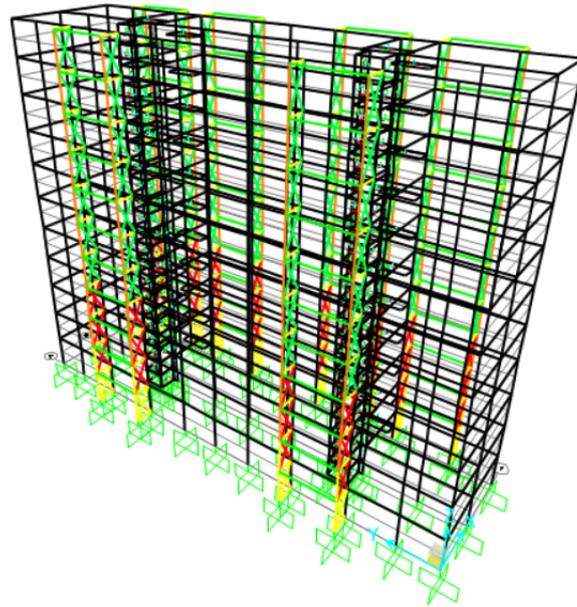


Fig. 87: *Modello FEM 3D della struttura con esoscheletro.*

Una volta completato il modello, è stato possibile eseguire una nuova analisi statica lineare della struttura.

Sono stati ricavati i parametri di sollecitazione e deformazione degli elementi strutturali della struttura post-intervento, utili per la definizione della nuova classe di rischio sismico dell'edificio e per la verifica di resistenza delle sezioni ipotizzate per l'esoscheletro di rinforzo.

Di seguito vengono riportate le deformate della struttura con esoscheletro di rinforzo.

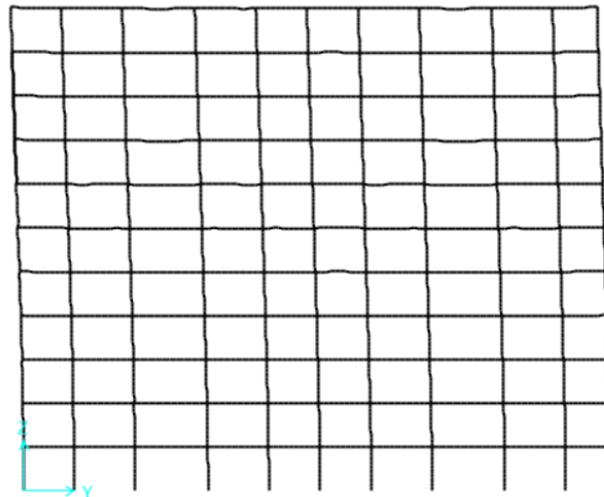


Fig. 88: *Deformata del telaio anteriore della struttura con esoscheletro.*

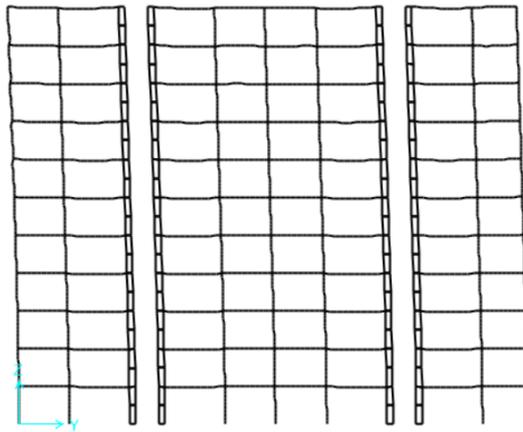


Fig. 89: *Deformata del telaio di spina della struttura con esoscheletro.*

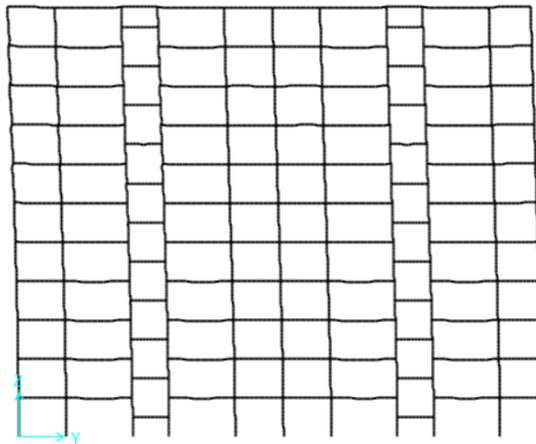


Fig. 90: *Deformata del telaio posteriore della struttura con esoscheletro.*

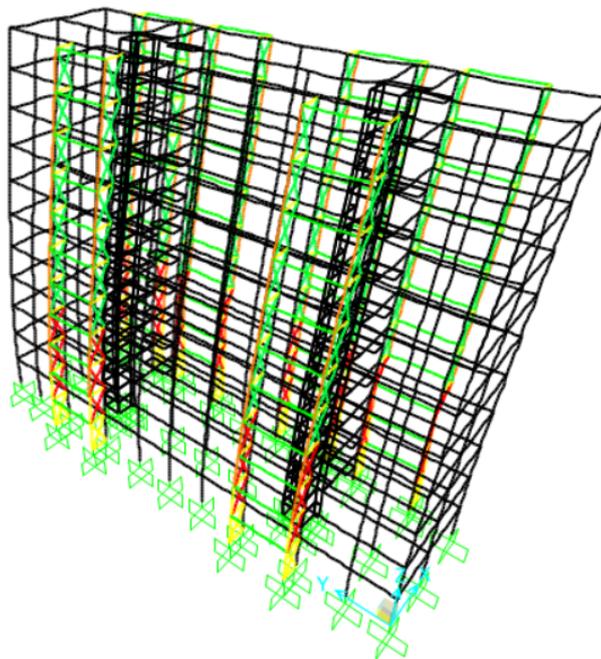


Fig. 91: *Deformata della struttura con esoscheletro.*

Le deformate ottenute risultano coerenti con il comportamento atteso per un edificio con telai in c.a. monodirezionali soggetto ad azione sismica orizzontale.

Anche dopo l'intervento, i telai anteriore, posteriore e di spina mantengono una rigidezza significativamente maggiore rispetto agli elementi strutturali disposti nella direzione perpendicolare.

Di conseguenza, la struttura tende ancora a deformarsi prevalentemente lungo questa direzione, con spostamenti di piano più elevati nella componente meno rigida.

Tuttavia, la presenza dell'esoscheletro contribuisce a limitare tali deformazioni, incrementando la rigidezza della struttura.

Inoltre, il vano ascensore, che in condizioni pre-intervento assorbiva la maggior parte degli sforzi lungo il lato corto dell'edificio, ora beneficia dell'azione dell'esoscheletro, con una riduzione delle sollecitazioni, come verrà analizzato nel prossimo capitolo.

Di seguito vengono riportati i periodi e le frequenze modali della struttura con esoscheletro di rinforzo.

OutputCase	StepType	StepNum	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
	Text	Unitless	Sec	Cyc/sec	rad/sec	rad2/sec2
MODAL	Mode	1	1,432903	0,69788394...	4,38493411...	19,2276472...
MODAL	Mode	2	1,359741	0,73543407...	4,62086858...	21,3524265...
MODAL	Mode	3	1,324575	0,75495912...	4,74354808...	22,5012484...
MODAL	Mode	4	0,419908	2,38147534...	14,9632508...	223,898877...
MODAL	Mode	5	0,378586	2,64140624...	16,5964449...	275,441983...
MODAL	Mode	6	0,371822	2,69090401...	16,9074485...	285,861817...
MODAL	Mode	7	0,203494	4,91415051...	30,8765183...	953,359384...
MODAL	Mode	8	0,177733	5,62640967...	35,3517746...	1249,74796...
MODAL	Mode	9	0,175626	5,69392013...	35,7759553...	1279,91897...
MODAL	Mode	10	0,126003	7,93630449...	49,8652718...	2486,54533...
MODAL	Mode	11	0,124602	8,02556025...	50,4260822...	2542,78977...
MODAL	Mode	12	0,120711	8,28428189...	52,0516782...	2709,37721...

Fig. 92: *Periodi e frequenze modali della struttura con esoscheletro.*

I valori dei periodi e frequenze modali ottenuti dall'analisi modale del modello FEM dell'edificio con esoscheletro di rinforzo descrivono un comportamento migliore della struttura sottoposta ad azioni orizzontali sismiche. Infatti, dalla comparazione di tali valori con quelli ottenuti dall'analisi modale della struttura pre-intervento (Fig. 42), si osserva che i periodi dei primi 3 modi di vibrare si sono ridotti, a causa dell'incremento di rigidezza della struttura.

Analogamente, le frequenze modali sono aumentate.

Tali variazioni confermano il contributo dell'esoscheletro nell'aumento della rigidezza della struttura, riducendone i tempi di oscillazione e migliorandone la resistenza alle azioni sismiche.

6.2 Analisi pushover

Per verificare l'effettivo funzionamento dell'intervento di miglioramento sismico tramite esoscheletro è stata eseguita un'analisi pushover sul modello FEM della struttura pre-intervento e post-intervento, andando, successivamente, a confrontare i parametri di sollecitazione sul vano ascensore (elemento più sollecitato) e gli spostamenti interpiano.

Per eseguire l'analisi pushover è stato applicato un carico distribuito in sommità della struttura pari a 1000 kN/m, il quale è poi stato combinato con la combinazione di carico agli SLU verticale, definita nei capitoli precedenti.

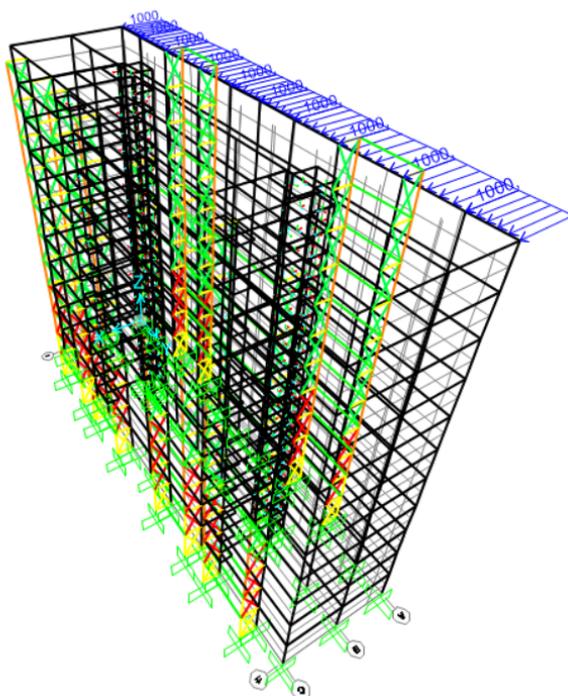


Fig. 93: Applicazione carico per analisi pushover.

Di seguito si riportano i risultati ottenuti dall'analisi pushover sui due modelli in termini di spostamento orizzontale del piano e F22 del vano ascensore (sforzo normale nella direzione di sviluppo dell'elemento plate).

Struttura pre-intervento		
n. piano	Spostamento piani [mm]	Sforzo vano ascensore [kN]
11	13,7	3690
10	11,88	11000
9	10,085	19000
8	8,33	27000
7	6,67	36000
6	5,11	45000
5	3,7	53000
4	2,47	62000
3	1,45	70000
2	0,67	80000
1	0,18	90000

Tab. 30: Spostamento piani e sforzo vano ascensore della struttura pre-intervento.

Struttura post-intervento		
n. piano	Spostamento piani [mm]	Sforzo vano ascensore [kN]
11	8,56	1245
10	7,42	6300
9	6,28	11850
8	5,18	17500
7	4,14	22800
6	3,16	28000
5	2,28	33366
4	1,52	38640
3	0,89	44000
2	0,41	49000
1	0,11	55600

Tab. 31: *Spostamento piani e sforzo vano ascensore della struttura post-intervento.*

Si nota che lo spostamento in sommità della struttura con esoscheletro risulta diminuito del 37 % rispetto a quella pre-intervento. Inoltre, anche le tensioni di trazione del vano ascensore sono diminuite drasticamente, confermando la buona interazione tra il telaio in c.a. e l'esoscheletro.

L'esoscheletro è abbastanza rigido da assorbire una quota a parte della trazione applicata al vano ascensore e in questo modo permette di ritardare la fessurazione dell'elemento a valori di a_g più alti, andando ad aumentare la classe di rischio sismico dell'edificio, come verrà studiato nei prossimi capitoli.

6.3 Dimensionamento dell'esoscheletro

In questo capitolo verranno descritte le verifiche di resistenza e instabilità applicate ai vari elementi in acciaio che costituiscono l'esoscheletro di rinforzo esterno.

In particolare, verranno divisi a seconda della loro funzione e posizione nella struttura nel seguente modo:

- Trave ortogonale: elemento perpendicolare alla facciata dell'edificio, che si collega al pilastro già esistente della struttura in ca e al montante dell'esoscheletro;
- Trave parallela: elemento parallelo alla facciata dell'edificio, che si collega ai montanti dell'esoscheletro;
- Montante: elemento verticale, collegato alle travi ortogonali e parallele e fissato al terreno attraverso una fondazione;
- Controventamento: elemento di controventamento in direzione perpendicolare alla facciata, collegato alle travi ortogonali attraverso piastre di collegamento.

Inoltre, si precisa che il comportamento dell'esoscheletro è riconducibile a quello di una struttura reticolare, i cui elementi sono sottoposti, quindi, prevalentemente a sforzo normale di compressione o trazione, a seconda della direzione del sisma.

Per questo motivo le verifiche a flessione e taglio non verranno riportate, in quanto trascurabili rispetto a quelle a compressione, trazione e instabilità a compressione.

6.3.1 Dimensionamento delle travi ortogonali

Questo tipo di elemento è stato modellato nel capitolo precedente in SAP2000 come elementi beam, con le seguenti sezioni.

Profili utilizzati	Ix [cm ⁴]	Iy [cm ⁴]	Wx [cm ³]	Wy [cm ³]	A [cm ²]
HEA120	606,2	230,9	106,3	38,48	25,34

Tab. 32: *Elenco sezioni utilizzate.*

Dal modello FEM ottenuto, sono stati ricavati i parametri di sforzo normale, momento flettente e taglio dovuti alle combinazioni di carico ULS-DL+QP e ULS-LS+QP (3.2).

Sollecitazioni massime travi ortogonali				
P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
83,62	0,29	0,023	0,0092	0,21

Tab. 33: *Sollecitazioni massime travi ortogonali.*

- **Verifica di resistenza a trazione**

La verifica è stata condotta secondo la procedura prevista dal §4.2.4.1.2.1 delle NTC 2018^[4].

Lo sforzo assiale di progetto N_{Ed} è stato estratto dal modello FEM. Tale sforzo deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad (4)$$

dove la resistenza di progetto a trazione $N_{t,Rd}$ è pari al minore tra:

- Resistenza plastica di progetto della sezione lorda:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (5)$$

- Resistenza di progetto a rottura della sezione netta, in corrispondenza dei fori:

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad (6)$$

Inoltre, dato che il progetto prevede la gerarchia delle resistenze, a causa della presenza di azioni sismiche, deve risultare:

$$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd} \quad (7)$$

Di seguito viene riportata la tabella con le verifiche svolte.

A netta [cm ²]	ftk [N/mm ²]	Nu,Rd [kN]	Npl,Rd [kN]
25,34	430	784,5264	663,6
Duttilità	$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd}$		

Ned [kN]	83,62
Ned/Nt,Rd	0,125 < 1

Tab. 34: Verifica a trazione e duttilità collegamento.

- **Verifica di resistenza a compressione**

La verifica è stata condotta secondo la procedura prevista dal §4.2.4.1.2.2 delle NTC 2018^[4].

Lo sforzo assiale di progetto N_{Ed} è stato estratto dal modello FEM. Tale sforzo deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad (8)$$

dove la resistenza a compressione della sezione $N_{c,Rd}$ è pari a:

$$N_{c,Rd} = A f_{yk} / \gamma_{M0} \quad (9)$$

per le sezioni di classe 1, 2 e 3.

Di seguito viene riportata la tabella con le verifiche svolte.

Nc,Rd [kN]	663,66	>Ned	83,62
-------------------	--------	----------------	-------

Tab. 35: Verifica a compressione.

- **Verifica di stabilità delle membrature a compressione**

La verifica è stata condotta secondo la procedura prevista dal §4.2.4.1.3.1 delle NTC 2018^[4].

Lo sforzo assiale di progetto N_{Ed} è stato estratto dal modello FEM. Tale sforzo deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad (10)$$

dove la resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa $N_{b,Rd}$ è pari a:

$$N_{b,Rd} = \chi A f_{yk} / \gamma_{M1} \quad (11)$$

per le sezioni di classe 1, 2 e 3.

Il coefficiente χ dipende dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato ed è in funzione di un valore di snellezza normalizzata $\bar{\lambda}$.

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad (12)$$

dove:

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \quad (13)$$

con α fattore di imperfezione ricavato da tabella.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_{yk}}{N_{cr}}} \quad (14)$$

per le sezioni di classe 1,2 e 3.

N_{cr} è il carico critico elastico basato sulle proprietà della sezione lorda e sulla lunghezza libera d'inflessione l_0 dell'asta.

Di seguito viene riportata la tabella con le verifiche svolte.

E [N/mm²]	I_x [cm⁴]	I_y [cm⁴]	l₀ [m]	N_{cr,Ex} [kN]	N_{cr,Ey} [kN]
210000	606,2	230,9	1,6	4902,9	1867,5

A [cm²]	f_{yk} [N/mm²]	$\bar{\lambda}_x$	$\bar{\lambda}_y$
25,34	275	0,377	0,61

α	ϕ_x	ϕ_y	χ_x	χ_y
0,34	0,601	0,756	0,935	0,831

N_{b,Rdx} [kN]	620,59	>N_{ed}	83,62
N_{b,Rdy} [kN]	551,88	>N_{ed}	83,62

Tab. 36: *Verifica stabilità a compressione.*

Le travi ortogonali con sezione HEA 120 risultano verificate sia in termini di resistenza a sforzo normale che instabilità a compressione.

6.3.2 Dimensionamento dei montanti

Questo tipo di elemento è stato modellato nel capitolo precedente in SAP2000 come elementi beam, con le seguenti sezioni.

Profili utilizzati	Ix [cm ⁴]	Iy [cm ⁴]	Wx [cm ³]	Wy [cm ³]	A [cm ²]
HEA120	606,2	230,9	106,3	38,48	25,34
HEA100	349,2	133,8	72,76	26,76	21,24

Tab. 37: *Elenco sezioni utilizzate.*

Dal modello FEM ottenuto, sono stati ricavati i parametri di sforzo normale, momento flettente e taglio dovuti alle combinazioni di carico ULS-DL+QP e ULS-LS+QP (3.2).

Sollecitazioni massime montanti				
P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
106,42	0,079	0,022	0,108	0,27
276,151	-0,049	-0,07	-0,068	-0,12

Tab. 38: *Sollecitazioni massime montanti.*

- **Verifica di resistenza a trazione**

La verifica è stata condotta secondo la procedura prevista dal §4.2.4.1.2.1 delle NTC 2018^[4].

Lo sforzo assiale di progetto N_{Ed} è stato estratto dal modello FEM.

Tale sforzo deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad (15)$$

dove la resistenza di progetto a trazione $N_{t,Rd}$ è pari al minore tra:

- Resistenza plastica di progetto della sezione lorda:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (16)$$

- Resistenza di progetto a rottura della sezione netta, in corrispondenza dei fori:

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad (17)$$

Inoltre, dato che il progetto prevede la gerarchia delle resistenze, a causa della presenza di azioni sismiche, deve risultare:

$$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd} \quad (18)$$

Di seguito viene riportata la tabella con le verifiche svolte.

A netta [cm ²]	ftk [N/mm ²]	Nu,Rd [kN]	Npl,Rd [kN]
25,34	430	784,5264	663,6
Duttilità	$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd}$		

Ned [kN]	276,15
Ned/Nt,Rd	0,402 < 1

Tab. 39: *Verifica a trazione e duttilità collegamento.*

- **Verifica di resistenza a compressione**

La verifica è stata condotta secondo la procedura prevista dal §4.2.4.1.2.2 delle NTC 2018^[4].

Lo sforzo assiale di progetto N_{Ed} è stato estratto dal modello FEM.

Tale sforzo deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad (19)$$

dove la resistenza a compressione della sezione $N_{c,Rd}$ è pari a:

$$N_{c,Rd} = Af_{yk}/\gamma_{M0} \quad (20)$$

per le sezioni di classe 1,2 e 3.

Di seguito viene riportata la tabella con le verifiche svolte.

Nc,Rd [kN]	663,66	>Ned	276,15
-------------------	--------	----------------	--------

Tab. 40: *Verifica a compressione.*

- **Verifica di stabilità delle membrature a compressione**

La verifica è stata condotta secondo la procedura prevista dal §4.2.4.1.3.1 delle NTC 2018^[4].

Lo sforzo assiale di progetto N_{Ed} è stato estratto dal modello FEM.

Tale sforzo deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad (21)$$

dove la resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa $N_{b,Rd}$ è pari a:

$$N_{b,Rd} = \chi Af_{yk}/\gamma_{M1} \quad (22)$$

per le sezioni di classe 1, 2 e 3.

Il coefficiente χ dipende dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato ed è in funzione di un valore di snellezza normalizzata $\bar{\lambda}$.

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad (23)$$

dove:

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \quad (24)$$

con α fattore di imperfezione ricavato da tabella.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_{yk}}{N_{cr}}} \quad (25)$$

per le sezioni di classe 1,2 e 3.

N_{cr} è il carico critico elastico basato sulle proprietà della sezione lorda e sulla lunghezza libera d'inflessione l_0 dell'asta.

Di seguito viene riportata la tabella con le verifiche svolte.

E [N/mm²]	Ix [cm⁴]	Iy [cm⁴]	l0 [m]	Ncr,Ex [kN]	Ncr,Ey [kN]
210000	606,2	230,9	3	1394,61	531,20

A [cm²]	fyk [N/mm²]	$\bar{\lambda}_x$	$\bar{\lambda}_y$
25,34	275	0,707	1,14

α	ϕ_x	ϕ_y	χ_x	χ_y
0,34	0,836	1,317	0,779	0,508

Nb,Rdx [kN]	517,53	>Ned	276,15
Nb,Rdy [kN]	337,57	>Ned	276,15

Tab. 41: *Verifica stabilità a compressione.*

- **Verifica di deformabilità**

Per la verifica di deformabilità dei montanti sono stati estratti gli spostamenti interpiano dell'esoscheletro tramite il modello FEM, ottenuti dall'applicazione della combinazione di carico sismica con la combinazione di carico quasi-permanente.

Di seguito sono riportati gli spostamenti interpiani ottenuti:

Piani	δ [mm]
11-10	9,4
10-9	9,5
9-8	9,5
8-7	9,2
7-6	8,9
6-5	8,3
5-4	7,5
4-3	6,3
3-2	5,0
2-1	3,3
1-0	1,5

Tab. 42: *Spostamenti interpiano.*

Tali spostamenti devono essere minori della freccia massima definita dall'Eurocodice 3^[5]:

$$\chi = \frac{l}{250} \quad (26)$$

dove l è pari alla lunghezza del montante, quindi pari a 3 m.

fed,max [mm]	9,5
fmax [mm]	12

Tab. 43: *Verifica defomabilità.*

La verifica risulta soddisfatta per ogni montante della struttura.

I montanti con sezione HEA 120 per i primi due piani della struttura e per il montante passante per il garage interrato risultano verificati sia in termini di resistenza a sforzo normale che instabilità a compressione. Allo stesso modo, anche i montanti dei piani restanti con sezione HEA 100, risultano verificati.

6.3.3 Dimensionamento dei controventamenti

Questo tipo di elemento è stato modellato nel capitolo precedente in SAP2000 come elementi beam, con le seguenti sezioni.

Profili utilizzati	Ix [cm ⁴]	Iy [cm ⁴]	Wx [cm ³]	Wy [cm ³]	A [cm ²]
ANG 80x12	102	102	18,2	18,2	17,9
ANG 75x12	82,6	82,6	15,8	15,8	16,7
ANG 70x11	61,8	61,8	12,7	12,7	14,3

Tab. 44: *Elenco sezioni utilizzate.*

Dal modello FEM ottenuto, sono stati ricavati i parametri di sforzo normale, momento flettente e taglio dovuti alle combinazioni di carico ULS-DL+QP e ULS-LS+QP (3.2).

Sollecitazioni massime controventamenti				
P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
21,067	-0,0048	0,129	0,22	0,09
122,43	-0,174	-0,038	-0,068	-0,12

Tab. 45: *Sollecitazioni massime controventamenti.*

- **Verifica di resistenza a trazione**

La verifica è stata condotta secondo la procedura prevista dal §4.2.4.1.2.1 delle NTC 2018^[4].

Lo sforzo assiale di progetto N_{Ed} è stato estratto dal modello FEM. Tale sforzo deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1 \quad (27)$$

dove la resistenza di progetto a trazione $N_{t,Rd}$ è pari al minore tra:

- Resistenza plastica di progetto della sezione lorda:

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (28)$$

- Resistenza di progetto a rottura della sezione netta, in corrispondenza dei fori:

$$N_{u,Rd} = \frac{0.9 \cdot A_{net} \cdot f_{tk}}{\gamma_{M2}} \quad (29)$$

Inoltre, dato che il progetto prevede la gerarchia delle resistenze, a causa della presenza di azioni sismiche, deve risultare:

$$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd} \quad (30)$$

Di seguito viene riportata la tabella con le verifiche svolte.

A netta [cm ²]	ftk [N/mm ²]	Nu,Rd [kN]	Npl,Rd [kN]
17,9	430	554,18	468,81
Duttività	$N_{pl,Rd} \leq N_{u,Rd}$		

Ned [kN]	122,43
Ned/Nt,Rd	0,248 < 1

Tab. 46: *Verifica a trazione e duttilità collegamento.*

- **Verifica di resistenza a compressione**

La verifica è stata condotta secondo la procedura prevista dal §4.2.4.1.2.2 delle NTC 2018^[4].

Lo sforzo assiale di progetto N_{Ed} è stato estratto dal modello FEM.

Tale sforzo deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1 \quad (31)$$

dove la resistenza a compressione della sezione $N_{c,Rd}$ è pari a:

$$N_{c,Rd} = Af_{yk}/\gamma_{M0} \quad (32)$$

per le sezioni di classe 1,2 e 3.

Di seguito viene riportata la tabella con le verifiche svolte.

Nc,Rd [kN]	468,81	>Ned	122,43
-------------------	--------	----------------	--------

Tab. 47: *Verifica a compressione.*

- **Verifica di stabilità delle membrature a compressione**

La verifica è stata condotta secondo la procedura prevista dal §4.2.4.1.3.1 delle NTC 2018^[4].

Lo sforzo assiale di progetto N_{Ed} è stato estratto dal modello FEM.

Tale sforzo deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1 \quad (33)$$

dove la resistenza di progetto all'instabilità nell'asta compressa $N_{b,Rd}$ è pari a:

$$N_{b,Rd} = \chi Af_{yk}/\gamma_{M1} \quad (34)$$

per le sezioni di classe 1, 2 e 3.

Il coefficiente χ dipende dal tipo di sezione e dal tipo di acciaio impiegato ed è in funzione di un valore di snellezza normalizzata $\bar{\lambda}$.

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad (35)$$

dove:

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] \quad (36)$$

con α fattore di imperfezione ricavato da tabella.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_{yk}}{N_{cr}}} \quad (37)$$

per le sezioni di classe 1,2 e 3.

N_{cr} è il carico critico elastico basato sulle proprietà della sezione lorda e sulla lunghezza libera d'inflessione l_0 dell'asta.

Di seguito viene riportata la tabella con le verifiche svolte.

E [N/mm²]	Ix [cm⁴]	Iy [cm⁴]	l0 [m]	Ncr,Ex [kN]	Ncr,Ey [kN]
210000	102	102	3,4	182,69	182,69

A [cm²]	fyk [N/mm²]	$\bar{\lambda}_x$	$\bar{\lambda}_y$
17,9	275	1,64	1,64

α	ϕ_x	ϕ_y	χ_x	χ_y
0,34	2,09	2,09	0,295	0,295

Nb,Rdx [kN]	138,31	>Ned	122,43,93
Nb,Rdy [kN]	138,31	>Ned	122,43,93

Tab. 48: Verifica stabilità a compressione.

I controventamenti risultano verificati sia a sforzo normale che a instabilità d'equilibrio a compressione. In particolare, vengono disposti profili angolari 80x12 per i telai del piano interrato e del PT, profili angolari 75x12 per i telai dal P1 al P3 e profili angolari 70x11 per i telai dal P4 al P10.

6.3.4 Dimensionamento delle travi parallele

Questo tipo di elemento è stato modellato nel capitolo precedente in SAP2000 come elementi beam, con le seguenti sezioni.

Profili utilizzati	Ix [cm ⁴]	Iy [cm ⁴]	Wx [cm ³]	Wy [cm ³]	A [cm ²]
IPE120	317,8	27,67	52,96	8,65	13,21

Tab. 49: Elenco sezioni utilizzate.

Dal modello FEM ottenuto, sono stati ricavati i parametri di sforzo normale, momento flettente e taglio dovuti alle combinazioni di carico ULS-DL+QP e ULS-LS+QP (3.2).

A differenza degli elementi precedenti, le travi parallele non sono soggette a sforzo normale, in quanto la loro funzione è quella di vincolare i montanti nella loro direzione, per evitare fenomeni d'instabilità.

Inoltre, connettono tra loro i sistemi formati da controventamenti, travi ortogonali e montanti.

Tali elementi sono soggetti unicamente a momento flettente e a sforzi di taglio relativamente bassi.

Sollecitazioni massime travi parallele				
P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
0	-0,66	0	0	-1,23

Tab. 50: Sollecitazioni massime travi parallele.

- **Verifica di resistenza a flessione**

La verifica è stata condotta secondo la procedura prevista dal §4.2.4.1.2.3 delle NTC 2018^[4].

Il momento flettente di progetto M_{Ed} è stato estratto dal modello FEM.

Tale momento deve rispettare la seguente condizione:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1 \quad (38)$$

dove $M_{c,Rd}$ è la resistenza di progetto a flessione e per le sezioni di classe 1 e 2 è pari a:

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_{yk}}{\gamma_{M0}} \quad (39)$$

Di seguito viene riportata la tabella con le verifiche svolte.

Med [kNm]	-1,23
Wpl [cm ²]	60,73
Mpl,Rd [kNm]	15,9

Tab. 51: Verifica a flessione.

Le travi parallele alla facciata dell'edificio in esame, con sezione IPE120 risultano verificate sia a flessione che a taglio.

6.4 Dimensionamento collegamenti dell'esoscheletro

In questo capitolo verranno dimensionati i collegamenti tra gli elementi descritti nel capitolo precedente.

L'obiettivo è progettare i nodi dell'esoscheletro in modo che siano più rigidi possibile, per avere una trasmissione degli sforzi normali, di taglio e momenti flettenti tra i vari elementi della struttura. In particolare, verranno dimensionati i nodi in cui concorrono gli elementi più sollecitati, individuati nel modello FEM.

Di seguito vengono riportate le tipologie di collegamento dimensionate nei prossimi capitoli.

- Collegamento bullonato: controventamento-piastra saldata alla trave ortogonale;
- Collegamento con tasselli meccanici: trave ortogonale-pilastro in ca;
- Collegamento bullonato: trave ortogonale-montante;
- Collegamento bullonato: montante-montante;
- Collegamento bullonato: trave parallela-montante;
- Collegamento saldato: piastra di collegamento del controventamento-trave ortogonale;
- Collegamento saldato: elemento-piastra di collegamento.
- Collegamento con tirafondi: montante-fondazione;

6.4.1 Collegamento bullonato: controventamento-piastra saldata alla trave ortogonale

Dal modello FEM ottenuto, sono stati ricavati i parametri di sforzo normale, momento flettente e taglio sul nodo in esame, dovuti alle combinazioni di carico ULS-DL+QP e ULS-LS+QP (3.2).

Sollecitazioni massime				
P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
21,067	-0,0048	0,129	0,22	0,09
122,43	-0,174	-0,038	-0,068	-0,12

Tab. 52: Sollecitazioni massime sul nodo.

La geometria del collegamento è stata progettata seguendo le indicazioni della Tab.4.2.XVIII del capitolo §4.2.8.1.1 delle NTC 2018^[4].

Tab. 4.2.XVIII - Posizione dei fori per unioni bullonate e chiodate.

Distanze e interassi (Fig. 4.2.5)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (UNI EN10025-5)
e ₁	1,2 d ₀	4t+40 mm	-	max(8t;12 mm)
e ₂	1,2 d ₀	4t+40 mm	-	max(8t;125 mm)
p ₁	2,2 d ₀	min(14t;200 mm)	min(14t;200 mm)	min(14t;175 mm)
p _{1,0}	-	min(14t;200 mm)	-	-
p _{1,i}	-	min(28t;400 mm)	-	-
p ₂	2,4 d ₀	min(14t;200 mm)	min(14t;200 mm)	min(14t;175 mm)

L'instabilità locale del piatto posto tra i bulloni/chiodi non deve essere considerata se $(p_1/t) < [9(235/f_y)^{0.5}]$; in caso contrario si assumerà una lunghezza di libera inflessione pari a $0.6 \cdot p_1$.
t è lo spessore minimo degli elementi esterni collegati.

Inoltre, è stato ipotizzato un collegamento con bulloni M18 cl.8.8. con piastra di spessore pari a 8 mm. Di seguito è riportata la geometria del collegamento.

Bulloni M18	
n. bulloni	2
n. piani di taglio	1
ftb [N/mm ²]	800
A res [mm ²]	192

Geometria collegamento	
d0 [mm]	19
h [mm]	80
t [mm]	8
e1, e2 [mm]	50
p1 [mm]	70
dg [mm]	24,7
e [mm]	25,63

Tab. 53: Geometria collegamento.

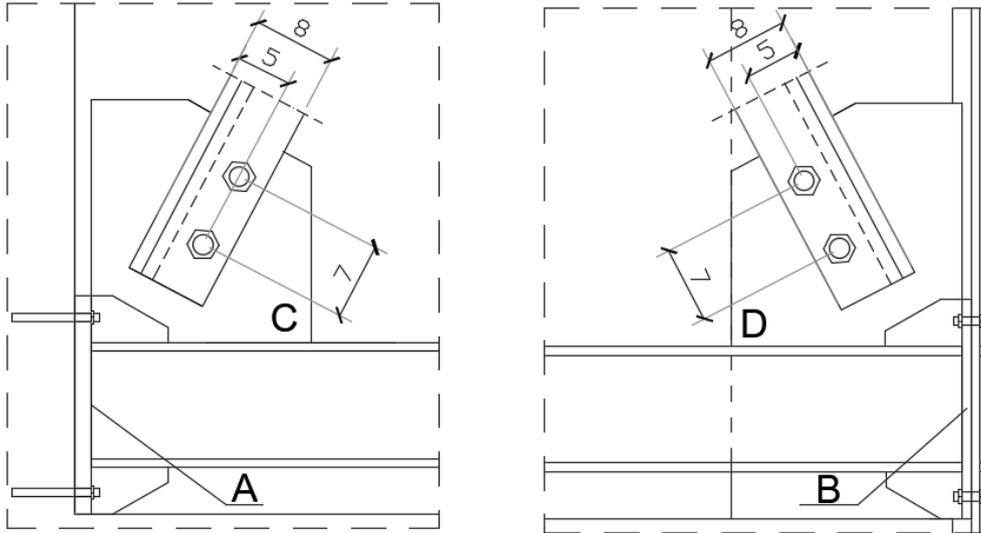


Fig. 94: Piastra di collegamento controventamento-trave ortogonale.

- **Verifica di resistenza a taglio**

La verifica è stata condotta secondo la procedura prevista dal §4.2.8.1.1 delle NTC 2018^[4].

Lo sforzo di taglio di progetto sui bulloni V_{Ed} è stato estratto dal modello FEM.

Tale sforzo di taglio è stato diviso per il numero di bulloni ipotizzati e il numero di piani di taglio per ottenere S_b .

Successivamente, è stato calcolato il momento M_b prodotto dall'eccentricità del collegamento rispetto all'asse del profilo angolare.

Lo sforzo di taglio di progetto totale sul bullone, S_t , è la combinazione tra S_b e M_b .

$$S_t = \sqrt{S_b^2 + (M_b/(2p_1))^2} \quad (40)$$

Tale sforzo deve essere minore della resistenza a taglio di progetto dei bulloni di classe 8.8, $F_{v,Rd}$.

$$F_{v,Rd} = 0,6 f_{tbk} A_{res} / \gamma_{M2} \quad (41)$$

dove A_{res} indica l'area resistente della vite.

Verifica a taglio	
Ned [kN]	122,43
Sb [kN]	61,21
Mb [kNm]	3,13
St [kN]	65,19
Fv,Rd [kN]	73,73
Fv,Rd	$\geq St$

Tab. 54: Verifica a taglio dei bulloni.

- **Verifica al rifollamento**

La verifica è stata condotta secondo la procedura prevista dal §4.2.8.1.1 delle NTC 2018^[4].

Lo sforzo di taglio di progetto totale sul bullone, S_t , ottenuto nella verifica precedente, deve essere minore della resistenza di progetto al rifollamento, $F_{b,Rd}$ del piatto dell'unione.

$$F_{b,Rd} = k \alpha f_{tk} d t / \gamma_{M2} \quad (42)$$

dove:

- d: diametro nominale del gambo del bullone;

- t : spessore piastra;
- f_{tk} : resistenza caratteristica a rottura del materiale della piastra;
- $\alpha = \min(l_1/(3d_0); f_{tbk}/f_{tk}; 1)$
- $k = \min(2, 8l_2/(d_0) - 1, 7; 2, 5)$

Di seguito viene riportata la tabella con le verifiche svolte.

Verifica al rifollamento	
α	0,877
k	2,5
Fb,Rd [kN]	114,66
St [kN]	65,19
Fb,Rd	\geq St

Tab. 55: *Verifica al rifollamento della piastra.*

- **Verifica di resistenza della piastra di collegamento**

Considero la sezione della piastra, ortogonale all'asse dell'asta e passante per il centro del foro ipotizzato. La piastra è stata verificata ipotizzando una distribuzione delle tensioni triangolare con un angolo pari a 30° . Sono stati calcolati l'area resistente della piastra forata e la resistenza di progetto, $N_{v,Rd}$. Tale resistenza di progetto deve essere maggiore dello sforzo di taglio sul bullone, N_{Ed} .

$$N_{v,Rd} = A_{res} f_{yk} / \gamma_{M2} \quad (43)$$

Verifica della piastra	
Ares [mm ²]	547,85
Nres [kN]	126,57
Ned [kN]	122,43
Nres	\geq Ned

Tab. 56: *Verifica resistenza della piastra.*

6.4.2 Collegamento con tasselli meccanici: trave ortogonale-pilastro in c.a.

Dal modello FEM ottenuto, sono stati ricavati i parametri di sforzo normale, momento flettente e taglio sul nodo in esame, dovuti alle combinazioni di carico ULS-DL+QP e ULS-LS+QP (3.2).

Sollecitazioni massime				
P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
83,62	1,79	0,023	0,0092	2,27

Tab. 57: *Sollecitazioni massime.*

La geometria del collegamento è stata progettata seguendo le indicazioni della Tab.4.2.XVIII del capitolo §4.2.8.1.1 delle NTC 2018^[4].

Tab. 4.2.XVIII - Posizione dei fori per unioni bullonate e chiodate.

Distanze e interassi (Fig. 4.2.5)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (UNI EN10025-5)
e_1	$1,2 d_0$	$4t+40$ mm	-	$\max(8t;12$ mm)
e_2	$1,2 d_0$	$4t+40$ mm	-	$\max(8t;125$ mm)
p_1	$2,2 d_0$	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;175$ mm)
$p_{1,0}$	-	$\min(14t;200$ mm)	-	-
$p_{1,i}$	-	$\min(28t;400$ mm)	-	-
p_2	$2,4 d_0$	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;175$ mm)

L'instabilità locale del piatto posto tra i bulloni/chiodi non deve essere considerata se $(p_1/t) < [9(235/f_y)^{0,5}]$: in caso contrario si assumerà una lunghezza di libera inflessione pari a $0,6 \cdot p_1$.
t è lo spessore minimo degli elementi esterni collegati.

Inoltre, è stato ipotizzato un collegamento con tasselli meccanici M8 cl.8.8. Di seguito è riportata la geometria del collegamento.

Tasselli meccanici M8	
n. tasselli	4
ftbk [N/mm ²]	800
A res [mm ²]	38,6

Geometria collegamento	
b [mm]	200
d [mm]	8
ftbk [N/mm ²]	800
ftk [N/mm ²]	430

Tab. 58: *Geometria collegamento.*

Lo spessore della piastra di base è stato dimensionato studiando una fascia unitaria della piastra come asta su due appoggi, i quali sono gli irrigidimenti ipotizzati, sollecitata da un carico distribuito pari alla resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo del pilastro ($C25/30$), f_{cd} .

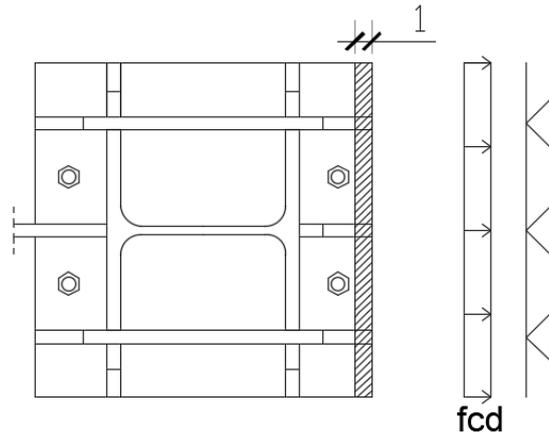


Fig. 95: Metodo di dimensionamento spessore piastra di collegamento.

Le sollecitazioni M_a e M_b andranno a definire lo spessore della piastra di collegamento, secondo la formula.

$$S \geq \sqrt{6M_{max}/f_{yd}} \quad (44)$$

Spessore piastra di collegamento	
c [mm]	36
f_{yk} [N/mm ²]	275
f_{cd} [N/mm ²]	14,16
M max [Nmm]	9180
s [mm]	14,5

Tab. 59: Spessore piastra di collegamento.

Viene scelto uno spessore della piastra pari a 15 mm.

Gli irrigidimenti sono stati dimensionati ipotizzando un angolo di inclinazione pari a circa 60°, da cui sono derivate l'altezza e la larghezza.

Inoltre, è stato ipotizzato uno spessore pari a 8 mm.

Di seguito viene riportata una tabella dove vengono calcolati i momenti flettenti e taglio medio sulla sezione trasversale della piastra dotata di irrigidimenti, sottoposta ad un carico distribuito pari alla resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo del pilastro (C25/30), f_{cd} .

Calcolando il momento d'inerzia della sezione è stato possibile calcolare la tensione normale massima e la tensione tangenziale massima, combinate in σ_{id} .

Essa deve essere minore della f_{yd} della piastra.

Dimensionamento irrigidimenti	
h [mm]	70
t [mm]	8
y_g [mm]	69,13
J_x Irrig. [cm ⁴]	42,64
J_x piastra [cm ⁴]	1145,27
J_x tot [cm ⁴]	1230,56
M max [kNm]	1,836
V max [kN]	102
σ [kN/m ²]	1621,1
τ [kN/m ²]	98076
σ_{id} [kN/m ²]	169881
σ_{id}	$\leq f_{yd}$

Tab. 60: Dimensionamento irrigidimenti.

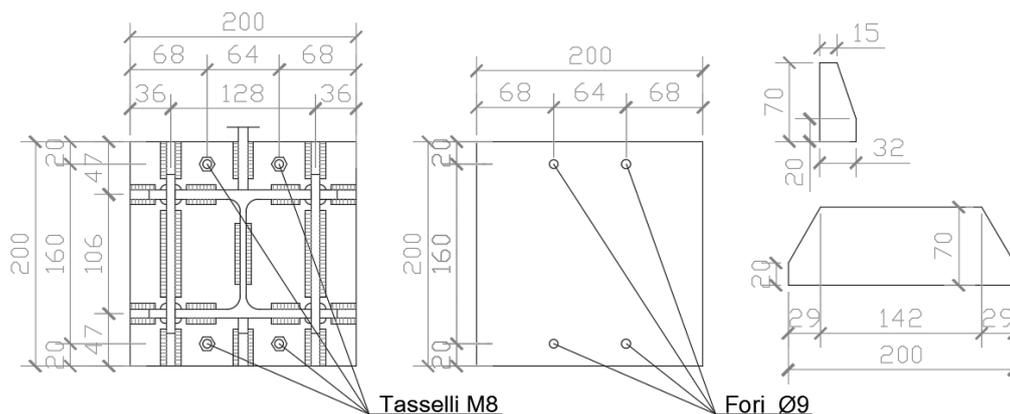


Fig. 96: Piastra di collegamento trave ortogonale - pilastro in c.a. e irrigidimenti.

• **Verifica di resistenza a trazione**

La verifica è stata condotta secondo la procedura prevista dal §4.2.8.1.1 delle NTC 2018^[4]. Lo sforzo normale di progetto sui bulloni N_{Ed} è stato estratto dal modello FEM. Esso è stato diviso per il numero di bulloni ipotizzati per ottenere N_b . Tale sforzo normale deve essere minore della resistenza a trazione di progetto:

$$F_{t,Rd} = 0,9f_{tbk}A_{res}/\gamma_{M2} \quad (45)$$

Di seguito viene riportata la tabella con le verifiche svolte.

Verifica a trazione	
Nb [kN]	20,905
N momento [kN]	0,181
N tot [kN]	21,0866
Ft,Rd [kN]	22,23
Ft,Rd	$\geq N$ tot

Tab. 61: Verifica a trazione bulloni.

• **Verifica a punzonamento della piastra**

La verifica è stata condotta secondo la procedura prevista dal §4.2.8.1.1 delle NTC 2018^[4]. Lo sforzo normale di progetto totale sul bullone, N_b , ottenuto nella verifica precedente, deve essere minore della resistenza di progetto al punzonamento, $B_{p,Rd}$ del piatto dell'unione.

$$B_{p,Rd} = 0,6\pi d_m t_p f_{tk} / \gamma_{M2} \quad (46)$$

Di seguito viene riportata la tabella con le verifiche svolte.

Verifica a punzonamento piastra	
Bp,Rd [kN]	77,77
Nb [kN]	21,08
Bp,Rd	$\geq N_b$

Tab. 62: Verifica a punzonamento della piastra.

• **Verifica di resistenza a taglio**

La verifica è stata condotta secondo la procedura prevista dal §4.2.8.1.1 delle NTC 2018^[4]. Lo sforzo di taglio di progetto sui bulloni V_{Ed} è stato estratto dal modello FEM. Tale sforzo di taglio è stato diviso per il numero di bulloni ipotizzati e il numero di piani di taglio per ottenere S_b . Esso deve essere minore della resistenza a taglio di progetto dei bulloni di classe 8.8, $F_{v,Rd}$.

$$F_{v,Rd} = 0,6f_{tbk}A_{res}/\gamma_{M2} \quad (47)$$

dove A_{res} indica l'area resistente della vite.

Inoltre, è stata eseguita la verifica combinata a trazione e taglio attraverso la formula di interazione lineare:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (48)$$

Di seguito viene riportata la tabella con le verifiche svolte.

Verifica a taglio	
Ved [kN]	1,79
Sb [kN]	0,895
Fv,Rd [kN]	14,82
Fv,Rd	\geq Sb

Tab. 63: Verifica a taglio dei bulloni.

Verifica taglio-trazione	
0,73	\leq 1

Tab. 64: Verifica a taglio-trazione dei bulloni.

• **Verifica al rifollamento**

La verifica è stata condotta secondo la procedura prevista dal §4.2.8.1.1 delle NTC 2018^[4].

Lo sforzo di taglio di progetto totale sul bullone, S_t , ottenuto nella verifica precedente, deve essere minore della resistenza di progetto al rifollamento, $F_{b,Rd}$ del piatto dell'unione.

$$F_{b,Rd} = k\alpha f_{tk} dt / \gamma_{M2} \quad (49)$$

dove:

- d: diametro nominale del gambo del bullone;
- t: spessore piastra;
- f_{tk} : resistenza caratteristica a rottura del materiale della piastra;
- $\alpha = \min(l_1 / (3d_0); f_{tbk} / f_{tk}; 1)$
- $k = \min(2, 8l_2 / (d_0) - 1, 7; 2, 5)$

Di seguito viene riportata la tabella con le verifiche svolte.

Verifica al rifollamento	
α	1
k	2,5
Fb,Rd [kN]	103,2
St [kN]	0,89
Fb,Rd	\geq St

Tab. 65: Verifica al rifollamento della piastra.

6.4.3 Collegamento bullonato: trave ortogonale-montante

Dal modello FEM ottenuto, sono stati ricavati i parametri di sforzo normale, momento flettente e taglio sul nodo in esame, dovuti alle combinazioni di carico ULS-DL+QP e ULS-LS+QP (3.2).

Sollecitazioni massime				
P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
83,62	1,79	0,023	0,0092	2,27

Tab. 66: *Sollecitazioni massime.*

La geometria del collegamento è stata progettata seguendo le indicazioni della Tab.4.2.XVIII del capitolo §4.2.8.1.1 delle NTC 2018^[4].

Tab. 4.2.XVIII - Posizione dei fori per unioni bullonate e chiodate.

Distanze e interassi (Fig. 4.2.5)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (UNI EN10025-5)
e ₁	1,2 d ₀	4t+40 mm	-	max(8t;12 mm)
e ₂	1,2 d ₀	4t+40 mm	-	max(8t;125 mm)
p ₁	2,2 d ₀	min(14t;200 mm)	min(14t;200 mm)	min(14t;175 mm)
p _{1,0}	-	min(14t;200 mm)	-	-
p _{1,i}	-	min(28t;400 mm)	-	-
p ₂	2,4 d ₀	min(14t;200 mm)	min(14t;200 mm)	min(14t;175 mm)

L'instabilità locale del piatto posto tra i bulloni/chiodi non deve essere considerata se $(p_1/t) < [9(235/f_y)^{0.5}]$: in caso contrario si assumerà una lunghezza di libera inflessione pari a $0.6 \cdot p_1$.
t è lo spessore minimo degli elementi esterni collegati.

Inoltre, è stato ipotizzato un collegamento con bulloni M8 cl.8.8. di spessore pari a 8 mm. Di seguito è riportata la geometria del collegamento.

Bulloni M8	
n. bulloni	4
ftbk [N/mm ²]	800
A res [mm ²]	38,6

Geometria collegamento	
b [mm]	200
d [mm]	8
t [mm]	8
ftbk [N/mm ²]	800
ftk [N/mm ²]	430

Tab. 67: *Geometria collegamento.*

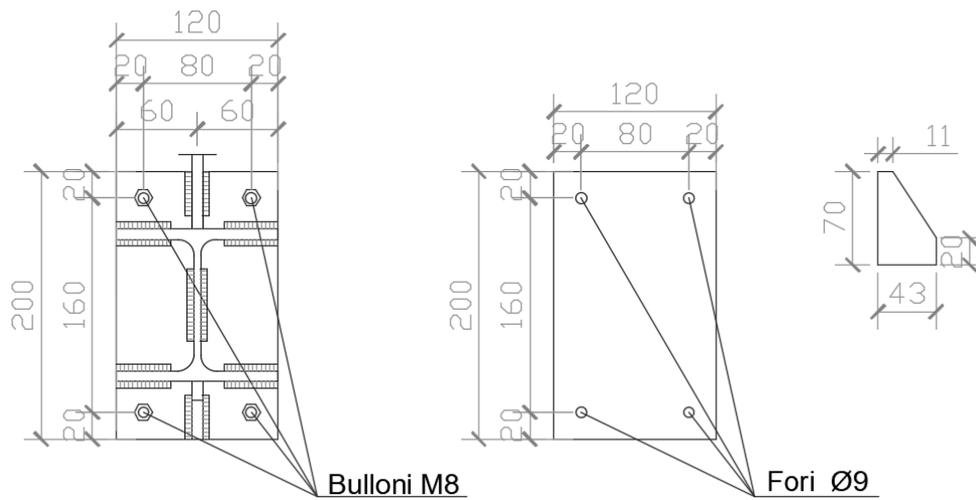


Fig. 97: Piastra di collegamento trave ortogonale-montante HEA120 e irrigidimenti.

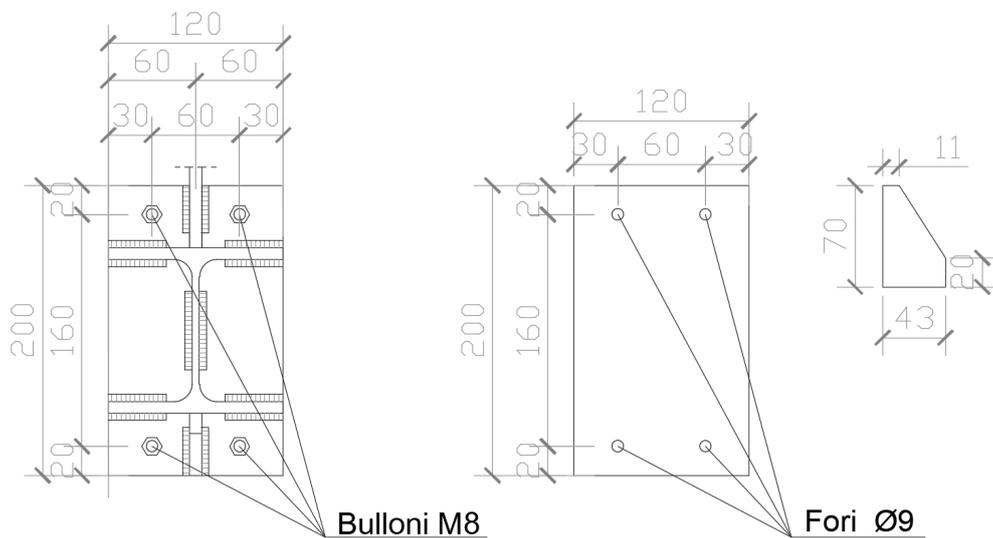


Fig. 98: Piastra di collegamento trave ortogonale-montante HEA100 e irrigidimenti.

• **Verifica di resistenza a trazione**

La verifica è stata condotta secondo la procedura prevista dal §4.2.8.1.1 delle NTC 2018^[4]. Lo sforzo normale di progetto sui bulloni N_{Ed} è stato estratto dal modello FEM. Esso è stato diviso per il numero di bulloni ipotizzati per ottenere N_b . Tale sforzo normale deve essere minore della resistenza a trazione di progetto:

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tbk} A_{res} / \gamma_{M2} \quad (50)$$

Di seguito viene riportata la tabella con le verifiche svolte.

Verifica a trazione	
Nb [kN]	20,9
N momento [kN]	0,18
N tot [kN]	21,08
Ft,Rd [kN]	22,23
Ft,Rd	$\geq N_{tot}$

Tab. 68: Verifica a trazione bulloni.

- **Verifica di resistenza a punzonamento della piastra**

La verifica è stata condotta secondo la procedura prevista dal §4.2.8.1.1 delle NTC 2018^[4].

Lo sforzo normale di progetto totale sul bullone, N_b , ottenuto nella verifica precedente, deve essere minore della resistenza di progetto al punzonamento, $B_{p,Rd}$ del piatto dell'unione.

$$B_{p,Rd} = 0,6\pi d_m t_p f_{tk} / \gamma_{M2} \quad (51)$$

Di seguito viene riportata la tabella con le verifiche svolte.

Verifica a punzonamento piastra	
Bp,Rd [kN]	41,47
Nb [kN]	21,08
Bp,Rd	$\geq Nb$

Tab. 69: Verifica a punzonamento della piastra.

- **Verifica di resistenza a taglio**

La verifica è stata condotta secondo la procedura prevista dal §4.2.8.1.1 delle NTC 2018^[4].

Lo sforzo di taglio di progetto sui bulloni V_{Ed} è stato estratto dal modello FEM.

Tale sforzo di taglio è stato diviso per il numero di bulloni ipotizzati e il numero di piani di taglio per ottenere S_b .

Esso deve essere minore della resistenza a taglio di progetto dei bulloni di classe 8.8, $F_{v,Rd}$.

$$F_{v,Rd} = 0,6f_{tk}A_{res} / \gamma_{M2} \quad (52)$$

dove A_{res} indica l'area resistente della vite.

Inoltre, è stata eseguita la verifica combinata a trazione e taglio attraverso la formula di interazione lineare:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (53)$$

Di seguito viene riportata la tabella con le verifiche svolte.

Verifica a taglio	
Ved [kN]	1,79
Sb [kN]	0,895
Fv,Rd [kN]	14,82
Fv,Rd	$\geq Sb$

Tab. 70: Verifica a taglio dei bulloni.

Verifica taglio-trazione	
0,74	≤ 1

Tab. 71: Verifica a taglio-trazione dei bulloni.

- **Verifica al rifollamento**

La verifica è stata condotta secondo la procedura prevista dal §4.2.8.1.1 delle NTC 2018^[4].

Lo sforzo di taglio di progetto totale sul bullone, S_t , ottenuto nella verifica precedente, deve essere minore della resistenza di progetto al rifollamento, $F_{b,Rd}$ del piatto dell'unione.

$$F_{b,Rd} = k\alpha f_{tk} dt / \gamma_{M2} \quad (54)$$

dove:

- d: diametro nominale del gambo del bullone;
- t: spessore piastra;

- f_{tk} : resistenza caratteristica a rottura del materiale della piastra;
- $\alpha = \min(l_1/(3d_0); f_{tbk}/f_{tk}; 1)$
- $k = \min(2, 8l_2/(d_0) - 1, 7; 2, 5)$

Di seguito viene riportata la tabella con le verifiche svolte.

Verifica al rifollamento	
α	1
k	2,5
Fb,Rd [kN]	55,04
St [kN]	0,895
Fb,Rd	\geq St

Tab. 72: *Verifica al rifollamento della piastra.*

6.4.4 Collegamento bullonato: montante-montante

Dal modello FEM ottenuto, sono stati ricavati i parametri di sforzo normale, momento flettente e taglio sul nodo in esame, dovuti alle combinazioni di carico ULS-DL+QP e ULS-LS+QP (3.2).

Sollecitazioni massime				
P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
276,151	0,28	-0,026	-0,109	0,66

Tab. 73: Sollecitazioni massime.

La geometria del collegamento è stata progettata seguendo le indicazioni della Tab.4.2.XVIII del capitolo §4.2.8.1.1 delle NTC 2018^[4].

Tab. 4.2.XVIII - Posizione dei fori per unioni bullonate e chiodate.

Distanze e interassi (Fig. 4.2.5)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (UNI EN10025-5)
e_1	$1,2 d_0$	$4t+40$ mm	-	$\max(8t;12$ mm)
e_2	$1,2 d_0$	$4t+40$ mm	-	$\max(8t;125$ mm)
p_1	$2,2 d_0$	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;175$ mm)
$p_{1,0}$	-	$\min(14t;200$ mm)	-	-
$p_{1,i}$	-	$\min(28t;400$ mm)	-	-
p_2	$2,4 d_0$	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;175$ mm)

L'instabilità locale del piatto posto tra i bulloni/chiodi non deve essere considerata se $(p_1/t) < [9(235/f_y)^{0.5}]$; in caso contrario si assumerà una lunghezza di libera inflessione pari a $0.6 \cdot p_1$.
t è lo spessore minimo degli elementi esterni collegati.

Inoltre, è stato ipotizzato un collegamento con bulloni M12 cl.8.8. con piastra di spessore pari a 8 mm. Di seguito è riportata la geometria del collegamento.

Bulloni M12	
n. bulloni	6
ftbk [N/mm ²]	800
A res [mm ²]	84,3

Geometria collegamento	
b [mm]	200
d [mm]	14
t [mm]	8
ftbk [N/mm ²]	800
ftk [N/mm ²]	430

Tab. 74: Geometria collegamento.

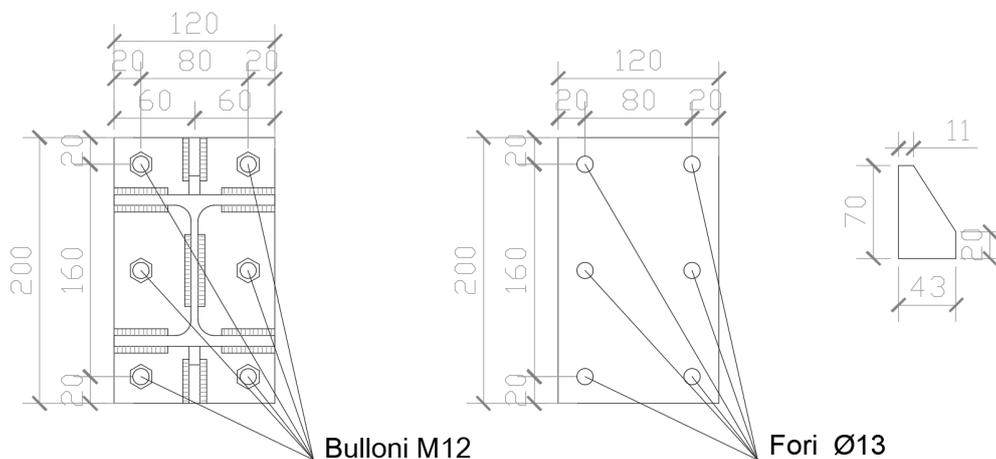


Fig. 99: Piastra di collegamento montante - montante HEA120 e irrigidimenti.

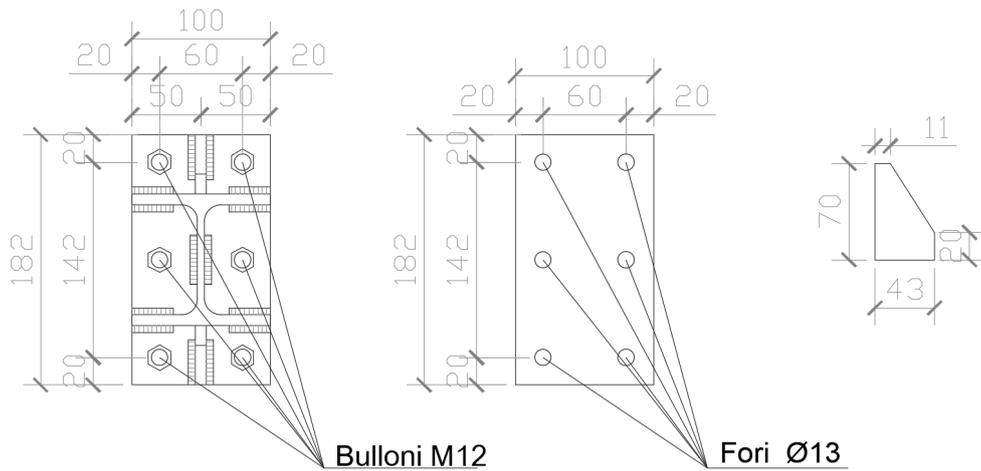


Fig. 100: Piastra di collegamento montante - montante HEA100 e irrigidimenti.

• **Verifica di resistenza a trazione**

La verifica è stata condotta secondo la procedura prevista dal §4.2.8.1.1 delle NTC 2018^[4]. Lo sforzo normale di progetto sui bulloni N_{Ed} è stato estratto dal modello FEM. Esso è stato diviso per il numero di bulloni ipotizzati per ottenere N_b . Tale sforzo normale deve essere minore della resistenza a trazione di progetto:

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_{tbk} A_{res} / \gamma_{M2} \quad (55)$$

Di seguito viene riportata la tabella con le verifiche svolte.

Verifica a trazione	
Nb [kN]	46,02
N momento [kN]	0,035
N tot [kN]	45,99
Ft,Rd [kN]	48,55
Ft,Rd	$\geq N \text{ tot}$

Tab. 75: Verifica a trazione bulloni.

• **Verifica a punzonamento della piastra**

La verifica è stata condotta secondo la procedura prevista dal §4.2.8.1.1 delle NTC 2018^[4]. Lo sforzo normale di progetto totale sul bullone, N_b , ottenuto nella verifica precedente, deve essere minore della resistenza di progetto al punzonamento, $B_{p,Rd}$ del piatto dell'unione.

$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_{tk} / \gamma_{M2} \quad (56)$$

Di seguito viene riportata la tabella con le verifiche svolte.

Verifica a punzonamento piastra	
Bp,Rd [kN]	62,21
Nb [kN]	45,99
Bp,Rd	$\geq N_b$

Tab. 76: Verifica a punzonamento della piastra.

• **Verifica di resistenza a taglio**

La verifica è stata condotta secondo la procedura prevista dal §4.2.8.1.1 delle NTC 2018^[4].

Lo sforzo di taglio di progetto sui bulloni V_{Ed} è stato estratto dal modello FEM.

Tale sforzo di taglio è stato diviso per il numero di bulloni ipotizzati e il numero di piani di taglio per ottenere S_b .

Esso deve essere minore della resistenza a taglio di progetto dei bulloni di classe 8.8, $F_{v,Rd}$.

$$F_{v,Rd} = 0,6f_{tbk}A_{res}/\gamma_{M2} \quad (57)$$

dove A_{res} indica l'area resistente della vite.

Inoltre, è stata eseguita la verifica combinata a trazione e taglio attraverso la formula di interazione lineare:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1.4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (58)$$

Di seguito viene riportata la tabella con le verifiche svolte.

Verifica a taglio	
Ved [kN]	0,28
Sb [kN]	0,029
Fv,Rd [kN]	32,37
Fv,Rd	$\geq S_b$

Tab. 77: Verifica a taglio dei bulloni.

Verifica taglio-trazione	
0,67	≤ 1

Tab. 78: Verifica a taglio-trazione dei bulloni.

• **Verifica al rifollamento**

La verifica è stata condotta secondo la procedura prevista dal §4.2.8.1.1 delle NTC 2018^[4].

Lo sforzo di taglio di progetto totale sul bullone, S_t , ottenuto nella verifica precedente, deve essere minore della resistenza di progetto al rifollamento, $F_{b,Rd}$ del piatto dell'unione.

$$F_{b,Rd} = k\alpha f_{tk}dt/\gamma_{M2} \quad (59)$$

dove:

- d: diametro nominale del gambo del bullone;
- t: spessore piastra;
- f_{tk} : resistenza caratteristica a rottura del materiale della piastra;
- $\alpha = \min(l_1/(3d_0); f_{tbk}/f_{tk}; 1)$
- $k = \min(2, 8l_2/(d_0) - 1, 7; 2, 5)$

Di seguito viene riportata la tabella con le verifiche svolte.

Verifica al rifollamento	
α	1
k	2,5
Fb,Rd [kN]	82,56
St [kN]	0,09
Fb,Rd	$\geq S_t$

Tab. 79: Verifica al rifollamento della piastra.

6.4.5 Collegamento bullonato: trave parallela-montante

Dal modello FEM ottenuto, sono stati ricavati i parametri di sforzo normale, momento flettente e taglio sul nodo in esame, dovuti alle combinazioni di carico ULS-DL+QP e ULS-LS+QP (3.2).

Sollecitazioni massime				
P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
0	0,66	0	0	1,23

Tab. 80: *Sollecitazioni massime.*

La geometria del collegamento è stata progettata seguendo le indicazioni della Tab.4.2.XVIII del capitolo §4.2.8.1.1 delle NTC 2018^[4].

Tab. 4.2.XVIII - Posizione dei fori per unioni bullonate e chiodate.

Distanze e interassi (Fig. 4.2.5)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (UNI EN10025-5)
e_1	$1,2 d_0$	$4t+40$ mm	-	$\max(8t;12$ mm)
e_2	$1,2 d_0$	$4t+40$ mm	-	$\max(8t;125$ mm)
p_1	$2,2 d_0$	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;175$ mm)
$p_{1,0}$	-	$\min(14t;200$ mm)	-	-
$p_{1,i}$	-	$\min(28t;400$ mm)	-	-
p_2	$2,4 d_0$	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;175$ mm)

L'instabilità locale del piatto posto tra i bulloni/chiodi non deve essere considerata se $(p_1/t) < [9(235/f_y)^{0.5}]$: in caso contrario si assumerà una lunghezza di libera inflessione pari a $0.6 \cdot p_1$.
t è lo spessore minimo degli elementi esterni collegati.

Inoltre, è stato ipotizzato un collegamento con bulloni M8 cl.8.8. con piastra di spessore pari a 8 mm. Di seguito è riportata la geometria del collegamento.

Bulloni M8	
n. bulloni	4
ftbk [N/mm ²]	800
A res [mm ²]	38,6

Geometria collegamento	
b [mm]	200
d [mm]	8
t [mm]	8
ftbk [N/mm ²]	800
ftk [N/mm ²]	430

Tab. 81: *Geometria collegamento.*

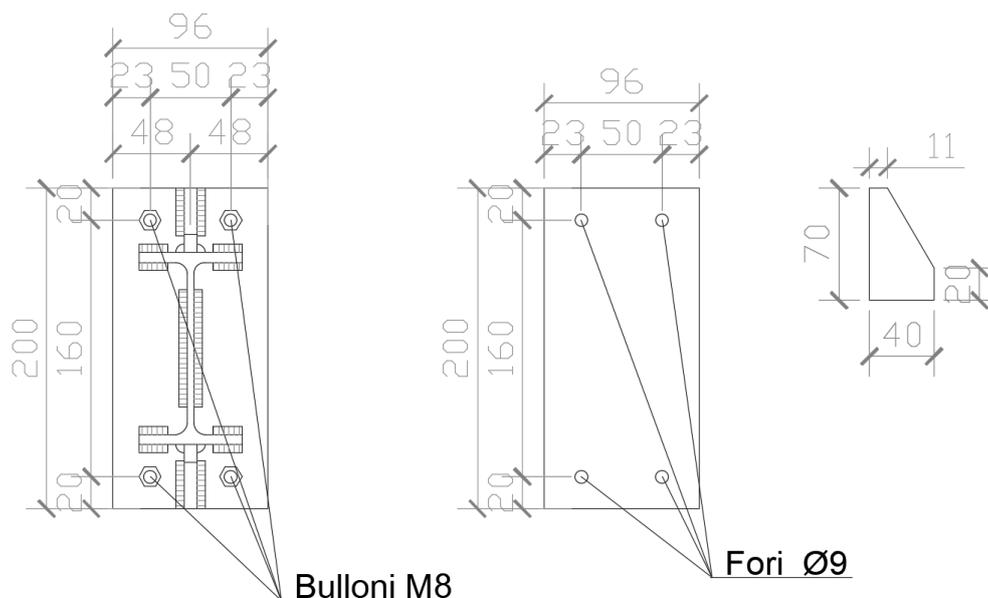


Fig. 101: Piastra di collegamento trave parallela - montante e irrigidimenti.

• **Verifica di resistenza a trazione**

La verifica è stata condotta secondo la procedura prevista dal §4.2.8.1.1 delle NTC 2018^[4]. Lo sforzo normale di progetto sui bulloni N_{Ed} è stato estratto dal modello FEM. Esso è stato diviso per il numero di bulloni ipotizzati per ottenere N_b . Tale sforzo normale deve essere minore della resistenza a trazione di progetto:

$$F_{t,Rd} = 0,9f_{tbk}A_{res}/\gamma_{M2} \tag{60}$$

Di seguito viene riportata la tabella con le verifiche svolte.

Verifica a trazione	
Nb [kN]	0
N momento [kN]	0,09
N tot [kN]	0,09
Ft,Rd [kN]	22,23
Ft,Rd	$\geq N$ tot

Tab. 82: Verifica a trazione bulloni.

• **Verifica a punzonamento della piastra**

La verifica è stata condotta secondo la procedura prevista dal §4.2.8.1.1 delle NTC 2018^[4]. Lo sforzo normale di progetto totale sul bullone, N_b , ottenuto nella verifica precedente, deve essere minore della resistenza di progetto al punzonamento, $B_{p,Rd}$ del piatto dell'unione.

$$B_{p,Rd} = 0,6\pi d_m t_p f_{tk}/\gamma_{M2} \tag{61}$$

Di seguito viene riportata la tabella con le verifiche svolte.

Verifica a punzonamento piastra	
Bp,Rd [kN]	41,47
Nb [kN]	0,09
Bp,Rd	$\geq N_b$

Tab. 83: Verifica a punzonamento della piastra.

• **Verifica di resistenza a taglio**

La verifica è stata condotta secondo la procedura prevista dal §4.2.8.1.1 delle NTC 2018^[4].

Lo sforzo di taglio di progetto sui bulloni V_{Ed} è stato estratto dal modello FEM.

Tale sforzo di taglio è stato diviso per il numero di bulloni ipotizzati e il numero di piani di taglio per ottenere S_b .

Esso deve essere minore della resistenza a taglio di progetto dei bulloni di classe 8.8, $F_{v,Rd}$.

$$F_{v,Rd} = 0,6f_{tbk}A_{res}/\gamma_{M2} \quad (62)$$

dove A_{res} indica l'area resistente della vite.

Inoltre, è stata eseguita la verifica combinata a trazione e taglio attraverso la formula di interazione lineare:

$$\frac{F_{v,Ed}}{F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Ed}}{1,4F_{t,Rd}} \leq 1 \quad (63)$$

Di seguito viene riportata la tabella con le verifiche svolte.

Verifica a taglio	
Ved [kN]	0,66
Sb [kN]	0,33
Fv,Rd [kN]	14,82
Fv,Rd	$\geq S_b$

Tab. 84: Verifica a taglio dei bulloni.

Verifica taglio-trazione	
0,025	≤ 1

Tab. 85: Verifica a taglio-trazione dei bulloni.

• **Verifica al rifollamento**

La verifica è stata condotta secondo la procedura prevista dal §4.2.8.1.1 delle NTC 2018^[4].

Lo sforzo di taglio di progetto totale sul bullone, S_t , ottenuto nella verifica precedente, deve essere minore della resistenza di progetto al rifollamento, $F_{b,Rd}$ del piatto dell'unione.

$$F_{b,Rd} = k\alpha f_{tk}dt/\gamma_{M2} \quad (64)$$

dove:

- d: diametro nominale del gambo del bullone;
- t: spessore piastra;
- f_{tk} : resistenza caratteristica a rottura del materiale della piastra;
- $\alpha = \min(l_1/(3d_0); f_{tbk}/f_{tk}; 1)$
- $k = \min(2, 8l_2/(d_0) - 1, 7; 2, 5)$

Di seguito viene riportata la tabella con le verifiche svolte.

Verifica al rifollamento	
α	1
k	2,5
Fb,Rd [kN]	55,04
St [kN]	0,33
Fb,Rd	$\geq S_t$

Tab. 86: Verifica al rifollamento della piastra.

6.4.6 Collegamento saldato: piastra di collegamento del controventamento-trave ortogonale

La piastra di collegamento tra controventamento e trave ortogonale è connessa a quest'ultima, tramite una saldatura a cordone d'angolo orizzontale e alla piastra di collegamento tra trave ortogonale e montante, tramite una saldatura a cordone d'angolo verticale.

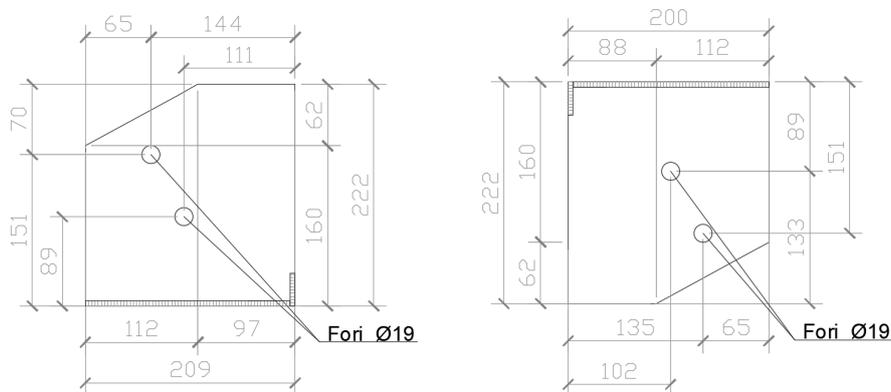


Fig. 102: Piastra di collegamento controventamento - trave ortogonale.

Tali saldature sono state verificate secondo la procedura prevista dal §4.2.8.2.4 delle NTC 2018^[4]. Dal modello FEM sono stati ricavati i parametri di sforzo normale sul controventamento, dovuto alle combinazioni di carico ULS-DL+QP e ULS-LS+QP (3.2).

Sollecitazioni massime				
P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
122,43	-0,174	-0,038	-0,068	-0,12

Tab. 87: Sollecitazioni massime sul nodo.

Tale sforzo normale è stato poi suddiviso in due componenti, ognuna delle quali è parallela e ortogonale alle due saldature in esame.

Come da normativa, lo sforzo che ha direzione parallelo all'asse della saldatura è detto τ_{par} , mentre lo sforzo che ha direzione ortogonale è detto τ_{orto} .

Sono state ipotizzate delle lunghezze di saldatura pari allo spazio disponibile ai lati della piastra di collegamento e uno spessore di saldatura pari a 5 mm.

La verifica risulta soddisfatta se:

$$\sqrt{n_{\perp}^2 + \tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \quad (65)$$

dove β_1 è pari a 0,7 per acciaio S275.

Di seguito è riportata la tabella con le verifiche svolte.

Verifica saldature	
a1 [mm]	5
a [mm]	3,53
l orizz [mm]	200
l vert [mm]	33
σ orto [MPa]	152,83
σ parall [MPa]	81,37
192,5	$\geq 173,145$

Tab. 88: Verifica saldature.

Inoltre, è stata verificata la piastra di collegamento sottoposta allo sforzo normale di progetto precedentemente utilizzato.

Ipotizzando una distribuzione dello sforzo di tipo triangolare con angolo di 30°, è stata calcolata l'area resistente

della sezione della piastra di collegamento, in funzione della lunghezza della saldatura.

In seguito, è stato calcolato lo sforzo σ all'interno della sezione in esame e verificato che fosse minore della resistenza di progetto a snervamento della piastra, f_{yd} .

Di seguito è riportata la tabella con le verifiche svolte.

Verifica piastra	
b1 [mm]	115
A res [mm ²]	923,19
Ned [kN]	108,06
Nres [kN]	253,87
Nres	\geq Ned

Tab. 89: *Verifica piastra di collegamento.*

6.4.7 Collegamento saldato: elemento-piastra di collegamento

I vari elementi che costituiscono la struttura dell'esoscheletro sono collegati alle rispettive piastre di collegamento attraverso saldature a cordone d'angolo nei pressi dell'anima e delle ali dei profili.

In questo capitolo viene riportato il procedimento di verifica delle saldature che collegano i montanti alla piastra, dato che risultano essere i più sollecitati.

Dal modello FEM sono stati ricavati i parametri di sforzo normale e momento flettente sul montante, dovuti alle combinazioni di carico ULS-DL+QP e ULS-LS+QP (3.2).

Sollecitazioni massime				
P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
276,15	0,28	-0,07	-0,1359	0,66

Tab. 90: Sollecitazioni massime.

Come da normativa, lo sforzo che ha direzione parallelo all'asse della saldatura è detto τ_{par} , mentre lo sforzo che ha direzione ortogonale è detto τ_{orto} .

In questo caso le saldature sono sottoposte esclusivamente a τ_{orto} .

Sono state ipotizzate delle lunghezze di saldatura pari allo spazio disponibile sul perimetro della sezione del profilo e uno spessore di saldatura pari a 5 mm.

Per il calcolo della τ_{orto} è stato sommato lo sforzo normale del montante e lo sforzo dovuto al momento flettente che agisce sul nodo.

Quest'ultimo è stato calcolato in funzione del momento d'inerzia delle saldature rispetto al baricentro della piastra.

La verifica risulta soddisfatta se:

$$\tau_{\perp} \leq \beta_1 \cdot f_{yk} \quad (66)$$

dove β_1 è pari a 0,7 per acciaio S275.

Di seguito è riportata la tabella con le verifiche svolte.

Verifica saldature	
a1 [mm]	5
a [mm]	3,53
l saldature anima [mm]	54
l saldature ali [mm]	40
J tot [cm ⁴]	322,69
σ orto M [MPa]	5,3
σ orto N [MPa]	182
187,84	$\leq 192,5$

Tab. 91: Verifica saldature.

6.4.8 Collegamento: montante-fondazione

Dal modello FEM ottenuto, sono stati ricavati i parametri di sforzo normale, momento flettente e taglio sul nodo in esame, dovuti alle combinazioni di carico ULS-DL+QP e ULS-LS+QP (3.2).

Sollecitazioni massime				
P [kN]	V2 [kN]	V3 [kN]	M2 [kNm]	M3 [kNm]
276,151	0,28	0,07	0,1358	0,66

Tab. 92: Sollecitazioni massime.

La geometria del collegamento è stata progettata seguendo le indicazioni della Tab.4.2.XVIII del capitolo §4.2.8.1.1 delle NTC 2018^[4].

Tab. 4.2.XVIII - Posizione dei fori per unioni bullonate e chiodate.

Distanze e interassi (Fig. 4.2.5)	Minimo	Massimo		
		Unioni esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni non esposte a fenomeni corrosivi o ambientali	Unioni di elementi in acciaio resistente alla corrosione (UNI EN10025-5)
e_1	$1,2 d_0$	$4t+40$ mm	-	$\max(8t;12$ mm)
e_2	$1,2 d_0$	$4t+40$ mm	-	$\max(8t;125$ mm)
p_1	$2,2 d_0$	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;175$ mm)
$p_{1,0}$	-	$\min(14t;200$ mm)	-	-
$p_{1,i}$	-	$\min(28t;400$ mm)	-	-
p_2	$2,4 d_0$	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;200$ mm)	$\min(14t;175$ mm)

L'instabilità locale del piatto posto tra i bulloni/chiodi non deve essere considerata se $(p_1/t) < [9(235/f_y)^{0,5}]$: in caso contrario si assumerà una lunghezza di libera inflessione pari a $0,6 \cdot p_1$.
t è lo spessore minimo degli elementi esterni collegati.

Inoltre, è stato ipotizzato un collegamento con tirafondi $\phi 26$.

Di seguito è riportata la geometria del collegamento.

Tirafondi $\phi 26$	
n. tirafondi	6
ftbk [N/mm ²]	800
A res [mm ²]	38,6

Geometria collegamento	
b [mm]	320
d [mm]	6
ftbk [N/mm ²]	800
ftk [N/mm ²]	430

Tab. 93: Geometria collegamento.

Lo spessore della piastra di base è stato dimensionato studiando una fascia unitaria della piastra come asta su due appoggi, i quali sono gli irrigidimenti ipotizzati, sollecitata da un carico distribuito pari alla resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo del pilastro (C25/30), f_{cd} .

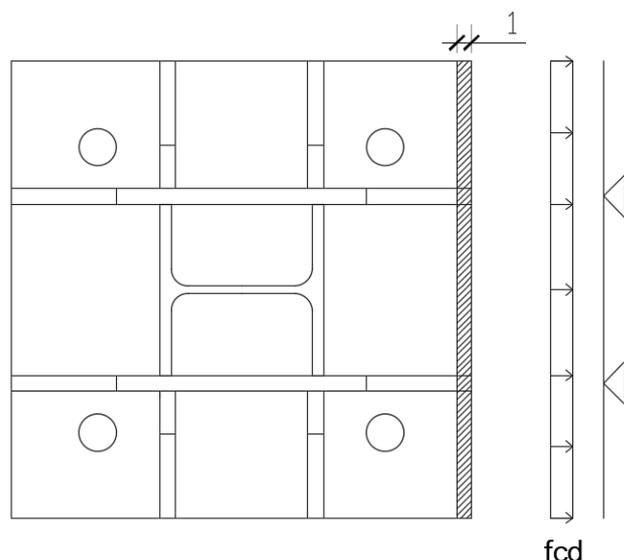


Fig. 103: Metodo di dimensionamento spessore piastra di collegamento.

Le sollecitazioni M_a e M_b andranno a definire lo spessore della piastra di collegamento, secondo la seguente formula.

$$S \geq \sqrt{6M_{max}/f_{yd}} \quad (67)$$

Spessore piastra di collegamento	
c [mm]	100
f_{yk} [N/mm ²]	275
f_{cd} [N/mm ²]	14,16
M max [Nmm]	70800
s [mm]	39,38

Tab. 94: Spessore piastra di collegamento.

Viene scelto uno spessore della piastra pari a 40 mm.

Gli irrigidimenti sono stati dimensionati ipotizzando un angolo di inclinazione pari a circa 60°, da cui sono derivate l'altezza e la larghezza.

Inoltre, è stato ipotizzato uno spessore pari a 11 mm.

Di seguito viene riportata una tabella dove vengono calcolati i momenti flettenti e taglio medio sulla sezione trasversale della piastra dotata di irrigidimenti, sottoposta ad un carico distribuito pari alla resistenza a compressione di progetto del calcestruzzo del pilastro (C25/30), f_{cd} .

Calcolando il momento d'inerzia della sezione è stato possibile calcolare la tensione normale massima e la tensione tangenziale massima, combinate in σ_{id} .

Essa deve essere minore della f_{yd} della piastra.

Dimensionamento irrigidimenti	
h [mm]	170
t [mm]	11
yg [mm]	43,74
Jx Irrig. [cm ⁴]	1685
Jx piastra [cm ⁴]	892,2
Jx tot [cm ⁴]	4262
M max [kNm]	22,65
V max [kN]	453,12
σ [kN/m ²]	67110
τ [kN/m ²]	121155
σ_{id} [kN/m ²]	220316
σ_{id}	$\leq f_{yd}$

Tab. 95: Dimensionamento irrigidimenti.

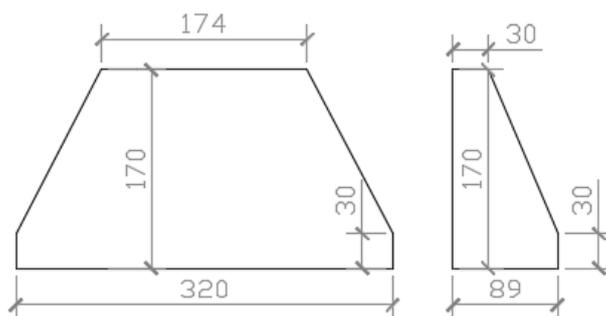
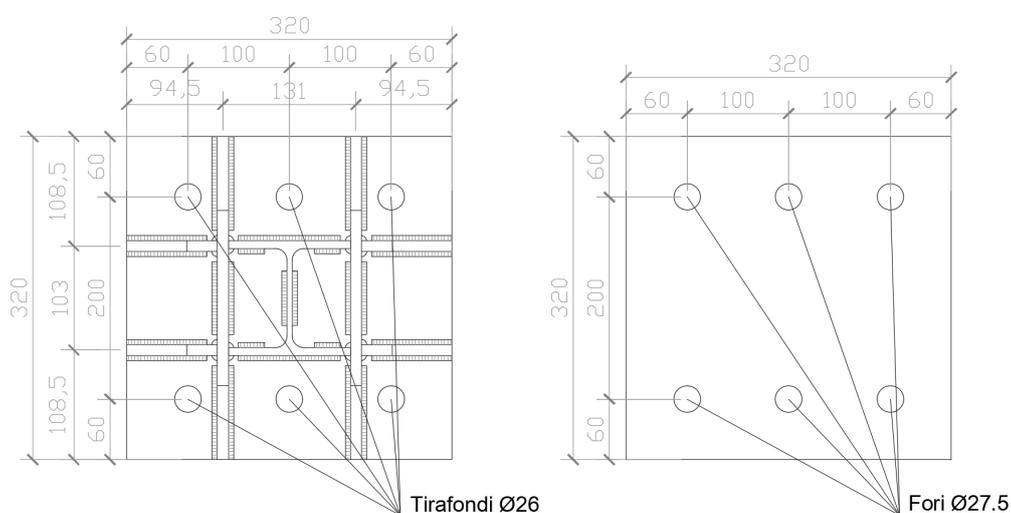


Fig. 104: Piastra di collegamento montante - fondazione e irrigidimenti.

• Progetto tirafondi

Si procede con il dimensionamento dei tirafondi che ancorano il montante dell'esoscheletro alla fondazione. Viene, quindi, calcolato il momento resistente di una sezione in c.a., di dimensioni pari alla piastra di collegamento progettata, tramite il software VCA SLU.

Si ipotizzano delle barre $\phi 26$ per l'ancoraggio del montante alla fondazione.

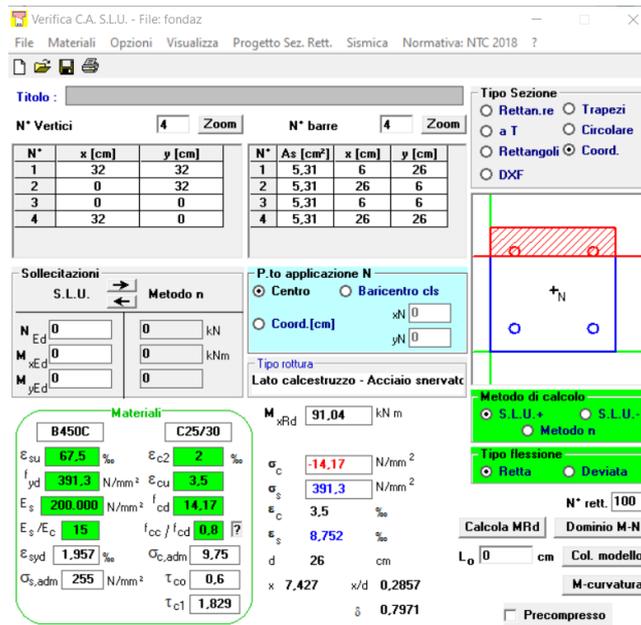


Fig. 105: Momento resistente della fondazione armata con $4\phi 26$.

Il momento resistente calcolato viene confrontato con il momento di progetto sul nodo, ottenuto moltiplicando lo sforzo normale, N_{Ed} , ottenuto dal modello FEM per l'eccentricità dei tirafondi rispetto l'asse del montante.

Progetto tirafondi	
Ned [kN]	276,151
e [mm]	134
Med [kNm]	64,62
ϕ [mm]	26
A res [mm ²]	530,66
Mres [kNm]	91,04
Mres [kNm]	\geq Med

Tab. 96: Dimensionamento dei tirafondi.

La sezione risulta verificata a flessione con $4\phi 26$, ma vengono disposti $6\phi 26$ per avere una migliore distribuzione dello sforzo normale sollecitante sui tirafondi.

- Verifica della sezione di contatto

Una volta definiti i tirafondi, viene verificata la sezione di contatto tra la piastra di collegamento e la fondazione. Viene imposto un equilibrio alla traslazione verticale, che permette di ricavare l'asse neutro della sezione, x . In seguito, viene verificato che il rapporto x/d rientri nei limiti del campo di rottura ipotizzato, che in questo caso è il campo 3 (acciaio teso snervato e cls con dilatazione ultima).

$$x/d \leq (x/d)_{lim} = 0,78 \quad (68)$$

Infine, viene calcolato il momento resistente della sezione, imponendo un equilibrio alla rotazione attorno il baricentro e verificato che sia minore del momento di progetto, M_{Ed} , calcolato precedentemente.

Di seguito viene riportata la tabella con le verifiche svolte.

Verifica della sezione di contatto	
x [mm]	156,37
x/d	0,60
MEd [kNm]	64,61
MRd [kNm]	65,73
MRd [kNm]	\geq MEd

Tab. 97: Verifica della sezione di contatto.

Data l'elevata entità dello sforzo normale a cui sono sottoposti i tirafondi e, di conseguenza, la fondazione, è ragionevole ipotizzare una soluzione costruttiva che preveda l'impiego di un plinto in calcestruzzo armato, ancorato al terreno mediante micropali.

La lunghezza dei micropali dovrà essere tale da raggiungere il substrato più resistente, garantendo così la corretta trasmissione degli sforzi e una maggiore capacità portante.

Inoltre, l'adozione di tale soluzione comporta l'esecuzione di operazioni di scavo nel piano interrato, necessarie per l'installazione dei micropali.

L'analisi dettagliata dell'interazione terreno-struttura e delle specifiche caratteristiche geotecniche non è approfondita nel presente elaborato, per mancanza di dati geotecnici specifici.

7 Classificazione del rischio sismico dell'edificio con esoscheletro

Una volta dimensionato l'esoscheletro di rinforzo esterno, si procede con il metodo di estrazione della classe di vulnerabilità sismica dell'edificio post-intervento, come descritto nel capitolo 4.2.

Per il calcolo del parametro PAM, è fondamentale determinare il rapporto tra la PGA di capacità e la PGA di domanda.

La PGA di domanda è nota e corrisponde al valore indicato dalle NTC 2018^[4] per la costruzione degli spettri di risposta relativi agli stati limite SLD (Stato Limite di Danno) e SLV (Stato Limite di Salvaguardia della Vita).

La PGA di capacità rappresenta l'accelerazione di picco del terreno corrispondente al raggiungimento della crisi dell'elemento strutturale più debole per ciascuno degli stati limite considerati.

Tale accelerazione è stata ottenuta verificando la resistenza degli elementi strutturali dell'edificio, sottoposti alle combinazioni ULS-DL+QP e ULS-LS+QP (3.2).

Le combinazioni dipendono dall'accelerazione di picco del terreno su cui sono costruiti gli spettri di risposta in input, quindi, partendo da un valore di a_g (accelerazione del suolo), pari a quello descritto dalla norma, è stato progressivamente ridotto, fino ad ottenere un valore di a_g per il quale tutti gli elementi strutturali risultassero verificati.

Questo valore rappresenta la PGA di capacità per gli stati limite SLD e SLV, successivamente confrontata con la PGA di domanda per ottenere il grafico necessario alla determinazione del valore del parametro PAM.

Gli spettri di risposta sono stati costruiti adottando i seguenti valori di a_g :

Stato limite	ag/g
SLD	0,04
SLV	0,075

Tab. 98: Valori a_g/g .

Dopo l'analisi statica lineare della struttura, sono stati estratti i valori di tensione per gli elementi strutturali più sollecitati.

Di seguito vengono riportate le verifiche a presso-flessione deviata dei pilastri più sollecitati e a tenso-flessione dei vani ascensore.

7.1 Verifica a presso-flessione deviata dei pilastri

Di seguito vengono riportati i valori di sforzo normale e momento flettente degli elementi d'interesse per le verifiche.

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
266	3	ULS_DL+QP	Combination	Max	-85,872	2,781	1,428	0,3992	39,18	0,9244
354	0	ULS_DL+QP	Combination	Max	-88,109	2,734	27,379	0,3992	38,408	3,2318
321	3	ULS_DL+QP	Combination	Max	-86,106	1,636	2,759	0,3992	38,2581	0,7138
35	3	ULS_DL+QP	Combination	Max	-81,304	0,25	16,063	0,3992	35,738	0,7256
131	3	ULS_DL+QP	Combination	Max	-81,701	0,122	15,963	0,3992	35,6412	0,3867
299	0	ULS_DL+QP	Combination	Max	-93,525	1,654	23,207	0,3992	32,3084	1,9918
142	0	ULS_DL+QP	Combination	Max	-87,448	0,229	22,296	0,3992	32,2102	0,3737
79	0	ULS_DL+QP	Combination	Max	-88,916	0,116	22,223	0,3992	32,1025	0,2853
354	0	ULS_LS+QP	Combination	Max	-94,008	2,885	21,093	0,2383	31,8521	3,3277
266	3	ULS_LS+QP	Combination	Max	-91,221	3,031	-4,678	0,2383	28,9982	1,4697
24	3	ULS_DL+QP	Combination	Max	-90,251	0,778	8,828	0,3992	28,3135	1,8296
321	3	ULS_LS+QP	Combination	Max	-91,402	1,727	-3,554	0,2383	27,7426	0,9638
115	3	ULS_DL+QP	Combination	Max	-88,419	0,081	9,991	0,3992	27,4905	0,1239
153	0	ULS_DL+QP	Combination	Max	-90,444	0,795	19,692	0,3992	27,2216	0,9475
142	3	ULS_DL+QP	Combination	Max	-80,625	0,229	22,296	0,3992	26,2933	0,7192

Fig. 106: Valori di sforzo estratti dei pilastri 35x26 in sommità.

Element Forces - Frames

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter: Element Forces - Frames

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
343	3	ULS_DL+QP	Combination	Max	-53,64	13,967	-8,587	0,404	60,2314	3,6114
288	3	ULS_DL+QP	Combination	Max	-53,501	13,509	-8,639	0,404	60,12	3,2979
343	3	ULS_LS+QP	Combination	Max	-55,601	14,935	-22,84	0,2405	58,0082	5,1052
288	3	ULS_LS+QP	Combination	Max	-54,514	14,956	-22,849	0,2405	57,9955	5,3527
277	0	ULS_LS+QP	Combination	Max	-77,45	7,487	53	0,2362	56,9842	10,5222
277	0	ULS_DL+QP	Combination	Max	-63,359	6,829	55,593	0,3945	56,9842	9,436
332	0	ULS_LS+QP	Combination	Max	-76,747	7,164	52,872	0,2362	56,8706	9,9699
332	0	ULS_DL+QP	Combination	Max	-61,502	6,598	55,451	0,3945	56,8706	9,0884
277	1,5	ULS_DL+QP	Combination	Max	-56,55	14,321	66,78	0,404	40,366	4,7684
332	1,5	ULS_DL+QP	Combination	Max	-57,111	13,32	66,52	0,404	40,2202	4,6361
288	1,5	ULS_DL+QP	Combination	Max	-56,566	6,668	-18,771	0,3945	36,3617	-0,493
343	1,5	ULS_DL+QP	Combination	Max	-59,091	6,703	-18,445	0,3945	36,2746	-0,6439
277	0	ULS_LS+QP	Combination	Min	-151,074	-0,326	27,29	-0,2026	35,1799	-3,2475
332	0	ULS_LS+QP	Combination	Min	-151,403	-0,113	27,163	-0,2026	35,0779	-2,9338
277	0	ULS_DL+QP	Combination	Min	-151,074	0,332	18,168	-0,3609	31,0516	-2,1613

Record: << < 1 > >> of 64 Double-click row header to view row details. Add Tables... Done

Fig. 107: Valori di sforzo estratti dei pilastri 35x26 in sommità, adiacenti al vano scala.

Element Forces - Frames

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter: Element Forces - Frames

Frame Text	Station m	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	P KN	V2 KN	V3 KN	T KN-m	M2 KN-m	M3 KN-m
45	3	ULS_LS+QP	Combination	Max	-65,381	14,274	-11,188	0,2383	36,4927	15,8469
45	3	ULS_DL+QP	Combination	Max	-63,192	12,236	-8,332	0,3992	36,4927	12,304
255	3	ULS_DL+QP	Combination	Max	-44,434	9,545	-6,375	0,3992	29,3578	1,9804
14	3	ULS_DL+QP	Combination	Max	-36,381	4,744	-3,974	0,3992	28,0494	9,896
255	3	ULS_LS+QP	Combination	Max	-46,387	10,603	-9,173	0,2383	27,9584	3,9275
244	0	ULS_LS+QP	Combination	Max	-64,232	12,677	17,965	0,2383	25,8918	16,8119
244	0	ULS_DL+QP	Combination	Max	-61,713	11,543	17,965	0,3992	25,8918	15,2238
14	3	ULS_LS+QP	Combination	Max	-37,367	5,726	-6,929	0,2383	25,2971	11,8005
365	0	ULS_DL+QP	Combination	Max	-45,399	9,093	16,179	0,3992	23,1062	11,5342
164	0	ULS_DL+QP	Combination	Max	-37,725	4,673	15,624	0,3992	21,7488	6,1523
365	0	ULS_LS+QP	Combination	Max	-48,21	9,625	14,357	0,2383	21,0372	12,0963
45	3	ULS_LS+QP	Combination	Min	-102,356	-9,282	-22,451	-0,2037	18,3838	-24,1405
164	0	ULS_LS+QP	Combination	Max	-39,86	5,195	12,866	0,2383	18,1436	6,727
255	3	ULS_LS+QP	Combination	Min	-73,151	-2,204	-18,054	-0,2037	13,9184	-18,5172
45	3	ULS_DL+QP	Combination	Min	-102,356	-7,244	-22,451	-0,3646	13,6769	-20,5976

Record: << < 1 > >> of 72 Double-click row header to view row details. Add Tables... Done

Fig. 108: Valori di sforzo estratti dei pilastri 26x35 in sommità.

Vengono, quindi, estratti i valori di momento massimo e sforzo normale sulle tipologie di pilastri per entrambi gli stati limite.

n. elemento	Med1 [kNm]	Med2 [kNm]	Ned [kN]	ag
354	31,85	3,32	94	0,075
343	58	5,1	55,6	0,075
45	36,5	5,6	66,59	0,075

Tab. 99: Parametri di sollecitazione dei pilastri (SLV).

n. elemento	Med1 [kNm]	Med2 [kNm]	Ned [kN]	ag
266	39,18	0,924	85,87	0,04
343	60,25	3,61	53,64	0,04
45	36,49	12,304	63,19	0,04

Tab. 100: Parametri di sollecitazione dei pilastri (SLD).

Si procede con il calcolo del dominio di resistenza delle sezioni dei pilastri, avendo note la disposizione delle armature dalla relazione di progetto dell'edificio.

n. elemento	Med1 [kNm]	Med2 [kNm]	Ned [kN]	ag	
354	31,85	3,32	94	0,075	VERIFICATO
343	58	5,1	55,6	0,075	NON VERIFICATO
45	36,5	5,6	66,59	0,075	VERIFICATO

Tab. 101: Verifica a presso-flessione deviata dei pilastri (SLV).

n. elemento	Med1 [kNm]	Med2 [kNm]	Ned [kN]	ag	
266	39,18	0,924	85,87	0,04	VERIFICATO
343	60,25	3,61	53,64	0,04	NON VERIFICATO
45	36,49	12,304	63,19	0,04	VERIFICATO

Tab. 102: Verifica a presso-flessione deviata dei pilastri (SLD).

I domini di resistenza sono stati calcolati attraverso l'applicativo VCA SLU, tenendo conto di un copriferro pari a 1 cm (valore non conforme con la normativa odierna, ma tipico degli anni '60-'70).

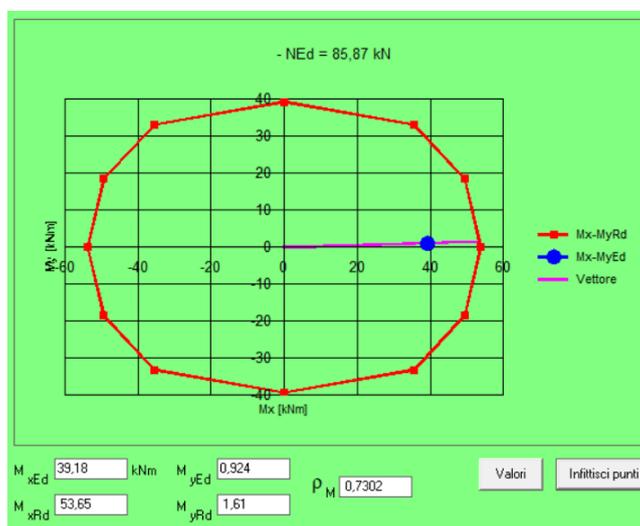


Fig. 109: Dominio di resistenza del pilastro di sommità 35x26.

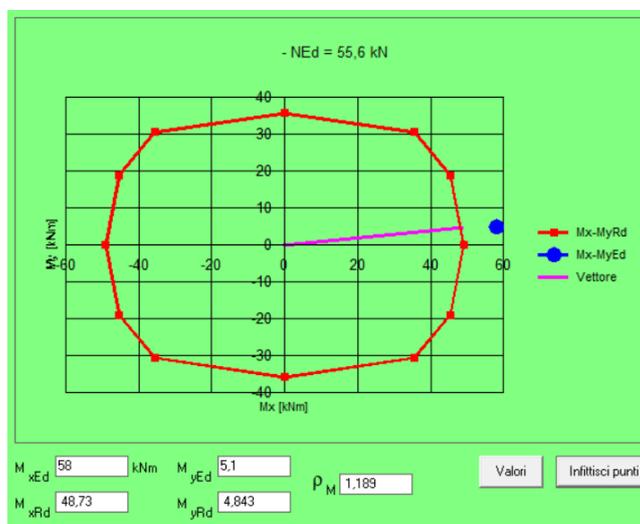


Fig. 110: Dominio di resistenza del pilastro di sommità 35x26, adiacente al vano scala.

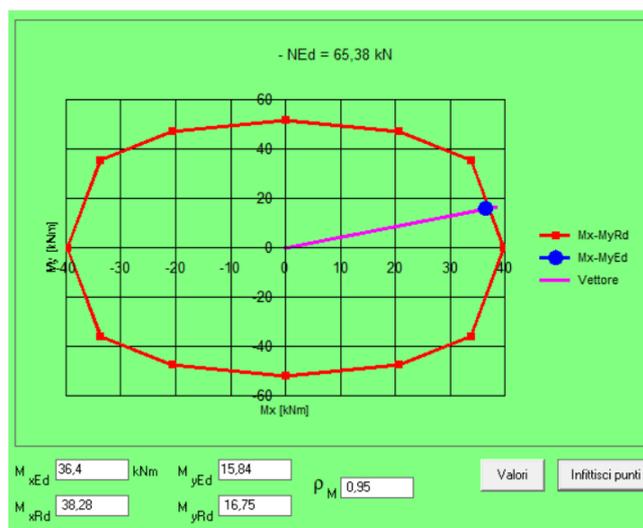


Fig. 111: Dominio di resistenza del pilastro di sommità 26x35.

I pilastri risultano verificati a presso-flessione deviata per valori di a_g più alti rispetto alle verifiche pre-intervento.

Il pilastro 35x26 adiacente al vano scala non risulta verificato a presso-flessione deviata.

Il valore di momento flettente relativamente alto è dovuto all'interazione tra il pilastro e la trave del vano scala, che ne dimezza la lunghezza, rendendolo tozzo.

Come per il caso pre-intervento, tale momento flettente è dovuto unicamente ai carichi statici della combinazione ULS e non sono influenzati dalla variazione della a_g negli spettri di risposta di input.

Per questo tipo di problema, l'esoscheletro di rinforzo non porta vantaggi alla struttura, dato che è stato progettato unicamente per l'assorbimento dell'azione sismica.

Poiché l'origine del momento flettente è legata ai carichi statici applicati alla struttura, si raccomanda l'adozione di interventi specifici volti a migliorare la resistenza a flessione dei pilastri 35x26 adiacenti al vano scala.

7.2 Verifica a tenso-flessione dei setti del vano ascensore

I setti dei vani ascensore sono stati verificati a presso-tenso flessione. Di seguito vengono riportati i diagrammi di distribuzione dello sforzo ottenuti da SAP2000, in termini di F22 (sforzo normale nella direzione di sviluppo dell'elemento plate) e M22 (momento nella direzione di sviluppo dell'elemento plate).

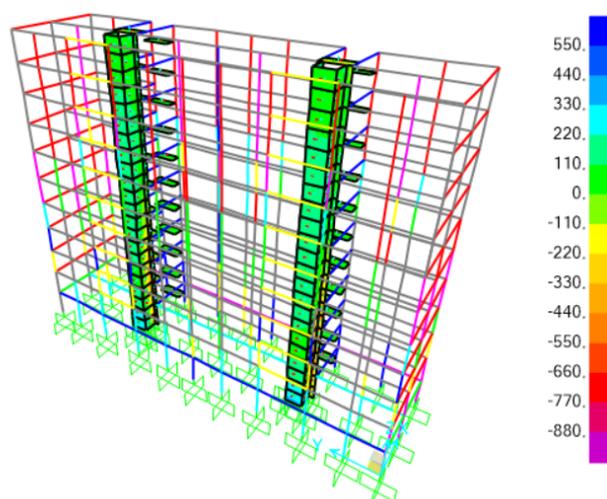


Fig. 112: Diagramma di distribuzione di F22 (SLD).

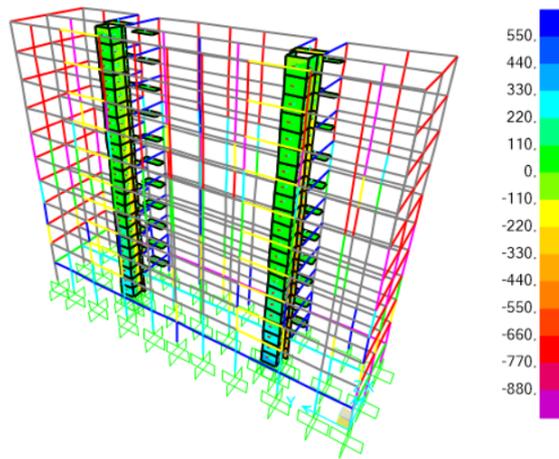


Fig. 113: *Diagramma di distribuzione di F22 (SLV).*

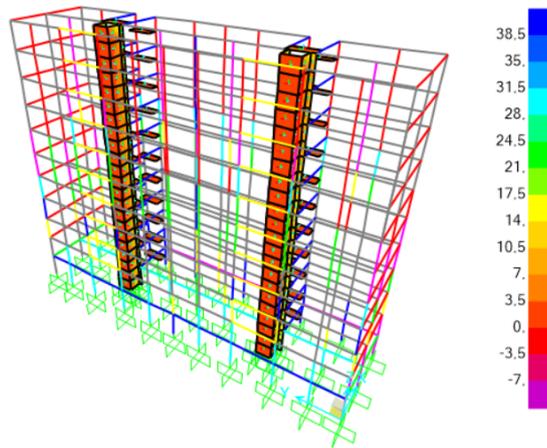


Fig. 114: *Diagramma di distribuzione di M22 (SLD).*

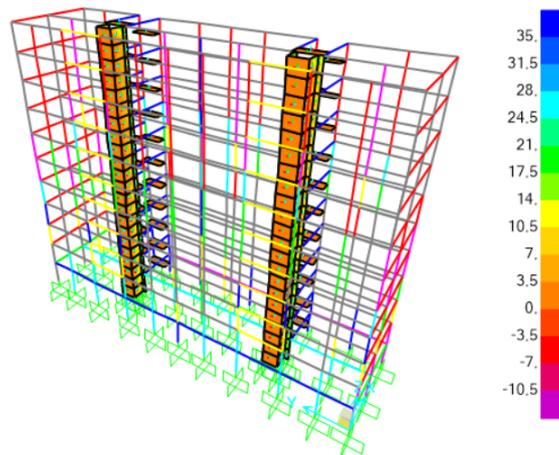


Fig. 115: *Diagramma di distribuzione di M22 (SLV).*

Il valore di sollecitazione scelto per la verifica è stato selezionato alla base dell'edificio, dove il vano ascensore risulta sottoposto a trazione.

In particolare, è stato scelto un valore ad un'altezza di circa 1 m dalla base del modello, in modo da evitare di selezionare un punto affetto dalla possibilità di errore dovuto alle limitazioni del modello nel descrivere il reale comportamento del collegamento tra struttura in elevazione e fondazioni, modellate come semplici vincoli d'incastro.

n. elemento	M22 [kNm]	F22 [kN]	ag
623	1,8	340	0,04

Tab. 103: Parametri di sollecitazione del vano ascensore (SLD).

n. elemento	M22 [kNm]	F22 [kN]	ag
623	1,11	340	0,075

Tab. 104: Parametri di sollecitazione del vano ascensore (SLV).

Si procede con il calcolo del dominio di resistenza della sezione di spessore pari a 20 cm del vano ascensore, avendo note la disposizione delle armature dalla relazione di progetto dell'edificio.

I domini di resistenza sono stati calcolati attraverso l'applicativo VCA SLU, tenendo conto di un copriferro pari a 1 cm (valore non conforme con la normativa odierna, ma tipico degli anni '60-'70).

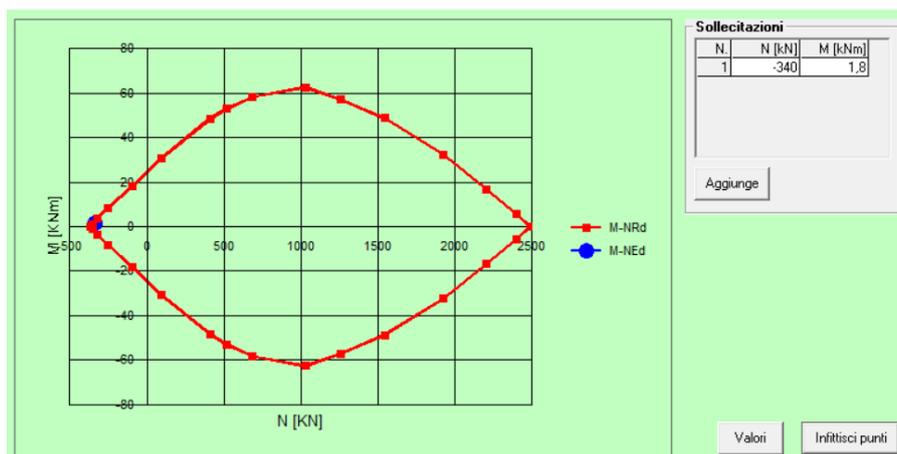


Fig. 116: Dominio di resistenza della sezione del setto del vano ascensore (SLD).

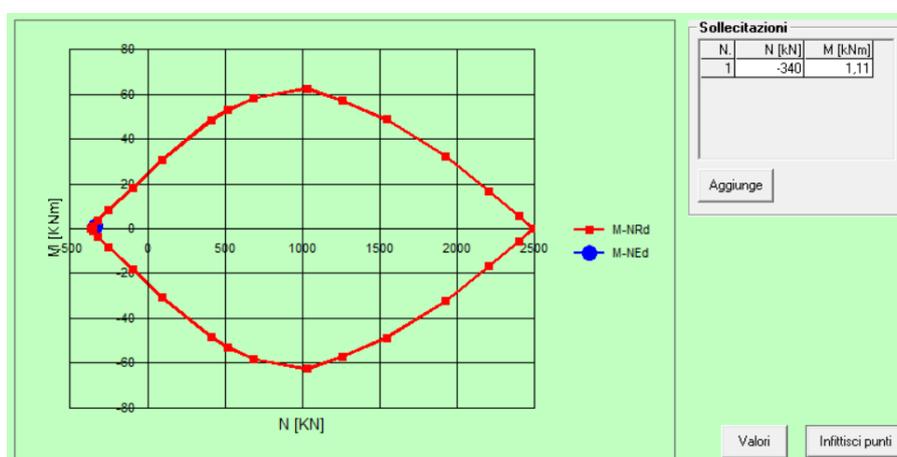


Fig. 117: Dominio di resistenza della sezione del setto del vano ascensore (SLV).

Il setto del vano ascensore risulta verificato a tenso-flessione per entrambi gli stati limite d'interesse con un valore di a_g più alto del caso pre-intervento.

7.3 Estrazione della classe di rischio sismico post-intervento

Una volta ottenute le PGA di capacità per gli stati limite SLD e SLV posso concludere la classificazione di rischio sismico della struttura post-intervento, applicando le regole della normativa, descritte nel capitolo 4.1.

I valori di PGA di capacità per gli stati limite d'interesse sono i seguenti:

Stato limite	a_g/g
SLD	0,04
SLV	0,075

Tab. 105: Valori di PGA di capacità della struttura post-intervento.

Si ottiene il seguente diagramma che mette in relazione le perdite economiche dirette e la frequenza media annua di superamento degli eventi che provocano il raggiungimento di uno stato limite della struttura.

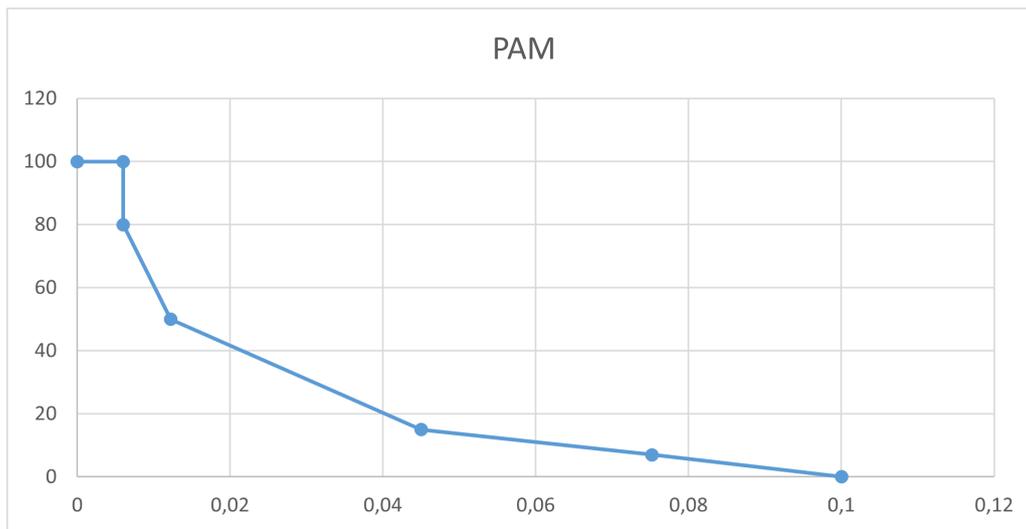


Fig. 118: *Diagramma per il calcolo del parametro PAM.*

Il valore del parametro PAM, ottenuto dal calcolo dell'area sottesa al grafico, è pari a:

PAM	Classe PAM
2,49	C

Tab. 106: *Definizione PAM e classe PAM dell'edificio post-intervento.*

Invece, il valore del parametro IS-V è calcolato come il rapporto tra la PGA di capacità per lo SLV e la PGA di domanda per lo stesso stato limite ed è pari a:

IS-V (SLV)	Classe IS-V
48,57	C

Tab. 107: *Definizione IS-V (SLV) e classe IS-V dell'edificio post-intervento.*

In conclusione, la classe di rischio sismico dell'edificio post-intervento sarà la più gravosa tra le due ottenute, quindi C.

Rispetto alla classe ottenuta con l'analisi della struttura pre-intervento (Classe F), la classe di rischio sismico della struttura con esoscheletro di rinforzo in acciaio è C, raggiungendo, quindi, l'obiettivo dell'aumento di almeno 2 classi.

8 Conclusioni

L'obiettivo di questo elaborato era l'analisi di rischio sismico di un edificio anni '70, con conseguente estrazione della classe di rischio sismico e la progettazione di un intervento di adeguamento sismico che aumentasse tale classe di almeno 2 livelli.

L'analisi è stata condotta attraverso la modellazione FEM dell'edificio in esame nel software SAP2000, con un'analisi statica lineare finalizzata a valutare le sollecitazioni e le deformazioni sotto azioni sismiche.

I parametri PAM (Perdita Annuale Media) e IS-V (Indice di Sicurezza) sono stati determinati confrontando la PGA (Peak Ground Acceleration) di capacità con la PGA di domanda per lo Stato Limite di Danno (SLD) e lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV), permettendo così l'assegnazione della classe di rischio pre-intervento.

La metodologia di ottenimento delle PGA di domanda e capacità (4.2) è basata sull'analisi degli elementi strutturali più sollecitati dell'edificio in esame, governata dal valore di a_g alla base degli spettri di risposta che definiscono le combinazioni sismiche applicate alla struttura.

Una volta ottenuta la classe di rischio sismico della struttura pre-intervento, è stato progettato l'intervento di adeguamento sismico tramite un esoscheletro esterno in acciaio.

L'esoscheletro di rinforzo è stato modellato nel modello FEM della struttura pre-intervento e dimensionato in modo da aumentare la a_g di input degli spettri di risposta, mantenendo gli elementi strutturali verificati agli stati limite d'interesse (SLD e SLV).

In questo modo, la classe di rischio sismico dell'edificio post-intervento sarebbe dovuta aumentare di almeno due livelli.

Con l'estrazione della classe di rischio sismico dell'edificio in esame con esoscheletro di rinforzo, è stato possibile confrontare i risultati ottenuti nel capitolo precedente (6.3) con quelli estratti dalla stessa analisi eseguita sull'edificio pre-intervento (4.5).

Di seguito vengono riportati i diagrammi per il calcolo del parametro PAM e le tabelle contenenti i valori del parametro PAM e IS-V (SLV), alla base della definizione della classe di rischio sismico dell'edificio.

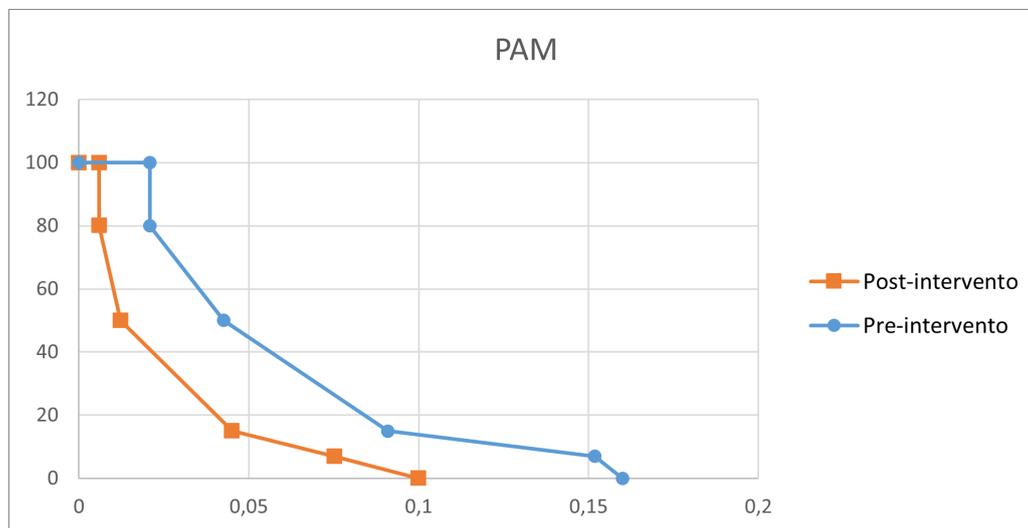


Fig. 119: Confronto diagramma per il calcolo del parametro PAM pre-intervento e post-intervento.

Fase	PAM	Classe PAM
Pre-intervento	5,76	F
Post-intervento	2,49	C

Tab. 108: Confronto PAM e classe PAM dell'edificio pre-intervento e post-intervento.

Fase	IS-V (SLV)	Classe IS-V
Pre-intervento	29,14	E
Post-intervento	48,57	C

Tab. 109: Confronto IS-V (SLV) e classe IS-V dell'edificio pre-intervento e post-intervento.

I grafici ottenuti evidenziano una chiara diminuzione del valore di PAM dopo l'installazione dell'esoscheletro in acciaio.

In particolare, la curva del caso post-intervento scende più rapidamente, definendo una maggiore capacità della struttura di resistere a sismi di intensità ridotta senza subire danni significativi.

Inoltre, la curva del caso post-intervento si stabilizza su valori più bassi di perdita, rispetto al caso pre-intervento.

La classe di rischio sismico dell'edificio in esame è passata da F a C.

In particolare, il miglioramento della classe PAM di tre livelli è accompagnato da un incremento della classe IS-V di due livelli, confermando l'efficacia dell'intervento di adeguamento sismico.

Successivamente, è possibile confrontare la struttura nelle due fasi anche in termini di parametri modali.

Di seguito vengono riportate le tabelle dei periodi modali e frequenze modali della struttura pre-intervento e post-intervento, estratte dal modello FEM.

The screenshot shows a software window titled 'Modal Periods And Frequencies'. It contains a table with the following columns: OutputCase, StepType, StepNum Unitless, Period Sec, Frequency Cyc/sec, CircFreq rad/sec, and Eigenvalue rad2/sec2. The table lists 12 modal cases, all of type 'MODAL' and 'Mode'. The first row is highlighted in blue.

OutputCase	StepType	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
MODAL	Mode	1	1,486207	0,67285391...	4,22766585...	17,8731585...
MODAL	Mode	2	1,422995	0,70274329...	4,41546637...	19,4963432...
MODAL	Mode	3	1,348892	0,74134912...	4,65803391...	21,6972799...
MODAL	Mode	4	0,444355	2,25045045...	14,1399972...	199,939522...
MODAL	Mode	5	0,40556	2,46572840...	15,4926284...	240,021537...
MODAL	Mode	6	0,375992	2,65963255...	16,7109642...	279,256324...
MODAL	Mode	7	0,217443	4,59891028...	28,8958055...	834,967577...
MODAL	Mode	8	0,216099	4,62750930...	29,0754984...	845,384612...
MODAL	Mode	9	0,191255	5,22862583...	32,8524249...	1079,28182...
MODAL	Mode	10	0,177737	5,62629076...	35,3510274...	1249,69514...
MODAL	Mode	11	0,134156	7,45403127...	46,8350597...	2193,52282...
MODAL	Mode	12	0,129206	7,73957321...	48,6291726...	2364,79643...

Fig. 120: Periodi e frequenze modali della struttura pre-intervento.

	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
▶	MODAL	Mode	1	1,432903	0,69788394...	4,38493411...	19,2276472...
	MODAL	Mode	2	1,359741	0,73543407...	4,62086858...	21,3524265...
	MODAL	Mode	3	1,324575	0,75495912...	4,74354808...	22,5012484...
	MODAL	Mode	4	0,419908	2,38147534...	14,9632508...	223,898877...
	MODAL	Mode	5	0,378586	2,64140624...	16,5964449...	275,441983...
	MODAL	Mode	6	0,371622	2,69090401...	16,9074485...	285,861817...
	MODAL	Mode	7	0,203494	4,91415051...	30,8765183...	953,359384...
	MODAL	Mode	8	0,177733	5,62640967...	35,3517746...	1249,74796...
	MODAL	Mode	9	0,175626	5,69392013...	35,7759553...	1279,91897...
	MODAL	Mode	10	0,126003	7,93630449...	49,8652718...	2486,54533...
	MODAL	Mode	11	0,124602	8,02556025...	50,4260822...	2542,78977...
	MODAL	Mode	12	0,120711	8,28428189...	52,0516782...	2709,37721...

Fig. 121: *Periodi e frequenze modali della struttura post-intervento.*

I valori dei periodi e frequenze modali ottenuti dall'analisi modale del modello FEM dell'edificio con esoscheletro di rinforzo descrivono un comportamento migliore della struttura sottoposta ad azioni orizzontali sismiche. Infatti, dalla comparazione di tali valori con quelli ottenuti dall'analisi modale della struttura pre-intervento, si osserva che i periodi dei primi 3 modi di vibrare si sono ridotti, a causa dell'incremento di rigidità della struttura. Analogamente, le frequenze modali sono aumentate.

Tali variazioni confermano il contributo dell'esoscheletro nell'aumento della rigidità della struttura, riducendone i tempi di oscillazione e migliorandone la resistenza alle azioni sismiche.

I risultati ottenuti confermano l'efficace interazione tra l'edificio esistente e l'esoscheletro di rinforzo sismico progettato.

Il dimensionamento degli elementi che compongono l'esoscheletro (5.3) e dei nodi di collegamento (5.4), sviluppato nei capitoli precedenti, è stato effettuato con l'obiettivo di garantire il raggiungimento della classe di rischio sismico prefissata.

L'esoscheletro risulta sufficientemente rigido da supportare i vani ascensore nella redistribuzione delle sollecitazioni lungo la direzione più vulnerabile del telaio.

In particolare, le tensioni alla base dei vani ascensore si riducono con l'aumento della rigidità degli elementi dell'esoscheletro, migliorando la sicurezza strutturale agli SLD e SLV anche per valori di a_g superiori a quelli estratti nella verifica pre-intervento.

Un ulteriore vantaggio dell'intervento consiste nella possibilità di eseguire il rinforzo esclusivamente dall'esterno, evitando interferenze con i condòmini e semplificando le operazioni di installazione, grazie all'ancoraggio diretto ai pilastri esistenti.

Inoltre, l'integrazione dell'esoscheletro nella facciata dell'edificio, in sostituzione delle pareti delle logge, consente di ridurre l'impatto visivo, preservando l'estetica della struttura.

Un aspetto cruciale del progetto riguarda la fondazione dell'esoscheletro, necessaria per trasferire al terreno gli elevati sforzi normali agenti sui montanti della struttura.

A tal fine, si ipotizza (ma non dimensionata in questo elaborato) una soluzione costituita da un plinto in calcestruzzo armato su micropali, in grado di garantire un'adeguata capacità portante e la trasmissione delle sollecitazioni ai livelli più profondi del substrato.

Ulteriori approfondimenti geotecnici potrebbero essere utili per ottimizzare la scelta della fondazione e verificare la compatibilità con le condizioni del terreno.

Alla luce dei risultati ottenuti e analizzati in questo elaborato, è possibile concludere che l'intervento di adeguamento sismico di un edificio in c.a. anni '70, tramite l'installazione di un esoscheletro di rinforzo esterno in acciaio, rappresenta una soluzione efficace e praticabile, in grado di migliorare la sicurezza strutturale dell'edificio.

Bibliografia

- [1] Il recupero edilizio in ambito sismico, Riccardo Gulli, 2002.
- [2] Caratteri costruttivi e distributivi. Laura Milighetti, 2009-2010.
- [3] Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni, allegato A, DM n.58 del 28 febbraio 2017.
- [4] Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018), 2018.
- [5] Eurocodice 3, 2004.

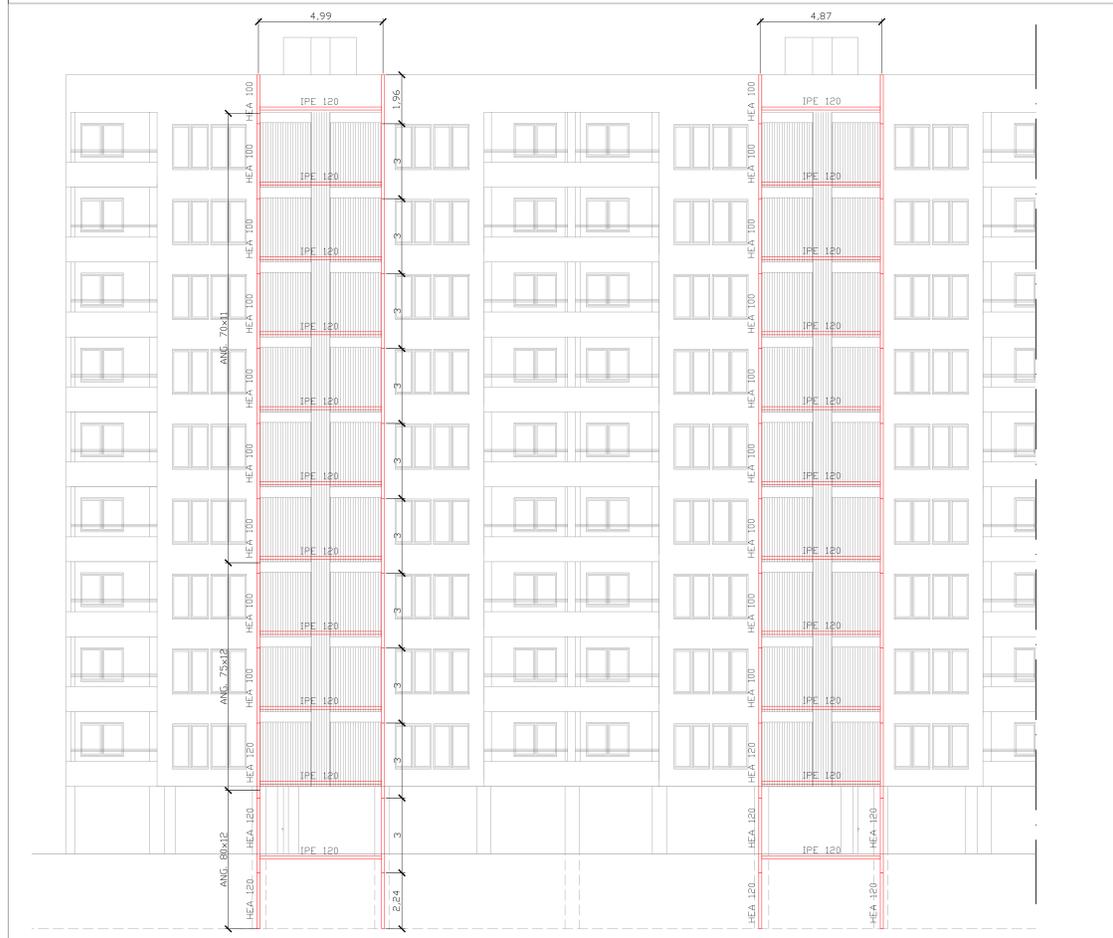
Riferimenti aggiuntivi

- Seismic design of existing buildings equipped with fluid-viscous dampers according to two different systems: inter-storey dissipative braces and dissipative links to a stiff tower, Luca D'Alonzo, 2021-2022.
- Programma Horizon 2020, Pro-GET-onE (Proactive synergy of inteGrated Efficient Technologies on buildings' Envelopes).

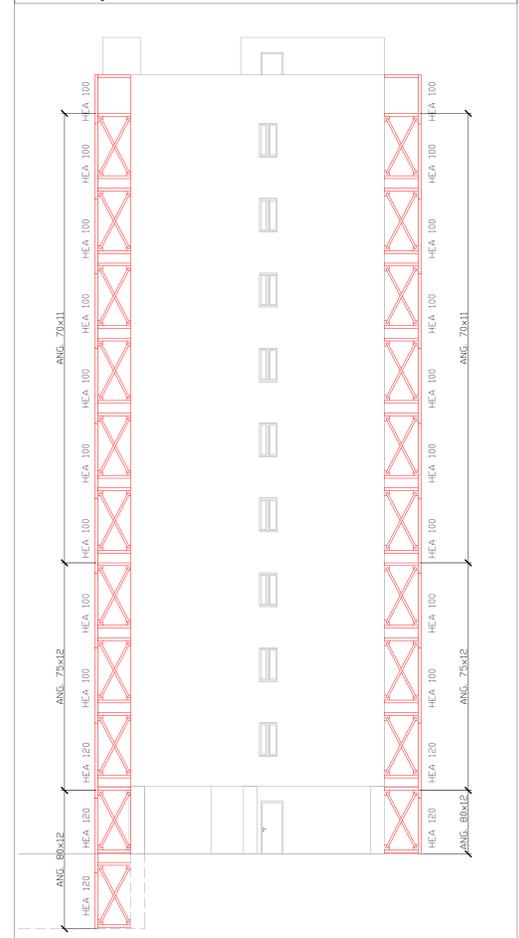
Prospetto Est - Sc. 1:100



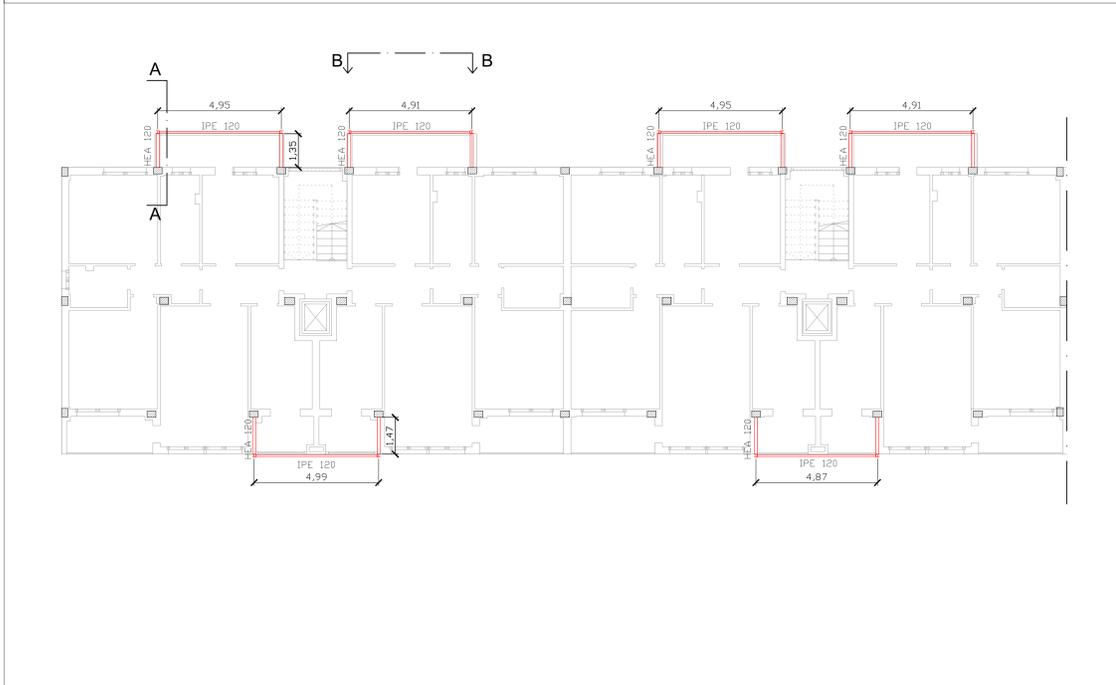
Prospetto Ovest - Sc. 1:100



Prospetto Sud - Sc. 1:100



Pianta piano tipo - Sc. 1:100



Lista profili

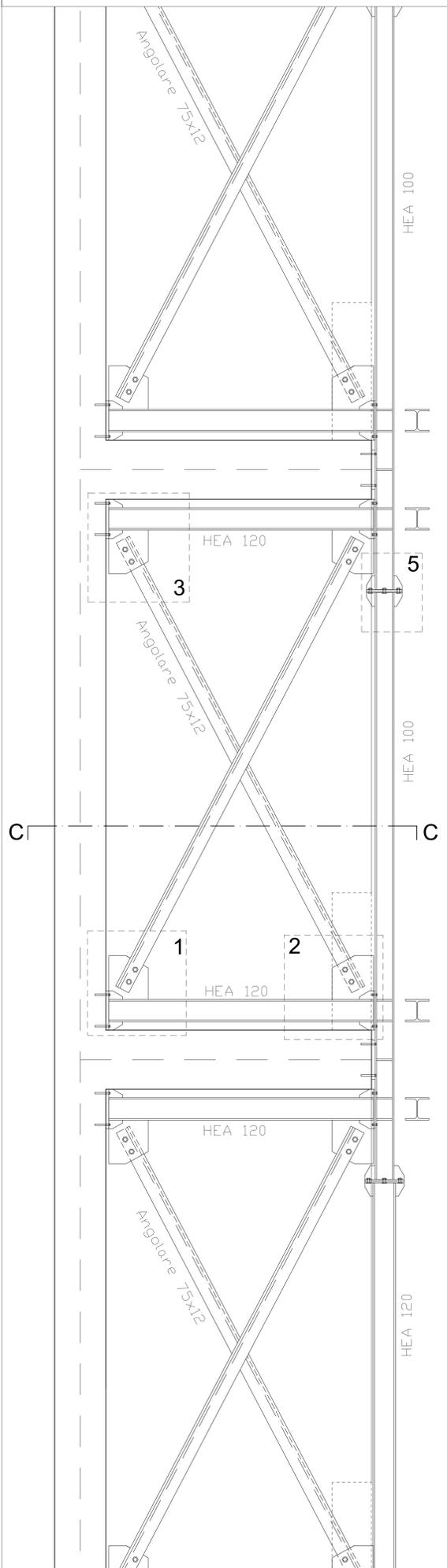
- HEA120: Travi ortogonali;
Montanti P.-1 - P.1;
- HEA100: Montanti P.2 - P.10;
- IPE120: Travi parallele;
- ANG 80x12: Diagonali P.-1 - PT;
- ANG 75x12: Diagonali P.1 - P.3;
- ANG 70x11: Diagonali P.4 - P.10.

UNIVERSITÀ DI BOLOGNA
Scuola di Ingegneria e Architettura
Laurea magistrale in Ingegneria Civile

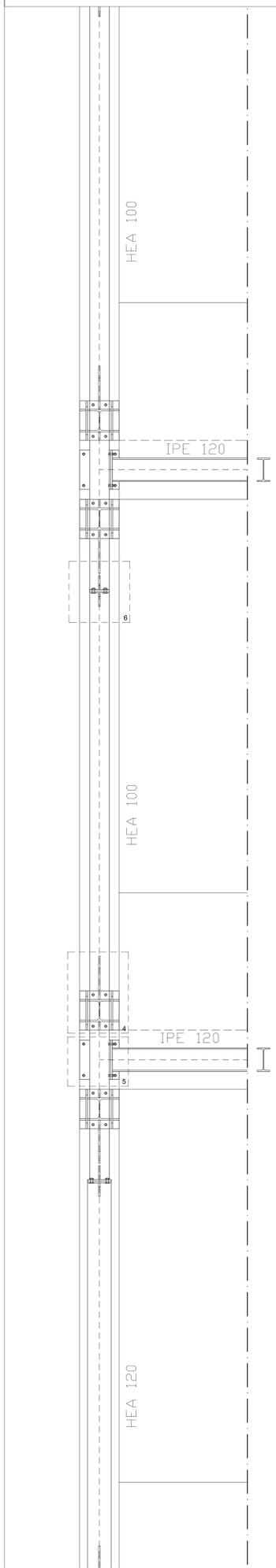
**Analisi della vulnerabilità sismica e
progetto di miglioramento strutturale di
un edificio in c.a. anni '70:
progettazione di un esoscheletro di
rinforzo in acciaio**

Tavola n°: 1	Oggetto elaborato: Prospetti e piante con esoscheletro
Scale: Piante: 1:100 Prospetti: 1:100	Relatore: Prog. Ing. Mazzotti Claudio
Studente: Bugli Lorenzo 0001103182	Note generali: Normativa di riferimento: NTC 2018, EC2; Unità di misura delle quote: m; Unità di misura delle quote altimetriche: m.
Data: 17/03/2025	

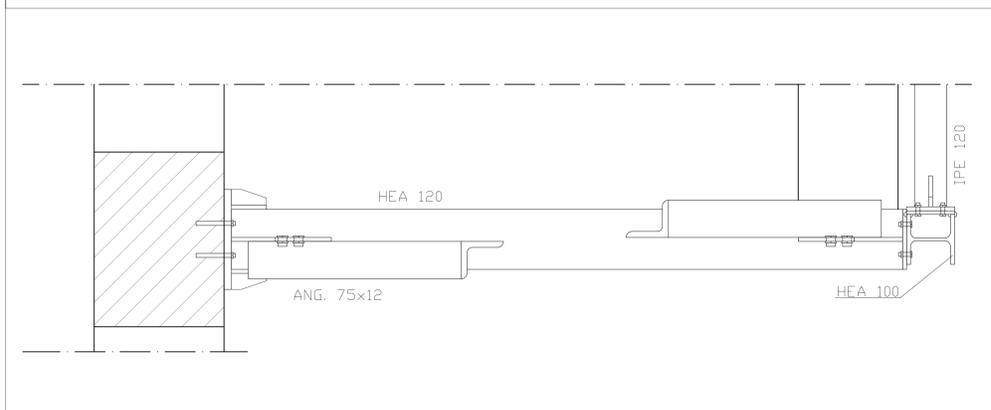
Sezione A-A - Sc. 1:10



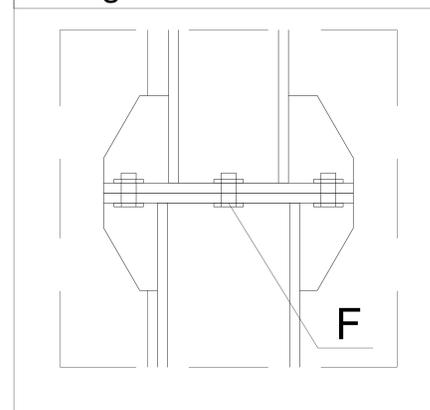
Vista B-B - Sc. 1:10



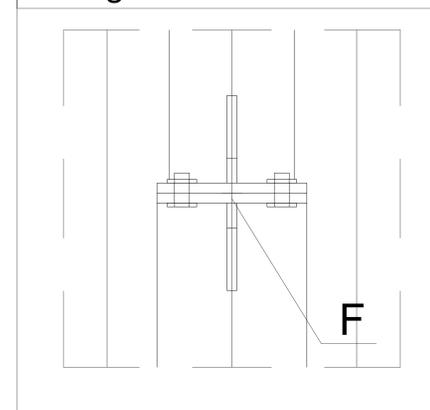
Sezione C-C - Sc. 1:5



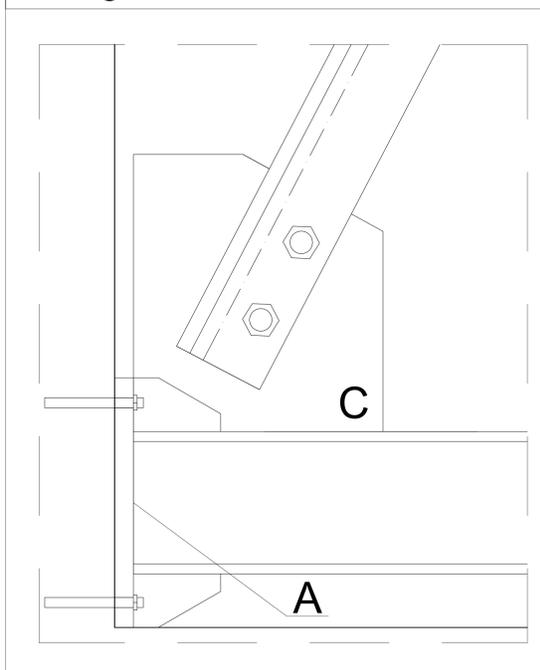
Dettaglio 6.1 - Sc. 1:2



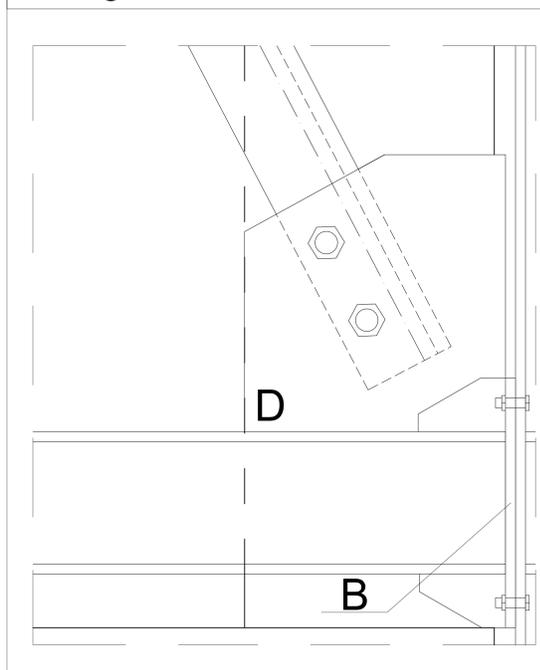
Dettaglio 6.2 - Sc. 1:2



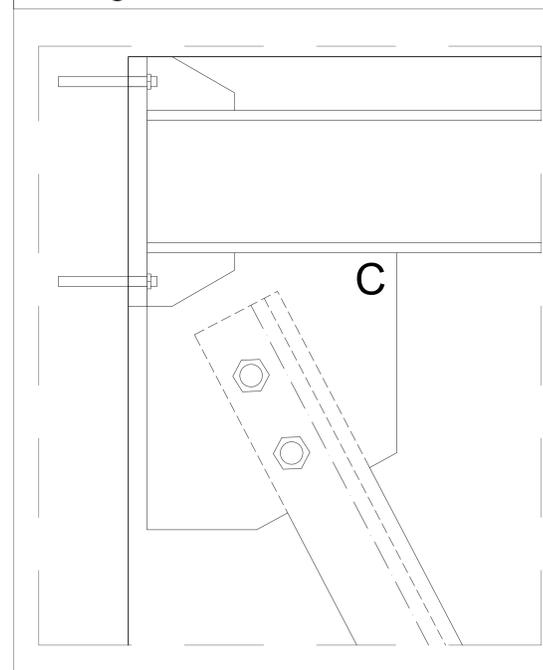
Dettaglio 1 - Sc. 1:2



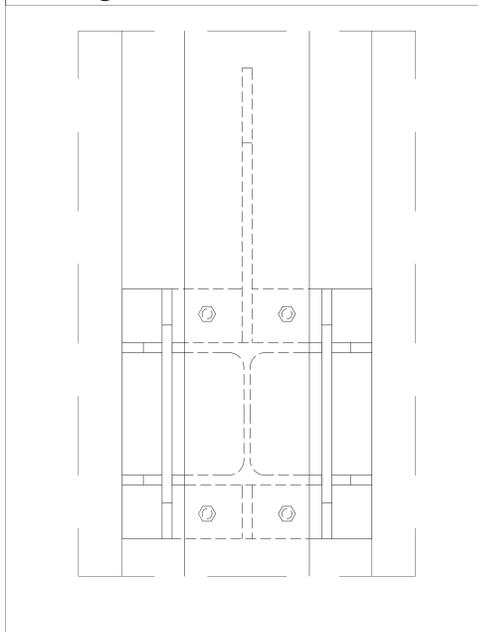
Dettaglio 2 - Sc. 1:2



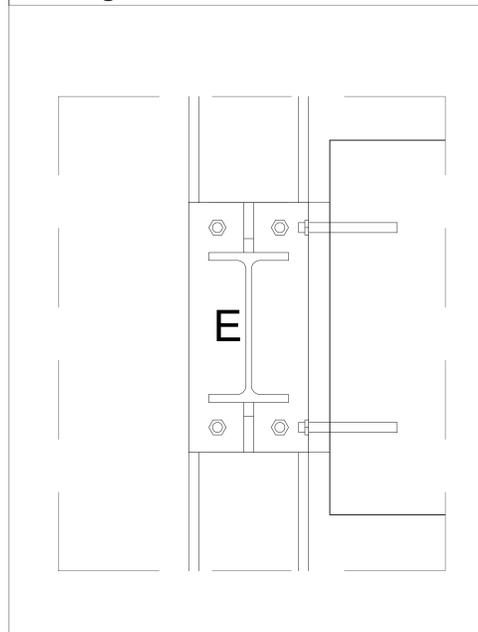
Dettaglio 3 - Sc. 1:2



Dettaglio 4 - Sc. 1:2

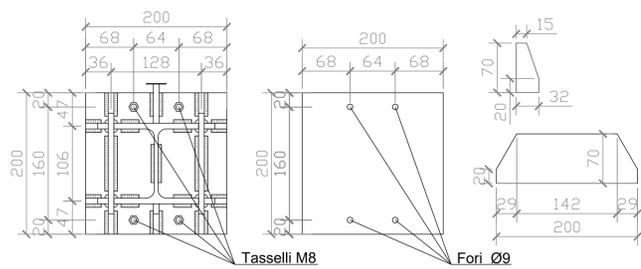


Dettaglio 5 - Sc. 1:2

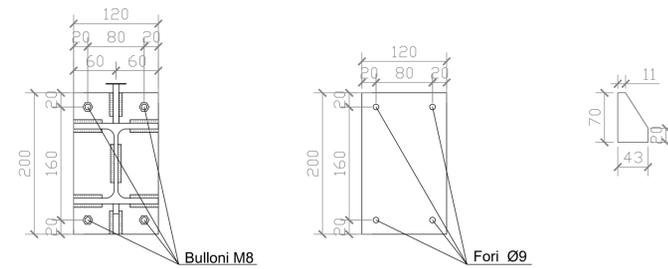


<p>UNIVERSITÀ DI BOLOGNA Scuola di Ingegneria e Architettura Laurea magistrale in Ingegneria Civile</p>	
<p>Analisi della vulnerabilità sismica e progetto di miglioramento strutturale di un edificio in c.a. anni '70: progettazione di un esoscheletro di rinforzo in acciaio</p>	
Tavola n°: <p style="text-align: center; font-size: 24px;">2</p>	Oggetto elaborato: <p style="text-align: center; font-size: 18px;">Sezioni e dettagli dell'esoscheletro</p>
Scale: Sezioni: 1:10 - 1:5 Dettagli: 1:2	Relatore: Prog. Ing. Mazzotti Claudio
Studente: Bugli Lorenzo 0001103182	Note generali: Normativa di riferimento: NTC 2018, EC2; Unità di misura delle quote: m; Unità di misura delle quote altimetriche: m.
<p style="font-size: 18px;">17/03/2025</p>	

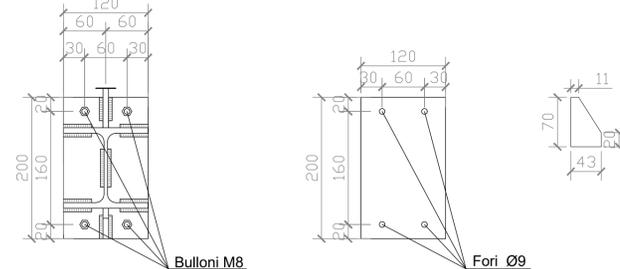
Det. piastra A e irrigidimenti - Sc. 1:5



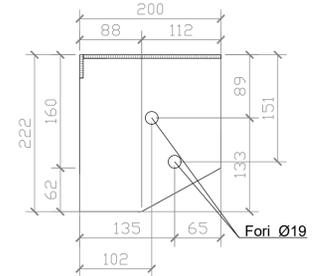
Det. piastra B con HEA120 e irrigidimenti - Sc. 1:5



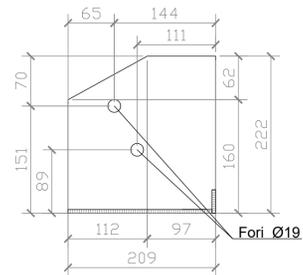
Det. piastra B.2 con HEA100 e irrigidimenti - Sc. 1:5



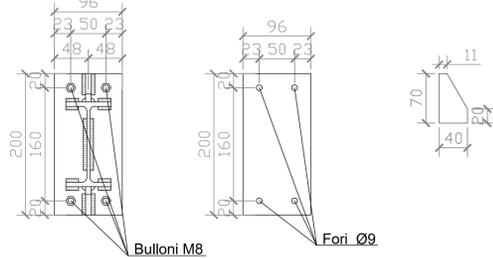
Det. piastra C - Sc. 1:5



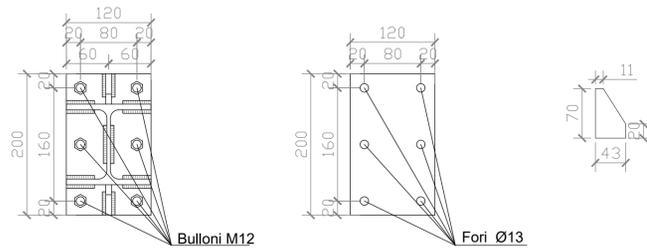
Det. piastra D - Sc. 1:5



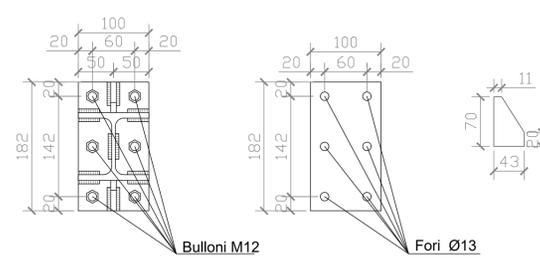
Det. piastra E e irrigidimenti - Sc. 1:5



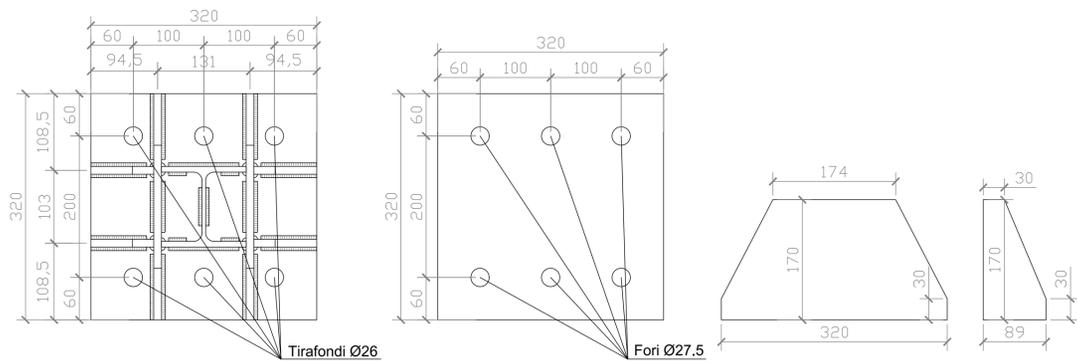
Det. piastra F con HEA120 e irrigidimenti - Sc. 1:5



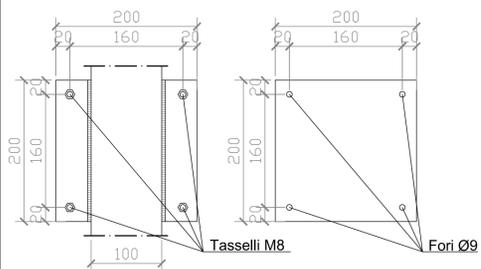
Det. piastra F con HEA100 e irrigidimenti - Sc. 1:5



Det. piastra di collegamento con la fondazione e irrigidimenti - Sc. 1:5



Det. piastra balcone - Sc. 1:5



Spessori piastre, irrigid. e saldature

- Piastra A: s=15 mm
- Piastra B.1: s=8 mm
- Piastra C: s=8 mm
- Piastra D: s=8 mm
- Piastra E: s=8 mm
- Piastra F: s=8 mm
- Irrigidimenti piastre: s=8 mm
- Piastra fondazione: s=40 mm
- Irrigid. piastra fondazione: s=11 mm
- Piastra balcone: s=17 mm
- Saldature: s=5 mm

UNIVERSITÀ DI BOLOGNA
Scuola di Ingegneria e Architettura
Laurea magistrale in Ingegneria Civile

Analisi della vulnerabilità sismica e progetto di miglioramento strutturale di un edificio in c.a. anni '70: progettazione di un esoscheletro di rinforzo in acciaio

Tavola n°:

3

Oggetto elaborato:

Dettagli piastre e irrigidimenti

Scale:
Dettagli: 1:5

Studente:

Bugli Lorenzo 0001103182

Relatore:

Prog. Ing. Mazzotti Claudio

Data:

17/03/2025

Note generali:

Normativa di riferimento: NTC 2018, EC2;
Unità di misura delle quote: mm;
Unità di misura delle quote altimetriche: m.