



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI NAPOLI
FEDERICO II

Scuola Politecnica e
delle Scienze di Base



Università degli Studi di Napoli Federico II

Dottorato di Ricerca in

Ingegneria Strutturale, Geotecnica e Rischio Sismico

THESIS FOR THE DEGREE OF DOCTOR OF PHILOSOPHY

Esoscheletri leggeri in acciaio per il retrofit
integrato di edifici in C.A.: metodologia di
progetto e applicazioni numeriche

by

ANTONIO DAVINO

Advisor: Prof. Antonio Formisano



SCUOLA POLITECNICA E DELLE SCIENZE DI BASE
DIPARTIMENTO DI STRUTTURE PER L'INGEGNERIA E L'ARCHITETTURA

*A Claudia,
la mia roccia e il mio sostegno*

*A Francesco e Riccardo,
che mi ricordano ogni giorno cosa
sia davvero importante nella vita*

Lightweight Steel Exoskeletons for the Integrated Retrofit of Reinforced Concrete Buildings: Design Methodology and Numerical Applications

Ph.D. Thesis presented
for the fulfilment of the Degree of Doctor of Philosophy
in Ingegneria Strutturale, Geotecnica e Rischio Sismico
by
ANTONIO DAVINO

February 2025



Approved as to style and content by

Prof. Antonio Formisano, Advisor

Università degli Studi di Napoli Federico II
Ph.D. Program in Ingegneria Strutturale, Geotecnica e Rischio Sismico
XXXVII cycle - Chairman: Prof. Iunio Iervolino



www.dist.unina.it/dottorati-di-ricerca/dottorati

Candidate's declaration

I hereby declare that this thesis submitted to obtain the academic degree of Philosophiæ Doctor (Ph.D.) in Ingegneria Strutturale, Geotecnica e Rischio Sismico is my own unaided work, that have not used other than the sources indicated, and that all direct and indirect sources are acknowledged as references.

Parts of this dissertation have been published in international journals and/or conference proceedings (see list of the author's publications at the end of the thesis).

Napoli, December 11, 2024

Antonio Davino

Abstract

Concrete, despite its widespread use in construction, exhibits significant seismic vulnerability due to factors such as material quality, construction techniques, and regulatory compliance. Simultaneously, improving the energy efficiency of existing buildings has become a growing priority to reduce energy consumption and emissions. This thesis examines the Resisto 5.9 Tube system, an innovative seismic cladding solution developed and patented by *Progetto Sisma Srl*, which combines improved seismic performance with a significant enhancement in thermal insulation. The system integrates steel braced frames, chemically anchored to the existing structure, with insulating panels that optimize energy efficiency, offering a comprehensive solution for both seismic and energy retrofitting.

The proposed design methodology involves the preliminary sizing of steel braces to tailor the intervention to the characteristics of the existing structure. The design of the braced reinforcement system is grounded in a preliminary assessment of the building, considering key aspects such as the desired protection level, geometric regularity in plan and elevation, the number and position of openings, the dissipative behavior of the system, and other critical factors. The design process begins with a nonlinear static analysis of the existing structure, providing essential data for defining the geometric and mechanical characteristics of the bracing system and its distribution across the building to enhance overall seismic performance.

Once the brace areas and the placement of the reinforcement elements on the façades are determined, a structural FEM model of the post-intervention building is developed. The elements and connections of the Resisto 5.9 Tube system are verified according to the NTC 2018 technical standards, based on the forces calculated through the analysis software. To streamline the computational process, a simplified approach was introduced, employing equivalent braces supplemented by correction factors to estimate structural forces with precision.

The Resisto 5.9 Tube system was applied to a real-world case study involving a 1970s reinforced concrete building in Italy. The results demonstrated a substantial improvement

in seismic performance, with a shear resistance increase of up to 27.5% and a seismic risk class upgrade from F to E. Concurrently, the insulating panels significantly reduced thermal dispersion, ensuring noteworthy energy savings. By combining seismic safety with energy efficiency, the Resisto 5.9 Tube system stands out as an innovative solution for the sustainable retrofitting of existing buildings, delivering improved structural, energy, and environmental performance.

Keywords: steel exoskeletons, existing buildings, integrated retrofit, pushover analyses, design method.

Sintesi

Il calcestruzzo, nonostante sia ampiamente utilizzato nelle costruzioni, presenta una vulnerabilità sismica significativa legata a fattori quali la qualità dei materiali, le tecniche costruttive e il rispetto delle normative. Al contempo, l'efficienza energetica degli edifici esistenti rappresenta una priorità crescente per ridurre consumi ed emissioni. Questa tesi si concentra sul sistema Resisto 5.9 Tube, un innovativo cappotto sismico sviluppato e brevettato da *Progetto Sisma Srl*, che coniuga il miglioramento delle prestazioni sismiche con un significativo incremento dell'isolamento termico. Il sistema integra telai controventati in acciaio, ancorati chimicamente alla struttura esistente, con pannelli isolanti che ottimizzano l'efficienza energetica, proponendosi come una soluzione integrata per la riqualificazione sismica ed energetica.

La metodologia progettuale proposta prevede il predimensionamento delle diagonali in acciaio, calibrando l'intervento in base alle caratteristiche della struttura esistente. La progettazione del sistema di rinforzo controventante si fonda su una valutazione preliminare dell'edificio da rafforzare, tenendo conto di aspetti quali il livello di protezione richiesto, la regolarità geometrica in pianta e in altezza, il numero e la disposizione delle aperture, il comportamento dissipativo del sistema e altri fattori rilevanti. Il processo progettuale parte da un'analisi statica non lineare della struttura esistente, fornendo indicazioni utili per definire le caratteristiche geometriche e meccaniche del sistema controventante e la sua distribuzione lungo l'edificio, migliorandone il comportamento sismico globale.

Determinata l'area delle diagonali e la disposizione degli elementi di rinforzo sulle facciate, viene eseguita una modellazione strutturale FEM dell'edificio post-intervento. La verifica degli elementi e dei collegamenti del sistema Resisto 5.9 Tube avviene conformemente alle prescrizioni delle NTC 2018, sulla base delle sollecitazioni calcolate attraverso il software di analisi impiegato. Per ridurre la complessità computazionale, è stato sviluppato un approccio semplificato che utilizza diagonali equivalenti integrate con coefficienti correttivi, al fine di stimare con precisione le sollecitazioni strutturali.

Il sistema Resisto 5.9 Tube è stato applicato a un caso studio reale, un edificio in calcestruzzo armato degli anni '70 situato in Italia, dimostrando un miglioramento delle

prestazioni sismiche con un incremento della resistenza al taglio fino al 27,5% e un avanzamento della classe di rischio sismico da F a E. Contestualmente, i pannelli isolanti consentono di ridurre le dispersioni termiche, garantendo un significativo risparmio energetico. La combinazione di sicurezza sismica ed efficienza energetica evidenzia il potenziale del sistema Resisto 5.9 Tube come soluzione innovativa per la riqualificazione sostenibile del patrimonio edilizio, migliorando le prestazioni strutturali, energetiche ed ecologiche.

Parole chiave: esoscheletri in acciaio, edifici esistenti, retrofit integrato, analisi pushover, metodo di progettazione.

Sommario

Abstract.....	i
Sintesi	iii
Acknowledgements	viii
Lista degli acronimi.....	xi
Indice delle figure.....	xiii
Indice delle tabelle.....	xxi
Lista dei simboli	xxiii
2 Introduzione	1
3 Stato dell'arte	5
3.1 Elementi di sismologia.....	5
3.2 Rischio ambientale e rischio sismico	5
3.3 Schede Protezione Civile	9
3.4 Detrazioni fiscali.....	12
3.4.1 Le nuove detrazioni in vigore dal 1° gennaio 2017.....	14
3.4.2 Superbonus	16
3.5 Analisi di vulnerabilità.....	18
3.5.1 Il metodo convenzionale.....	19
3.5.2 Il metodo semplificato	25
3.6 Sistemi di rinforzo integrati esterni	27
3.6.1 Cappotti presenti sul mercato	31
3.6.2 Sistema Resisto 5.9: un'innovativa soluzione sismica ed energetica	40
4 Materiali e metodi	47
4.1 Metodologia di progetto.....	49

4.1.1	Step 1	50
4.1.2	Step 2	50
4.1.3	Step 3	51
4.1.4	Step 4	52
4.1.5	Step 5	53
4.1.6	Step 6	54
4.1.7	Step 7	55
4.1.8	Step 8	56
4.1.9	Step 9	56
4.1.10	Step 10	57
4.1.11	Step 11	59
4.1.12	Step 12	59
4.1.13	Step 13	61
4.1.14	Step 14	61
4.1.15	Step 15	62
4.1.16	Step 16	62
4.2	Metodologia di verifica	63
4.2.1	Modellazione	64
4.2.2	Indicatori di rischio	69
4.2.3	Verifica delle diagonali	70
4.2.4	Verifica montanti e traversi	72
4.2.5	Verifica dei collegamenti tra gli elementi	75
4.2.6	Collegamento trasverso	84
4.2.7	Verifica dell'ancorante in fondazione	86
4.3	Modellazione con diagonali equivalenti	90

4.3.1	Coefficienti correttivi per le verifiche	94
5	Applicazioni numeriche	97
5.1	Casi studio: telai piani.....	97
5.1.1	Progettazione del sistema Resisto 5.9 Tube per i telai piani	99
5.1.2	Verifica degli elementi metallici del cappotto Resisto 5.9 Tube.....	114
5.2	Casi studio: tridimensionali	130
5.3	Casi studio: edificio esistente	140
5.3.1	L'intervento con Resisto 5.9 Tube	144
5.3.2	Risultati analisi modello ante operam	148
5.3.3	Progettazione intervento	150
5.3.4	Diagonali equivalenti.....	151
5.3.5	Risultati delle analisi	154
6	Conclusioni.....	165
	Bibliografia.....	169



Ringraziamenti

Desidero esprimere la mia più profonda gratitudine al Prof. Antonio Formisano, il mio tutor, per il suo costante supporto, la guida sapiente e la fiducia dimostratami durante tutto il percorso di dottorato. La sua disponibilità e il suo entusiasmo hanno rappresentato una fonte inesauribile di ispirazione, incoraggiandomi a superare le sfide incontrate lungo il cammino.

Un sentito ringraziamento va anche al Prof. Marius Moșoarcă per avermi accolto e guidato durante il mio periodo di studio e ricerca in Romania. La sua competenza e la sua ospitalità hanno reso questa esperienza straordinariamente arricchente sia dal punto di vista accademico che umano.

Ringrazio l'azienda 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria S.r.l. per avermi concesso l'utilizzo del loro software strutturale, strumento fondamentale per lo sviluppo delle analisi tecniche e dei modelli necessari per portare avanti il mio lavoro di ricerca. La disponibilità e il supporto tecnico ricevuti sono stati preziosi per il raggiungimento degli obiettivi del mio studio.

Infine, un ringraziamento speciale va all'azienda Progetto Sisma S.r.l., che ha brevettato la tecnologia studiata nel mio dottorato e con cui ho avuto il privilegio di collaborare. La possibilità di lavorare e implementare una metodologia di progetto a stretto contatto con il loro team è stata un'opportunità unica, che ha arricchito il mio percorso formativo e professionale.

A tutti voi, il mio più sincero grazie. La vostra collaborazione, il vostro supporto e la vostra fiducia hanno contribuito in modo determinante alla realizzazione di questa tesi.



Lista degli acronimi

ADRS	Acceleration-Displacement Response Spectra
AeDES	Agibilità e Danno nell’Emergenza Sismica
C.A.	Calcestruzzo Armato
CILAS	Comunicazione di Inizio Lavori Asseverata Superbonus
CINEAS	Consorzio Universitario per l’Ingegneria nelle Assicurazioni
CNI	Consiglio Nazionale Ingegneri
COVID-19	COronaVirus Disease 19
CR	Costo di Ricostruzione
CRESME	Centro Ricerche Economiche Sociali di Mercato per l’Edilizia e il Territorio
DL	Decreto Legge
DL	Dinamica Lineare
DM	Decreto Ministeriale
DNL	Dinamica Non lineare
DPCM	Decreto del Presidente del Consiglio dei Ministri
EMS	Scala Macrosismica Europea
FEM	Finite Element Method
INGV	Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia
IRES	Imposta sui Redditi delle Società
IRPEF	Imposta sul Reddito delle Persone Fisiche
ISTAT	Istituto Nazionale di Statistica
IS-V	Indice di Salvaguardia della Vita
IVA	Imposta sul Valore Aggiunto
MDOF	Multi-Degree Of Freedom
NTC	Norme Tecniche per le Costruzioni
OPCM	Ordinanze del Presidente del Consiglio dei Ministri
PAM	Perdita Annua Media attesa

PGA	Peak Ground Acceleration
PIL	Prodotto Interno Lordo
SDOF	Single Degree Of Freedom
SL	Statica Lineare
SLC	Stato Limite di Prevenzione del Collasso
SLD	Stato Limite di Danno
SLID	Stato Limite di Inizio Danno
SLO	Stato Limite di Operatività
SLR	Stato Limite di Ricostruzione
SLV	Stato Limite di Salvaguardia della Vita
SNL	Statica Non lineare
UE	European Union

Indice delle figure

Figura 1 Quadro normativo sulla detrazione fiscale.....	15
Figura 2 Le otto classi di rischio sismico delle Lenee Guida.....	18
Figura 3 Andamento della curva che individua la PAM	22
Figura 4 Classe di vulnerabilità secondo EMS-98	24
Figura 5 Composizione stratigrafica della tecnologia “Geniale Cappotto Sismico”	33
Figura 6 Esempio di installazione della tecnologia “Geniale Cappotto Sismico”	34
Figura 7 Composizione stratigrafica della tecnologia “Cappotto Armato Karma”	35
Figura 8 Dettaglio dell’ancoraggio della tecnologia “Cappotto Armato Karma”	35
Figura 9 Rendering della tecnologia “Sisma Coat”	37
Figura 10 Composizione stratigrafica della tecnologia e dettagli della tecnologia “Sisma Coat”	37
Figura 11 Vista del sistema integrato “MIL 15.s”	39
Figura 12 Rendering della tecnologia “Resisto 5.9 Tube”	40
Figura 13 Tecnologia “Resisto 5.9 Tube”	41
Figura 14 Curva Forza-Deformazione di letteratura con indicazione dei tratti.....	50
Figura 15 Rappresentazione grafica dei sistemi MDOF e SDOF	53
Figura 16 Esempio di plottaggio di una bilineare in rosso	54
Figura 17 Sistema SDOF e diagramma bilineare equivalente	54
Figura 18 Accelerationo-Displacement Response Spectra.....	55
Figura 19 Individuazione del primo meccanismo di rottura su una curva bilineare nel piano ADRS.....	56
Figura 20 Individuazione dell’accelerazione spettrale S_a, c e della rigidezza kc nel piano ADRS	57
Figura 21 Applicazione del principio di equivalenza delle aree per il primo tentativo del procedimento iterativo proposto	58
Figura 22 Determinazione delle bilineari nel piano ADRS: in rosso quella della struttura originaria; in nero quella del sistema complessivo, in blu quella competente al cappotto	59

Figura 23 Livello di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei Fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio.....	65
Figura 24 Schematizzazione del sistema Resisto 5.9 Tube su un telaio piano in c.a....	66
Figura 25 Esempio di modellazione con Pro_Sap: vista solida del telaio rinforzato (sinistra) e vista “filo di ferro” con visualizzazione dei vincoli e rilasci impostati.....	67
Figura 26 Diagramma momento-rotazione di una cerniera plastica	68
Figura 27 Verifica della diagonale	71
Figura 28 Verifica dei montanti e traversi.....	72
Figura 29 Esempio di individuazione della sezione lorda dei montanti (sinistra) e dei traversi (destra) per profili scatolari	73
Figura 30 Esempio di individuazione dell'area della sezione netta dei montanti (sinistra) e dei traversi (destra) per profili scatolari.....	74
Figura 31 Curve di instabilità delle sezioni in acciaio (Tab. 4.2 VIII delle NTC18)....	75
Figura 32 Collegamento tra gli elementi del sistema Resisto (blu), collegamento trasverso (verde), collegamento montante (ciano) e collegamento della diagonale (rosso).....	76
Figura 33 Sollecitazioni agenti su ciascun bullone della diagonale: schema esemplificativo	77
Figura 34 Verifica a taglio delle viti	78
Figura 35 Verifica a rifollamento della piastra.....	78
Figura 36 Verifica allo strappo della piastra	79
Figura 37 Sollecitazioni agenti su ciascun bullone del montante: schema esemplificativo	80
Figura 38 Sollecitazioni agenti nel collegamento del montante dovute allo sforzo normale della diagonale: schema esemplificativo	80
Figura 39 Sollecitazioni di taglio e trazione agenti sul bullone del montante: schema esemplificativo	81
Figura 40 Verifica a trazione del bullone	83
Figura 41 Verifica a punzonamento della piastra.....	83
Figura 42 Aliquota di taglio, derivante dallo sforzo normale, sul bullone del montante: schema esemplificativo.....	84

Figura 43 Momento per i bulloni del montante dovuti al taglio agente nel montante: schema esemplificativo.....	85
Figura 44 Momenti per i bulloni del montante dovuti allo sforzo normale agente nella diagonale: schema esemplificativo	85
Figura 45 Sollecitazioni di taglio e trazione agenti sul bullone del traverso: schema esemplificativo	86
Figura 46 Verifica collegamento in fondazione: tipo di fissaggio	87
Figura 47 Verifica collegamento in fondazione: materiale e geometria fondazione esistente	88
Figura 48 Verifica collegamento in fondazione: geometria e materiale piastra di base	88
Figura 49 Verifica collegamento in fondazione: inserimento delle sollecitazioni per l'ancoraggio	89
Figura 50 Verifica collegamento in fondazione: scelta dell'ancorante	89
Figura 51 Definizione predisposizione del cappotto in un telaio in c.a. con modellazione reale (a sinistra), schematizzazione semplificata (a destra).....	91
Figura 52 Griglia del sistema Resisto per un telaio in c.a. dove viene indicato la direzione del contributo delle molle in parallelo (verde) e quelle in serie (arancione).....	92
Figura 53 Schema esemplificativo del telaio con quattro livelli	98
Figura 54 Vista dei quattro telai di piano analizzati con solo diagonali tese attive, ogni telaio modellato con disposizione reale (a sinistra) e con diagonali equivalenti (a destra)	99
Figura 55 Vista solida del modello di calcolo del telaio piano non rinforzato a quattro livelli.....	100
Figura 56 Curva di capacità del modello MDOF nella configurazione non rinforzato (blu), individuazione del primo meccanismo di danno (rosso)	100
Figura 57 Bilineare equivalente	101
Figura 58 Plottaggio della curva bilineare e dello spettro SLV nel piano ADRS	102
Figura 59 Individuazione della rigidezza nella configurazione di telaio rinforzato (blu)	103
Figura 60 Prima interazione del metodo iterativo	103

Figura 61 Iterazione di convergenza con duttilità confrontabili e definizione dei parametri del sistema complessivo	104
Figura 62 Determinazione della curva di capacità del sistema Resisto (arancione) ...	105
Figura 63 Particolare grafico dei moduli metallici con indicazione dell'angolo di inclinazione e lunghezza della diagonale	107
Figura 64 Nomenclatura degli elementi per il telaio con griglia reale (sinistra) e con diagonali equivalenti (destra)	110
Figura 65 Curve di capacità per i modelli piani a due livelli: telaio in c.a. (grigio), diagonale equivalente (blu) e modellazione rigorosa (arancione).....	112
Figura 66 Curve di capacità per i modelli piani a tre livelli: telaio in c.a. (grigio), diagonale equivalente (blu) e modellazione rigorosa (arancione).....	112
Figura 67 Curve di capacità per i modelli piani a quattro livelli: telaio in c.a. (grigio), diagonale equivalente (blu) e modellazione rigorosa (arancione).....	113
Figura 68 Curve di capacità per i modelli piani a cinque livelli: telaio in c.a. (grigio), diagonale equivalente (blu) e modellazione rigorosa (arancione).....	113
Figura 69 Curve di capacità per i modelli piani a sei livelli: telaio in c.a. (grigio), diagonale equivalente (blu) e modellazione rigorosa (arancione).....	114
Figura 70 Mappa cromatica per la sollecitazione di trazione (modello a due piani con diagonali in configurazione reale)	116
Figura 71 Pianta e sezione trasversale della diagonale	116
Figura 72 Pianta e sezione trasversale della diagonale in corrispondenza dei fori	116
Figura 73 Mappa cromatica per la sollecitazione di compressione (modello a due piani con diagonali in configurazione reale)	117
Figura 74 Dettaglio della sezione lorda (in blu) e netta (in rosso) dei montanti con profili scatolari.....	118
Figura 75 Caratteristiche geometriche della sezione netta del montante	119
Figura 76 Mappa cromatica per la sollecitazione di compressione (modello a due piani con diagonali in configurazione reale)	120
Figura 77 Dettaglio della sezione lorda (in blu) e netta (in rosso) dei traversi con profili scatolari.....	120
Figura 78 Caratteristiche geometriche della sezione netta del traverso	121

Figura 79 Dettaglio del collegamento della diagonale: sezione.....	123
Figura 80 Dettaglio del collegamento della diagonale: pianta.....	123
Figura 81 Individuazione dell'angolo di inclinazione sull'orizzontale della diagonale maggiormente sollecitata.....	124
Figura 82 Dettaglio delle sollecitazioni agenti sui bulloni.....	125
Figura 83 Aliquota orizzontale e verticale avente sul singolo bullone M12 del montante.....	125
Figura 84 Indicazione delle eccentricità del baricentro del foro rispetto i bordi del profilo.....	126
Figura 85 Individuazione dell'angolo di inclinazione sull'orizzontale della diagonale maggiormente sollecitata.....	127
Figura 86 Mappa cromatica per la sollecitazione di taglio nei traversi.....	128
Figura 87 Schematizzazione per il calcolo delle sollecitazioni derivanti dall'eccentricità del taglio del traverso.....	128
Figura 88 Schematizzazione per il calcolo delle sollecitazioni derivanti dallo componente orizzontale dello sforzo assiale della diagonale.....	129
Figura 89 Indicazione delle eccentricità del baricentro del foro rispetto i bordi del profilo.....	129
Figura 90 Vista solida dei modelli di calcolo: schematizzazione reale (sinistra) e con diagonali equivalenti (destra).....	131
Figura 91 Particolare della griglia del sistema Resisto per i telai in c.a., direzione X (sinistra) e direzione Y (destra).....	132
Figura 92 Curve di capacità per i modelli tridimensionali a due livelli in direzione X: telaio in c.a. (grigio), diagonale equivalente (blu) e modellazione rigorosa (arancione).....	134
Figura 93 Vista solida dei modelli tridimensionali a due livelli in direzione X con mappa cromatica delle deformazioni per le analisi pushover.....	134
Figura 94 Curve di capacità per i modelli tridimensionali a due livelli in direzione Y: telaio in c.a. (grigio), diagonale equivalente (blu) e modellazione rigorosa (arancione).....	135

Figura 95 Vista solida dei modelli tridimensionali a due livelli in direzione Y con mappa cromatica delle deformazioni per le analisi pushover	135
Figura 96 Curve di capacità per i modelli tridimensionali a tre livelli in direzione X: telaio in c.a. (grigio), diagonale equivalente (blu) e modellazione rigorosa (arancione)	136
Figura 97 Vista solida dei modelli tridimensionali a tre livelli in direzione X con mappa cromatica delle deformazioni per le analisi pushover	136
Figura 98 Curve di capacità per i modelli tridimensionali a tre livelli in direzione Y: telaio in c.a. (grigio), diagonale equivalente (blu) e modellazione rigorosa (arancione)	137
Figura 99 Vista solida dei modelli tridimensionali a tre livelli in direzione Y con mappa cromatica delle deformazioni per le analisi pushover	137
Figura 100 Curve di capacità per i modelli tridimensionali a sette livelli in direzione X: telaio in c.a. (grigio), diagonale equivalente (blu) e modellazione rigorosa (arancione)	138
Figura 101 Vista solida dei modelli tridimensionali a sette livelli in direzione X con mappa cromatica delle deformazioni per le analisi pushover.....	138
Figura 102 Curve di capacità per i modelli tridimensionali a sette livelli in direzione Y: telaio in c.a. (grigio), diagonale equivalente (blu) e modellazione rigorosa (arancione)	139
Figura 103 Vista solida dei modelli tridimensionali a sette livelli in direzione Y con mappa cromatica delle deformazioni per le analisi pushover.....	139
Figura 104 Localizzazione geografica dell’edificio investigato	141
Figura 105 Mappa di pericolosità sismica (sinistra) e mappa delle zone climatiche (destra) con individuazione del sito in oggetto.....	141
Figura 106 Pianta tipo architettonica (sinistra) e strutturale (destra)	142
Figura 107 Prospetto longitudinale (sinistra) e trasversale (destra) del caso studio ...	142
Figura 108 Viste del modello agli elementi finiti nella configurazione stato di fatto .	144
Figura 109 Esempio di configurazione del sistema Resisto 5.9 Rube (sinistra) e dettaglio delle connessioni (destra)	145

Figura 110 Configurazione geometrica dei moduli di Resisto: facciata longitudinale (sinistra) e facciata trasversale (destra)	147
Figura 111 Vista solida del modello FEM con griglia rigorosa: sezioni longitudinali (sinistra) e trasversali (destra)	147
Figura 112 Confronto tra la solida del modello con griglia reale (sinistra) e con diagonali equivalente (destra).....	148
Figura 113 Curve di capacità più gravose per la struttura in oggetto con individuazione del primo danno	149
Figura 114 Schematizzazione del telaio in c.a. del prospetto nord	152
Figura 115 Dettaglio e dimensioni geometriche del modulo N_D1.....	152
Figura 116 Curve di capacità più gravose per la struttura rinforzata con modellazione rigorosa in cui è stato individuato il primo meccanismo di danno.....	154
Figura 117 Confronto tra le curve di capacità per le combinazioni più gravose: direzione longitudinale X (sinistra) e direzione trasversale Y (destra)	155
Figura 118 Vista “filo di ferro” del modello con mappa cromatica per le prime cerniere plastiche: stato di fatto	156
Figura 119 Vista “filo di ferro” del modello con mappa cromatica per le prime cerniere plastiche: stato di progetto	156
Figura 120 Confronto tra le curve di capacità con individuazione dei rispettivi punti di verifica: stato di fatto (grigio), configurazione rigorosa (arancione) e modellazione con diagonali equivalenti (blu).....	158
Figura 121 Curve PAM <i>ante operam</i> (A-O) e <i>post operam</i> (P-O).....	160
Figura 122 Classe di rischio sismica per il caso studio in cemento armato: configurazione <i>ante operam</i> (sinistra) e <i>post operam</i> (destra).....	161
Figura 123 Curve di capacità per il caso esistente in direzione X: stato di fatto (grigio), diagonale equivalente (blu) e modellazione rigorosa (arancione).....	161
Figura 124 Curve di capacità per il caso esistente in direzione Y: stato di fatto (grigio), diagonale equivalente (blu) e modellazione rigorosa (arancione).....	162



Indice delle tabelle

Tabella 1 Classificazione sismica del 2003	7
Tabella 2 Allegato A "Linee Guida per la classificazione sismica delle costruzioni" al DM 58/2017.....	21
Tabella 3 Valori dei punti della curva rappresentativi di un edificio a norma	22
Tabella 4 Classe di rischio PAM	23
Tabella 5 Classificazione del rischio IS-V	23
Tabella 6 Classe rischio sismico PAM, metodo semplificato	26
Tabella 7 Rigidezze di piano per il telaio piano non rinforzato	105
Tabella 8 Rigidezza di piano del sistema Resisto.....	106
Tabella 9 Valutazione della variazione di rigidezza tra i livelli del telaio piano non rinforzato	106
Tabella 10 Valutazione della rigidezza del singolo modulo metallico.....	107
Tabella 11 Valutazione dello spessore delle singole diagonali ai vari livelli in funzione delle rigidezze.....	108
Tabella 12 Valutazione dei tagliandi di piano del sistema Resisto	108
Tabella 13 Determinazione dello sforzo normale agente delle singole diagonali di piano	109
Tabella 14 Valutazione dello spessore delle singole diagonali ai vari livelli in funzione delle resistenze.....	109
Tabella 15 Calcolo delle rigidezze in serie e in parallelo.....	111
Tabella 16 Calcolo dello spessore per la diagonale equivalente	111
Tabella 17 Confronto tra le sollecitazioni della modellazione rigorosa e con diagonale equivalente, accertamento dei coefficienti proposti	115
Tabella 18 Calcolo rigidezza equivalente modulo Resisto 5.9 Tube – Telaio 3D lato corto (X).....	132
Tabella 19 Aree delle diagonali equivalenti del sistema Resisto 5.9 Tube – Telaio 3D lato corto (X)	133

Tabella 20 Calcolo rigidezza equivalente modulo Resisto 5.9 Tube – Telaio 3D lato lungo (Y).....	133
Tabella 21 Aree delle diagonali equivalenti del sistema Resisto 5.9 Tube – Telaio 3D lato lungo (Y)	133
Tabella 22 Confronto tra le sollecitazioni della modellazione rigorosa e con diagonale equivalente, accertamento dei coefficienti proposti	140
Tabella 23 Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo	143
Tabella 24 Caratteristiche meccaniche delle barre di armatura.....	143
Tabella 25 Carichi applicati agli impalcati.....	144
Tabella 26 Caratteristiche meccaniche dell'acciaio dell'esoscheletro	146
Tabella 27 Caratteristiche meccaniche dei bulloni.....	146
Tabella 28 Principali risultati per la struttura <i>ante operam</i>	149
Tabella 29 Parametri del sistema Resisto 5.9 Tube.....	150
Tabella 30 Determinazione dello spessore delle diagonali in funzione della rigidezza	151
Tabella 31 Calcolo rigidezza equivalente modulo Resisto 5.9 Tube – Modulo N_D1	152
Tabella 32 Area della diagonale equivalente – Modulo N_D1	153
Tabella 33 Aree delle diagonali equivalenti per il sistema Resisto	153
Tabella 34 Riassunto dei risultati delle analisi per il modello rigoroso	155
Tabella 35 Confronto dei parametri dell'analisi sismica in termini di variazione percentuale tra la configurazione <i>ante</i> e <i>post operam</i>	155
Tabella 36 Confronto dell'indice di sicurezza sismico ζ_E	158
Tabella 37 Dati generali e pericolosità sismica	159
Tabella 38 Parametri per la costruzione della curva PAM.....	159
Tabella 39 Confronto della classe di rischio sismico per il caso studio tra la configurazione <i>ante</i> e <i>post operam</i>	160
Tabella 40 Confronto tra le sollecitazioni della modellazione rigorosa e con diagonale equivalente, accertamento dei coefficienti proposti	163

Lista dei simboli

A	Area
$a_{g,max}$	Azione sismica massima sopportabile dalla struttura
$a_{g,NTC}$	Azione sismica di riferimento del generico stato limite
A_{net}	Area della sezione trasversale al netto dei fori
A_{res}	Area resistente della vite
b	Base
$B_{p,Rd}$	Resistenza a punzonamento
CO_2	Anidride carbonica
C_U	Classe d'uso
d	Diametro
d_c	Spostamento di domanda
$d_{e,max}^*$	Domanda di spostamento del sistema elastico
d_{max}^*	Domanda di spostamento del sistema anelastico
$d_{t,c}$	Spostamento target della struttura complessiva
d_u	Spostamento ultimo
d_y	Spostamento allo snervamento
E	Modulo elastico
e	Eccentricità
F	Resistenza
$F_{b,Rd}$	Resistenza a rifollamento della piastra
F_{bu}	Resistenza ultima
f_d	Valori di resistenza di calcolo
FC	Fattore di conoscenza
f_{cd}	Resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo

f_{ck}	Resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni
f_{ctd}	Resistenza a trazione del calcestruzzo di progetto
f_{ctk}	Resistenza a trazione del calcestruzzo caratteristica
F_i	Forzante sismica di piano
f_m	Valori medi di resistenza dei materiali
$F_{t,Rd}$	Resistenza a strappo della lamiera
f_{tb}	Resistenza a rottura della vite
f_u	Tensione ultima dell'acciaio
$F_{V,Rd}$	Resistenza a taglio della vite
F_y	Forze di piano di tagliente sismico
f_{yd}	Resistenza a snervamento dell'acciaio di progetto
f_{yk}	Resistenza a snervamento dell'acciaio caratteristica
I	Momento di inerzia
i_v	Indicatore di rischio della costruzione in termini di periodo di ritorno per lo stato limite considerato
K	Rigidezza
L	Lunghezza
LC	Livello di conoscenza
L_{cr}	Lunghezza libera di inflessione
M	Momento flettente
m	Massa
$N_{b,Rd}$	Resistenza all'instabilità
$N_{c,Rd}$	Resistenza a compressione
N_{cr}	Carico critico elastico
N_{Ed}	Sforzo normale agente
$N_{pl,Rd}$	Resistenza plastica della sezione lorda
$N_{R,i,s}$	Sforzo normale agente sulla singola diagonale di controvento
$N_{t,Rd}$	Resistenza a trazione
$N_{u,Rd}$	Resistenza ultima della sezione netta

PGA_C	Accelerazioni al suolo di capacità
PGA_D	Accelerazioni al suolo di domanda
r_f	Fattore di proporzionalità delle resistenze
r_k	Fattore di proporzionalità delle rigidezze
S_a	Accelerazioni spettrali
S_d	Spostamento spettrale
T	Periodo proprio
t	Spessore
T_C	Periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante
T_c	Periodo di ritorno dell'azione sismica che porta al raggiungimento del generico stato limite
T_d	Periodo di ritorno di riferimento del generico stato limite
T_{rC}	Periodo di ritorno in termini di capacità
T_{rD}	Periodo di ritorno in termini di domanda
T^*	Periodo elastico della costruzione
V_{Ed}	Sollecitazione di taglio agente
V_R	Tagliante di piano
α	Fattore di imperfezione
α_{cc}	Coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata
α_R	Angolo del controvento con l'orizzontale
β	Coefficiente funzione delle condizioni di vincolo
Γ	Fattore di partecipazione modale
γ	Peso
γ_c	Coefficiente parziale di sicurezza del calcestruzzo
γ_m	Coefficiente parziale di sicurezza
γ_{MO}	Coefficiente di sicurezza
γ_{M1}	Coefficiente di sicurezza
γ_{M2}	Coefficiente di sicurezza
γ_s	Coefficiente parziale di sicurezza dall'acciaio

ζ_v	Indicatore di rischio della costruzione in termini di accelerazioni per lo stato limite considerato
λ	Snellezza normalizzata
μ	Duttilità
$\overline{\varphi_{i,j}}$	Vettore degli spostamenti modali con le sue componenti di piano
χ	Curve di instabilità

Capitolo — 1

Introduzione

I cambiamenti climatici rappresentano una sfida globale senza precedenti, con fenomeni come eventi meteorologici estremi, siccità e desertificazione ormai visibili a tutti. Questo fenomeno non sta solo trasformando l'ambiente naturale, ma ha ripercussioni dirette sull'economia, sulle comunità e, soprattutto, sulla salute umana. Gli esperti stimano che sia cruciale contenere l'aumento della temperatura globale entro 1,5 °C per evitare conseguenze potenzialmente disastrose (IPCC, 2021).

È noto da tempo che il riscaldamento globale è strettamente legato all'eccessivo consumo di combustibili fossili (IEA, 2021). Petrolio, gas naturale e carbone hanno alimentato una crescita economica e industriale senza precedenti fin dagli ultimi decenni dell'Ottocento, ma a un costo ambientale altissimo: un'esplosione delle emissioni di gas serra (Smil, 2018). Per questo, è urgente ridurre tali emissioni sostituendo le fonti fossili con quelle rinnovabili, che oggi si rivelano sempre più competitive anche sotto il profilo economico (Marques, *et al.* 2018). Questa transizione è fondamentale, specialmente in un contesto di crescente domanda energetica globale, alimentata dall'aumento della popolazione e dall'industrializzazione dei Paesi emergenti (Wernersson, *et al.* 2024).

La crescente consapevolezza di queste problematiche sta spingendo sia la politica internazionale che i cittadini verso un impegno più attivo per la sostenibilità. Risparmio energetico, utilizzo di fonti rinnovabili e attenzione all'ambiente stanno diventando obiettivi centrali per un futuro più resiliente (Punzo, *et al.* 2019).

Accanto alla crisi climatica, l'Italia deve affrontare un'altra sfida cruciale: il rischio sismico. I terremoti che hanno colpito il nostro Paese nell'ultimo secolo hanno evidenziato l'inadeguatezza di molti edifici nel resistere a eventi di tale portata (Dolce, *et al.* 2021a). Questo ha portato, purtroppo, a gravi perdite di vite umane e a enormi danni economici

che pesano significativamente sulla spesa pubblica (Di Giacomo, 2014). È fondamentale, quindi, adottare normative tecniche rigorose per il progetto e l'adeguamento strutturale, come indicato dagli Eurocodici EN 1992, EN 1993 ed EN 1998, che forniscono linee guida per la progettazione di strutture in cemento armato, acciaio e per la resistenza ai terremoti (European Committee for Standardization, 2004, 2005).

È evidente che la prevenzione rappresenta la strategia più efficace per mitigare le conseguenze dei terremoti. Investire nel recupero e nella messa in sicurezza degli edifici è una priorità, molto più efficace e sostenibile rispetto a interventi di emergenza post-catastrofe (Dolce, *et al.* 2021b). L'applicazione di criteri di progettazione antisismica, come quelli proposti dall'EN 1998, permette di migliorare la capacità delle strutture di resistere a eventi sismici, contribuendo a una maggiore resilienza del patrimonio edilizio nazionale. Un approccio preventivo non solo salva vite, ma contribuisce a ridurre il peso economico delle ricostruzioni, migliorando la resilienza del Paese di fronte ai rischi naturali (Speranza, *et al.* 2023).

Con il Sismabonus (DM n. 65 del 07/03/2017), sono state introdotte le Linee Guida per la classificazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti e dei relativi interventi, redatte dai tecnici abilitati (CNPI, 2017). Tali linee guida stabiliscono che il progettista debba classificare il rischio sismico dell'edificio sia nella condizione *ante-operam* che in quella post-intervento. Al direttore dei lavori e al collaudatore statico, se richiesto dalla normativa, spetta invece il compito di attestare la conformità degli interventi al progetto (CNAPPC, 2017). Il sistema di classificazione identifica otto classi di rischio, dalla A+ (più sicura) alla G (meno sicura), dove il livello di sicurezza è inversamente proporzionale al rischio. Questa struttura guida l'assegnazione di agevolazioni, privilegiando gli interventi con maggiore efficacia strutturale.

Il presente lavoro di tesi propone una metodologia di progettazione e linee guida per l'applicazione del sistema brevettato Resisto 5.9 Tube come tecnica di retrofit sismico-energetico di edifici in cemento armato. La ricerca è in linea con le attuali normative italiane ed europee, affrontando la duplice necessità di miglioramento sismico ed energetico delle strutture obsolete (La Greca & Margani, 2018). Resisto 5.9 Tube si configura come un cappotto esterno innovativo, orientato a interventi integrati sismo-

energetici. Tuttavia, le prestazioni energetiche non sono state oggetto di analisi in questa sede.

Il secondo capitolo della tesi fornisce il contesto dell'intervento proposto, esplorando il rischio sismico come una delle sfide principali per la sicurezza e la sostenibilità in Italia, un Paese caratterizzato da elevata attività sismica. La gestione del rischio richiede un approccio multidisciplinare che combini conoscenze scientifiche, strumenti tecnici, politiche preventive e strategie operative (Albris *et al.*, 2020).

Il capitolo approfondisce:

- Fondamenti di sismologia: analisi dei fenomeni sismici e previsione della probabilità di eventi;
- Rischio sismico: correlazione tra frequenza dei terremoti, esposizione di beni e persone, e vulnerabilità delle strutture;
- Strumenti operativi: schede della Protezione Civile e incentivi fiscali come il Sismabonus e il Superbonus;
- Analisi di vulnerabilità: valutazione delle strutture sotto sollecitazione sismica per guidare gli interventi più idonei, inclusi cappotti sismici che combinano miglioramento strutturale ed efficienza energetica.
- Una panoramica delle tecnologie disponibili sul mercato evidenzia vantaggi e limiti delle soluzioni attuali, gettando le basi per interventi efficaci e sostenibili.

Il sistema Resisto 5.9 Tube, sviluppato e brevettato dall'azienda Progetto Sisma Srl, viene analizzato nel terzo capitolo e rappresenta una soluzione innovativa, versatile ed efficiente per il retrofit sismico-energetico degli edifici esistenti. È concepito per:

- Antiribaltamento locale delle tamponature perimetrali (se non collegato alle fondazioni);
- Interventi strutturali globali per miglioramento o adeguamento sismico (se collegato alle fondazioni).

La progettazione richiede una valutazione preliminare dell'edificio esistente, considerando regolarità geometrica, comportamento dissipativo e livello di protezione

desiderato. Vengono impiegate analisi statiche non lineari per ottimizzare le caratteristiche geometriche e meccaniche del sistema di retrofit in questa sede investigato. Un aspetto chiave è la semplificazione della modellazione strutturale mediante il concetto di "diagonale equivalente". Questo approccio riduce i tempi computazionali senza compromettere la precisione, validato tramite test su telai in calcestruzzo armato con diverse complessità.

La verifica del sistema segue le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC2018), articolandosi in:

- Progettazione e verifica degli elementi principali (traversi, montanti, diagonali);
- Collegamenti tra componenti e ancoraggi alle fondazioni;
- Modellazione semplificata con coefficienti correttivi.

Nel quarto capitolo, i risultati della metodologia progettuale vengono validati attraverso una serie di casi studio, applicati a edifici in cemento armato con diversa complessità strutturale:

- Telai piani: strutture bidimensionali per analisi preliminari;
- Telai tridimensionali: modelli complessi che considerano la distribuzione del sistema in tre dimensioni;
- Edifici esistenti: strutture reali con geometrie irregolari e condizioni variabili.

Gli studi dimostrano l'efficacia del sistema nel miglioramento del comportamento sismico, offrendo un quadro pratico e dettagliato per progettisti e tecnici. La combinazione di teoria e applicazioni pratiche evidenzia il potenziale di Resisto 5.9 Tube nel garantire sicurezza e sostenibilità per il patrimonio edilizio esistente.

Capitolo — 2

Stato dell'arte

2.1 *Elementi di sismologia*

La sismologia è lo studio dei terremoti detti anche sismi, termine derivante dal greco σεισμός che significa “scossa”. Un terremoto si manifesta quando le tensioni accumulate a causa di fenomeni differenti, superano la resistenza del mezzo liberando in maniera repentina energia meccanica sotto forma di calore e violente vibrazioni (Telford *et al.*, 1990). Durante ogni terremoto è possibile individuare un ciclo sismico: pre-sisma, sisma e post-sisma, ovvero un nuovo stato di equilibrio raggiunto attraverso scosse di assestamento o repliche. Le scosse sono causate da onde sismiche che si propagano in tutte le direzioni a partire da un determinato volume iniziale detto ipocentro, raggiungendo in tal modo un nuovo stato di equilibrio che garantisce un periodo di stabilità sismica. Il punto in superficie posto sulla verticale dell'ipocentro è definito epicentro. Le onde si classificano in onde primarie, o longitudinali, e onde secondarie, o trasversali. Le primarie provocano oscillazioni delle particelle nella direzione di propagazione, hanno una velocità variabile tra i 4 e 8 km/s, attraversano qualsiasi mezzo, si generano all'ipocentro e, giunte in superficie, si trasformano in onde superficiali. Le onde secondarie provocano oscillazioni perpendicolari alle direzioni di propagazione inducendo una variazione di forma del mezzo, hanno velocità compresa tra 2,3 e 4,6 km/s e non possono propagarsi nei fluidi (Shearer, 2019).

2.2 *Rischio ambientale e rischio sismico*

Il rischio ambientale è la probabilità che un certo fenomeno naturale, superata una certa soglia di intensità, causi la perdita di vite umane, di proprietà e di capacità produttive. Il valore è calcolabile come prodotto di tre fattori: la pericolosità, la vulnerabilità e l'esposizione (McGuire *et al.*, 2002).

$$\text{Rischio ambientale} = \text{Pericolosità} \times \text{Vulnerabilità} \times \text{Esposizione}$$

Il rischio sismico, così come i rischi legati ad altri fenomeni naturali, è un particolare tipo di rischio ambientale ottenuto andando a parzializzare i fattori della precedente equazione in riferimento all'evento sismico. Nel seguente paragrafo si analizzano singolarmente i tre moltiplicatori:

La pericolosità è una proprietà intrinseca del sito che dipende dalla frequenza e dall'intensità dei terremoti. È definita come la probabilità che, in una determinata area e in un dato arco temporale, si verifichi un evento sismico con intensità superiore alla soglia fissata. Siccome l'intensità del terremoto è esprimibile come magnitudo o accelerazione di picco (PGA), risulta evidente come il rischio non possa essere ridotto intervenendo su questo fattore ma piuttosto agendo sulle tecniche edilizie. Gli studi, a tal proposito, mirano alla conoscenza e alla caratterizzazione sismica del territorio nazionale (Stirling, & Yetton, 2011). Nel 1981 è stato adottato un aggiornamento importante alla Legge 2 febbraio 1974, n. 64, con una prima classificazione del 45% del territorio nazionale in 3 categorie sismiche, e specifiche norme per le nuove costruzioni (L. 02/02/1974, N.64). Nonostante negli anni successivi all'emanazione sia stata messo fortemente in discussione, questo atto rappresenta il primo passo verso la normativa sismica contemporanea. La classificazione del 1981 è stata aggiornata solo nel 2003 con una suddivisione in 4 zone sismiche, non contemplando porzioni di territorio non classificate e quindi non sismiche (OPCM 20/03/2003, N. 3274). In particolare, ogni comune ricade in una zona sismica che va dalla Zona 1 alla Zona 4, con sismicità decrescente. Ai fini della progettazione strutturale, ad ogni zona corrisponde un valore di accelerazione di picco. Si riporta la suddivisione nella tabella sottostante:

Tabella 1 Classificazione sismica del 2003

Zona 1	Sismicità alta	È la zona più pericolosa, dove in passato sono stati stimati danni gravissimi a causa di forti terremoti.	0,35g
Zona 2	Sismicità media	In passato si sono riscontrati danni rilevanti a causa di terremoti abbastanza forti.	0,25g
Zona 3	Sismicità bassa	La storia sismica della zona rivela pochi danni. Esiste comunque la possibilità del verificarsi di scuotimenti in grado di produrre danni significativi.	0,15g
Zona 4	Sismicità molto bassa	La possibilità di danni causati da eventi sismici è molto bassa.	0,05g

Nel 2006 l'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV) ha aggiornato la mappa nazionale rifacendosi alla suddivisione in 4 zone della precedente normativa e ha assegnato ad ognuna una di esse un intervallo di accelerazione con probabilità di superamento del 10% in 50 anni (OPCM 28/04/2006, N. 3519).

La vulnerabilità è l'attitudine di persone, beni mobili e immobili a subire danni a seguito di un evento sismico di una certa intensità. In questo parametro si sintetizza la tipologia di costruzione, la progettazione, i materiali adoperati e la qualità di realizzazione (Baker *et al.*, 2021). In linea di massima, un edificio di nuova costruzione ha una vulnerabilità ridotta nei confronti del sisma essendo esso progettato con gli attuali criteri antisismici, fermo restando la corretta progettazione e realizzazione del manufatto (Petrini *et al.*, 2006). In effetti, la vulnerabilità risulta sensibilmente maggiore se ci riferiamo ad un fabbricato esistente costruito non rispettando le regole di progettazione antisismica. Risulta dunque evidente come il rischio sismico possa essere mitigato agendo su questo parametro. A tal proposito è opportuno riportare i dati dell'ISTAT in cui si evince che i nuovi edifici rappresentano circa l'1% del costruito annuo italiano. Se a questo dato si aggiunge il patrimonio storico architettonico italiano, è semplice dedurre come la messa in sicurezza e l'adeguamento sismico del costruito necessitino di un'attenzione particolare.

L'esposizione individua tutti i beni (mobili e immobili, culturali e artistici) e il numero di persone sottoposti al rischio sismico (Baker *et al.*, 2021). Terminata la prima fase di individuazione, segue la determinazione della destinazione d'uso. La scelta di questo

parametro, piuttosto che la quantificazione economica, ovvero la traduzione in valore monetario, deriva dal fatto che assegnare il valore ad alcuni beni, come quelli di interesse artistico o culturale, o alle vite umane risulta impossibile. In base alla suddetta classificazione, scuole, ospedali, caserme e infrastrutture, avendo un bacino d'utenza nettamente superiore ad un edificio residenziale ed avendo un ruolo fondamentale nel post-sisma, risultano avere una maggiore esposizione. Secondo l'attuale classificazione nelle zone sismiche 1 e 2 rientra il 44% del territorio nazionale. Sono coinvolte 22,2 milioni di persone e 6,1 milioni di edifici, di cui 1 milione ad uso produttivo. Chiaramente, i dati aumentano in maniera vertiginosa includendo anche la zona sismica 3.

La sismicità è direttamente proporzionale all'intensità e alla frequenza dei terremoti, ragione per cui, nel contesto mediterraneo, la pericolosità sismica del nostro Paese può essere stimata come medio-alta ma viene nettamente declassata a modesta se paragonata ad altre porzioni del globo (Manfredi & Asprone, 2015). I sismi, infatti, non si verificano su tutta la superficie terrestre, bensì ci sono delle aree dette sismicamente attive ed altre dette asismiche. In queste ultime non si generano terremoti ma ciò non vuol dire che non si avvertano eventi sismici con epicentro in zone limitrofe. Per quanto riguarda l'Italia, la collocazione sull'orlo della placca euroasiatica che converge con quella africana, espone la nostra nazione a periodici terremoti di intensità variabile a causa del movimento relativo che genera accumulo di energia e deformazione. Si citano i terremoti più significativi, sia per intensità che per danni causati, annotati nel catalogo strumentale: Calabria 1905 (M = 7,1); Messina 1908 (M = 7,2); Avezzano 1915 (M = 7,0); Lunigiana e Garfagnana (M = 6,8); Irpinia 1930 (M = 6,7); Valle del Belice 1968 (M = 6,8); Friuli 1976 (M = 6,0); Irpinia-Basilicata 1980 (M = 6,9); Marche-Umbria 1997 (M = 6,0); Molise-Puglia 2002 (M = 5,7); Aquila 2009 (M = 5,9); Emilia-Romagna 2012 (M = 5,9); Massa e Carrara 2013 (M = 5,1); Accumoli 2016 (M = 6,0).

Negli ultimi anni, molti istituti specializzati tra cui CRESME, INGV e il Dipartimento di Protezione Civile hanno sviluppato diverse metodologie di analisi con l'obiettivo di stimare la dimensione dei rischi naturali (Bellicini *et al.*, 2012; Stucchi *et al.*, 2004). Nonostante si conosca la serietà dell'esposizione ai rischi naturali, le calamità degli ultimi decenni hanno messo in evidenza la nostra inadeguatezza a convivere con tali fenomeni rispetto ad altre Nazioni (Gherzi & Lenza, 2020). Il rapporto tra la magnitudo e i danni

causati risulta essere elevato paragonandolo con Nazioni in cui si ha una forte scuola sismica. Purtroppo, non possiamo trascendere l'impatto economico di questi eventi. Dagli studi del CNI (Consiglio Nazionale Ingegneri) si evince che il costo dei sette peggiori terremoti degli ultimi 50 anni (dal 1968 in Belice al 2012 in Emilia) ammonta a 121 miliardi di euro, valore attualizzato al 2014. Quello in Irpinia del 1980 rimane il più gravoso in termini di costi e perdita di vite umane. Il processo di erogazione dei fondi per l'episodio della Valle del Belice del 1968 terminerà nel 2028. Si evince chiaramente come i sismi distruttivi generano costi sociali ed economici devastanti per i territori colpiti e quanto gravano sulle finanze pubbliche. Volendo spalmare il costo complessivo sul cinquantennio preso in considerazione si ottiene una spesa di 2,4 miliardi annui. Una politica di investimenti annui preventivi dello stesso calibro condurrebbe, nel giro di qualche anno, alla messa in sicurezza della Penisola.

Per far fronte alle criticità accennate finora, il Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti introduce il *Sismabonus* con il Decreto Ministeriale del 28 febbraio 2017 (DM 28/02/2017, N.58). Si tratta di incentivi fiscali previsti dalla legge di bilancio del 2017, successivamente aggiornata nel marzo 2017 e gennaio 2020 (DM 07/03/2017, N. 65 e DM 09/01/2020, N.24). Di certo tale provvedimento è stato emanato in ritardo se paragonato, ad esempio, agli incentivi per il risparmio energetico. Prediligere la costruzione di edifici a energia quasi zero che non garantiscano la sicurezza e l'incolumità delle vite umane nonché dei beni presenti al loro interno è stato fuorviante. In questo contesto, il Decreto Ministeriale del 2017 è un segnale significativo a proposito della direzione da intraprendere in materia antisismica nella nostra Nazione.

2.3 Schede Protezione Civile

Per quanto riguarda la contabilizzazione dei danni e dei costi per effetto dei terremoti distruttivi, la lunga e consolidata esperienza italiana ha fatto sì che nel nostro paese si sviluppasse una metodica per la valutazione dei costi dei grandi terremoti, basata su schede di rilevazione sugli edifici molto accurate, rilasciate dalla protezione civile,

finalizzate specificamente al rilievo del danno, ai provvedimenti di pronto intervento e alla valutazione dell'agibilità post-sisma degli edifici ordinari (Botturi et al., 2016).

All'indomani di un evento sismico si pongono diverse problematiche che necessitano di un'azione tempestiva ed efficace (D.L. 06/06/2012). Tra queste ricordiamo la valutazione dell'agibilità e della possibilità di rientro dei cittadini nelle proprie abitazioni, l'analisi dei danni e la definizione di linee guida necessarie alla conseguente ricostruzione. La tempestività dell'intervento, i numeri in gioco, la necessità di fornire risposte competenti sulla base di limitati elementi di valutazione, sono tutti fattori che rendono questo tipo di attività tecnica complessa e delicata allo stesso tempo. Perciò, tali problematiche non consentono l'applicazione delle ordinarie procedure.

Un supporto significativo per fronteggiare tali emergenze è stato fornito dalla Scheda di 1° livello di rilevamento danno, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza post-sismica. La scheda AeDES è stata utilizzata per la prima volta a seguito del terremoto che ha colpito Marche-Umbria nel 1997. Durante le scosse che hanno interessato il nostro paese negli anni successivi, l'utilizzo della scheda ha evidenziato alcune criticità e margini di miglioramento. Nel maggio del 2011 venne pubblicata con il DPCM, la versione definitiva della scheda AeDES che divenne così strumento normativo per la gestione delle emergenze sismiche (DPCM 08/07/2014).

La scheda consente di effettuare un rilievo speditivo ed una prima catalogazione del patrimonio edilizio, disponendo di dati tipologici e metrici degli edifici. Accoppiati al rilievo del danno, tali dati sono utili anche ad una prima valutazione dei costi di riparazione e/o miglioramento, consentendo di predisporre scenari di costo per diversi contributi unitari associati a diverse soglie di danno. L'analisi speditiva effettuata con l'ausilio della scheda AeDES, tenuto conto della finalità di pronto intervento che si è inteso associare alla scheda, esclude la raccolta di dati di scarsa importanza rispetto alle finalità del rilievo o di difficile reperimento e spesso inaffidabili. È così possibile che alcune caratteristiche, che pure hanno importanza non secondaria sul comportamento sismico e la vulnerabilità di un edificio, non siano inserite tra quelle da rilevare, per evidente impossibilità o eccessive difficoltà di conoscenza.

La Protezione Civile ha chiesto al Consiglio Nazionale degli Ingegneri la disponibilità a inviare squadre di ingegneri volontari per effettuare sopralluoghi sui fabbricati

danneggiati dal terremoto in Emilia del 20 maggio 2012. Il CNI invitò gli ingegneri a partecipare con una circolare in cui si specificava che i tecnici avrebbero dovuto avere i requisiti previsti dal DPCM del 2011 nella sezione “Approvazione del modello per il rilevamento dei danni, pronto intervento e agibilità per edifici post-sismica e del relativo manuale di compilazione”.

Nella fase successiva al terremoto è molto importante che, alla rapida redazione della scheda cartacea, faccia seguito l’informatizzazione della stessa: l’immissione dei dati in un database facilmente e velocemente interrogabile consentendo di produrre report sempre aggiornati in grado di fornire un quadro attendibile dell’entità dei danni. Per il sisma dell’Emilia del 2012 sono state redatte e subito informatizzate in totale quasi 45.000 schede. Circa 38.000 sono state rilevate e caricate nel database regionale durante i primi due mesi dal sisma. Questa rapidità di intervento nei sopralluoghi ha rappresentato un valido e immediato aiuto per la popolazione, soprattutto consentendo il rientro a casa, dove possibile.

Gli esiti dei sopralluoghi sugli edifici sono stati classificati con le prime sei lettere dell’alfabeto, che indicano il livello di agibilità calcolato dai tecnici rilevatori sulla base delle osservazioni effettuate durante il sopralluogo stesso:

la lettera A indicava gli edifici che potevano essere utilizzati in tutte le loro componenti senza alcun pericolo e senza necessità di interventi (esito: Edificio agibile);

la lettera B è stata utilizzata per gli edifici temporaneamente e anche parzialmente considerati non agibili, per i quali era ritenuto sufficiente eseguire pochi o modesti interventi per renderlo abitabile (esito: Edificio temporaneamente inagibile - tutto o in parte - ma agibile con provvedimenti di pronto intervento);

la lettera C è stata usata per indicare gli edifici per i quali alcune porzioni erano giudicate pericolose (esito: Edificio parzialmente inagibile);

la lettera D è stata riservata agli edifici il cui stato ha reso incerto il giudizio (esito: Edificio temporaneamente inagibile da rivedere con approfondimento);

le lettere E ed F sono state impiegate rispettivamente per inagibilità effettiva dell’edificio dovuta a rischio strutturale e a grave rischio esterno (esito: Edificio inagibile).

Oltre a tutte le informazioni di tipo tecnico sulla struttura dell'edificio, nelle schede AeDES sono state registrate anche informazioni relative agli effetti sugli abitanti: numero di occupanti dell'edificio, numero di nuclei familiari e di persone da evacuare nel caso in cui l'edificio fosse stato giudicato inagibile. Queste informazioni sono state raccolte solamente se disponibili sul luogo del rilievo durante la redazione delle schede, erano ovviamente da ritenersi preliminari, provvisorie e non completamente affidabili.

2.4 Detrazioni fiscali

Il seguente paragrafo non deve ritenersi una guida esaustiva ma vuole illustrare concisamente le principali detrazioni in materia fiscale che sono state introdotte nel nostro Paese negli ultimi decenni. Lo scopo è quello di comprendere l'evolversi e l'attuale posizione Nazionale per quanto riguarda la messa in sicurezza del costruito esistente nei confronti degli eventi sismici.

La riduzione del rischio, come precedentemente chiarito, non può essere ottenuta agendo sulla pericolosità tanto meno sull'esposizione. La pericolosità, infatti, è una caratteristica del sito che non può essere modificata. Ciò nonostante, è possibile cercare di migliorare sempre più la conoscenza del territorio puntando a microzonazione dettagliate. L'obbiettivo è quello di scongiurare aree soggette a fenomeni di amplificazione locale per i nuovi insediamenti. Per operare sul secondo fattore, è possibile minimizzare l'esposizione solamente trasferendo attività di rilievo e particolarmente affollate da edifici più vulnerabili a quelli più sicuri. Le uniche politiche concrete devono dunque mirare ad agire sulla vulnerabilità.

Il processo di legislazione tecnica a supporto della progettazione antisismica per le nuove costruzioni ha inizio negli anni Settanta. Sebbene abbia avuto uno sviluppo molto lento e sia stato oggetto di diverse critiche, oggi risulta in linea con le normative dei paesi più avanzati.

La scarsa percentuale di nuove costruzioni rispetto alle esistenti, la cultura molto conservativa del nostro paese rispetto al costruito e l'inestimabile patrimonio storico insieme alle svariate ragioni illustrate in precedenza, hanno spinto nel corso degli anni a

concentrare l'attenzione sulla vulnerabilità sismica dell'esistente ed in particolare, le nuove politiche hanno mirato alla riduzione di quest'ultima. Ciò nonostante, la gestione del rischio sismico negli anni passati è stata basata su azioni di tipo emergenziale piuttosto che preventiva, stanziando cospicui fondi all'indomani di una catastrofe.

Il 4 giugno del 2013 con il DL. 63, successivamente diventata la Legge 90/2013, anche nota come *Sismabonus*, viene introdotta per la prima volta una detrazione del 65% sulle spese effettuate per interventi di miglioramento o adeguamento sismico di edifici esistenti. L'intenzione di questa legge è di spronare i cittadini, con sostegni statali, ad attuare un piano volontario volto alla riduzione del rischio sismico nazionale per gli edifici esistenti. Sebbene queste detrazioni vengano riconfermate annualmente con delle nuove leggi, si riscontra un'incoerenza sulle tempistiche che hanno influenzato negativamente la manovra. Le indagini sui materiali, lo studio di vulnerabilità sismica, la progettazione di interventi migliorativi o di adeguamento, la richiesta e l'ottenimento delle autorizzazioni ed in fine la realizzazione dei lavori, richiedono infatti un arco temporale sicuramente maggiore del singolo anno.

Fino al 31 dicembre 2016 era possibile beneficiare del 65% di detrazione per spese sostenute volte ad interventi antisismici, calcolati su un importo massimo di 96.000 euro per unità immobiliare. Gli aventi diritto erano proprietari di immobili situati in zone sismiche 1 e 2, ovvero ad alta pericolosità. Le spese ammissibili riguardavano edifici adibiti ad abitazione principale o ad attività produttive, intendendo con queste ultime le unità immobiliari in cui si svolgono attività agricole, professionali, produttive di beni e servizi, commerciali o non commerciali. Era necessario, inoltre, effettuare il recupero fiscale in 10 anni. Le risorse pubbliche stanziare miravano alla realizzazione di interventi nelle zone dove il rischio era più elevato in quanto, trattandosi di sovvenzionamenti pubblici ed essendo tutt'altro che illimitati, la finalità era quella di ottimizzare le risorse. La classificazione del rischio e le differenti aliquote di detrazioni hanno come obiettivo primario quello di privilegiare interventi che restituiscano una maggiore riduzione del rischio sismico a parità di costo.

Con la Legge di Bilancio 323/2017 si introducono delle modifiche al *Sismabonus*. I principali cambiamenti introdotti riguardano la proroga dell'arco temporale nel quale è possibile realizzare i lavori ed usufruire delle detrazioni fiscali allo scopo di rendere

possibile una pianificazione a lungo termine. L'altra novità riguarda l'introduzione di un sistema che quantifichi in maniera oggettiva il rischio sismico prima e dopo l'intervento, in modo da poter ottenere una valutazione dei vantaggi dell'operato.

2.4.1 Le nuove detrazioni in vigore dal 1° gennaio 2017

La Legge di Bilancio del 2017 si riferisce ad una platea nettamente superiore, includendo tutti gli immobili ad uso abitativo, non soltanto il principale, e tutti quelli adibiti a qualsiasi tipologia di attività produttiva. Possono avvalersi delle detrazioni i contribuenti assoggettati all'IRPEF o all'IRES, aventi diritti reali sugli immobili.

Inoltre, il bonus fiscale viene concesso anche per immobili ubicati nelle zone sismiche 3, includendo una porzione di territorio con una pericolosità minore rispetto alle prime due ma, come abbiamo precisato, ciò non è una garanzia di rischio sismico basso.

L'importo detraibile deve essere ripartito in cinque aliquote annuali di uguale valore a partire dall'anno in cui sono state sostenute le spese; in questo modo l'arco temporale in cui deve essere effettuato il recupero delle detrazioni viene ridotto da 10 a 5 anni.

Oltre al costo dei lavori, considerato in passato, sono ammessi il costo per la classificazione sismica; la progettazione architettonica, strutturale, impiantistica, direzione dei lavori e collaudo; sopraluoghi e verifiche di conformità; Iva, imposte di bollo e rilascio delle autorizzazioni; diritti di istruttoria e di urbanizzazione, se necessari. Preliminarmente l'esecuzione dei lavori, è necessario condurre l'analisi di vulnerabilità sismica per assegnare la classe all'immobile corrispondente sia allo stato di fatto e che allo stato di progetto.

È stata inoltre introdotta la possibilità di cedere il credito fiscale ad un soggetto privato solo in caso di lavori in condomini e nelle parti comuni degli edifici. In questo modo, qualora i condòmini non fossero in grado di sostenere le spese degli interventi, hanno la possibilità di cedere il credito ai soggetti che realizzano le opere o a soggetti terzi privati, purché non siano operatori finanziari o banche.

La soglia superiore di spesa rimane di 96.000 euro per singola unità immobiliare di ciascun edificio. L'unica deroga è rappresentata da edifici condominiali situati nelle zone

sismiche 1, 2 e 3 su cui si effettua sia una riduzione del rischio sismico che una riqualificazione energetica. In questo unico caso l'importo massimo si innalza a 136.000 euro.

La percentuale di detrazione, che era fissata al 65% qualsiasi fosse l'intervento, ora varia in funzione delle opere. Si vanno a privilegiare quegli interventi che garantiscono la riduzione del rischio sismico di due classi, sebbene sia valido solo per i condomini e non per i soggetti privati.

Si riporta uno schema riassuntivo:

	fino al 31 dicembre 2016	2017-2021
percentuale di detrazione	65%	50% 70% (75% per gli edifici condominiali) se, a seguito degli interventi, si passa a una classe di rischio inferiore 80% (85% per gli edifici condominiali) se, a seguito degli interventi, si passa a due classi di rischio inferiori
importo massimo su cui calcolare la detrazione	96.000	96.000 per gli interventi sulle parti comuni di edifici condominiali, 96.000 moltiplicato per il numero delle unità immobiliari dell'edificio
ripartizione della detrazione	10 quote annuali	5 quote annuali
zona sismica in cui deve trovarsi l'immobile	zone 1 e 2	zone 1, 2 e 3
utilizzo dell'immobile	abitazione principale o attività produttive	qualsiasi immobile a uso abitativo (non solo l'abitazione principale) e immobili adibiti ad attività produttive

Figura 1 Quadro normativo sulla detrazione fiscale

La legge 96/2017 riconosce specifiche agevolazioni fiscali per interventi di demolizione e ricostruzione riguardanti immobili ubicati in zone a rischio sismico più elevato. Tali detrazioni vengono concesse ad imprese di costruzione che eseguono i lavori e che vendono l'unità immobiliare entro 18 mesi dalla chiusura dei lavori. Questo iter far sì che l'acquirente acquisti l'immobile ad un prezzo minore rispetto al valore di mercato, ovvero con una riduzione pari alle detrazioni fiscali concesse all'impresa esecutrice. Le

percentuali introdotte sono del 75% nel caso in cui il nuovo edificio abbia una classe inferiore di rischio sismico, mentre pari all'85% nel caso in cui il rischio venga ridotto di due classi.

Come specificato in precedenza, sono detraibili anche i costi per la valutazione del rischio sismico. In questo modo, al soggetto che intende accedere al beneficio fiscale, viene data la possibilità di decidere se proseguire o fermarsi a valle del processo di valutazione sismica. Se la volontà del committente è quella di non continuare nella realizzazione di un intervento, potrà comunque usufruire delle detrazioni per le spese sostenute in fase di analisi.

In materia di detrazioni fiscali edilizie il cambiamento significativo arriva nel 2020 con il "Superbonus".

2.4.2 Superbonus

La materia è molto complessa, in quanto regolamentata da norme che hanno subito ben 35 modifiche in meno di 3 anni, 20 delle quali relative all'agevolazione fiscale e 15 relative allo sconto in fattura e alla cessione del credito. Questo ha portato a difficoltà nella comprensione del suo funzionamento e alla limitazione del suo utilizzo in un lasso temporale molto breve. L'approvazione della legge n. 34/2020, conosciuto come decreto Rilancio, introduce il "Superbonus".

Esso consiste in agevolazioni fiscali con una detrazione del 110% delle spese sostenute a partire dal 1° luglio 2020 per la realizzazione di specifici interventi finalizzati all'efficienza energetica e al consolidamento statico o alla riduzione del rischio sismico degli edifici. Tra gli interventi agevolati rientra anche l'installazione di impianti fotovoltaici e delle infrastrutture per la ricarica di veicoli elettrici negli edifici. L'agevolazione si affianca alle detrazioni, già in vigore da molti anni, spettanti per gli interventi di riqualificazione energetica degli edifici (ecobonus) e per quelli di recupero del patrimonio edilizio, inclusi quelli antisismici (sismabonus), attualmente disciplinate, rispettivamente, dagli articoli 14 e 16 del decreto legge n. 63/2013.

L'agevolazione del 110% per interventi in edilizia può essere compresa meglio se contestualizzata allo specifico contesto storico in cui è stata emanata. Il Superbonus, infatti, è stato introdotto in un periodo difficile per l'Italia e in generale, per le Nazioni mondiali. Il nostro Paese era appena uscito dalla prima ondata di pandemia e, a seguito delle chiusure forzate delle attività produttive, volte a salvaguardare vite umane, si trovava in ginocchio. Vi era il bisogno di una misura forte, in grado di garantire una ripartenza. È stato quindi preso in considerazione il settore delle costruzioni, che coinvolge a cascata molti altri settori industriali collegati all'edilizia in modo indissolubile (ad esempio i settori siderurgico e cementizio), in quanto settore trainante con un ruolo centrale per la crescita del PIL. L'idea di un'agevolazione fiscale al 110% per interventi edilizi era già stata valutata in parlamento nel 2019, prima della crisi pandemica, senza però suscitare interesse, in quanto ritenuta una misura eccessiva. A seguito però della crisi dovuta al COVID-19 questa misura è stata rivalutata in parlamento e successivamente introdotta, in quanto ritenuta una misura per la salvaguardia del Paese. Oltre a spingere il settore edile, il Superbonus si poneva come obiettivo una riduzione del lavoro nero, problema molto diffuso in Italia ed in particolare nel settore delle costruzioni. Infatti le imprese sono obbligate ad emettere regolare fattura per i lavori che eseguono e a presentare la documentazione attestante la regolarità contributiva dei dipendenti per garantire ai committenti dei lavori ed ai percettori del Superbonus di poter usufruire dell'agevolazione fiscale. Inoltre, il Superbonus ha anche l'obiettivo di puntare sull'edilizia sostenibile, senza consumo di suolo e rivolta verso una transizione ecologica degli immobili. Questo ha un duplice effetto: da un lato permette di valorizzare il patrimonio immobiliare italiano esistente e dall'altro consente di contribuire al rispetto del piano UE per la transizione verde, riducendo le emissioni di CO₂.

La CILAS (Certificazione Inizio Lavori Asseverata Superbonus) è il nuovo titolo abitativo introdotto dal decreto semplificazioni per snellire le procedure burocratiche per i lavori agevolati oggetto di richiesta del Superbonus. La presentazione del modello CILAS prevede la compilazione con le indicazioni soggettive, le dichiarazioni del progettista, il riepilogo dei documenti a corredo e l'informativa privacy prevista dal Regolamento dell'Unione Europea (n. 679 del 2016). A questo va allegato il modello

“altri soggetti coinvolti” che contiene i dati relativi a professionisti o soggetti (imprese esecutrici, altri titolari dell’immobile, ecc.) coinvolti nel procedimento edilizio.

Oltre all’aliquota del 110% si sottolinea che in materia sismica sono ammessi interventi per la riduzione del rischio sismico ed interventi finalizzati al consolidamento statico con lo scopo di coniugarli a quelli di carattere energetico.

2.5 *Analisi di vulnerabilità*

Il DM 65 del marzo 2017 *Sismabonus* contiene le Linee Guida per la classificazione della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti e dei relativi interventi, da parte dei tecnici abilitati. Si decreta che sia il progettista dell’intervento a classificare il rischio dell’edificio prima dei lavori e quello potenzialmente raggiungibile in seguito. Al direttore dei lavori e al collaudatore statico, se richiesto dalla normativa, è demandato il compito di attestare la conformità dei lavori rispetto al progetto.

Le Linee Guida dividono il rischio sismico in otto classi contrassegnate dalla lettera A⁺ alla lettera G, in cui la sicurezza è indirettamente proporzionale al rischio. Di conseguenza, la lettera A⁺ rappresenta la classe con il minor rischio, equivalente alla più sicura. Nella figura sottostante sono raffigurate le otto classi:



Figura 2 Le otto classi di rischio sismico delle Linee Guida

Per attestare la classe di rischio dell’edificio da migliorare, la normativa propone due alternative che verranno separatamente discusse nei paragrafi seguenti:

Metodo convenzionale, valido per tutte le tipologie di costruzioni;

Metodo semplificato, mirato agli edifici in muratura.

Vengono proposti altresì parametri sintetizzanti la valutazione:

PAM: Perdita Annuale Media attesa, tiene conto degli aspetti legati alle perdite economico-sociali;

IS-V: Indice di Salvaguardia della Vita, è legato al livello di sicurezza.

2.5.1 Il metodo convenzionale

Il metodo convenzionale consiste nell'eseguire l'analisi di vulnerabilità sismica della struttura esistente, ovvero effettuare un'analisi Statica non-lineare, anche nota come analisi *pushover*, della costruzione esistente nel suo stato di fatto e nella configurazione post-intervento. Esso è applicabile a qualunque tipologia di struttura e consente la valutazione sia dello stato di fatto sia dello stato di progetto.

Il metodo convenzionale fornisce due classi di rischio: una in funzione del parametro PAM e una in funzione del parametro IS-V. La classe da assegnare all'oggetto di studio è la minima tra la classe PAM e la classe IS-V.

Il primo passo da compiere è l'analisi di vulnerabilità della struttura allo scopo di identificare i valori delle accelerazioni al suolo in termini di capacità (PGA_c) che conducono al superamento degli stati limite indicati dalla normativa. Note le accelerazioni al suolo, è possibile ottenere i relativi periodi di ritorno degli eventi sismici che generano tali accelerazioni, in termini di capacità (T_{rc}). In maniera semplificata si può assumere la seguente relazione:

$$T_{rc} = T_{rD}(PGA_c/PGA_D)^\eta$$

con η che dipende dalla zona sismica, PGA_D indica l'accelerazione al suolo in termini di domanda e T_{rD} il periodo di ritorno in termini di domanda.

La normativa impone che, nel caso in cui il periodo di ritorno corrispondente agli stati limite di esercizio sia maggiore di quelli degli stati limite ultimi, si attribuisca il valore allo stato limite di salvaguardia della vita, ovvero:

$$\{T_{rc}(SLO)|T_{rc}(SLD)\} \leq T_{rc}(SLV)$$

Gli stati limite SLO, SLD e SLV si riferiscono rispettivamente allo Stato Limite di Operatività, di Danno e di Salvaguardia della Vita.

La perdita annuale media attesa (PAM) può essere assimilata al costo di riparazione dei danni prodotti dagli eventi sismici che si manifesteranno nel corso della vita della costruzione, ripartito annualmente ed espresso come percentuale del costo di ricostruzione (CR). Nella quantificazione dei danni si tiene conto anche degli elementi non strutturali che gravano per una percentuale tra il 75% e l'85%, a seconda della destinazione d'uso. I danni subiti considerando i contenuti, invece, sono computati tra i danni indiretti.

Ad ogni stato limite definito dalla normativa, vengono associati i danni ammissibili e quindi stimato il costo di riparazione espresso in percentuale rispetto al costo di costruzione dell'immobile, ovvero:

Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;

Stato Limite di Danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali, le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, può subire danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nella possibile interruzione nell'utilizzo di parte delle apparecchiature;

Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione può subire rotture e crolli di componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni a componenti strutturali a cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;

Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione può subire gravi rotture e crolli di componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi a componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di

sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Agli stati limite definiti dalle normative si aggiungono i due casi estremi rispetto al costo di ricostruzione:

Stato Limite di Ricostruzione (SLR): la struttura mostra danni tali da rendere incompatibile qualsiasi intervento discorde alla demolizione e ricostruzione.

Stato Limite di Inizio Danno (SLID): per l'evento sismico in questione la perdita economica corrispondente è nulla.

Nella tabella seguente si riportano i valori di correlazione tra gli stati limite e la percentuale del costo di ricostruzione definita dalle Linee Guida dal DM 58/2017:

Tabella 2 Allegato A "Linee Guida per la classificazione sismica delle costruzioni" al DM 58/2017

Stato Limite	Costo di Ricostruzione (CR) [%]
SLR	100
SLC	80
SLV	50
SLD	15
SLO	7
SLID	0

È stato possibile correlare gli stati limite al costo di ricostruzione grazie alle valutazioni e alle analisi dei dati eseguite durante i terremoti passati, in particolare quello dell'Aquila del 2009.

La PAM tiene conto, quindi, sia della vulnerabilità della costruzione, sia della pericolosità sismica del sito in cui la costruzione sorge. Per di più lo fa in termini probabilistici, considerando la frequenza media di superamento, per cui rappresenta una ragionevole misura del rischio sismico della costruzione, a meno dell'esposizione. Dell'esposizione, peraltro, si può tenere conto, anche se in modo approssimato, attraverso la classe d'uso ed il relativo coefficiente d'uso, C_U , incrementando di conseguenza l'intensità del terremoto e facendo quindi crescere la PAM.

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 (pari

all'inverso del periodo medio di ritorno) degli eventi che provocano il raggiungimento di uno stato limite per la struttura. Tale curva, in assenza di dati più precisi, può essere discretizzata mediante una spezzata. Minore sarà l'area sottesa da tale curva, tanto minore sarà la perdita media annua attesa (PAM). In questo modo, tale valore offre fondamentali informazioni economiche sulla struttura esistente basate sullo scenario di un possibile evento sismico.

A titolo di esempio si riportano, nella tabella sottostante, i valori per un edificio con vita utile di 50 anni e conforme alle normative vigenti, ovvero la capacità e la domanda espresse in PGA coincidono.

Tabella 3 Valori dei punti della curva rappresentativi di un edificio a norma

Stato Limite	PVR	CR [%]	PGA,D	TR,D	PGA,C	TR,C	Λ [%]
SLR		100	-	-	-	-	0,1
SLC	5%	80	-	975	-	-	0,1
SLV	10%	50	0,119	475	0,119	475	0,2
SLD	63%	15	0,047	50	0,047	50	2,0
SLO	81%	7	-	30	-	-	3,3
SLID	99%	0	-	10	-	-	10,0

In figura sottostante si riporta la costruzione della spezzata: a sinistra, la curva che individua la PAM per una costruzione con vita nominale di 50 anni e con classe d'uso II; a destra è riportata la medesima curva con le ascisse in scala logaritmica.

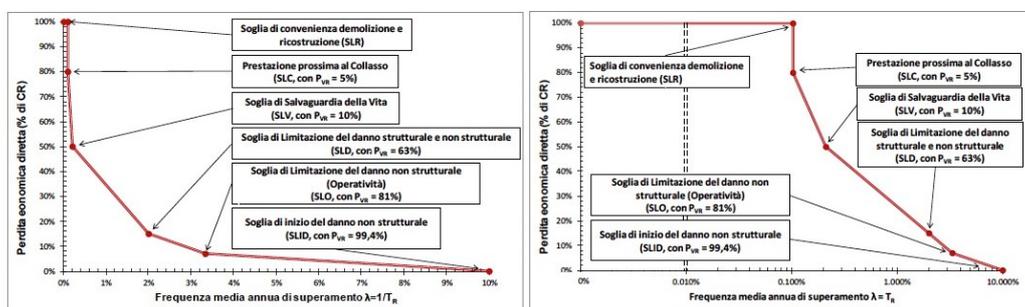


Figura 3 Andamento della curva che individua la PAM

Esoscheletri leggeri in acciaio per il retrofit integrato di edifici in C.A.: metodologia di progetto e applicazioni numeriche

Le Linee Guida assegnano ad ogni classe un determinato intervallo di valori PAM. Dunque, definiti i PAM corrispondenti all'immobile in questione, è possibile assegnare le due classi. Nella tabella sottostante si riportano gli intervalli dei valori PAM per le otto classi:

Tabella 4 Classe di rischio PAM

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}

Come riportato in precedenza, il secondo parametro che influenza la classe di rischio sismico del costruito è l'IS-V. L'indice di sicurezza IS-V è un parametro che tiene conto della sicurezza in termini di salvaguardia della vita per l'immobile considerato. Si definisce come il rapporto tra le PGA, allo stato limite di salvaguardia della vita, di capacità e di domanda; ovvero la PGA della struttura che determina il superamento dello stato limite di salvaguardia della vita e la PGA indicata dalla normativa.

Nella tabella sottostante si riportano gli intervalli dei valori di PAM per le otto classi:

Tabella 5 Classificazione del rischio IS-V

IS-V	Classe IS-V
$100\% < IS-V$	A^+_{IS-v}
$80\% \leq IS-V < 100\%$	A_{IS-v}
$60\% \leq IS-V < 80\%$	B_{IS-v}
$45\% \leq IS-V < 60\%$	C^+_{IS-v}
$30\% \leq IS-V < 45\%$	D^+_{IS-v}
$15\% \leq IS-V < 30\%$	E^+_{IS-v}
$IS-V \leq 15\%$	F_{IS-v}

Dal punto di vista operativo, i professionisti devono mirare a un progetto che migliori entrambi gli indici, in questo modo si evitano interventi che prediligono lo stato limite di danno a discapito dello stato limite di salvaguardia della vita, o viceversa.

Utilizzando il metodo convenzionale, è possibile eseguire interventi che mirano alla riduzione di più classi del rischio accedendo a maggiori detrazioni ma si ha l'onere di valutare il comportamento globale della struttura prescindendo le procedure amministrative previste. Pertanto, anche laddove si eseguono degli interventi locali di rinforzo che richiedono solo la verifica locale ai sensi delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC), bisogna eseguire la verifica globale. Inoltre, le NTC precisano che affinché possa attivarsi il comportamento globale è necessario che siano stati preliminarmente eliminati i meccanismi locali.

Tipologie	Classi di vulnerabilità					
	A	B	C	D	E	F
CEMENTO ARMATO	Telaio senza protezione sismica (ERD)			○		
	Telaio con livello di ERD moderato			○		
	Telaio con livello di ERD elevato			○		
	Pareti senza ERD		○			
	Pareti con livello di ERD moderato		○			
	Pareti con livello di ERD elevato		○			
Strutture in ACCIAIO				○		
Strutture in LEGNO				○		

○ most likely vulnerability class; — probable range;range of less probable, exceptional cases

Tipologie	Classi di vulnerabilità					
	A	B	C	D	E	F
MURATURA	Pietra grezza	○				
	Casa in terra o con mattoni crudi	○				
	Pietre sbozzate o a spacco		○			
	Pietre squadrate		○			
	Mattoni		○			
	Muratura non armata con solai in c.a.		○			
	Muratura armata o confinata		○			

Figura 4 Classe di vulnerabilità secondo EMS-98

2.5.2 Il metodo semplificato

In alternativa al metodo convenzionale è possibile utilizzare, per l'attribuzione della classe di rischio, il metodo semplificato limitatamente agli edifici con struttura portante in muratura, oppure per una valutazione preliminare eseguibile su tutte le tipologie di edifici. Si basa sulla scala macrosismica europea EMS-98 riportata di seguito:

La scala europea, come le altre scale macrosismiche, differiscono dalle scale di magnitudo in quanto classificano gli eventi sismici sulla base dei danni riscontrati. L'EMS-98 individua 16 tipologie strutturali, divise in 4 macroclassi in funzione della struttura verticale, e per ciascuna ne indica la vulnerabilità media definendo 6 classi. Le classi di vulnerabilità, da non confondersi con le classi di rischio A-G, vengono indicate con A_{EMS} ; B_{EMS} ; C_{EMS} ; D_{EMS} ; E_{EMS} ; F_{EMS} , come mostrato in figura 4. Si individua per ogni tipologia strutturale la classe di vulnerabilità: il valore più credibile è indicato con il cerchio; la dispersione intorno a tale valore è espressa con linee continue per valori probabili, mentre con linee tratteggiate per valori meno probabili o eccezionali.

Le Linee Guida forniscono indicazioni per la determinazione della classe di vulnerabilità media e dell'eventuale scostamento, valido solo nel caso peggiorativo. Questo significa che non viene contemplata la possibilità di scegliere una classe di vulnerabilità minore, invece è possibile scegliere uno scostamento che determina una classe maggiore a causa di un elevato degrado, scarsa qualità costruttiva o per la presenza di peculiarità che possono innescare meccanismi di collasso locale per azioni orizzontali modeste.

Per quanto concerne le strutture in muratura, sono definite 7 tipologie che rappresentano in maniera esaustiva gli edifici esistenti italiani.

Per rendere il metodo ingegneristicamente valido, la classe di vulnerabilità è stata correlata alla classe di rischio sismico in base alla pericolosità del sito definita attraverso le zone sismiche. Si riporta la tabella riassuntiva:

Tabella 6 Classe rischio sismico PAM, metodo semplificato

Classe di Rischio	PAM	Zone sismiche			
		Zona 1	Zona 2	Zona 3	Zona 4
A ⁺	$PAM \leq 0,50 \%$				V ₁ / V ₂
A [*]	$0,50\% < PAM \leq 1,0 \%$			V ₁ / V ₂	V ₃ / V ₄
B [*]	$1,0 \% < PAM \leq 1,5 \%$	V ₁	V ₁ / V ₂	V ₃	V ₅
C [*]	$1,5\% < PAM \leq 2,5 \%$	V ₂	V ₃	V ₄	V ₆
D [*]	$2,5\% < PAM \leq 3,5 \%$	V ₃	V ₄	V ₅ / V ₆	
E [*]	$3,5\% < PAM \leq 4,5 \%$	V ₄	V ₅		
F [*]	$4,5\% < PAM \leq 7,5 \%$	V ₅	V ₆		
G [*]	$7,5\% \leq PAM$	V ₆			

Per distinguere l'attribuzione di classe mediante il metodo semplificato da quella ottenuta mediante il metodo convenzionale, le Linee Guida fanno seguire le classi di rischio ottenute dal metodo semplificato da un asterico. Si noti che la PAM nel metodo semplificato non viene calcolata, piuttosto viene indicato un intervallo entro cui essa è contenuta in base alla classe di vulnerabilità identificata e alla zona sismica di appartenenza.

L'utilizzo del metodo semplificato è scoraggiato dalle Linee Guida in quanto permette il miglioramento di una sola classe di rischio solo quando sono soddisfatte alcune condizioni. Gli interventi eseguibili devono essere di rinforzo locale e non devono produrre sostanziali modifiche al comportamento globale della struttura. Si ribadisce, anche seguendo questo approccio, l'obiettivo di eliminare i meccanismi locali che, non rispecchiando il criterio di gerarchia delle resistenze, potrebbero generare il collasso della dell'immobile. Per ognuna delle 16 classi strutturali sono illustrati quali interventi permettono il passaggio della classe di rischio.

Il metodo semplificato ha il vantaggio di essere molto speditivo per intervenire in tutte le situazioni che mostrano criticità e rischio per le persone ma si deve tener presente che rappresenta solamente una stima della classe del rischio. L'utilizzo, anche se previsto dalla normativa, deve ritenersi valido per considerazioni preliminari o nei casi in cui non è possibile operare diversamente per problemi tecnici, edifici complessi aggregati o multiproprietà.

2.6 Sistemi di rinforzo integrati esterni

Il calcestruzzo è uno dei materiali più comuni per la costruzione di edifici ed infrastrutture. La vulnerabilità sismica del calcestruzzo si riferisce alla probabilità che una struttura in calcestruzzo subisca danni a causa di un terremoto. Codesta vulnerabilità dipende da diversi fattori, tra cui la composizione e qualità del materiale, la presenza di armature, le tecniche di costruzione e le norme di progettazione, in aggiunta ad ovvi parametri, come la qualità della realizzazione e la corretta applicazione dei criteri antisismici esistenti al momento della costruzione (Bartolotti *et al.*, 2024; Clementi *et al.*, 2015). Le strutture in acciaio, invece, hanno risposto adeguatamente alle sollecitazioni indotte dai sismi (Landolfo, 2009; Scibilla, 2010; Nunziata, 2011). Questo è dimostrato dai danni registrati a seguito degli ultimi eventi sismici registratosi nel nostro Paese (Formisano *et al.*, 2017; Marzo *et al.*, 2012, Faggiano *et al.*, 2012).

Per quanto riguarda le proprietà del calcestruzzo, esso ha un'elevata resistenza alla compressione, ma una bassa resistenza alla trazione. Perciò, la combinazione di calcestruzzo ed armature in acciaio permette di mitigare i rischi legati alla trazione (Gherzi, 2012; Gherzi & Lenza, 2015).

Tipicamente, gli edifici in C.A. in Italia sono composti da telai orientati in una sola direzione, con pareti di tamponamento prive di isolamento termico. Questa configurazione risulta particolarmente suscettibile alle forze sismiche e alle inefficienze energetiche (Braga *et al.*, 2011; Valente *et al.*, 2018). Nell'ottica di ridurre potenziali vulnerabilità, risultano essere cruciali sia la qualità delle armature che la realizzazione della struttura evitando carenze del rinforzo antisismico. Il calcestruzzo utilizzato nelle costruzioni degli anni precedenti il 1980 può essere di qualità inferiore a quello attualmente in uso, con una maggiore probabilità di danni sismici. In particolare, il calcestruzzo non armato o con armature insufficienti è estremamente vulnerabile (Besen *et al.*, 2023).

I sismi avvenuti in Italia hanno messo in evidenza le vulnerabilità esistenti. Il terremoto dell'Irpinia (1980), ad esempio, ha messo in evidenza le carenze strutturali di molti edifici

in calcestruzzo. Queste ultime, non progettate per resistere a forti scosse, hanno subito danni gravi. Dopo il terremoto dell'Irpinia, l'Italia ha adottato una serie di leggi per migliorare la sicurezza sismica nelle costruzioni, come descritto nei paragrafi precedenti, imponendo requisiti specifici per l'uso del calcestruzzo nelle zone a rischio sismico. I metodi tradizionali, come il rinforzo interno o il confinamento delle giunzioni trave-colonna, sebbene efficaci, possono risultare invasivi, dispendiosi in termini di tempo e di disturbo per gli occupanti dell'edificio (Lippi *et al.*, 2018). Una promettente alternativa è l'uso di soluzioni di retrofit esterno realizzate con materiali diversi, come legno, acciaio, calcestruzzo o leghe di alluminio (Huang *et al.*, 2020; Ong *et al.*, 2022; Pohoryles *et al.*, 2024). In linea generale, problemi legati alla corrosione interna delle armature, alle lesioni strutturali gravi, alle fondazioni inadeguate e a carenze strutturali intrinseche richiedono interventi mirati e non possono essere completamente risolte attraverso un sistema di rinforzo esterno. In contrasto, esistono una serie di criticità che possono essere trattate efficacemente con sistemi di rinforzo esterni. Fra le possibilità esistenti, gli esoscheletri in acciaio rappresentano una soluzione innovativa per il retrofit sismico, migliorando la resistenza laterale e la rigidità degli edifici esistenti, con interventi esclusivamente esterni che riducono al minimo i disagi per gli occupanti. Studi hanno dimostrato il potenziale degli esoscheletri in acciaio nel migliorare le prestazioni sismiche degli edifici in C.A., soddisfacendo anche requisiti strutturali, termici e architettonici (D'Agostino *et al.*, 2024). Le strutture in C.A. con esoscheletri in acciaio, talvolta in combinazione con interventi locali, hanno mostrato significativi miglioramenti nel comportamento strutturale globale (Milone *et al.*, 2024; Nigro *et al.*, 2024). Prove sperimentali ed analisi numeriche hanno dimostrato che sistemi in acciaio leggero realizzato a freddo offrono una soluzione strutturale efficace per rinforzare strutture in vista di potenziali terremoti (Campiche *et al.*, 2024; Fiorino *et al.*, 2024; Bysiec *et al.*, 2021; Bysiec *et al.*, 2023; Kang *et al.*, 2023; Yang *et al.*, 2024). In linea con tecniche green ed innovative, soluzioni integrate che combinano il retrofit strutturale ed energetico sono sempre più competitive nel settore edilizio e rappresentano un importante campo di ricerca. Fra queste spiccano i cappotti sismici ed energetici che integrano diverse tecnologie per il retrofit sismico e la riqualificazione energetica, utilizzando pannelli isolanti, con tempi di esecuzione brevi e

bassa invasività (Ademovic *et al.*, 2022; Meglio *et al.*, 2023; Pohoryles *et al.*, 2022; Sebastiani *et al.*, 2024).

Il cappotto è un sistema di isolamento termico dell'involucro opaco che prevede la posa di un rivestimento uniforme e continuo su tutte le superfici perimetrali dell'edificio, migliorandone le prestazioni e favorendo il risparmio energetico. Il cappotto può essere realizzato con diversi materiali e spessori, a seconda delle esigenze e degli obiettivi dell'intervento. La scelta, infatti, deve essere guidata da un'analisi dello stato di fatto e dalla definizione dei livelli di isolamento che si vogliono raggiungere. Attualmente sul mercato sono presenti "normali" cappotti isolanti che vengono rinforzati, con soluzioni e materiali diversificati, creando una pelle esterna resistente che protegge l'intera struttura e con la quale collabora essendo solidale grazie all'uso di specifici ancoraggi (Besen *et al.*, 2023).

In generale, i vantaggi e le vulnerabilità su cui è possibile agire con questa tipologia di intervento sono:

Interventi integrati Il connubio tra miglioramento sismico ed energetico è uno degli aspetti cardini per questa tipologia di interventi. La messa in sicurezza e l'efficientamento del patrimonio edilizio esistente sono le due principali sfide da superare per quanto concerne il tema della riqualificazione degli edifici.

Facilità di realizzazione Tra i principali motivi che portano a scegliere questa soluzione ci sono sicuramente la facilità con cui è possibile realizzare il cappotto, la bassa invasività dell'intervento e le buone prestazioni. Un sistema di isolamento a cappotto, infatti, permette di migliorare notevolmente le prestazioni energetiche di un edificio e risolvere in modo adeguato i ponti termici. Per quanto riguarda il consolidamento, invece, il vantaggio più importante risiede nella possibilità di mettere in sicurezza l'edificio esistente senza dover intervenire in modo invasivo sulla struttura, permettendo la continuazione delle attività svolte all'interno dell'immobile. La messa in sicurezza, con questa tecnologia, dipende dalla collaborazione del cappotto sismico con la struttura esistente.

Bassa resistenza al taglio Il cemento armato può essere vulnerabile a meccanismi di collasso a taglio, specialmente quando la struttura non è progettata per resistere a carichi orizzontali, come quelli sismici. Gli elementi in cemento armato possono non avere una

sufficiente capacità di resistenza a forze di taglio nei piani superiori o in aree specifiche della struttura. Essendo strutture progettate essenzialmente per carichi verticali, in accordo con la progettazione per aree di influenza, sono proprio gli elementi perimetrali quelli maggiormente critici. Questa tipologia di sistemi di rinforzo agisce come esoscheletri esterni, migliorando la capacità di resistenza a forze orizzontali (come quelle generate da un terremoto), migliorando la capacità di dissipazione delle forze sismiche e distribuendo meglio le sollecitazioni

Danneggiamento delle connessioni tra elementi strutturali Le connessioni tra pilastri, travi e solai in cemento armato possono essere particolarmente vulnerabili, soprattutto in edifici vecchi o mal progettati. Le discontinuità nelle connessioni strutturali aumentano il rischio di collasso parziale durante un evento sismico. Sistemi di rinforzo esterni permettono di agire sui nodi non confinati creando una connessione rigida tra gli elementi strutturali esistenti con tecnologie che differiscono fra un sistema e l'altro. Questo migliora la continuità strutturale e la rigidità complessiva della costruzione, riducendo i rischi di cedimenti alle connessioni

Sottodimensionamento delle sezioni trasversali Il dimensionamento delle sezioni trasversali di pilastri, travi o pareti in cemento armato, soprattutto nelle costruzioni più vecchie, potrebbe non essere sufficiente per resistere alle sollecitazioni sismiche, che possono provocare collassi strutturali. Il rinforzo con cappotti esterni, soprattutto aumentano la capacità portante delle sezioni strutturali perimetrali, migliorando la resistenza globale dell'edificio. L'installazione di tali sistemi esterni, per lo più in calcestruzzo armato, può, infatti, incrementare la resistenza delle travi e dei pilastri senza necessitare interventi invasivi o dispendiosi.

Degradazione del cemento armato nel tempo Il cemento armato può degradarsi nel tempo a causa di infiltrazioni d'acqua, corrosione delle armature in acciaio e deterioramento delle superfici. Questi fenomeni riducono la capacità portante e la resistenza sismica dell'edificio. Il sistema di rinforzo esterno agisce come una protezione aggiuntiva per il cemento armato, riducendo l'esposizione a fattori esterni dannosi, quali gli agenti atmosferici.

Antiribaltamento delle tamponature Le tamponature perimetrali non sempre sono in grado di resistere alle sollecitazioni indotte dalle scosse sismiche. In tali casi, queste posso

essere soggette al crollo per ribaltamento con conseguente rischio per l'incolumità degli occupanti. La posa in opera un cappotto sismico esterno, solidale con le tamponature, elimina tale criticità.

Instabilità e spostamenti laterali Le strutture in cemento armato, soprattutto se non progettate per resistere a forti sollecitazioni laterali, possono essere vulnerabili a spostamenti laterali significativi durante un terremoto, con conseguenti danni strutturali. Il rinforzo esterno aumenta la rigidità laterale dell'edificio e aumentata con conseguente riduzione degli spostamenti laterali e miglioramento della stabilità complessiva durante un evento sismico.

2.6.1 Cappotti presenti sul mercato

Le attività svolte nel secondo semestre sono inerenti ai Sistemi integrati per il retrofit sismico ed energetico di edifici esistenti. In particolare è stato eseguito un accurato stato dell'arte dei sistemi brevettati e presenti sul mercato. I sistemi analizzati presenti sul mercato sono:

- GENIALE CAPPOTTO SISMICO
- CAPPOTTO ARMATO KARMA
- SISMA COAT
- MIL 15.s
- RESISTO 5.9

Tutti questi sistemi migliorano l'efficienza energetica e la resistenza sismica degli edifici esistenti, con il vantaggio di ridurre i consumi energetici e proteggere le strutture durante i terremoti. L'approccio "due in uno" (sismico ed energetico) è un tema comune che caratterizza i sistemi più moderni.

Le differenze principali riguardano l'installazione ed i tempi di realizzazione, l'applicazione, il costo e complessità del sistema. Alcuni sistemi sono più adatti per edifici in muratura, mentre altri si applicano con maggiore efficacia su strutture in cemento armato. I costi di implementazione e la complessità della progettazione variano

significativamente, con i sistemi più avanzati che richiedono investimenti iniziali maggiori. È da sottolineare, che ogni sistema ha caratteristiche che lo rendono più adatto a specifici tipi di edifici o situazioni geografiche, per cui la scelta dipenderà dalle esigenze del progetto, dal budget e dalla tipologia di edificio da ristrutturare.

Di seguito è riportato un breve confronto fra le varie tipologie. Per quanto riguarda, invece, il sistema analizzato per gli scopi di questa tesi, Resisto 5.9, esso è descritto in dettaglio nel paragrafo successivo.

1. *Sistema Geniale Cappotto Sismico*

Questo sistema integra il rinforzo antisismico direttamente all'esterno del fabbricato per realizzare una nuova "pelle" sismo-resistente. Viene realizzato posando in opera due strati di materiale isolanti preinseriti in una maglia tridimensionale in acciaio zincato. Questi, oltre a rappresentare l'isolamento per l'immobile, assumono funzione di casseri a perde per una lastra sottile di calcestruzzo armato gettato in opera. Il getto e l'armatura di rinforzo, opportunamente dimensionati in fase di progetto, vengono resi solidali alla struttura esistente mediante l'inserimento di opportuni ancoraggi disposti a livello delle fondazioni e dei cordoli di piano. Inoltre per migliorare il comportamento a flessione della lastra ed inibire il rischio di instabilità fuori piano è possibile prevedere la realizzazione di ulteriori allargamenti di getto orizzontali e verticali, definiti nervature. Quest'ultime, se realizzate in adiacenza dei telai in c.a., rappresentano un ampliamento delle sezioni trasversali per gli elementi in cls esistenti. Altra caratteristica della tecnologia brevettata è quella che la maglia tridimensionale in acciaio zincato, che sporge oltre l'ultimo strato isolante, permette di realizzare uno strato di finitura ad intonaco particolarmente solida garantendo la massima protezione del materiale isolante da urti accidentali ed agenti atmosferici, preservandolo nel tempo. Nella seguente immagine viene illustrato la stratigrafica del sistema.

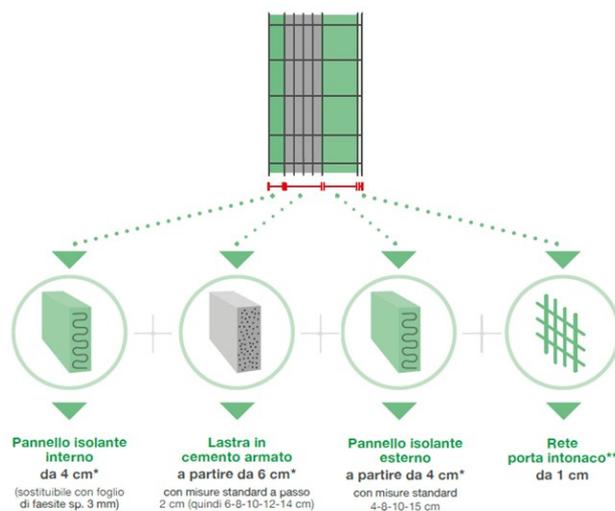
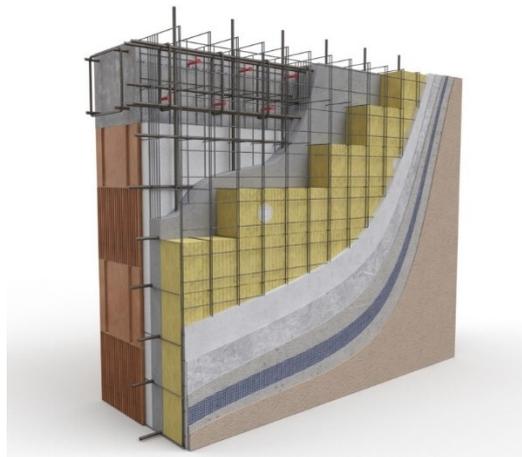


Figura 5 Composizione stratigrafica della tecnologia “Geniale Cappotto Sismico”

Geniale Cappotto Sismico risulta applicabile sia per edifici in calcestruzzo armato che in muratura e può essere progettato per diversi livelli di incremento delle prestazioni sismiche ed energetiche, in funzione degli spessori e dei materiali utilizzati. Inoltre adottando specifici materiali isolanti è possibile garantire sia il miglioramento delle performance energetiche che l’incremento dell’isolamento acustico e della resistenza al fuoco dell’edificio.



Figura 6 Esempio di installazione della tecnologia “Geniale Cappotto Sismico”

I principali vantaggi riguardano il potenziamento simultaneo delle prestazioni termiche e sismiche, la sua installazione non invasiva che non compromette l'utilizzo dell'edificio e l'essere efficace su edifici in muratura e cemento armato. I principali svantaggi sono, invece, i costi relativamente elevati, soprattutto in caso di necessità di adattamenti complessi. La realizzazione di lastre e nervature gettate in opera migliorano le prestazioni sismiche ma aumentano anche la massa dell'immobile e di conseguenza la forza sismica competente all'immobile stesso. Inoltre, esso richiede installazioni specializzate e può risultare più lungo da implementare rispetto ad altre soluzioni.

2. Sistema Cappotto Armato Karma

Alla stregua del cappotto precedente anche “Cappotto Armato Karma” è dotato di una maglia metallica di supporto alla finitura esterna. La rete tridimensionale è costituita da fili di acciaio zincato elettrosaldati modulabile in funzione delle esigenze costruttive e viene prodotta con un'altezza pari a quella di interpiano dell'edificio su cui si interviene. Il filo più esterno della rete, distanziato di 10 mm rispetto al materiale isolante, garantisce l'adeguato sostegno allo strato di finitura superficiale, generalmente costituito da intonaco di spessore superiore alla media, o può fungere da supporto per rivestimenti (ceramica, pietra, listelli in cotto, ecc.).



Figura 7 Composizione stratigrafica della tecnologia “Cappotto Armato Karma”

Sono previsti almeno due angolari metallici di irrigidimento e fissaggio che, posti alla base ed in sommità del pannello e ancorati in corrispondenza dei cordoli in calcestruzzo armato, garantiscono la collaborazione tra la rete tridimensionale e la struttura esistente. In codesto modo viene assicurato la verifica a ribaltamento delle tamponature perimetrali. Il sistema di fissaggio ha una triplice funzionalità: 1) Garantisce la totale tenuta del pannello alla depressione del vento e al peso proprio; 2) Permette l’utilizzo di finiture e rivestimenti pesanti in completa sicurezza; 3) Può rendere Karma® idoneo a svolgere la funzione di sistema anti-ribaltamento dei tamponamenti fragili. Con l’utilizzo di collegamenti passanti o di viti lunghe è possibile evitare anche la caduta verso l’interno della controparete interna.



Figura 8 Dettaglio dell’ancoraggio della tecnologia “Cappotto Armato Karma”

È possibile l'impiego di una o più tipologie di materiale isolante inserite all'interno della rete metallica tridimensionale. I diversi materiali possono essere accoppiati in spessore o differenziati lungo l'altezza del pannello per garantire la massima personalizzazione. I principali vantaggi di questo sistema sono la possibilità di applicazione sia per edifici nuovi che esistenti. Inoltre, può essere posato in opera all'esterno o all'interno dell'immobile. Questa possibilità, ricordando che un intervento di antiribaltamento viene inquadrato come locale e non globale, risulta una strada estremamente valida nel caso si voglia/deve agire su un'unica unità immobiliare. Gli svantaggi, nel caso di applicazione interna, sono dettati principalmente alla riduzione della superficie utile. Il cappotto garantisce tempi di progettazione e posa in opera estremamente rapidi ma può essere adoperato solo per il retrofit di tamponature e non per un miglioramento sismico. Si può affermare che trova una limitata applicazione in caso di strutture molto degradate o con grossi difetti.

3. *Sisma COAT*

Sisma COAT è dotato di profili cold-formed fissati alle pareti esistenti dell'edificio sul quale intervenire. Successivamente all'installazione dei quest'ultimi, si crea una maglia di armatura metallica facendo passare le barre di armatura all'interno delle apposite asole poste sui profili. Inoltre, mediante quest'ultimi, aventi una particolare forma studiata anche per evitare eventuali ponti termici, vengono fissati i pannelli isolanti. In questo modo si viene a creare un'intercapedine, dove il materiale isolante funge da cassero a perde, che sarà riempita dal betoncino SismaBeton. Il lato esterno sarà rifinito con rasatura armata colorata o con listelli in mattoncini faccia vista o gress porcellanato a basso spessore.



Figura 9 Rendering della tecnologia “Sisma Coat”

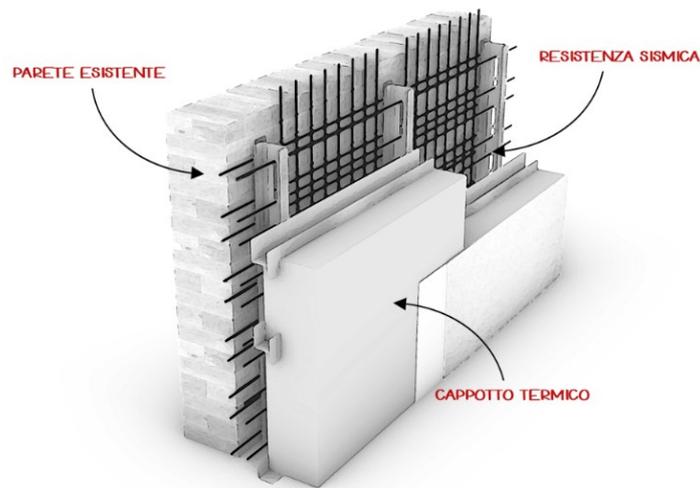


Figura 10 Composizione stratigrafica della tecnologia e dettagli della tecnologia “Sisma Coat”

I principali vantaggi riguardano il potenziamento simultaneo delle prestazioni termiche e sismiche. Si garantisce un miglioramento delle prestazioni globali della struttura se,

Esoscheletri leggeri in acciaio per il retrofit integrato di edifici in C.A.: metodologia di progetto e applicazioni numeriche

ovviamente, ancorata in fondazione. La sua installazione risulta non invasiva e non compromette l'utilizzo dell'edificio. I principali svantaggi sono, invece, i costi relativamente elevati, soprattutto in caso di necessità di adattamenti complessi. La realizzazione di un getto di completamento in opera migliorano le prestazioni sismiche ma aumentano anche la massa dell'immobile e di conseguenza la forza sismica competente all'immobile stesso.

4. Sistema MIL 15

Il sistema è noto come MIL15.s usa componenti in lega di alluminio accoppiati a pannelli termoisolanti. L'impiego dell'alluminio è legato a numerosi vantaggi, tra cui la sua leggerezza che consente di non incrementare i carichi gravanti sulla struttura esistente, e la resistenza alla corrosione, proprietà fondamentale dal momento che il sistema è applicato esternamente. Diversamente dall'acciaio che richiede trattamenti aggiunti, un elemento in alluminio sviluppa una patina esterna protettiva se esposto all'atmosfera; ciò consente anche di aumentare la sua durabilità nel tempo.

Come tutti i sistemi a cappotto, anche in questo caso si distingue per la facilità e velocità di montaggio nonché per la minima invasività. La rapidità di montaggio, invece, è garantita da una fase preliminare di rilievo in situ in cui, con l'uso di strumentazione altamente avanzata, si ottiene la dimensione e posizione precisa delle aperture e di conseguenza si può procedere con la stima ed il calcolo del numero di profili necessari. Questi vengono prodotti in azienda e trasportati in cantiere dove andranno posati in opera. La figura seguente si mostra una vista del sistema a cappotto MIL15.s e i suoi componenti.

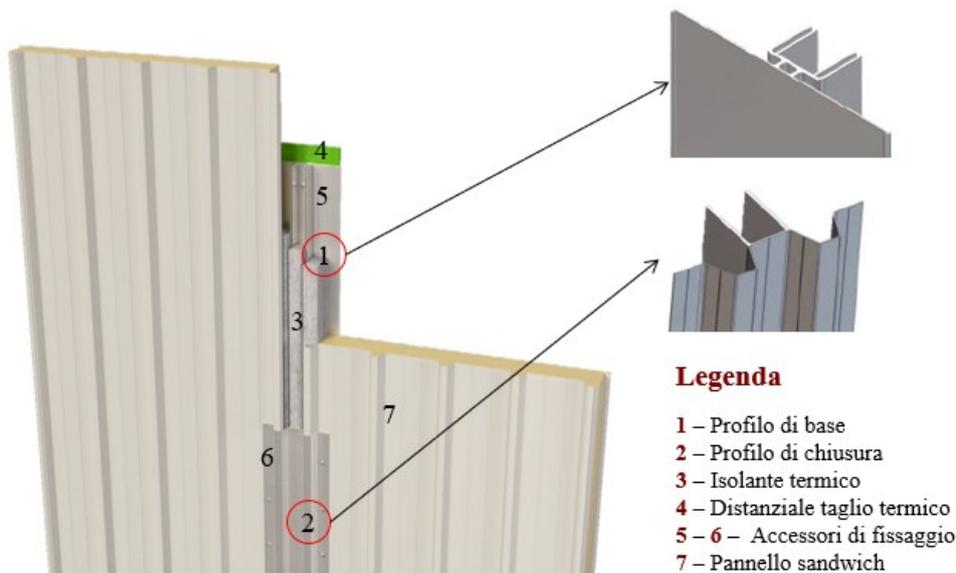


Figura 11 Vista del sistema integrato “MIL 15.s”

Il primo elemento che viene inserito è il cosiddetto profilo di base che viene fissato al pannello in muratura tramite degli ancoranti chimici. Il pannello sandwich viene posizionato e ancorato sulle ali di due profili di base consecutivi, posti a circa 1 m, tramite viti autoforanti di diametro 5,5 mm, con un passo di 200 mm. Il pannello sandwich possiede un doppio rivestimento in lamiera grecata ed è riempito internamente con materiale isolante. Generalmente esso è realizzato in prodotti sintetici come poliuretano o lana di roccia. In alternativa, è possibile ricorrere a materiali sostenibili come il sughero, la canapa o altre fibre naturali come cocco e lino che possiedono discrete proprietà termiche. Questa tecnologia può essere impiegata ai fini del miglioramento strutturale o solo come antiribaltamento, inoltre può essere applicato su edifici sia in c.a. che in muratura portante.

5. Sistema Brevettato Resisto 5.9

Il sistema Resisto 5.9 Tube (https://www.progettosisma.it/wp-content/uploads/2024/04/Resisto_5.9_Tube_ITA.pdf), sviluppato e brevettato dall'azienda italiana Progetto Sisma Srl (<https://www.progettosisma.it/>), è una soluzione sismica ed energetica integrata che utilizza un esoscheletro in acciaio formato a freddo,

costituito da un telaio controventato, che viene installato esternamente agli edifici. L'esoscheletro è fissato alle travi e colonne esistenti mediante ancoraggi chimici, con l'integrazione di pannelli isolanti per il miglioramento energetico. Si tratta di una soluzione altamente personalizzabile per edifici in muratura o cemento armato. Questo sistema modulare riduce i tempi di cantiere e gli scarti, risultando in un miglioramento simultaneo della resistenza sismica e delle prestazioni energetiche, compatibile con facciate ventilate e altre soluzioni estetiche. Questo sistema è adatto principalmente per interventi di miglioramento sismico globale ma può essere usato anche per interventi locali e richiede competenze tecniche per la progettazione e l'installazione. Inoltre, può essere applicato sia per edifici in cemento armato che in muratura. Il cappotto è prodotto su misura sulla base del rilievo architettonico effettuato in situ con strumentazione avanzata (laser scanner) in modo da ottenere dei moduli da installare agevolmente in cantiere. Si ottengono così dei disegni precisi che agevolano le operazioni di calcolo e messa in opera, permettendo la realizzazione di uno specifico progetto per ogni intervento.



Figura 12 Rendering della tecnologia “Resisto 5.9 Tube”

2.6.2 Sistema Resisto 5.9: un’innovativa soluzione sismica ed energetica

Il Sistema Resisto 5.9 Tube rappresenta una soluzione avanzata ed innovativa, concepita per il miglioramento delle prestazioni sismiche e la riqualificazione energetica degli

edifici esistenti, rispettando le normative vigenti. La progettazione del sistema è personalizzata a partire da un rilievo fotogrammetrico effettuato con l'uso di droni e in base al progetto strutturale sviluppato dal tecnico incaricato. Questa metodologia di progettazione consente numerosi vantaggi, tra cui la riduzione delle operazioni in cantiere, la diminuzione dei tempi di intervento e l'eliminazione degli scarti di lavorazione, traducendosi in un risparmio economico e in una maggiore attenzione all'ambiente. Il Sistema Resisto 5.9 Tube può essere applicato a edifici in muratura portante (Davino *et al.*, 2022) e a strutture a telaio in cemento armato. L'intervento mira al miglioramento o adeguamento sismico degli edifici esistenti, in conformità con i paragrafi 8.4.2 e 8.4.3 delle NTC2018, rientrando nell'ambito degli interventi di tipo globale, con l'obiettivo di riqualificare l'intero organismo strutturale. Il sistema può anche essere utilizzato come intervento locale ai sensi del paragrafo 8.4.1 delle stesse normative, riguardando specifiche porzioni o singoli elementi, contribuendo così a ridurre la vulnerabilità sismica dell'edificio nei confronti dei meccanismi locali. L'elevato grado di libertà progettuale garantisce che il sistema sia applicabile a quasi tutte le tipologie di edifici, anche in combinazione con altre soluzioni di rinforzo strutturale.

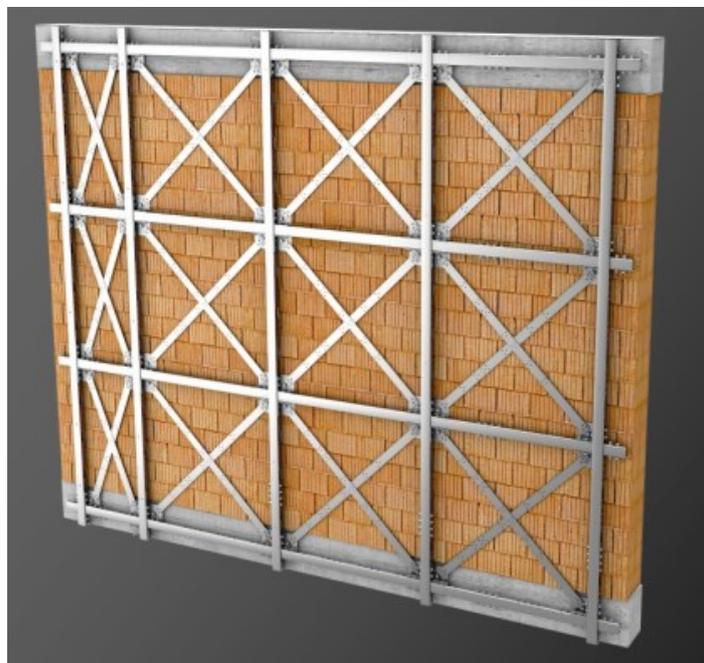


Figura 13 Tecnologia “Resisto 5.9 Tube”

Rinforzo Sismico

Il Sistema Resisto 5.9 Tube offre un rinforzo sismico attraverso un rivestimento esterno modulare, che prevede l'integrazione di elementi strutturali in acciaio sulla superficie muraria. Gli elementi in acciaio, opportunamente collegati tra loro, vengono fissati alla struttura portante muratura mediante ancoraggi chimici garantendo collaborazione tra di loro. Inoltre, vengono posizionati in aderenza alla superficie della parete, accostati tra loro e ancorati tramite ancoraggi non passanti con passo regolare. L'ancoraggio è eseguito mediante l'iniezione di resina chimica, a cui segue l'inserimento di barre filettate in acciaio classe 8.8. Il numero minimo di ancoraggi è pari a $4/m^2$, distribuiti uniformemente sulla superficie della parete, garantendo una collaborazione efficace tra la muratura e il rinforzo. Ogni profilo è connesso a quello adiacente per garantire la continuità degli elementi di rinforzo in direzioni verticali, orizzontali e diagonali. Le piastre in acciaio prezinco, sagomate, assicurano l'unione dei profili e dei rinforzi diagonali tramite bulloni in acciaio zincato classe 8.8.

Profili metallici: elementi a sezione tubolare

I profili metallici utilizzati nel sistema sono ottenuti tramite tranciatura e profilatura a freddo di lamiere di acciaio S350GD+Z prezinco con uno spessore di 2 mm. La sezione dei profili è rettangolare, con dimensioni di 60x45 mm per la direzione verticale e 60x25 mm per quella orizzontale. La presenza di fori e intagli consente una modularità del sistema, con passo di 250 mm, adattando così l'intervento alla configurazione specifica delle pareti da rinforzare.

Elementi di collegamento

I profili metallici a sezione tubolare sono collegati fra di loro e con la muratura degli edifici con piastre, diagonali e profili.

Piastra di collaborazione: Piastra in acciaio S350GD+Z prezinco, ottenuta tramite taglio al laser e piegatura a freddo di lamiere sottili di spessore 3 mm, utilizzata per il collegamento tra i profili e l'ancoraggio alla muratura.

Diagonali di controvento: Piatti in acciaio S350GD+Z prezinco di 3 mm di spessore e 50 mm di larghezza, provvisti di fori a passo modulare.

Profili di raccordo: Profili metallici ottenuti tramite taglio al laser di lamiere sottili in acciaio S350GD+Z prezinco, che permettono il collegamento longitudinale dei profili verticali e orizzontali.

Piastra angolare: Piastra in acciaio S350GD+Z prezinco, tagliata al laser e piegata a freddo, utilizzata per collegare gli elementi orizzontali agli angoli o spigoli dell'edificio, e per ancorare il sistema in prossimità di cordoli o solette di balconi in cemento armato.

Fasi di collegamento

Il collegamento tra i profili tubolari e le piastre di collaborazione avviene tramite unioni bullonate, utilizzando bulloni M12 in acciaio zincato di classe 8.8. I profili metallici di 2750 mm di lunghezza vengono uniti da elementi di raccordo fissati alle estremità dei profili mediante unioni bullonate. Gli ancoraggi chimici vengono realizzati tramite la realizzazione di fori con adeguato diametro e profondità, seguita dall'iniezione di resina epossidica certificata e dal successivo inserimento di barre filettate M12/M14 in classe 8.8. La struttura metallica si completa con l'aggiunta di diagonali di controvento, che vengono fissati alle piastre di collaborazione mediante viti autoperforanti in acciaio zincato.

Tipologie di collegamento

Nel caso di edifici in muratura portante, il sistema è completato con piastre angolari per il collegamento dei profili su tutte le facce murarie, ottenendo una cerchiatura continua e globale della struttura. In prossimità di balconi o coperture in cemento armato, potrebbero essere necessari elementi angolari per l'ancoraggio del sistema utilizzando turboviti e viti autoperforanti.

Collegamenti alla struttura di cemento armato

Nel caso di edifici a telaio in cemento armato, i profili metallici sono collegati ai pilastri e travi in cemento armato, al fine di far collaborare gli elementi di rinforzo con il telaio esistente. In corrispondenza di ogni pilastro, viene posizionata una fila verticale di piastre di collaborazione e realizzato l'inghisaggio direttamente sul cemento armato. Sulle travi, vengono posati profili orizzontali per ancorare il sistema alla struttura in cemento armato.

Isolamento Termico

Una volta completata l'installazione della struttura metallica e verificato il serraggio delle unioni bullonate, le pareti dell'edificio sono pronte per essere coibentate, al fine di migliorare le prestazioni termiche. I pannelli isolanti sono realizzati in polistirene espanso sinterizzato, con dimensioni di 1000x500 mm. La presenza di battentature perimetrali consente una posa a incastro dei pannelli, migliorando la planarità del cappotto. Le scanalature retrostanti dei pannelli permettono una posa rapida e precisa lungo la maglia del telaio metallico, riducendo lo spessore del pacchetto finito. Il fissaggio dei pannelli alla muratura avviene con schiuma adesiva poliuretana ad alta densità, che corregge le irregolarità del muro fino a 30 mm. Per il fissaggio permanente, si utilizzano tasselli per cappotto disposti a passo costante, con almeno 6 tasselli/m² in generale e fino a 12 tasselli/m² nelle zone di bordo.

Finiture

Oltre a garantire il rinforzo sismico e il miglioramento energetico, il sistema Resisto 5.9 Tube offre una vasta gamma di soluzioni per la realizzazione delle finiture esterne. Fra le opzioni, vi sono:

Cappotto tradizionale

Il sistema Resisto 5.9 Tube prevede l'applicazione diretta di una rasatura sul pannello isolante, utilizzando malta cementizia ad alte prestazioni e una rete armata in fibra di vetro. La finitura finale è realizzata con intonachino colorato a granulometria variabile, che completa il sistema.

Facciata fotovoltaica

Le lastre fotovoltaiche vengono installate come rivestimento esterno delle superfici opache degli edifici mediante sistemi di facciate ventilate, permettendo così di sfruttare l'involucro edilizio sia per la produzione di energia che per migliorare l'isolamento termico dell'edificio. L'uso di vetro colorato sulla parte anteriore del pannello, che copre parzialmente le celle fotovoltaiche, favorisce una migliore integrazione estetica con l'architettura dell'edificio.

Controparete

Il sistema a controparete prevede l'utilizzo di mensole e montanti a T, che consentono la realizzazione di contropareti con una vasta gamma di finiture possibili.

Facciata ventilata

Il sistema Resisto 5.9 Tube è ideale per supportare l'installazione di diversi tipi di facciate ventilate, come lastre in gres porcellanato di vari spessori, lastre in fibrocemento colorato in pasta e pannelli decorativi in alluminio.



Capitolo — 3

Materiali e metodi di analisi

Il presente capitolo si pone l'obiettivo di stilare una guida utile per la progettazione e la verifica degli elementi del sistema di rinforzo Resisto 5.9 Tube da applicare a edifici intelaiati in calcestruzzo armato. Sebbene il cappotto, potrebbe non essere collegato in fondazione e quindi, oltre agli aspetti energetici, fungere per l'antiribaltamento delle tamponature perimetrali catalogandosi, dal punto di vista strutturale come un intervento locale, si analizza il caso in cui esso è ancorato alla base. Le linee guida proposte si riferiscono, oltre all'antiribaltamento, ad interventi strutturali di tipo globale per il miglioramento e/o adeguamento sismico. La procedura di progetto e verifica che si presenta è frutto della collaborazione con la società Progetto Sisma Srl, che ha brevettato il sistema Resisto 5.9 Tube.

La progettazione di un sistema di rinforzo controventante dipende da una valutazione preliminare della struttura oggetto di intervento con riferimento ad alcuni aspetti, quali il livello di protezione target, la regolarità in pianta e in altezza, il numero e la posizione delle aperture, il comportamento dissipativo del sistema e così via. La metodologia di progetto proposta parte quindi dalla valutazione dell'edificio esistente attraverso l'uso di analisi statiche non lineari, i cui risultati forniscono informazioni utili per individuare le caratteristiche geometriche e meccaniche del sistema controventante nonché la distribuzione del sistema lungo lo sviluppo dell'edificio al fine di migliorarne il comportamento sismico globale. In particolare, grazie all'applicazione del metodo di progetto è possibile calibrare e determinare l'area delle diagonali del sistema Resisto 5.9 Tube necessaria a incrementare le performance sismiche globali dell'edificio oggetto di intervento.

Una volta determinata l'area delle diagonali e la disposizione degli elementi di rinforzo sulle facciate dell'edificio, è possibile eseguire una modellazione strutturale dell'edificio post-intervento all'interno di un qualsiasi software di calcolo per eseguire le analisi sismiche con metodi statici o dinamici, lineari o non lineari. La verifica degli elementi e dei collegamenti del sistema Resisto 5.9 Tube è eseguita, in accordo con le formulazioni proposte dalla normativa tecnica vigente (NTC2018), sulla base delle sollecitazioni derivanti dalle analisi eseguite col software di calcolo adoperato (Pro_Sap della 2S.I. in questa sede).

La proposta della metodologia di progetto suggerisce, inoltre, delle indicazioni per eseguire una modellazione semplificata mediante il calcolo di diagonali equivalenti ai vari moduli che compongono il sistema di rinforzo al fine di ridurre l'onere computazionale del software di calcolo. Tale semplificazione viene suggerita in quanto sono stati rilevati tempi di modellazione e di calcolo del software estremamente rilevanti nei casi in cui si vuole modellare rigorosamente tutti gli elementi che compongono il cappotto. Al fine di tener di per poter eseguire le verifiche degli elementi strutturali tenendo in conto della semplificazione nella modellazione, sono stati ricercati e proposti dei coefficienti da applicare alle sollecitazioni derivanti dalle analisi eseguite nel software di calcolo.

La metodologia di progettazione proposta con i relativi coefficienti sono stati ottenuti eseguendo dei test su diverse tipologie di telai in calcestruzzo armato a complessità crescente, i cui risultati sono sintetizzati nei capitoli successivi. In particolare, le metodologie sono state applicate prima a telai piani, poi a telai tridimensionali e, infine, a un edificio esistente.

La metodologia operativa proposta può essere schematizzata come segue:

- Determinazione delle caratteristiche geometriche del sistema Resisto 5.9 Tube per ciascun telaio della struttura in c.a.;
- Predimensionamento delle diagonali di controvento mediante la metodologia proposta o secondo specifiche valutazioni del progettista;
- Scelta del metodo di analisi da eseguire (statica lineare (SL), dinamica lineare (DL), statica non lineare (SNL) o dinamica non lineare (DNL));

- Implementazione del sistema nel software di calcolo: modello a diagonali reali o modello a diagonali equivalenti;
- Nel caso di modello a diagonali equivalenti: calcolo dell'area della diagonale equivalente;
- Verifica degli elementi strutturali del sistema Resisto 5.9 Tube sulla base delle sollecitazioni derivanti dal modello di calcolo (traversi, montanti e diagonali) applicando i coefficienti correttivi proposti nel caso di modellazione a diagonali equivalenti;
- Verifica dei collegamenti tra gli elementi del sistema Resisto 5.9 Tube sulla base delle sollecitazioni derivanti dal modello di calcolo;
- Verifica del collegamento in fondazione del sistema Resisto 5.9 Tube sulla base delle sollecitazioni derivanti dal modello di calcolo.

Si descrive nel dettaglio le varie fasi individuate nell'elenco precedente suddividendole in tre macro ambiti: metodologia di progetto, metodologia di verifica e modellazione delle diagonali equivalenti.

3.1 Metodologia di progetto

Il metodo di progetto proposto è stato ricercato al fine di determinare l'area delle diagonali del sistema Resisto 5.9 Tube calibrando l'intervento in maniera specifica per l'edificio da rinforzare. L'obiettivo posto è quello di conoscere le aree necessarie delle diagonali piuttosto che verificare il miglioramento sismico applicando il un prodotto standard proposto dell'azienda. È palese che, sia calcolando le aree delle diagonali sia applicando il sistema nella configurazione standard, tutti gli elementi in acciaio devono risultare verificati per le sollecitazioni di competenza. Il vantaggio di calcolare l'area necessaria delle diagonali, rimandando al progettista la scelta dell'area effettiva, è quello di ottenere un intervento calibrato per il caso specifico e, come vedremo nel seguito, la possibilità di agire su criticità specifiche dell'edificio in oggetto. Un esempio potrebbe essere la non regolarità in altezza e quindi la scelta di diagonali con diverse rigidzze per i vari livelli.

3.1.1 Step 1

Fase preliminare all'applicazione della suddetta metodologia è quella dello studio e dell'analisi della struttura oggetto d'intervento. Tale aspetto riguarda in primis considerazioni di tipo geometrico eseguendo uno studio di fattibilità per l'applicazione del cappotto in facciata e per determinare la distribuzione spaziale del sistema controventante in funzione dei limiti architettonici esistenti (aperture, balconi, aggetti, cornici ecc.). In secondo luogo si passa ad investigare il manufatto oggetto d'intervento dal punto di vista del comportamento strutturale. A tal proposito si prevede l'esecuzione di analisi statiche non-lineari con le combinazioni previste ai sensi delle NTC2018 al fine di ottenere la curva di capacità della struttura a più gradi di libertà (Multi-Degree Of Freedom - MDOF). Il risultato finale di un'analisi *pushover* è quello di poter tracciare una curva di capacità per ogni distribuzione di forza, per ogni direzione e verso, e per ogni punto di controllo significativo (Cosenza *et al.*, 2012). Le curve di capacità rappresentano la forza complessiva al piede della struttura in relazione allo spostamento di tale punto di controllo che rappresenta, appunto, la capacità esibita dal sistema a fronteggiare una certa azione esterna.

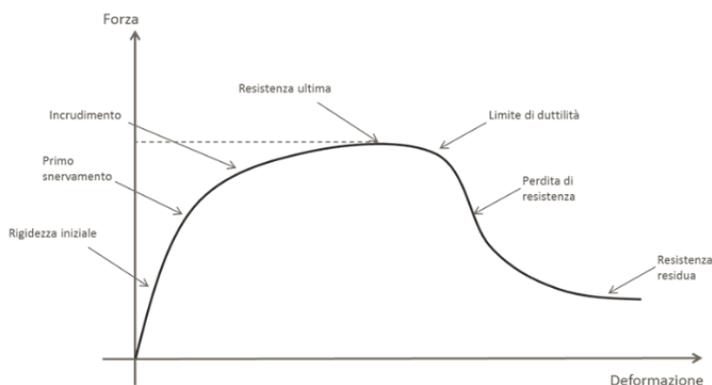


Figura 14 Curva Forza-Deformazione di letteratura con indicazione dei tratti

3.1.2 Step 2

Successivamente alla esecuzione dell'analisi statica non-lineare pushover, si andrà a scegliere, a vantaggio di sicurezza, la curva maggiormente pessimistica del sistema tra

quelle derivanti dalle varie combinazioni di carico e distribuzione di forze previste dalla normativa. In questa fase, essendo questa una metodologia per il design capacitivo e, quindi, per la ricerca delle prestazioni di progetto, è di particolare importanza l'individuazione dei meccanismi di danno fragili/duttili nella struttura. Verrà evidenziato sulla curva di capacità il primo evento di danno occorrente, che servirà come target per la fase di progettazione spiegata in seguito. In questo step verranno individuati i parametri fondamentali per la descrizione del comportamento strutturale del modello MDOF, ovvero rigidità K , resistenza F e spostamento ultimo d_u .

3.1.3 Step 3

La caratterizzazione meccanica della struttura non può prescindere da una serie di parametri non ricavabili con l'analisi statica non-lineare, per cui bisognerà eseguire un'analisi dinamica lineare (modale). Da questo tipo di analisi si ricaveranno i parametri fondamentali che descrivono il comportamento meccanico del modello MDOF (Trigilli, 2010), come modi di vibrare, periodi propri della struttura T , fattori di partecipazione modale Γ , distribuzione delle masse partecipanti m , distribuzione degli spostamenti interpiano $\Delta_{s,i}$, forze di piano di tagliante sismico $F_{y,i}$, ecc.

Importante sarà il fattore di partecipazione Γ , generalmente espresso come:

$$\Gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \varphi_{i,j}}{\sum_{i=1}^n m_i \cdot \varphi_{i,j}^2}$$

Dove:

$i = \{1 \dots n\}$ rappresentano i diversi livelli di piano della struttura con $i \geq 2$;

$j = \{1 \dots m\}$ rappresenta il numero del modo di vibrazione a cui si riferisce il fattore di partecipazione modale;

m_i rappresenta la massa del livello i -esimo della struttura;

$\overline{\varphi}_{i,j} = \{\varphi_{1,j} \dots \varphi_{n,j}\}$ rappresenta il vettore degli spostamenti modali con le sue componenti di piano.

Tale coefficiente di partecipazione servirà allo step successivo per l'applicazione del metodo N2 per scalare la curva di capacità ottenuta nel primo step.

3.1.4 Step 4

Indicazioni sulla domanda in termini di spostamento sono fornite al punto C7.3.4.2 della Circolare Ministeriale allegata al D.M. 17 gennaio 2018 che si rifà all' Eurocodice 8. Queste sono fondate sul metodo N2 proposto da Fajfar e Gaspersic (Fajfar & Gaspersic, 1996). Il nome del metodo sintetizza i suoi due aspetti peculiari. La sigla N2 indica, infatti, che il metodo è non lineare (N) ed utilizza 2 modelli di calcolo della struttura (il modello MDOF e quello SDOF). Considerando un sistema a un grado di libertà (Single Degree Of Freedom, SDOF), l'andamento della curva di capacità dipende dalla rigidità del sistema, che a sua volta dipende essenzialmente dalle caratteristiche geometriche e meccaniche del sistema. In generale, le curve sono caratterizzate da un iniziale comportamento elastico lineare fino alla soglia di snervamento (rappresentato da un ramo sostanzialmente lineare) seguito da un comportamento post-elastico non lineare incrudente, perfetto o degradante. Nel caso più complesso di sistemi a più gradi di libertà (Multi Degree Of Freedom, MDOF), la curva di capacità mostra andamenti analoghi caratterizzati ancora da un tratto inizialmente rettilineo, che si incurva quando inizia la plasticizzazione e la risposta progredisce in campo non lineare. La capacità di una struttura dipende dalle capacità di resistenza e di deformazione dei suoi singoli componenti. La curva di capacità, quindi, definisce l'attitudine della struttura indipendentemente da qualsiasi specifica richiesta sismica e descrive le caratteristiche intrinseche del sistema resistente. In altre parole, è una sorta di legame costitutivo semplificato della stessa. Trattandosi di un legame scalare forza-spostamento, il comportamento del sistema a più gradi di libertà viene ricondotto sostanzialmente a quello di un sistema ad un solo grado di libertà, che può ragionevolmente definirsi equivalente dato che la curva è stata costruita tenendo conto del comportamento dell'intero sistema. Quando si intende analizzare la risposta di costruzioni reali, si può ulteriormente semplificare il problema linearizzando a tratti la risposta del sistema, adottando ad esempio approssimazioni bilineari.

Attraverso il fattore di partecipazione modale Γ identificato al passo precedente, si può operare sulla curva di capacità del sistema MDOF per ottenere una curva equivalente ad un sistema ad un solo grado di libertà SDOF. Tale sistema viene rappresentato da un'asta

incastrata alla base, massa m^* concentrata in sommità corrispondente alla massa m del sistema MDOF e rigidezza k^* pari alla rigidezza k del sistema MDOF. La curva di capacità del sistema MDOF ottenuta dalle analisi statiche non-lineari viene dunque scalata nelle sue componenti secondo le seguenti formule:

$$F^* = \frac{F}{\Gamma}; \quad d^* = \frac{d}{\Gamma}; \quad m^* = \sum_{i=1}^n m_i \cdot \varphi_i$$

con $i = \{1 \dots n\}$, che rappresentano i diversi livelli di piano della struttura.

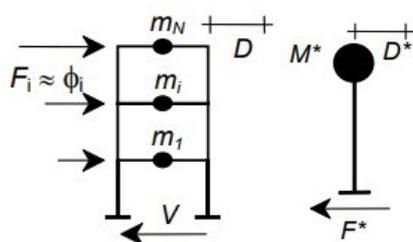


Figura 15 Rappresentazione grafica dei sistemi MDOF e SDOF

3.1.5 Step 5

Molteplici sono le metodologie per la bi-linearizzazione delle curve di capacità, ma in tale contesto, e secondo le determinazioni della letteratura scientifica, quelle di maggior utilizzo in termini di semplicità/efficienza sono rispondenti sempre al metodo N2 (Fajfar & Gaspersic, 1996). Secondo tale metodo, la curva di capacità scalata verrà interrotta ad una riduzione del 15% della resistenza F^*_{bu} del sistema SDOF. F^*_{bu} è la simbologia adottata per la resistenza ultima della curva bilineare equivalente (pedice b) che d'ora in poi verrà semplificata in F^*_u laddove “*” indicherà il sistema equivalente SDOF. Ciò consentirà l'individuazione dello spostamento ultimo d^*_u del sistema SDOF e, quindi, di un primo parametro per la bilinearizzazione della curva di capacità scalata. Il metodo N2 presenta una metodologia di semplificazione per la ricerca della bilineare anche per l'individuazione del primo tratto rigido della bilineare stessa. Tale tratto parte dall'origine degli assi ed intercetterà la curva di capacità scalata in corrispondenza di un valore di $0,60F^*_{bu}$. Nei casi in cui la curva di capacità scalata SDOF abbia una conformazione tendente ad un comportamento elasto-plastico, per cui $0,85F^*_{bu}$ e $0,6F^*_{bu}$ portino ad

approssimazioni eccessive, la bilineare verrà individuata con il metodo delle aree equivalenti.

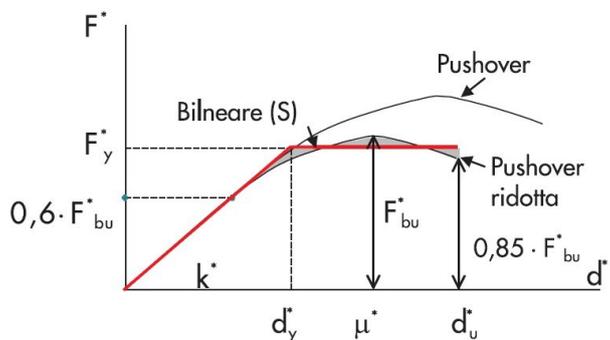


Figura 16 Esempio di plottaggio di una bilineare in rosso

3.1.6 Step 6

Attraverso l'individuazione della bi-lineare del sistema equivalente SDOF vengono automaticamente ricavate una serie di informazioni utili alle fasi successive, quali spostamento ultimo d_u^* , spostamento allo snervamento d_y^* , duttilità $\mu^* = \frac{d_u^*}{d_y^*}$, periodo proprio

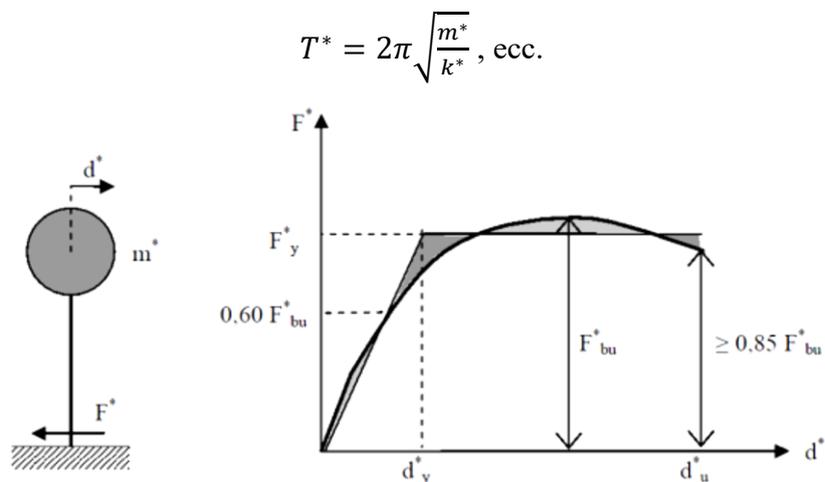


Figura 17 Sistema SDOF e diagramma bilineare equivalente

3.1.7 Step 7

Per riportare la bi-lineare del sistema SDOF appena ottenuta agli spettri sismici di domanda, bisogna trasformare le curve di capacità e di domanda in un sistema di rappresentazione rispettivamente differente dal piano F-D (forza-spostamento) e dal piano S_a -T (accelerazione spettrale – periodo). Il piano di rappresentazione impiegato per riportare curve di capacità e di domanda è il piano ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectra). Essendo le ordinate del diagramma forza-spostamento espresse, appunto, in termini di forza, risulta immediato risalire alle accelerazioni tramite la legge $F = m \cdot S_a$. Solitamente, per quanto riguarda gli spettri di domanda, si è soliti incontrare quelli accelerazione-periodo S_a -T il cui spostamento spettrale può essere determinato, nel caso di un sistema elastico ad un grado di libertà, in accordo al punto 3.2.3.2.3 del D.M. 17 gennaio 2018, come:

$$S_{d_i} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{a_i}$$

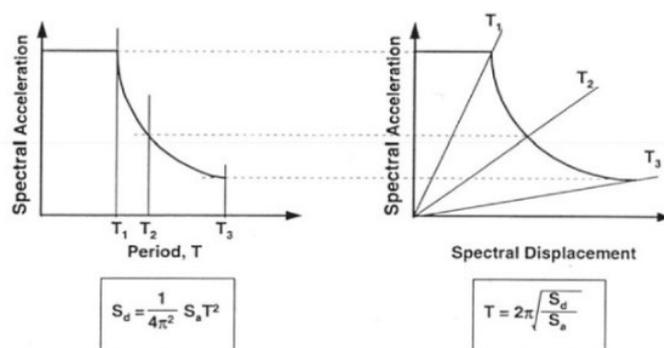


Figura 18 Acceleration-Displacement Response Spectra

Nel caso in cui volessimo determinare la domanda massima in spostamento del sistema equivalente, la Circolare distingue due casi. Nel caso in cui il periodo elastico della costruzione T^* risulti $T^* > T_C$, la domanda di spostamento del sistema anelastico è assunta uguale a quella di un sistema elastico di pari periodo:

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{d_i}(T^*)$$

Nel caso in cui $T^* < T_C$, la domanda in spostamento del sistema anelastico è maggiore di quella di un sistema elastico di pari periodo e si ottiene da quest'ultima mediante l'espressione:

$$S_d = \frac{S_{di}}{R} * \left(1 + (R - 1) * \frac{T_c}{T^*} \right)$$

3.1.8 Step 8

L'obiettivo posto è quello di definire $d_{t,c}$, spostamento target della struttura complessiva. Nel sistema ADRS, dunque, andranno inseriti sia la curva di capacità convertita che gli spettri di domanda agli stati limite che si vogliono prendere in considerazione. La scelta di tale punto target deriva dalle considerazioni fatte nei passi precedenti circa il primo evento di danno duttile/fragile che si verifica. Essendo una procedura di design, per il caso specifico della progettazione del capotto Resisto, e volendo mantenere in campo elastico il più possibile la struttura originaria prima di attingere alle sue risorse dissipative, risulta consono individuare uno spostamento target che anticipi il primo meccanismo di danno. La definizione di tale spostamento dipende strettamente dalle capacità della struttura originaria e dalla sensibilità del progettista di stabilire condizioni più o meno cautelative a seconda del caso.

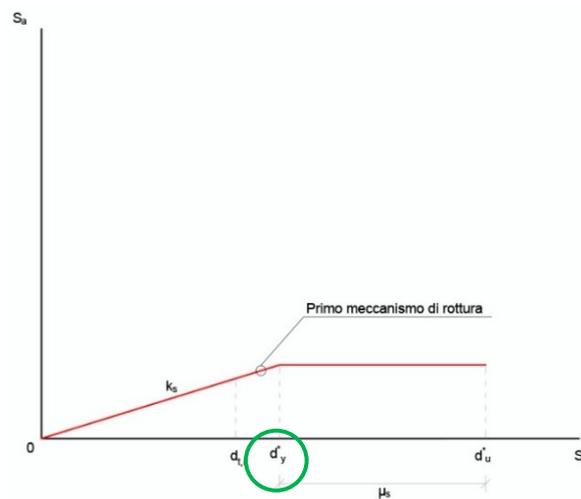


Figura 19 Individuazione del primo meccanismo di rottura su una curva bilineare nel piano ADRS

3.1.9 Step 9

Avendo determinato lo spostamento target $d_{t,c}$ ed avendo inserito nel diagramma ADRS lo spettro di domanda di riferimento del sito in cui si trova la costruzione, è possibile tracciare la verticale a partire dallo spostamento $d_{t,c}$ ed intercettando lo spettro verrà individuato un punto sulla curva di domanda corrispondente ad $S_{a,c}$. Ciò porta a determinare la rigidezza di design k_c del sistema complessivo, univocamente individuata dalla retta che congiunge il punto di intersezione fra la verticale passante per $d_{t,c}$ e lo spettro di domanda e l'origine degli assi come mostrato nella figura seguente.

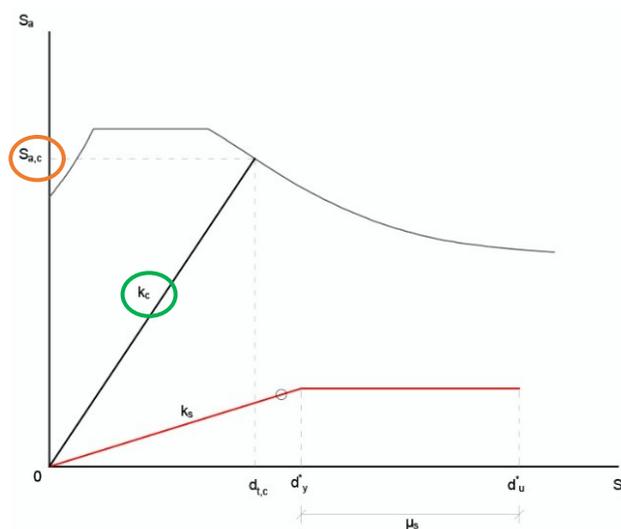


Figura 20 Individuazione dell'accelerazione spettrale $S_{a,c}$ e della rigidezza k_c nel piano ADRS

3.1.10 Step 10

Nota la rigidezza del k_c del sistema complessivo, determinata allo step precedente, si pone l'obiettivo di individuare l'accelerazione spettrale di design della struttura nella configurazione rinforzata. La duttilità della costruzione nella configurazione originaria è stata computata come il rapporto tra d_y^* e d_u^* , ovvero $\mu_s^* = \frac{d_u^*}{d_y^*}$. Per evitare di intervenire in maniera invasiva sul comportamento di assorbimento duttile dell'intera struttura, si ipotizza, a vantaggio di sicurezza, di raggiungere una duttilità del sistema complessivo μ_c^* (configurazione post intervento), pari a circa quella della struttura originaria μ_s^* . A tale fine si propone l'applicazione di un procedimento iterativo. Il primo tentativo si effettua

fissando, per ipotesi, uno spostamento ultimo del sistema complessivo $d_{c,u}^*$ inferiore allo spostamento ultimo della struttura d_u^* e determinando, in questa prima iterazione, $S_{a,yc1}$ attraverso il metodo dell'equivalenza delle aree (fra l'area del triangolo e quella del rettangolo campite in grigio nella figura sottostante). Poiché risulterà individuato d_{yc}^* (spostamento di primo snervamento del sistema complessivo) proprio tramite il principio di equivalenza delle aree, si potrà valutare la duttilità del sistema complessivo, che verrà confrontata con quella della struttura ante-intervento.

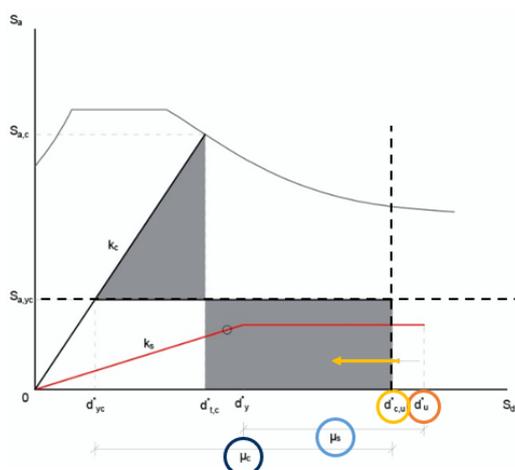


Figura 21 Applicazione del principio di equivalenza delle aree per il primo tentativo del procedimento iterativo proposto

Se la duttilità del sistema complessivo dovesse risultare maggiore di quella della struttura ante-intervento, mirando all'uguaglianza delle rigidezze per ipotesi assunta, occorrerà procedere iterativamente alla ricerca dello spostamento ultimo della struttura post-intervento. Di conseguenza si andrà a ridurre lo spostamento $d_{c,u}^*$, spostandolo verso sinistra, e si andrà a valutare il nuovo valore di $S_{a,yc}$ sempre con il metodo del bilanciamento delle aree. Questo processo iterativo continuerà fino al raggiungimento di una duttilità del sistema complessivo analoga a quella della struttura originaria a cui corrisponderà l'accelerazione spettrale del sistema complessivo ricercata. Questa determinazione, funzione dell'assunzione di uguaglianze delle duttilità, è tuttavia suscettibile di modifiche a seguito dello svolgimento di prove di laboratorio su telai in

scala reale per la stima dell'incremento di duttilità fornita alla struttura in c.a. esistente applicando il sistema Resisto 5.9 Tube.

3.1.11 Step 11

Stabilita la rigidezza k_c del sistema complessivo attraverso la procedura di design e conoscendo la rigidezza k_s della struttura originaria, si può ottenere per differenza la rigidezza k_R richiesta al sistema Resisto 5.9 Tube. Allo stesso modo potrà essere ricavata l'accelerazione spettrale $S_{a,R}$ del solo sistema Resisto 5.9 Tube come differenza tra quella del sistema complessivo e quella della struttura non rinforzata. Naturalmente le considerazioni svolte nel piano ADRS possono essere riportate nel piano F-D con le formule inverse utilizzate nei precedenti step per poter risalire, dunque, al valore della resistenza offerta dal sistema Resisto 5.9 Tube.

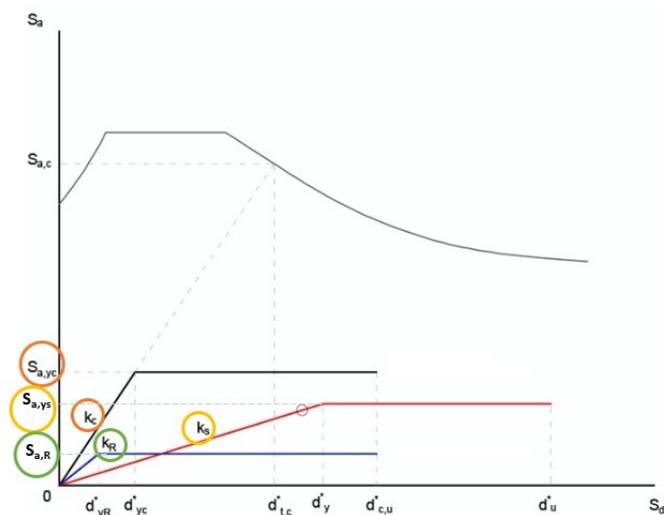


Figura 22 Determinazione delle bilineari nel piano ADRS: in rosso quella della struttura originaria; in nero quella del sistema complessivo, in blu quella competente al cappotto

3.1.12 Step 12

Come precedentemente descritto, la metodologia proposta ha la pretesa di calibrare al meglio l'intervento in funzioni delle caratteristiche geometriche e meccaniche della struttura originaria. L'utilizzo di un sistema di controventi come Resisto 5.9 Tube raggiunge la sua massima efficacia quando riesce a ridistribuire ed omogeneizzare gli spostamenti di piano che, nelle strutture comuni, possono variare di piano in piano ed essere particolarmente rilevante per strutture con numero di piani rilevante. Per massimizzare, quindi, l'efficienza del sistema dissipativo bisognerà ridistribuire le rigidezze di piano di Resisto 5.9 Tube in modo da bilanciarsi con le rigidezze di piano della struttura originaria. I rapporti che descrivono tale comportamento saranno i seguenti:

$$k_{s,i} : k_{R,i} = k_s : k_R$$

$$r_k = \frac{k_R}{k_s} \quad ; \quad k_R = r_k \cdot k_s \quad ; \quad k_{R,i} = r_k \cdot k_{s,i}$$

$$k_{s,i} = \frac{1}{\Delta_{s,i}} \cdot \sum_1^{n_P} F_i$$

dove:

$k_{s,i}$ è la rigidezza della struttura al piano i-esimo;

$k_{R,i}$ è la rigidezza del sistema Resisto al piano i-esimo;

k_s la rigidezza della struttura complessiva;

k_R la rigidezza complessiva di Resisto 5.9 Tube;

r_k è un fattore di proporzionalità tra rigidezza di Resisto 5.9 Tube e rigidezza della struttura di base;

$\Delta_{s,i}$ è lo spostamento della struttura al piano i-esimo;

F_i è la forzante sismica al piano i-esimo.

Allo stesso modo, può essere valutato il tagliante di piano del sistema controventante. Il tagliante agente sull'intero sistema Resisto 5.9 Tube (V_R) può essere valutato a partire dall'accelerazione spettrale del sistema Resisto 5.9 Tube valutata nello step precedente, eseguendo la trasformazione di coordinate inversa rispetto a quella descritta allo step 7 ($V_R = S_{a,yR} \cdot m^*$). Il tagliante di piano ($V_{R,i}$) sarà quindi ottenuto scalando i taglianti della struttura allo stato di fatto per il fattore di proporzionalità delle resistenze ($r_f = V_R/V_S$).

3.1.13 Step 13

Nel caso di distribuzione irregolare in altezza dell'edificio, la rigidezza di piano del sistema Resisto 5.9 Tube va distribuita in maniera tale da regolarizzare il comportamento dinamico dell'edificio. Secondo le NTC18 un edificio risulta regolare se la rigidezza non si riduce, da un orizzontamento a quello superiore, più del 30% e non aumenta più del 10% ($-0.1 \leq \Delta k_{tot,i} \leq 0.3$):

$$\Delta k_{tot,i} = \frac{(\Delta k_{tot,i-1} - \Delta k_{tot,i})}{\Delta k_{tot,i-1}}$$

Per strutture con $i \geq 2$ livelli, essendo questo un processo iterativo per convergere verso il risultato migliore, si ottengono le seguenti condizioni:

Se $-0.1 \leq \Delta k_{tot,i}^j < 0.3$

$$k_{R,i}^j = k_{R,i}^{j-1}$$

$$k_{R,i-1}^j = k_{R,i-1}^{j-1}$$

Se $\Delta k_{tot,i}^j > 0.3$

$$k_{R,i}^j = 0.7 k_{tot,i-1}^{j-1} - k_{s,i}$$

Se $\Delta k_{tot,i}^j \leq -0.1$

$$k_{R,i-1}^j = \frac{k_{tot,i}^{j-1}}{1.1} - k_{s,i-1}$$

in cui $i = \{1 \dots n\}$ rappresenta il numero di livelli e $j = \{1 \dots m\}$ corrisponde al numero di iterazioni.

3.1.14 Step 14

Definita e distribuita la rigidezza di piano del sistema controventante Resisto 5.9 Tube bisognerà dividere tale rigidezza per l'effettivo numero di controventi $n_{R,i}$. La rigidezza del singolo modulo di controvento verrà quindi ricavata dalla seguente formulazione:

$$k_{R,i,S} = \frac{k_{R,i}}{n_{R,i}}$$

Il tagliante del singolo modulo di controvento si ricava dalla formulazione analoga:

$$V_{R,i,S} = \frac{V_{R,i}}{n_{R,i}}$$

3.1.15 Step 15

Per il dimensionamento del sistema controventante di Resisto 5.9 Tube, a vantaggio di sicurezza, si considera che i collegamenti fra montanti e traversi siano del tipo a cerniera. Pertanto, cautelativamente si considerano l'apporto in termini di rigidità delle sole diagonali del sistema Resisto 5.9 Tube. Per tale ragione il dimensionamento riguarderà la ricerca dell'area resistente esclusivamente di quest'ultime. Per effetto di queste considerazioni si considera in fase elastica il sistema composto da due diagonali, mentre in fase plastica viene considerata la sola diagonale resistente a trazione una volta raggiunta l'instabilità della diagonale compressa. La rigidità flessionale $k_{R,i,s}$ così considerata verrà espressa dalla seguente formulazione:

$$k_{R,i,s} = \frac{2EA}{L} \cdot \cos^2\alpha_R$$

Dove:

E rappresenta il modulo elastico del materiale del controvento;

A è la sezione resistente del controvento;

L la lunghezza del controvento;

α_R l'angolo del controvento con l'orizzontale.

D'altra parte, la valutazione in termini di resistenza permette di definire lo sforzo normale agente sulla singola diagonale di controvento come segue:

$$N_{R,i,s} = \frac{V_{R,i,s}}{\cos \alpha_R}$$

Ovviamente in un sistema altamente flessibile e modificabile come quello Resisto, l'angolo di inclinazione e la lunghezza delle diagonali dipenderanno dai pezzi speciali impiegati e, dunque, la rigidità del singolo controvento varierà da modulo a modulo.

3.1.16 Step 16

In base alla formula della rigidezza $k_{R,i,s}$ è possibile risalire per inversione (considerando che $k_{R,i,s}$ era stata precedentemente ottenuta) all'area della sezione A. Imponendo una dimensione, ipoteticamente la base $b = 50\text{mm}$, se ne ricaverà lo spessore t , che risulterà variabile quindi per ciascun modulo e piano. La stessa considerazione può essere fatta in termini di resistenza, dimensionando l'area della diagonale in funzione dello sforzo normale agente. Il valore di area da prendere come riferimento per le diagonali del sistema Resisto 5.9 Tube è dato dal valore più alto tra quelli ottenuti in termini di rigidezza e resistenza.

Seguendo gli step della metodologia proposta, in accordo con le assunzioni fatte, si computa l'area delle diagonali del cappotto calibrando l'intervento per l'immobile in esame. Essendo un metodo di design l'intervento deve essere verificato sia in termini globali, ovvero che si sia raggiunto il miglioramento sismico o l'adeguamento, sia in termini locali andando a verificare tutti gli elementi in acciaio costituenti il cappotto. Si propone, alla stregua di quanto fatto in precedenza, una guida per effettuare le verifiche in accordo con le attuali norme tecniche.

3.2 Metodologia di verifica

In questo capitolo della tesi propone una guida di verifica con l'obiettivo di definire gli step per validare gli elementi del cappotto sismico Resisto 5.9 Tube. A tale fine si prevede la modellazione impiegando un qualsivoglia software di calcolo strutturale agli elementi finiti.

Nel seguito saranno presentate le verifiche, a seguito del calcolo delle sollecitazioni agenti derivanti dalla modellazione FEM, da eseguire su ciascun elemento strutturale (diagonali, montanti e traversi), sui collegamenti tra gli stessi e sul collegamento in fondazione del sistema. Il metodo può essere applicato indipendentemente dal metodo di analisi utilizzato (statica lineare, dinamica lineare, statica non lineare e dinamica non lineare) (Verderame, 2012). Nel caso in esame sono state eseguite delle analisi statiche non lineari e, pertanto, lo stato tensionale di riferimento è legato al punto di controllo scelto per la costruzione delle curve di capacità.

3.2.1 Modellazione

La scelta e la progettazione di un qualsiasi intervento, come detto in precedenza, non può prescindere dalla conoscenza della struttura su cui si è intenzionati ad intervenire. Nel caso specifico della progettazione di un intervento globale collegando il cappotto in fondazione, rammentando che nel caso contrario il sistema Resisto è comunque in grado di offrire un contributo strutturale impedendo il ribaltamento delle tamponature esterne, si rende indispensabile la modellazione della struttura esistente.

Per eseguire un'analisi del livello di sicurezza associato ad un edificio nei confronti delle azioni sismiche, è necessario avere una conoscenza diretta e approfondita delle sue caratteristiche strutturali: proprietà meccaniche dei materiali, condizione dei vari elementi strutturali, dettagli costruttivi, configurazioni geometriche. Tanto più la conoscenza dell'edificio in esame è approfondita, tanto più raffinato potrà essere il metodo di analisi utilizzato per valutare la risposta sismica e tanto più attendibili potranno essere le informazioni ottenute dal modello di calcolo.

Una costruzione esistente riflette lo stato delle conoscenze dell'epoca della sua edificazione e potrebbe dunque essere affetta da difetti di progettazione e realizzazione non agevolmente individuabili. La valutazione della sicurezza degli edifici esistenti deve tener conto di un grado di incertezza maggiore rispetto quello imputabile alla progettazione di un nuovo edificio.

La normativa italiana, così come l'Eurocodice 8, riconoscono 3 livelli di conoscenza:

LC1: Conoscenza limitata;

LC2: Conoscenza adeguata;

LC3: Conoscenza accurata.

La definizione del livello di conoscenza ci fornisce delle indicazioni sul metodo di analisi e sui fattori di confidenza da utilizzare. I fattori di confidenza $FC = f(LC)$, funzione del livello di conoscenza, vanno a ridurre i valori medi di resistenza dei materiali (f_m) componenti la struttura esistente. Per ottenere i valori di resistenza di calcolo (f_d) da utilizzare, i valori medi devono essere ulteriormente ridotti, qualora previsto, mediante i

coefficienti di sicurezza. Il coefficiente parziale di sicurezza (γ_m) è funzione del tipo di analisi (lineare o non lineare) e del tipo di elemento/meccanismo (fragile o duttile). Di seguito si riporta la tabella illustrativa C8.5.IV della Circolare Esplicativa delle NTC 2018.

Livello di Conoscenza	Geometria (carpenteria)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione oppure rilievo ex-novo completo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>limitate</i> verifiche in-situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>limitate</i> prove in-situ	Analisi lineare statica o dinamica	1.35
LC2		Disegni costruttivi incompleti con limitate verifiche in situ oppure estese verifiche in-situ	Dalle Specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali con limitate prove in-situ oppure estese prove in-situ	Tutti	1.20
LC3		Disegni costruttivi completi con limitate verifiche in situ oppure esaustive verifiche in-situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto con estese prove in situ oppure esaustive prove in-situ	Tutti	1.00

Figura 23 Livello di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei Fattori di confidenza per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Per gli elementi strutturali duttili si utilizza la seguente formula:

$$f_{d,duttile} = \frac{f_d}{FC}$$

in particolare, la resistenza a compressione cilindrica del calcestruzzo f_{cd} si ottiene con:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck} \cdot \alpha_{cc}}{\gamma_c}$$

con α_{cc} coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata.

La resistenza a snervamento dell'acciaio f_{yd} si calcola come segue:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{FC * \gamma_s}$$

dove:

f_{ck} è la resistenza caratteristica cilindrica a compressione del calcestruzzo a 28 giorni;

f_{yk} è la tensione di snervamento dell'acciaio per c.a.;

γ_s è il coefficiente parziale di sicurezza relativo all'acciaio, pari a 1,15.

Per gli elementi/meccanismi fragili, vale invece:

$$f_{d,fragile} = \frac{f_d}{FC * \gamma_c}$$

dove γ_c è il coefficiente parziale di sicurezza relativo al calcestruzzo, pari a 1,5.

La resistenza a trazione del calcestruzzo f_{ctd} si calcola con la seguente formula:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk}}{FC * \gamma_c}$$

dove f_{ctk} è la resistenza caratteristica a trazione del calcestruzzo.

È evidente che a livelli di conoscenza più alti corrispondono delle penalizzazioni minori delle prestazioni dei materiali. In questo modo, la normativa incentiva l'utilizzo del maggior numero di verifiche *in-situ*, aspetto ampiamente trascurato in passato nella maggioranza dei casi essendo ritenuto uno spreco di denaro da molti committenti.

La disposizione di Resisto 5.9 Tube sulla struttura da rinforzare è eseguita nel rispetto, laddove possibile, dei moduli standard che costituiscono gli elementi del sistema. Nella figura seguente si riporta uno schema esemplificativo del sistema applicato su un telaio piano in c.a., dove h_i e b_i rappresentano rispettivamente le altezze e le basi del singolo modulo di controvento con dimensioni diverse a causa delle peculiarità della struttura da rinforzare e α_{i-i} gli angoli di inclinazione delle diagonali rispetto all'orizzontale.

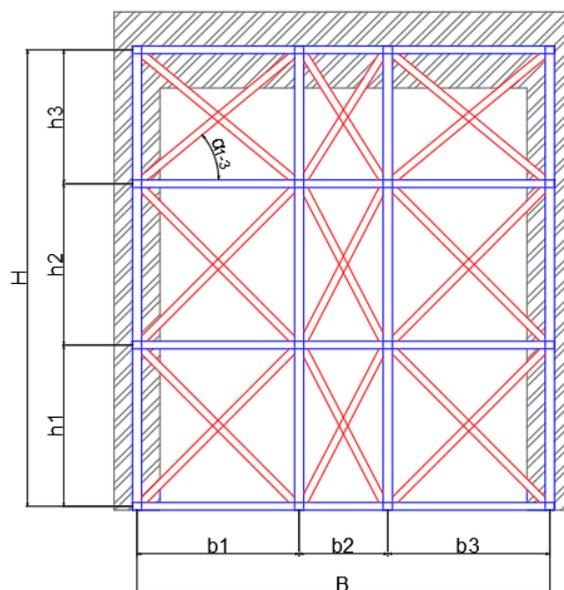


Figura 24 Schematizzazione del sistema Resisto 5.9 Tube su un telaio piano in c.a.

Raggiunto il livello di dettaglio e conoscenza desiderato dell'edificio esistente è possibile implementare il modello FEM ed eseguire le analisi sismiche che rappresenteranno lo standard con cui confrontare le analisi post intervento. Il cappotto deve essere implementato all'interno di un generico codice di calcolo, per la tesi in esame, è stato utilizzato il software PRO_SAP. Gli elementi del telaio in acciaio del sistema Resisto 5.9 Tube sono stati modellati come elementi trave. Inoltre, vengono collegati alla struttura in c.a. in corrispondenza dei nodi trave-colonna in c.a. e alla base delle colonne in c.a. mediante link rigidi. In particolare, per le colonne sono stati inseriti degli svincoli in sommità creando una cerniera, al fine di schematizzare la reale unione bullonata tra montanti e traversi. Le diagonali sono plottate come bielle non lineari reagenti solo a sforzi assiali di trazione. Il sistema Resisto 5.9 Tube è stato collegato in fondazione mediante degli incastrati. Agli elementi in c.a. sono state assegnate cerniere plastiche alle estremità per l'esecuzione delle analisi pushover. Nella figura seguente si illustra un esempio di modellazione per un telaio in cemento armato.

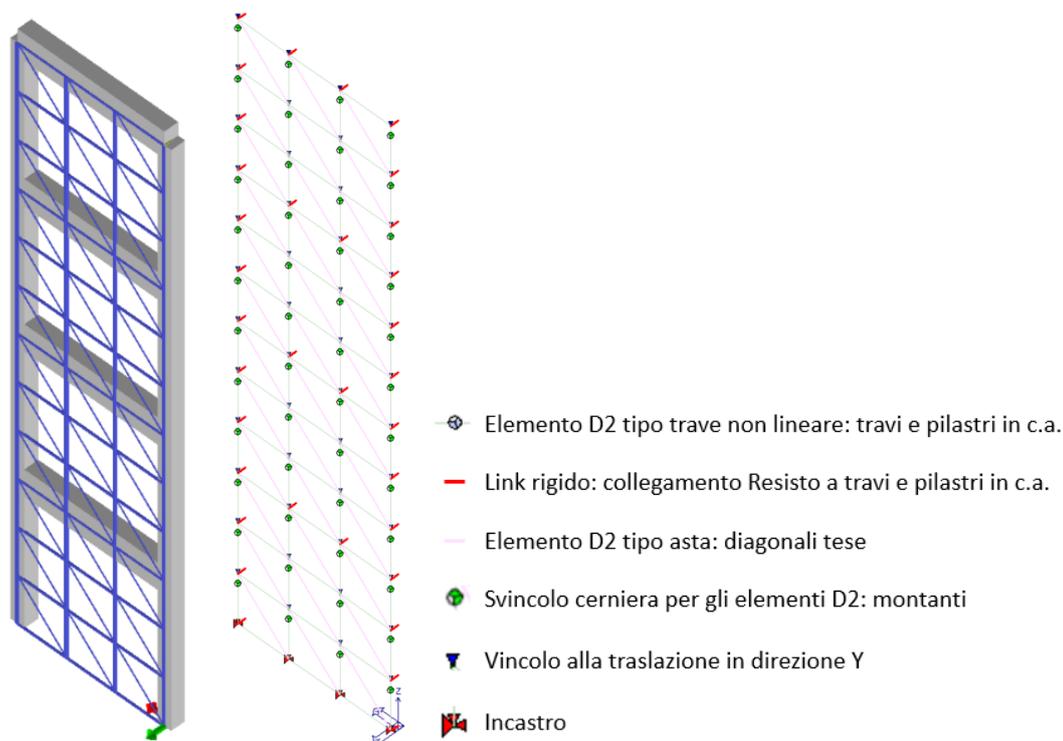


Figura 25 Esempio di modellazione con Pro_Sap: vista solida del telaio rinforzato (sinistra) e vista “filo di ferro” con visualizzazione dei vincoli e rilasci impostati.

Il concetto di cerniera plastica è alla base del metodo di analisi statico non lineare e sintetizza, in maniera ideale, il comportamento di flessione in un elemento strutturale. Il modello, come precedentemente specificato, consiste nello spingere una struttura affinché in una sezione trasversale di un elemento principale si raggiunga un fissato valore di momento flettente. Superati determinati valori di deformazione ai lembi, il momento flettente varia poco anche per elevate escursioni della curvatura. È stato possibile correlare tale comportamento a quello di una cerniera dotata di attrito, ovvero in grado di restare in campo elastico per valori di momento flettente inferiori a quello limite M_p , al di sopra del quale è in grado di consentire rotazioni libere senza prevedere incrementi del momento flettente. Il comportamento della cerniera plastica viene rappresentato con una bilatera, di seguito riportata:

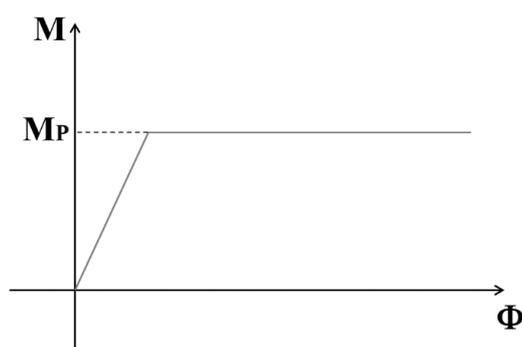


Figura 26 Diagramma momento-rotazione di una cerniera plastica

Rispetto ad una cerniera strutturale, la cerniera plastica presenta due differenze sostanziali. In primo luogo, pur consentendo rotazioni relative tra i due tratti che congiunge, trasmette un momento flettente costante pari a $\pm M_p$. Essa è inoltre una cerniera unidirezionale, che può ruotare solo nel verso di plasticizzazione, ovvero compatibilmente al momento flettente.

Nota la disposizione geometrica degli elementi di rinforzo sulle facciate dell'edificio e le dimensioni delle diagonali computate con la metodologia sopra proposta è possibile eseguire la modellazione e le analisi col software di calcolo selezionato per valutare le performance sismiche globali della struttura e le sollecitazioni di riferimento per le verifiche.

3.2.2 Indicatori di rischio

La valutazione della sicurezza di una costruzione nei confronti del sisma è fondata sull'utilizzo degli indicatori di rischio. Tali indicatori possono essere espressi in termini di accelerazioni o in termini di tempi di ritorno. Nel caso in cui l'indicatore di rischio si esprima in termini di accelerazioni si ottiene:

$$\zeta_v = a_{g,max}/a_{g,NTC}$$

Dove:

ζ_v è l'indicatore di rischio riferito allo stato limite considerato, nel caso in esame si considera SLV;

$a_{g,max}$ è l'accelerazione dell'azione che porta al raggiungimento del generico stato limite, ovvero l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura;

$a_{g,NTC}$ è l'azione sismica di riferimento del generico stato limite, ovvero l'azione sismica che

si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione sul medesimo suolo e con le medesime caratteristiche.

Nel caso in cui l'indicatore di rischio si esprima in termini di periodo di ritorno si ottiene:

$$i_v = T_c/T_d$$

Dove:

i_v è l'indicatore di rischio riferito allo stato limite analizzato, nel caso in esame si considera SLV;

T_d è il periodo di ritorno di riferimento del generico stato limite;

T_c è il periodo di ritorno dell'azione sismica che porta al raggiungimento del generico stato limite definita come: $T_c = T_{c1} * 10^\alpha$ in cui $\alpha = [\log(a_g) - \log(a_{g,1})] * [\log(T_{c1}/T_{c2})/\log(a_{g2}/a_{g1})]$. Con il pedice 1 si intendono i dati relativi al periodo di

ritorno immediatamente inferiore a TR tra quelli e con il pedice 2 quelli immediatamente superiori contemplati dalla normativa nell'allegato A del D.M. 14/01/2008.

L'indicatore di rischio può assumere un valore maggiore o uguale a zero. Se assume il valore 0, vuol dire che la struttura non è in grado di resistere ad alcuna azione sismica. Se l'indicatore assume un valore maggiore di 1, l'edificio soddisfa pienamente le richieste di normativa ai fini della resistenza nei confronti dell'azione sismica. Se invece il valore dell'indicatore di rischio è compreso tra 0 e 1, la struttura ha una certa resistenza nei confronti dell'azione sismica, ma non sufficiente a soddisfare le esigenze di normativa. È evidente che se l'indicatore di rischio è più vicino a 0, la struttura ha limitate risorse di resistenza nei confronti dell'azione sismica mentre se è più vicino a 1, ha una buona resistenza nei confronti dell'azione sismica (anche se non soddisfa pienamente le richieste di normativa). È superfluo sottolineare che ζ_v e i_v possono assumere valori diversi, ma devono essere entrambi maggiori o minori di 1, in riferimento allo stesso stato limite. Al fine di quantificare l'incremento prestazionale in termini di risposta sismica globale del manufatto, è sufficiente confrontare gli indicatori sopradescritti tra la configurazione ante e post opera.

3.2.3 Verifica delle diagonali

La verifica delle diagonali è eseguita con riferimento alla diagonale maggiormente sollecitata nella combinazione di carico più gravosa. La sollecitazione di trazione agente si ricava, pertanto, dall'analisi condotta mediante il software di calcolo selezionato.

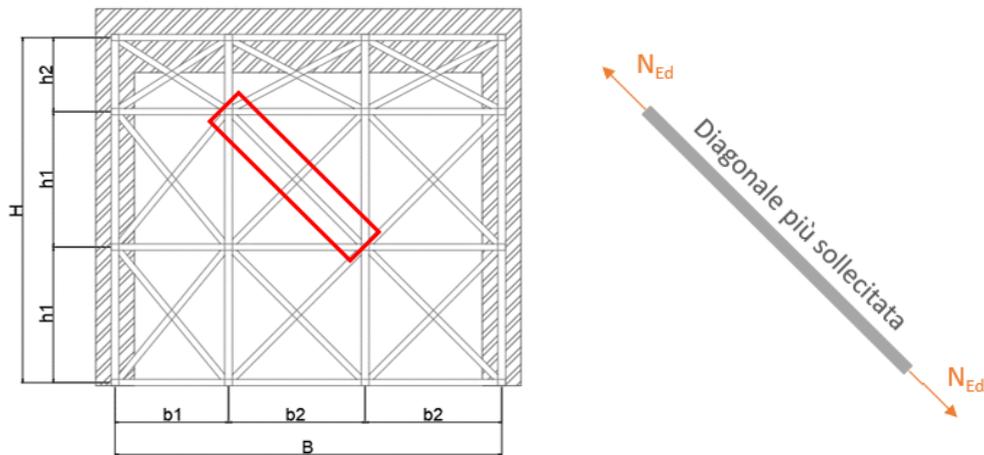


Figura 27 Verifica della diagonale

La verifica consiste nell'accertarsi che la trazione agente nella diagonale (N_{Ed}) sia inferiore della resistenza della stessa ($N_{t, Rd}$). La resistenza a trazione delle diagonali ($N_{t, Rd}$) è data dal valore minore tra la resistenza plastica della sezione lorda ($N_{pl, Rd}$) e la resistenza ultima della sezione indebolita dai fori ($N_{u, Rd}$).

$$N_{t, Rd} = \min (N_{pl, Rd}, N_{u, Rd})$$

La resistenza plastica della sezione lorda è data da:

$$N_{pl, Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \cdot A$$

dove:

f_y = tensione di snervamento dell'acciaio;

$\gamma_{M0} = 1,05$ = coefficiente di sicurezza per sezioni di classe 1, 2, 3 e 4;

A = area della sezione trasversale lorda.

La resistenza ultima della sezione indebolita dai fori è data da:

$$N_{u, Rd} = \frac{0,9 \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \cdot A_{net}$$

dove:

f_u = tensione ultima dell'acciaio;

$\gamma_{M2} = 1,25$ = coefficiente di sicurezza per sezioni tese (indebolite dai fori);

$A_{net} = A - A_{fori}$ = area della sezione trasversale al netto dei fori.

La verifica risulta soddisfatta quando:

$$N_{Ed} \leq N_{t, Rd}$$

3.2.4 Verifica montanti e traversi

La verifica degli elementi del telaio del sistema Resisto 5.9 Tube è eseguita con riferimento al montante e al traverso maggiormente sollecitati nella combinazione di carico più gravosa. La sollecitazione di compressione agente si ricava, pertanto, dall'analisi condotta mediante il software di calcolo utilizzato. Gli elementi compressi devono essere sottoposti a verifiche di resistenza e stabilità.

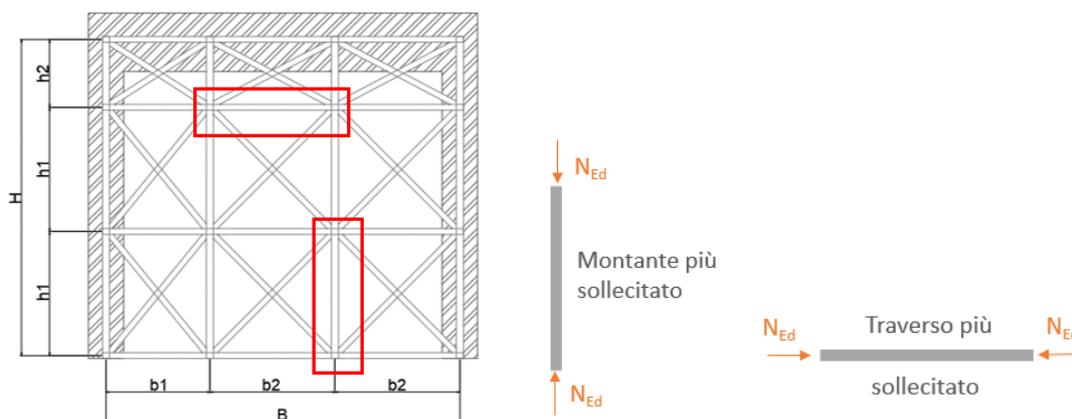


Figura 28 Verifica dei montanti e traversi

Verifica di resistenza

La verifica consiste nell'accertarsi che la compressione agente nel montante (N_{Ed}) sia inferiore della resistenza dello stesso ($N_{c, Rd}$). Data la presenza di fori all'interno dei quali non sono presenti elementi o bulloni, anche nel caso di compressione non si può prescindere dalla verifica della sezione indebolita dai fori.

La resistenza a compressione del montante ($N_{c, Rd}$) è data dal valore minore tra la resistenza plastica della sezione lorda ($N_{pl, Rd}$) e la resistenza ultima della sezione indebolita dai fori ($N_{u, Rd}$).

$$N_{c, Rd} = \min (N_{pl, Rd}, N_{u, Rd})$$

La resistenza plastica della sezione lorda è data da:

$$N_{pl, Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{MO}} \cdot A$$

dove:

f_y = tensione di snervamento dell'acciaio;

$\gamma_{MO} = 1,05$ = coefficiente di sicurezza per sezioni di classe 1, 2, 3 e 4;

A = area della sezione trasversale lorda.

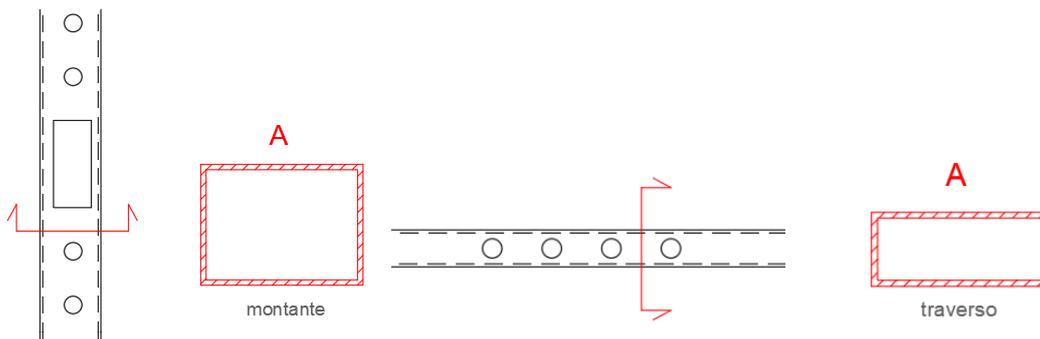


Figura 29 Esempio di individuazione della sezione lorda dei montanti (sinistra) e dei traversi (destra) per profili scatolari

La resistenza ultima della sezione indebolita dai fori è data da:

$$N_{u, Rd} = \frac{0,9 \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \cdot A_{net}$$

dove:

f_u = tensione ultima dell'acciaio;

$\gamma_{M2} = 1,25$ = coefficiente di sicurezza per sezioni tese (indebolite dai fori);

A_{net} = area della sezione trasversale al netto dei fori, per i montanti questa è valutata nella condizione più svantaggiosa in corrispondenza dei fori per l'inserimento dei traversi.

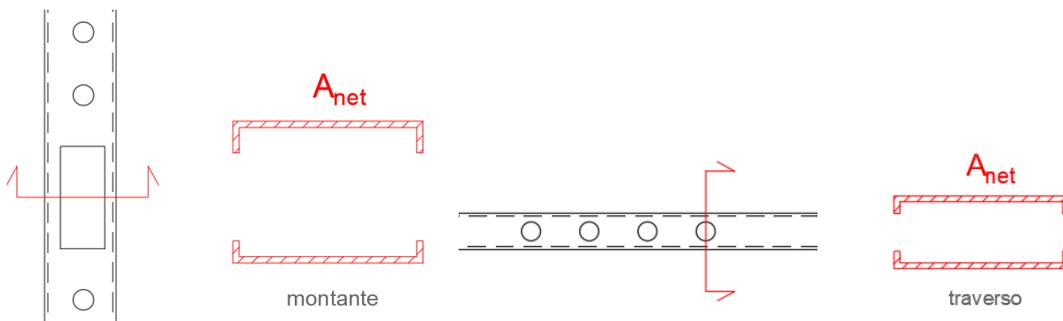


Figura 30 Esempio di individuazione dell'area della sezione netta dei montanti (sinistra) e dei traversi (destra) per profili scatolari

La verifica risulta soddisfatta quando:

$$N_{Ed} \leq N_{c, Rd}$$

Verifica di stabilità

La verifica consiste nell'accertarsi che la compressione agente nell'elemento (N_{Ed}) sia inferiore della resistenza all'instabilità dello stesso ($N_{b, Rd}$).

La resistenza all'instabilità dell'asta compressa per sezioni di classe 1, 2 e 3 si calcola come:

$$N_{b, Rd} = \chi \cdot \frac{fy}{\gamma_{M1}} \cdot A$$

dove:

$\gamma_{M1} = 1,15$ = coefficiente di sicurezza per l'instabilità delle membrature;

χ = coefficiente che dipende dal tipo di sezione e di acciaio impiegato, funzione del valore di snellezza normalizzata e calcolato come segue:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}}$$

$$\Phi = 0,5 [1 + \alpha(\lambda - 0,2) + \lambda^2];$$

α = fattore di imperfezione ricavato dalla Tab. 4.2 VIII riportata in seguito;

λ = snellezza normalizzata, calcolata come segue:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot fy}{N_{cr}}} \text{ per sezioni di classe 1, 2 e 3}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_{cr}^2}$$

$E = 210000$ MPa = modulo di Young del materiale;

I = momento di inerzia nel piano di inflessione considerato;

$L_{cr} = \beta \cdot L$ = lunghezza libera di inflessione con $\beta = 1$ per aste semplicemente appoggiate e $L = h_i$ altezza del montante di riferimento oppure $L = b_i$ lunghezza del traverso di riferimento.

Tab. 4.2.VIII - Curve d'instabilità per varie tipologie di sezioni e classi d'acciaio, per elementi compressi

Sezione trasversale		Limiti	Inflexione intorno all'asse	Curva di instabilità	
				S235, S275, S355, S420	S460
Sezioni laminare		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	a a ₀
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y-y z-z	b c
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y-y z-z	d c
Sezioni ad I saldate		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y-y z-z	b c	
		$t_f > 40 \text{ mm}$	y-y z-z	c d	
Sezioni cave		Sezione formata "a caldo"	qualunque	a	a ₀
		Sezione formata "a freddo"	qualunque	c	c
Sezioni scottolari saldate		In generale	qualunque	b	b
		saldature "spesse": $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$; $h/t_w < 30$	qualunque	c	c
Sezioni piene, ad U e T			qualunque	c	c
Sezioni ad L			qualunque	b	b
Curva di instabilità	a ₀	a	b	c	d
Fattore di imperfezione α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Figura 31 Curve di instabilità delle sezioni in acciaio (Tab. 4.2 VIII delle NTC18)

La verifica di stabilità dell'asta compressa è soddisfatta quando:

$$N_{Ed} \leq N_{b, Rd}$$

3.2.5 Verifica dei collegamenti tra gli elementi

Il collegamento da sottoporre a verifica è composto da piastre in acciaio, collegate mediante viti autoperforanti agli elementi diagonale e mediante bulloni a montante e trasverso. Il collegamento dovrà essere verificato per ciascun elemento collegato. In figura

Esoscheletri leggeri in acciaio per il retrofit integrato di edifici in C.A.: metodologia di progetto e applicazioni numeriche

sottostante, al fine di agevolare la comprensione delle verifiche, si individuano le varie parti che compongono il collegamento.

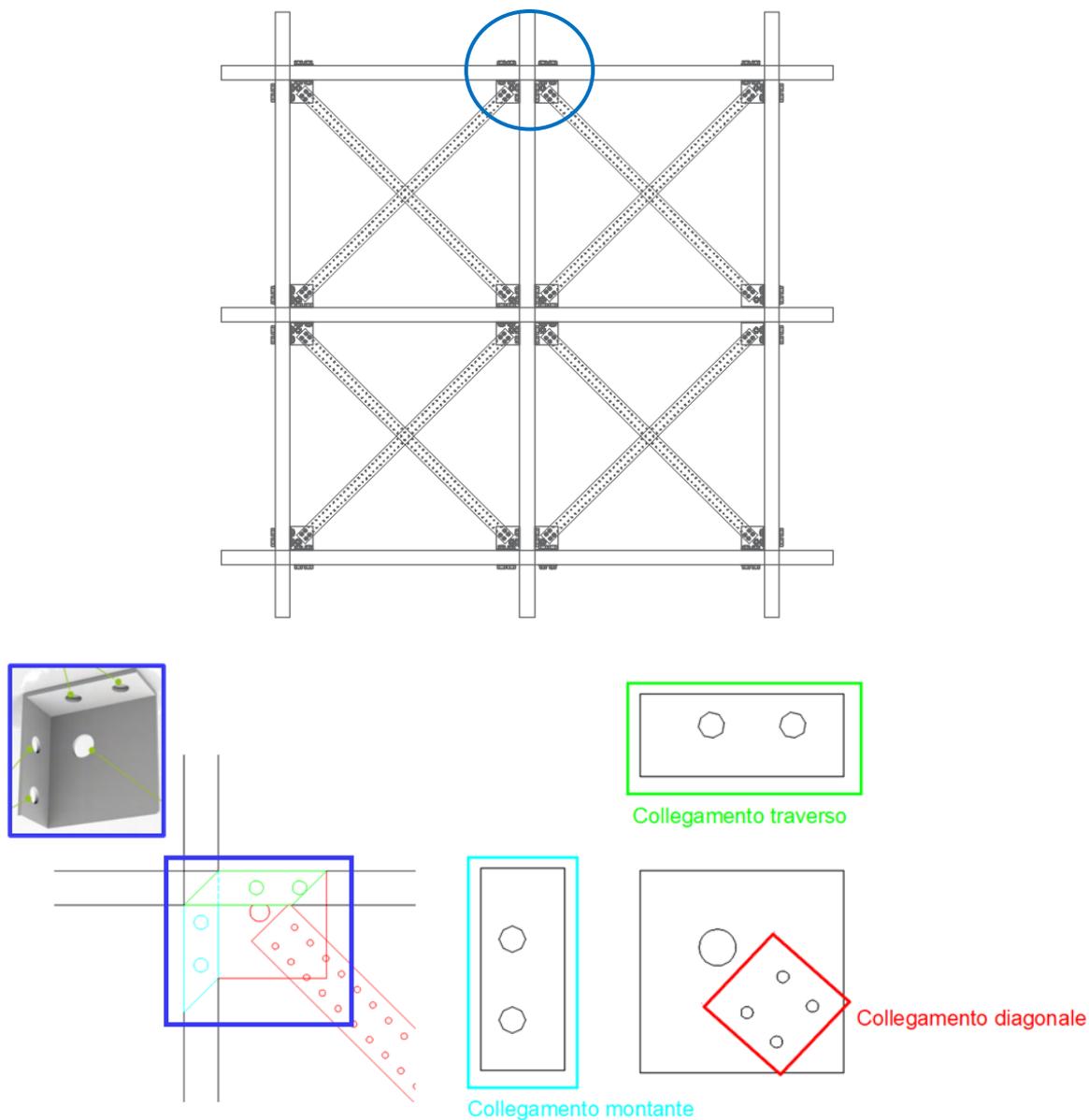


Figura 32 Collegamento tra gli elementi del sistema Resisto (blu), collegamento trasverso (verde), collegamento montante (ciano) e collegamento della diagonale (rosso)

Collegamento diagonale

La verifica dell'unione è eseguita con riferimento alla diagonale maggiormente sollecitata nella combinazione di carico più gravosa e coincide, pertanto, con la medesima sollecitazione N_{Ed} impiegata nella verifica a trazione della diagonale.

Lo sforzo normale di trazione nella diagonale corrisponde a uno sforzo di taglio su ciascuna vite pari a:

$$V_{Ed,i} = N_{Ed}/n$$

dove n rappresenta il numero di viti impiegate per il collegamento.

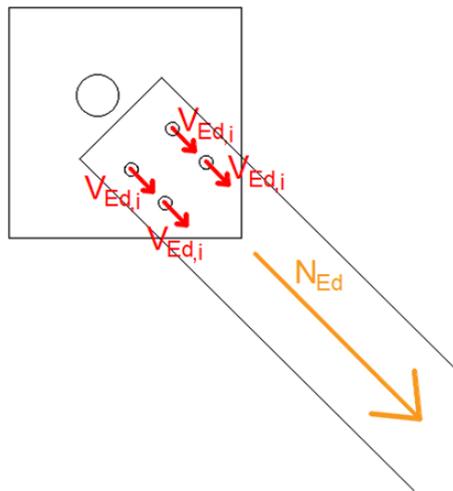


Figura 33 Sollecitazioni agenti su ciascun bullone della diagonale: schema esemplificativo

La verifica a taglio del collegamento è soddisfatta se la sollecitazione agente ($V_{Ed,i}$) risulta inferiore al valore minimo tra la resistenza a taglio della vite ($F_{V,Rd}$), la resistenza a rifollamento della piastra ($F_{b,Rd}$), la resistenza a strappo della lamiera ($F_{t,Rd}$) e la resistenza ultima della sezione netta ($N_{u,Rd}$).

$$V_{Ed,i} \leq V_{Rd} = \min (F_{V,Rd}; F_{b,Rd}; F_{t,Rd}; N_{u,Rd})$$

La resistenza a taglio della vite è data da:

$$F_{V,Rd} = \alpha_v \cdot \frac{f_{tb}}{\gamma_{M2}} \cdot A_{res}$$

dove:

$\alpha_v = 0.6$;

f_{tb} = resistenza a rottura della vite;

$\gamma_{M2} = 1,25$ = coefficiente di sicurezza per la verifica di resistenza;

A_{res} = area resistente della vite.

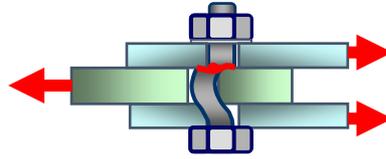


Figura 34 Verifica a taglio delle vite

La resistenza a rifollamento della piastra è data da:

$$F_{b, Rd} = \alpha \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \cdot d \cdot t$$

dove:

α = coefficiente correttivo, valutato come $\alpha = 3.6 \sqrt{\frac{t}{d}} \leq 2.1$ per $t_1 = t$, $t_1 \leq 2.5 t$; e $t < 1$

mm; $\alpha = 2.1$ per $t_1 > 2.5 t$ e $t > 1$ mm.

f_u = resistenza ultima delle piastre collegate;

$\gamma_{M2} = 1,25$ = coefficiente di sicurezza per la verifica di resistenza dei bulloni;

d = diametro nominale del gambo del bullone;

t = spessore minore delle piastre collegate;

t_1 = spessore maggiore delle piastre collegate.

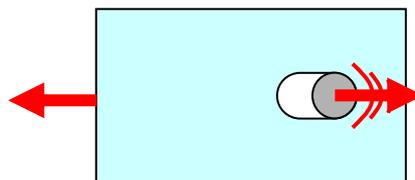


Figura 35 Verifica a rifollamento della piastra

La resistenza a strappo della piastra è data da:

$$F_{t, Rd} = \frac{f_u \cdot e_1 \cdot t}{1.2 \cdot \gamma_{M2}}$$

dove:

f_u = resistenza ultima delle piastre collegate;

$\gamma_{M2} = 1,25$ = coefficiente di sicurezza per la verifica di resistenza delle vite;

t = spessore minore delle piastre collegate;

e_1 = distanza del foro dal bordo in direzione parallela alla sollecitazione.

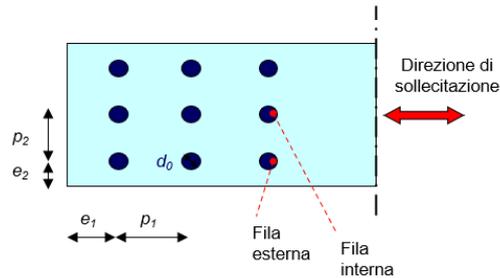


Figura 36 Verifica allo strappo della piastra

Per quanto concerne la resistenza della sezione netta ($N_{u, Rd}$), essa corrisponde a quella già calcolata per la verifica delle diagonali.

Collegamento montante

La verifica del collegamento è eseguita con riferimento alla massima sollecitazione di sforzo normale agente nel montante e alla componente verticale della massima sollecitazione N_{Ed} agente nella diagonale. Si riporta di seguito il procedimento da seguire per il calcolo delle sollecitazioni agenti nel montante.

Calcolare l'aliquota di taglio agente su ciascun bullone dovuta allo sforzo normale massimo del montante derivante dal software di calcolo ($N_{Ed, montante}$), che corrisponde al valore di N_{Ed} individuato per la verifica dei montanti. Il taglio agente su ciascun bullone sarà dato da:

$$V_{1, i} = N_{Ed, montante} / \text{numero di bulloni}$$

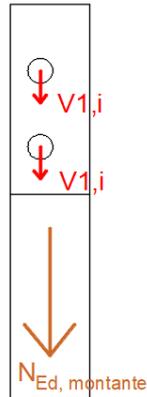


Figura 37 Sollecitazioni agenti su ciascun bullone del montante: schema esemplificativo

Calcolare le sollecitazioni dovute alla componente verticale dello sforzo normale massimo agente nella diagonale ($N_{Ed, diagonale}$), che corrisponde al valore di N_{Ed} individuato per la verifica delle diagonali.

La componente verticale di $N_{Ed, diagonale}$ risulta pari a $N_{Ed, diagonale} \cdot \cos\alpha$, dove α è l'angolo individuato nella figura seguente.

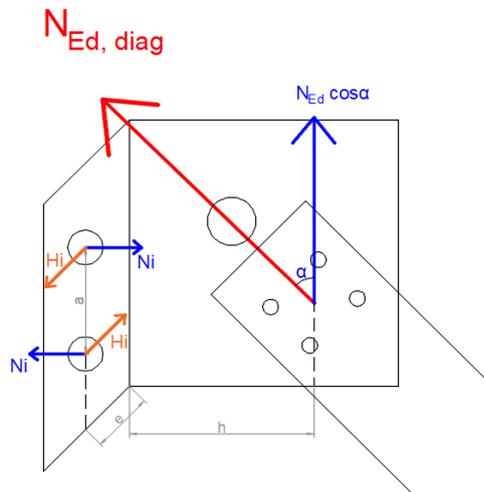


Figura 38 Sollecitazioni agenti nel collegamento del montante dovute allo sforzo normale della diagonale: schema esemplificativo

Sulla base dei parametri individuati nella figura precedente, la sollecitazione N_{Ed} genera nel collegamento due momenti dovuti all'eccentricità del carico:

$$M_1 = (N_{Ed} \cos\alpha) \cdot e$$

$$M_2 = (N_{Ed} \cos\alpha) \cdot h$$

Il momento M_1 genera nei due bulloni dell'unione due forze di taglio uguali e opposte (H_i), calcolate come:

$$H_i = M_1/a$$

Il momento M_2 genera nei due bulloni dell'unione due forze assiali uguali e opposte (N_i), calcolate come:

$$N_i = M_2/a$$

Calcolare la risultante delle forze di taglio agenti sul singolo bullone ($V_{1,i}$ e H_i):

$$V_i = \sqrt{V_{1,i}^2 + H_i^2}$$

Sul singolo bullone, pertanto, dovrà essere eseguita la verifica dovuta all'azione combinata di taglio e trazione, come riportato in figura seguente.

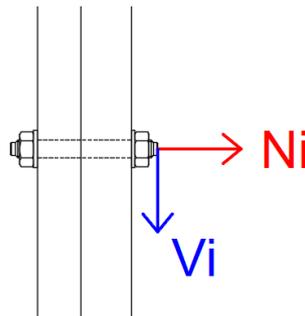


Figura 39 Sollecitazioni di taglio e trazione agenti sul bullone del montante: schema esemplificativo

In seguito, si riportano le verifiche da eseguire per l'unione in esame.

Verifica a taglio

La verifica a taglio del collegamento è soddisfatta se la sollecitazione agente (V_i) risulta inferiore del valore minimo tra la resistenza a taglio del bullone ($F_{V, Rd}$) e della resistenza a rifollamento della piastra ($F_{b, Rd}$).

$$V_i \leq V_{Rd} = \min (F_{V, Rd}, F_{b, Rd})$$

La resistenza a taglio del bullone è data da:

$$F_{V, Rd} = \alpha_v \cdot \frac{f_{tb}}{\gamma_{M2}} \cdot A_{res}$$

dove:

α_v = coefficiente variabile in funzione della classe dei bulloni;

f_{tb} = resistenza a rottura del bullone;

$\gamma_{M2} = 1,25$ = coefficiente di sicurezza per la verifica di resistenza dei bulloni;

A_{res} = area resistente del bullone.

La resistenza a rifollamento della piastra è data da:

$$F_{b, Rd} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \cdot d \cdot t$$

dove:

k_1 = coefficiente di rifollamento, valutato come $k_1 = \min [2,5; 2,8(e_2/d_0) - 1,7]$ con d_0 diametro del foro e e_2 distanza tra il foro e il bordo della piastra nella direzione ortogonale a N_{Ed} ;

α_b = coefficiente correttivo, valutato come $\alpha_b = \min [(e_1/3d_0); f_{tb}/f_u; 1]$ con e_1 distanza tra il foro e il bordo della piastra nella direzione parallela a N_{Ed} ;

f_u = resistenza ultima delle piastre collegate;

$\gamma_{M2} = 1,25$ = coefficiente di sicurezza per la verifica di resistenza dei bulloni;

d = diametro nominale del gambo del bullone;

t = spessore minore delle piastre collegate.

Verifica a trazione

La verifica a trazione del collegamento è soddisfatta se la sollecitazione agente (N_i) risulta inferiore al valore minimo tra la resistenza a trazione del bullone ($F_{t, Rd}$) e la resistenza a punzonamento della piastra ($B_{p, Rd}$).

$$N_i \leq N_{Rd} = \min (F_{t, Rd}, B_{p, Rd})$$

La resistenza a trazione del bullone è data da:

$$F_{t, Rd} = 0,9 \cdot \frac{f_{tb}}{\gamma_{M2}} \cdot A_{res}$$

dove:

f_{tb} = resistenza a rottura del bullone;

$\gamma_{M2} = 1,25$ = coefficiente di sicurezza per la verifica di resistenza dei bulloni;

A_{res} = area resistente del bullone.

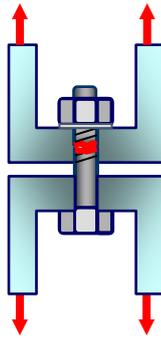


Figura 40 Verifica a trazione del bullone

La resistenza a punzonamento della piastra è data da:

$$B_{p,Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \cdot d_m \cdot t_p$$

dove:

f_u = resistenza ultima delle piastre collegate;

$\gamma_{M2} = 1,25$ = coefficiente di sicurezza per la verifica di resistenza dei bulloni;

d_m = diametro minimo tra il diametro del dado e il diametro medio della testa del bullone;

t_p = spessore della piastra sotto il bullone o il dado.

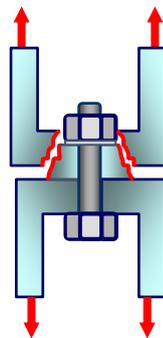


Figura 41 Verifica a punzonamento della piastra

Verifica combinata taglio-trazione

La verifica nei confronti dell'azione combinata di taglio e trazione è soddisfatta se:

$$\frac{V_i}{F_{V,Rd}} + \frac{N_i}{1,4 F_{t,Rd}} \leq 1$$

3.2.6 Collegamento trasverso

La verifica del collegamento è eseguita con riferimento alla massima sollecitazione di sforzo normale e taglio agente nel trasverso e alla componente orizzontale della massima sollecitazione N_{Ed} agente nella diagonale. Si riporta in seguito il procedimento da seguire per il calcolo delle sollecitazioni agenti nel trasverso.

Calcolare l'aliquota di taglio agente su ciascun bullone dovuta allo sforzo normale massimo del trasverso derivante dal software di calcolo ($N_{Ed, \text{trasverso}}$), che corrisponde al valore di N_{Ed} individuato per la verifica dei traversi. Il taglio agente su ciascun bullone sarà dato da:

$$V_{1,i} = N_{Ed, \text{trasverso}} / \text{numero di bulloni}$$



Figura 42 Aliquota di taglio, derivante dallo sforzo normale, sul bullone del montante: schema esemplificativo

Prendere il taglio massimo agente nel trasverso di riferimento ($V_{Ed, \text{trasverso}}$) derivante dalle analisi eseguite con il software di calcolo. La sollecitazione V_{Ed} genera nel collegamento un momento dovuto all'eccentricità (b) del carico:

$$M_1 = V_{Ed, \text{trasverso}} \cdot b$$

Il momento M_1 genera nei due bulloni dell'unione due forze assiali uguali e opposte ($N_{1,i}$) calcolate come segue:

$$N_{1,i} = M_1 / p$$

dove p rappresenta il passo dei bulloni.

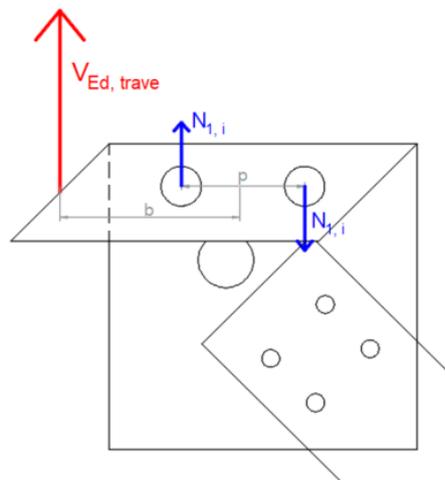


Figura 43 Momento per i bulloni del montante dovuti al taglio avente nel montante: schema esemplificativo

Valutare i momenti generati dalla componente orizzontale dello sforzo normale agente nella diagonale ($N_{Ed, diagonale}$), che corrisponde al valore di N_{Ed} individuato per la verifica delle diagonali.

La componente orizzontale di $N_{Ed, diagonale}$ risulta pari a $N_{Ed, diagonale} \cdot \sin\alpha$, dove α è l'angolo già individuato nella verifica del collegamento dei montanti.

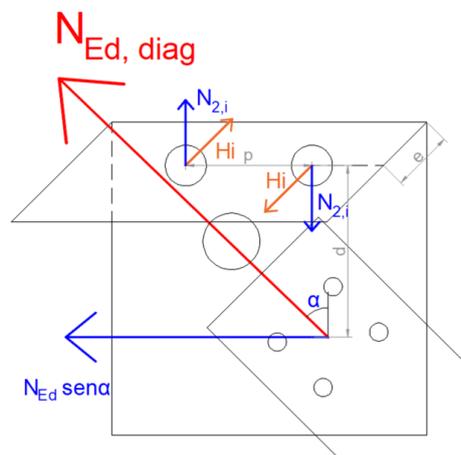


Figura 44 Momenti per i bulloni del montante dovuti allo sforzo normale agente nella diagonale: schema esemplificativo

Sulla base dei parametri individuati nella figura precedente, la sollecitazione N_{Ed} genera nel collegamento un momento M_2 dovuto all'eccentricità del carico "e" e un momento M_3 dovuto all'eccentricità "d":

$$M_2 = (N_{Ed} \sin \alpha) \cdot e$$

$$M_3 = (N_{Ed} \sin \alpha) \cdot d$$

Il momento M_2 genera nei due bulloni dell'unione due forze di taglio uguali e opposte (H_i) calcolate come:

$$H_i = M_2/p$$

Il momento M_3 genera nei due bulloni dell'unione due forze di trazione uguali e opposte ($N_{2,i}$), calcolate come:

$$N_{2,i} = M_3/p$$

Calcolare la risultante delle forze di taglio (V_i) e di trazione (N_i) agenti sul singolo bullone:

$$V_i = \sqrt{V_{1,i}^2 + H_i^2}$$

$$N_i = N_{1,i} + N_{2,i}$$

Sul singolo bullone, pertanto, dovrà essere eseguita la verifica dovuta all'azione combinata di taglio e trazione, con le seguenti sollecitazioni:

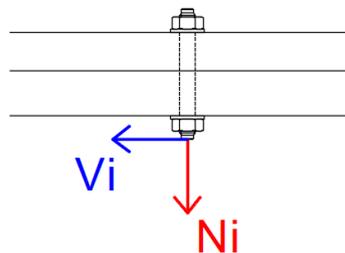


Figura 45 Sollecitazioni di taglio e trazione agenti sul bullone del traverso: schema esemplificativo

Computate le sollecitazioni agenti, la verifica del collegamento dei traversi avviene secondo le stesse procedure della verifica dei montanti. Si rimanda, pertanto, al relativo paragrafo per la verifica ricordando, in caso di sollecitazioni di trazione nei traversi, di eseguire la verifica di resistenza dell'area netta come per le diagonali (prendendo N_u, R_d pari al valore calcolato nel paragrafo della verifica dei traversi).

3.2.7 *Verifica dell'ancorante in fondazione*

Il collegamento in fondazione è eseguito, a seconda delle necessità, con ancoranti chimici o meccanici fissati agli elementi in acciaio del sistema. La verifica si esegue nella condizione più gravosa rappresentata dalla presenza di incastri alla base. La verifica del collegamento può essere eseguita, a titolo di esempio, mediante il software di calcolo online Hilti Profis Engineering assegnando i dati richiesti schematizzati nei seguenti step e nelle immagini a corredo.

tipo di fissaggio desiderato (fissaggio calcestruzzo);

materiale e geometria della fondazione esistente;

materiale e geometria della piastra di base;

sollecitazioni corrispondenti alle reazioni vincolari alla base dei montanti del sistema Resisto 5.9 Tube, calcolate mediante il software di calcolo con cui sono state eseguite le analisi;

sceita del numero di ancoranti e del tipo di ancorante da utilizzare.

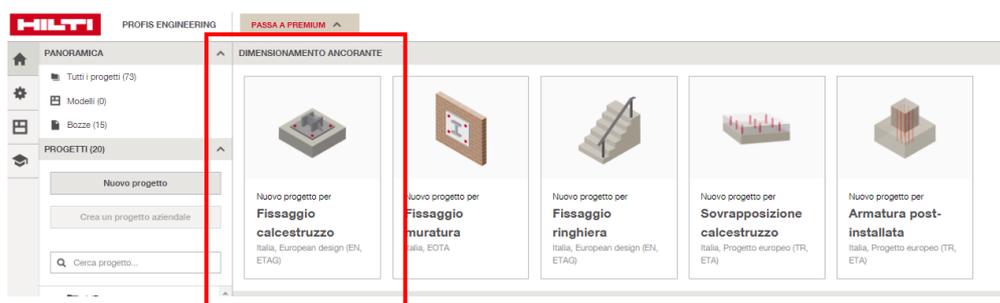


Figura 46 Verifica collegamento in fondazione: tipo di fissaggio

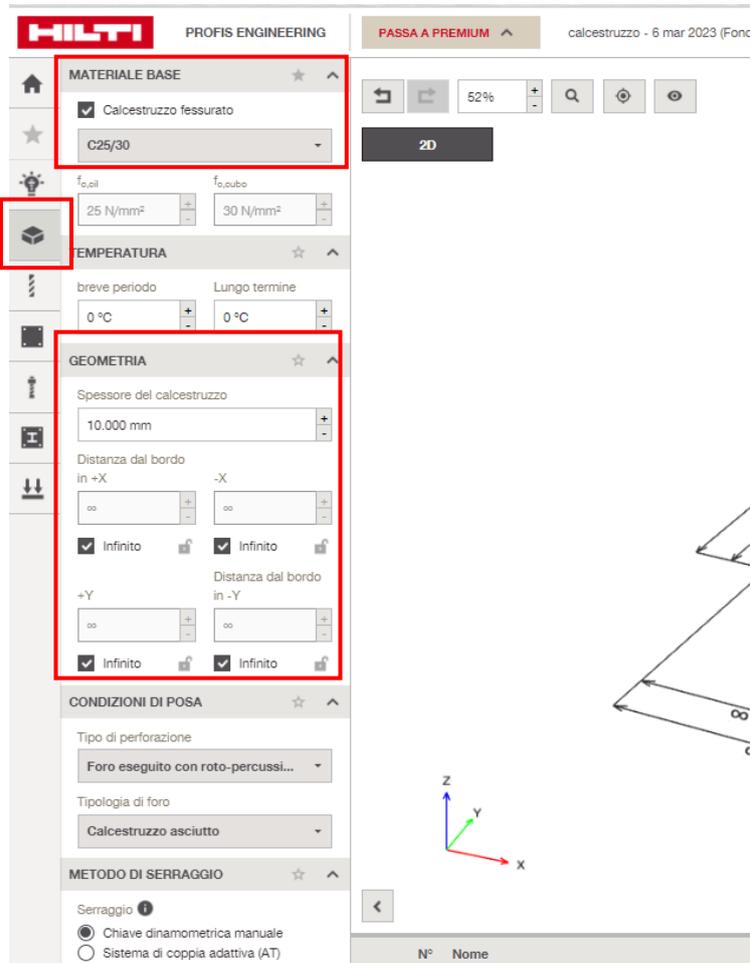


Figura 47 Verifica collegamento in fondazione: materiale e geometria fondazione esistente

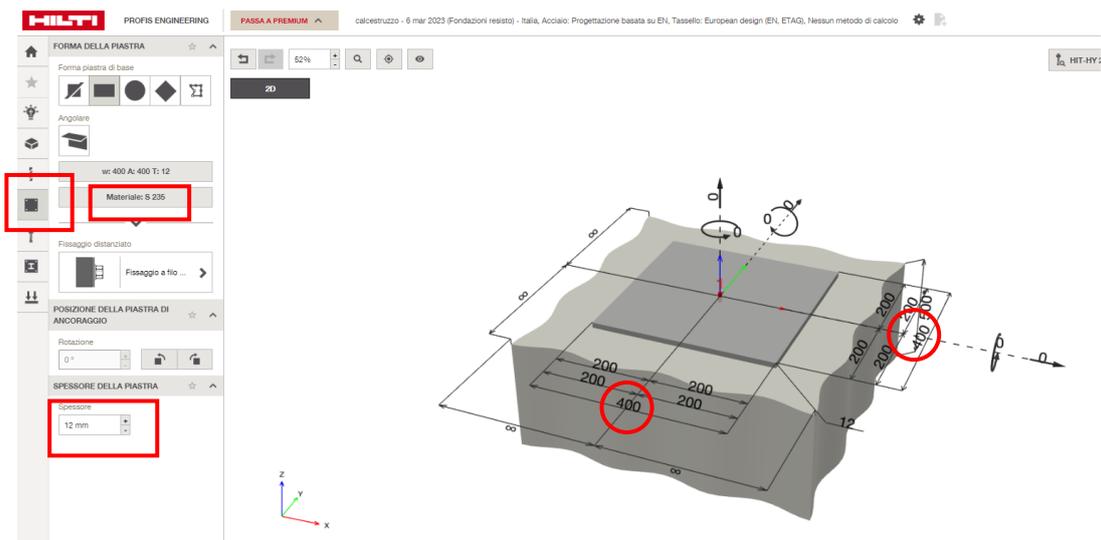


Figura 48 Verifica collegamento in fondazione: geometria e materiale piastra di base

Esoscheletri leggeri in acciaio per il retrofit integrato di edifici in C.A.: metodologia di progetto e applicazioni numeriche

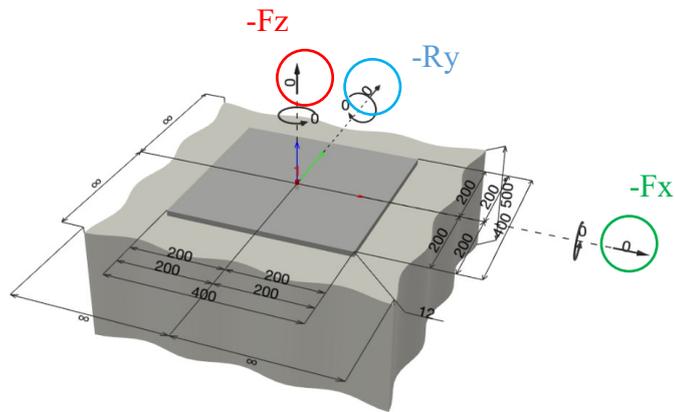


Figura 49 Verifica collegamento in fondazione: inserimento delle sollecitazioni per l'ancoraggio

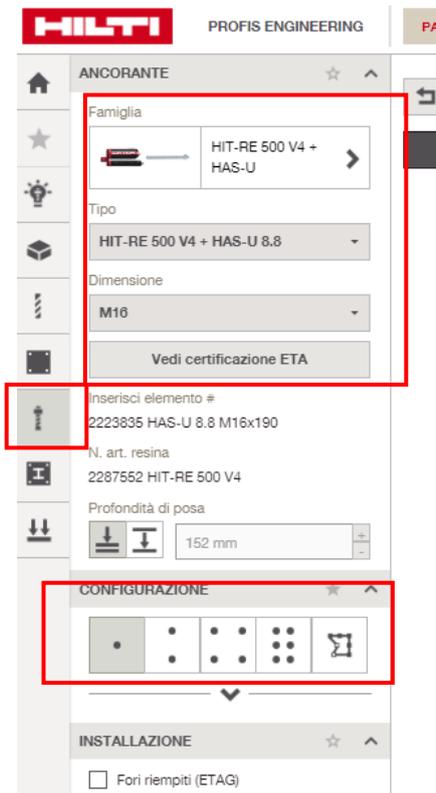


Figura 50 Verifica collegamento in fondazione: scelta dell'ancorante

3.3 Modellazione con diagonali equivalenti

Il processo di modellazione e computazione del sistema Resisto 5.9 Tube, con software strutturali, implica un notevole dispendio di tempo. Tale limite è imputabile a principalmente a due fattori. Il primo connesso alla modellazione del cappotto sismico, costituito da una quantità consistente di elementi. Il secondo è ascrivibile ai tempi computazionali del calcolatore in relazione al numero di elementi FEM processati. Al fine di risolvere tale criticità, si propone un metodo semplificato basato sul criterio dell'area equivalente della diagonale come descritto in seguito. Secondo tale approccio si riducono i tempi del processo di modellazione e computazionale.

Si conclude che la modellazione del sistema Resisto 5.9 Tube nel software di calcolo può avvenire in due modi:

Schematizzazione reale: modellando l'intero sistema con le reali caratteristiche geometriche e sezioni del telaio e dei controventi;

Schematizzazione equivalente: modellando un sistema semplificato composto da un'unica diagonale equivalente.

Il metodo semplificato proposto può essere applicato, ovviamente, in seguito alla determinazione spaziale del capotto in facciata. La differenza tra le due metodologie elencate consiste essenzialmente che nel metodo semplificato la griglia del cappotto che viene a crearsi all'interno di un telaio in c.a. dell'edificio esistente non viene modellata. Si prevede, infatti, solo la schematizzazione di un telaio in acciaio che segue quello esistente e una croce di due diagonali equivalenti alle reali diagonali individuate nella griglia. Allo scopo di facilitare la visualizzazione di quanto illustrato, in figura sottostante si riporta un esempio di telaio in c.a. con le due schematizzazioni: reale e semplificata.

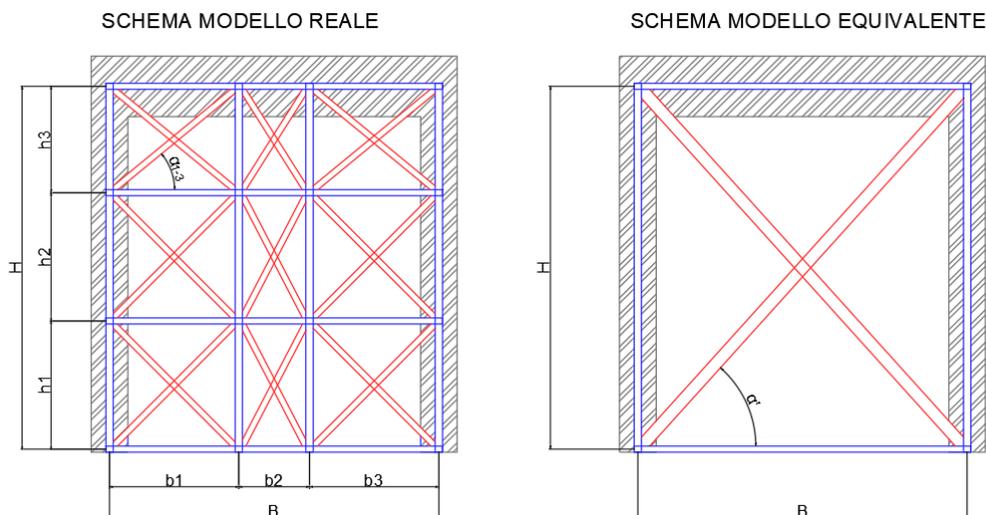


Figura 51 Definizione predisposizione del cappotto in un telaio in c.a. con modellazione reale (a sinistra), schematizzazione semplificata (a destra)

Si precisa che in entrambi i casi gli elementi in acciaio che compongono il telaio hanno le stesse sezioni del sistema reale. Concentrando il focus sulla metodologia semplificata proposta, per il calcolo della diagonale equivalente, allo schema reale da applicare a ciascuna campata del telaio esistente in c.a., i dati di partenza sono:

A_d = area della diagonale del sistema Resisto 5.9 Tube;

Caratteristiche geometriche della struttura da rinforzare;

Caratteristiche geometriche del sistema Resisto 5.9 Tube reale.

Ai fini computazionali si considera il solo contributo delle diagonali tese, assumendo nullo quello delle diagonali compresse. Nel caso di analisi di spinta in un'unica direzione sarà quindi possibile modellare le sole diagonali tese come bielle, ossia elementi resistenti solo a sforzo assiale di trazione. Nel caso di analisi con spinta in entrambe le direzioni dovrà essere trascurato il contributo delle diagonali compresse modellando tutte le diagonali come aste tese, che quindi resistenti ai soli sforzi di trazione.

Il criterio per il calcolo della diagonale equivalente consiste nel determinare la rigidezza complessiva del sistema composto da più diagonali (K_{TOT}) e ricavare l'area equivalente (A') di una diagonale unica che sia in grado di conferire la stessa rigidezza (K_{eq}) al campo di telaio in c.a. considerato.

Trascurando a vantaggio di sicurezza il contributo del telaio in acciaio, la rigidezza complessiva del sistema Resisto 5.9 Tube è data dalla somma delle rigidezze delle singole diagonali considerando le stesse come molle in serie e in parallelo come rappresentato nella figura seguente.

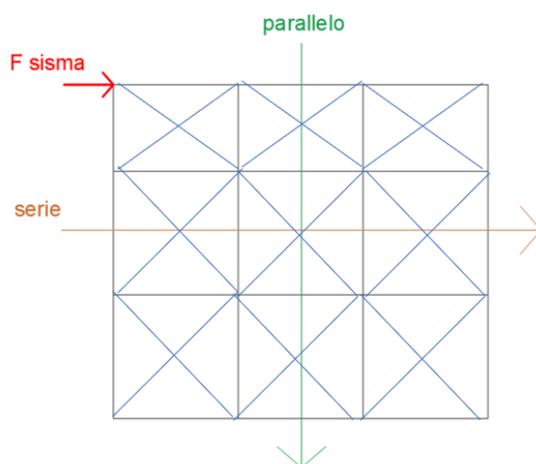


Figura 52 Griglia del sistema Resisto per un telaio in c.a. dove viene indicato la direzione del contributo delle molle in parallelo (verde) e quelle in serie (arancione)

La rigidezza della singola diagonale è data da:

$$K_i = \frac{E \cdot A_i \cdot \cos^2(\alpha_i)}{L_i}$$

dove:

E = modulo di Young del materiale costituente la diagonale (acciaio = 210000 MPa);

A_i = area della sezione trasversale della generica diagonale, determinata in base al predimensionamento suggerito nei paragrafi precedenti o a specifiche valutazioni del progettista;

α_i = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della generica diagonale;

$L_i = b_i / \cos(\alpha_i)$ = lunghezza della generica diagonale con b_i interasse tra i due montanti che definiscono il generico campo di controvento.

La rigidezza totale delle diagonali poste in serie è data da:

$$1/K_{eq,serie} = 1/K_1 + 1/K_2 + 1/K_3 + \dots$$

La rigidezza delle diagonali poste in parallelo è data da:

$$K_{eq, \text{parall.}} = K_1 + K_2 + K_3 + \dots$$

La rigidezza equivalente del sistema composto da un'unica diagonale è data da:

$$K_{eq} = \frac{E \cdot A' \cdot \cos^2(\alpha')}{L'}$$

dove:

E = modulo di Young del materiale costituente la diagonale (acciaio = 210000 MPa);

A' = area della sezione trasversale della diagonale equivalente, incognita del problema;

α' = angolo di inclinazione rispetto all'orizzontale della diagonale equivalente;

L' = B/cos(α') = lunghezza della diagonale equivalente con B interasse tra i due montanti che definiscono il campo di controvento, ossia pari alla luce tra i pilastri del telaio in c.a.

Imponendo l'equivalenza tra le rigidezze ($K_{TOT} = K_{eq}$) è possibile ricavare l'area della diagonale equivalente come:

$$A' = \frac{K_{TOT} \cdot L'}{E \cdot \cos^2(\alpha')}$$

Quest'ultima rappresenta l'area da assegnare alla diagonale per la modellazione del sistema Resisto con il criterio delle diagonali equivalenti. Per ottenere dei risultati ottimali è possibile assegnare alla diagonale equivalente una sezione con lo stesso rapporto base/spessore della diagonale reale. In tal caso, noto il rapporto base/spessore delle diagonali reali (b_d/t_d), le dimensioni della diagonale equivalente (b'_d, t'_d) potranno essere calcolate come:

$$\begin{cases} (1) & \frac{b_d}{t_d} = \frac{b'_d}{t'_d} \\ (2) & b'_d \cdot t'_d = A'_d \end{cases} ; \quad \begin{cases} (1) & t'_d = \frac{b'_d \cdot t_d}{b_d} \\ (2) & b'_d = \frac{A'_d}{b'_d} \end{cases}$$

Sostituendo la prima equazione nella seconda si ottiene:

$$b'_d = \frac{A'_d \cdot b_d}{b'_d \cdot t_d}, \quad \text{ca cui } b'_d = \sqrt{\frac{A'_d \cdot b_d}{t_d}}$$

In definitiva è possibile affermare:

$$t'_d = \frac{A'}{b'_d}$$

3.3.1 Coefficienti correttivi per le verifiche

Determinato le dimensioni delle diagonali equivalenti è possibile completare la modellazione FEM e le analisi globali della struttura come illustrato in precedenza. In particolare, deve essere quantificata la risposta sismica globale e verificare l'ottenimento dell'obbiettivo posto, ovvero il miglioramento o adeguamento sismico. Lo step successivo, come visto in precedenza, è la verifica di tutti gli elementi che compongono il cappotto. La verifica degli elementi strutturali del sistema Resisto 5.9 Tube e dei collegamenti nel caso di modellazione con diagonale equivalente può effettuata con le stesse formule e seguendo i medesimi step proposti per la diagonale reale (§ 3.2.).

Nel caso in cui si sia modellato il sistema Resisto seguendo in metodo semplificato proposto, in questo caso nasce l'esigenza di stimare gli effetti delle semplificazioni in fase operativa di verifica degli elementi. A tale scopo sono stati analizzati i risultati numerici derivanti dall'applicazione del metodo di progetto e verifica su diversi modelli numerici riportati dettagliatamente in seguito. Questi possono essere raggruppati essenzialmente in: telaio piano, telaio tridimensionale e edificio reale. Sulla base dei risultati sono stati determinati dei coefficienti correttivi da applicare alle sollecitazioni derivanti dal modello di calcolo per ottenere delle sollecitazioni agenti nei vari profili tenendo in conto del metodo semplificato adoperato per la modellazione. Si vuole precisare che i coefficienti proposti sono a vantaggio di sicurezza e che dovranno essere validati da uno studio mirato ad ampliare il dataset di dati.

Nel seguito sono riportati i coefficienti proposti:

Sforzo normale per la verifica delle diagonali:

$$N_{\text{calcolato}} = N' / 2,5$$

Sforzo normale per la verifica dei montanti:

$$N_{\text{calcolato}} = 2 \cdot N'$$

Sforzo normale per la verifica dei traversi:

$$N_{\text{calcolato}} = 4 \cdot N'$$

Dove:

Esoscheletri leggeri in acciaio per il retrofit integrato di edifici in C.A.: metodologia di progetto e applicazioni numeriche

$N_{\text{calcolato}}$ rappresenta lo sforzo normale da adottare per considerare in fase di verifica l'effettiva configurazione del sistema reale;

N' è lo sforzo normale desunto dal software di calcolo nel modello con diagonali equivalenti.



Capitolo 4

Applicazioni numeriche

In questo capitolo si sintetizzano i risultati ottenuti dall'applicazione del sistema Resisto a dei casi studio. Il dimensionamento delle diagonali e le successive verifiche sono stati eseguiti mediati la metodologia di progetto e in ottemperanza alle indicazioni proposte in precedenza. Il dataset dei casi studio analizzati è stato suddiviso in funzione delle caratteristiche geometriche e della complessità strutturale in applicazioni su un telaio piano, un telaio tridimensionale ed un edificio esistente.

4.1 Casi studio: telai piani

Il primo caso applicativo è un telaio piano in c.a. con interasse tra i pilastri di 3.18 m e altezza 3.18 m. La scelta di tali dimensioni è stata effettuata in modo da ricondurci ai moduli standard del sistema Resisto. Si precisa che, nonostante il cappotto risulta estremamente versatile con la possibilità modificare le dimensioni dei moduli, in questa prima fase di studio si è deciso di impiegare dei moduli standard. In tale modo si è ottenuto un sistema di rinforzo composto da tre moduli standard da 1.06 m sia in lunghezza che in altezza. Per la tipologia di telaio piano ad un'unica campata, sono stati indagati cinque modelli facendo variare il numero di livelli, da due a sei.

I telai indagati sono costituiti da pilastri con sezione trasversale di 30x30 cm, le travi sono emergenti con sezione pari a 30x60 cm. Le diagonali del sistema Resisto 5.9 Tube sono costituite da piatti in acciaio con spessore s_d di un 1 mm e larghezza b_d di 50 mm, calcolate mediante la metodologia di progetto (§ 3.1.). Gli elementi del telaio in acciaio possiedono sezione scatolare cava con fori per permette l'assemblaggio in cantiere (montanti 60x45 mm di spessore 2 mm, correnti 60x25 mm di spessore 2 mm). Tali fori

sono stati trascurati in fase di modellazione ma, banalmente, sono stati portati in conto nelle fasi di verifica degli elementi. L'acciaio impiegato per gli elementi di Resisto 5.9 Tube è di tipo S320GD ($f_y = 320$ MPa; $f_u = 390$ MPa). In questa sede il software impiegato per la modellazione agli elementi finiti è il PRO_SAP dell'azienda 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria S.r.l.

A titolo esemplificativo, nella figura seguente, si riporta un modello plottato di telaio su cui è stato applicato il cappotto.

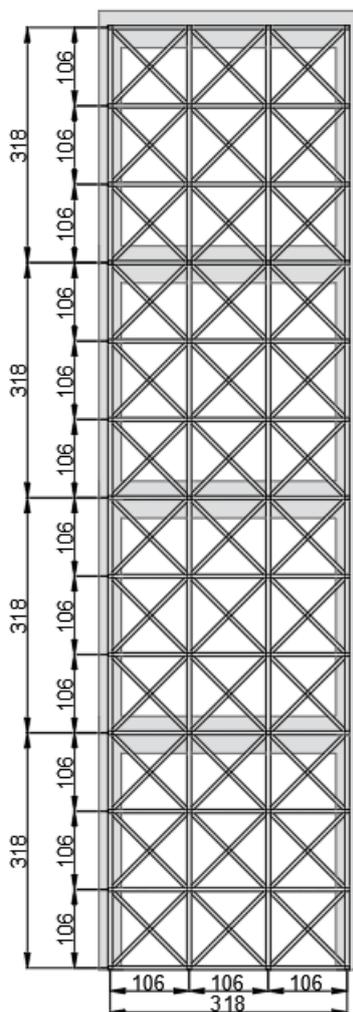


Figura 53 Schema esemplificativo del telaio con quattro livelli

Per validare le teorie esposte, ciascun telaio piano è stato implementato con software di calcolo Pro_Sap sia modellando l'effettiva configurazione del sistema di rinforzo Resisto 5.9 Tube, sia mediante la schematizzazione a diagonali equivalenti. Il telaio è stato

sottoposto ad analisi statiche non lineari (pushover) con spinta in un'unica direzione e, pertanto, sono state modellate solo le diagonali tese.

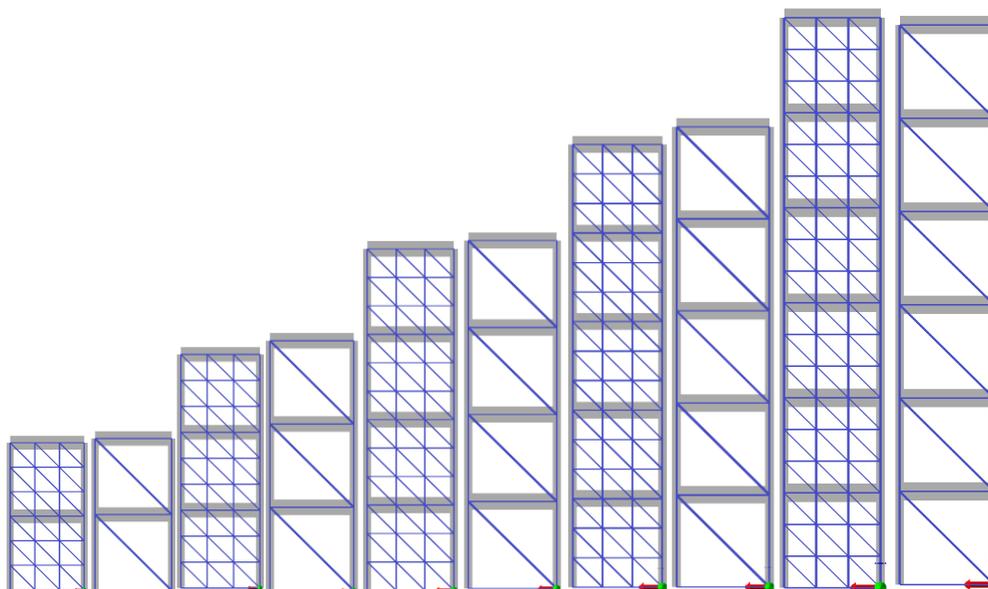


Figura 54 Vista dei quattro telai di piano analizzati con solo diagonali tese attive, ogni telaio modellato con disposizione reale (a sinistra) e con diagonali equivalenti (a destra)

Nei paragrafi successivi, al fine di rendere evidente quando trattato in maniera teorica, si riporta numericamente l'applicazione della procedura proposta: metodo di progetto, computazione delle diagonali equivalente e guida per la verifica degli elementi in acciaio. A titolo esemplificativo, si riportano tutti gli step per i telai piani, mentre per i casi studio tridimensionali ed edificio reale, vengono illustrati e discussi i risultati pervenuti.

4.1.1 Progettazione del sistema Resisto 5.9 Tube per i telai piani

In merito ai primi due step (§ 3.1.1. e 3.1.2.), è stata condotta un'analisi statica non lineare sulla struttura non rinforzata utilizzando un software di calcolo ad uso professionale (Pro_Sap della 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l.).

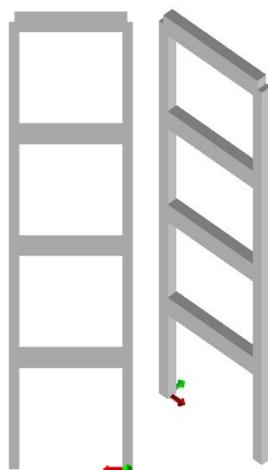


Figura 55 Vista solida del modello di calcolo del telaio piano non rinforzato a quattro livelli

Sulla curva di capacità più gravosa del sistema a più gradi di libertà (MDOF) è stato individuato il primo meccanismo di danno della struttura, rappresentato in questo caso dalla formazione di cerniere plastiche flessionali sulle colonne.

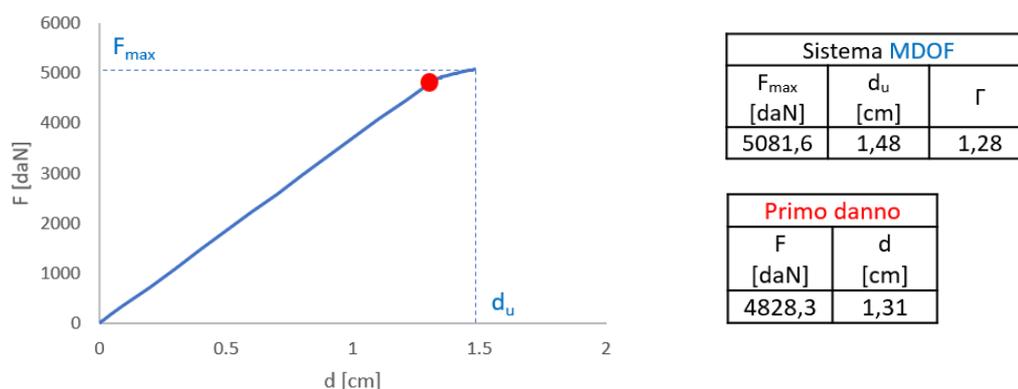


Figura 56 Curva di capacità del modello MDOF nella configurazione non rinforzato (blu), individuazione del primo meccanismo di danno (rosso)

Per quanto concerne gli step da tre a sei, si è provveduto nel determinare la bilineare equivalente e l'individuazione dei parametri di progetto (§ 3.1.3. – 3.1.6.). Il software di calcolo restituisce il valore del fattore di partecipazione modale per il calcolo della curva di capacità della struttura ad unico grado di libertà (SDOF), nonché i punti caratteristici della bilineare equivalente. Sulla bilineare equivalente è riportato anche il punto corrispondente al primo danneggiamento della struttura scalato rispetto al coefficiente di partecipazione modale desunto dal calcolatore.

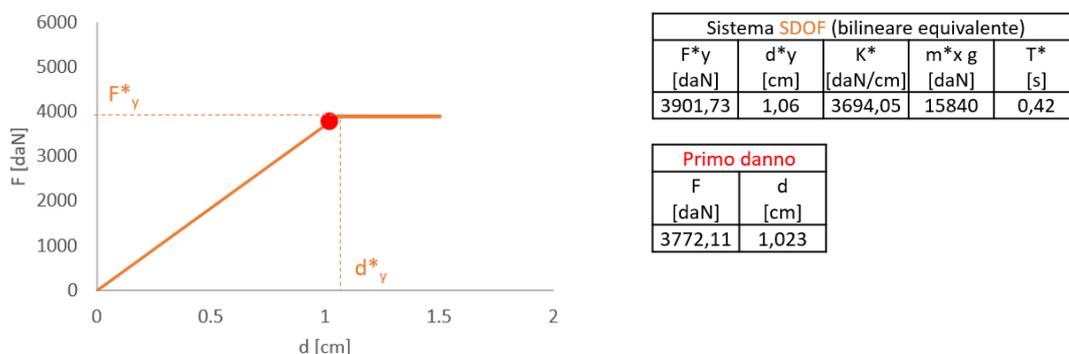


Figura 57 Bilineare equivalente

Lo step 7 (§ 3.1.7.) prevede il confronto tra la capacità e la domanda nel piano ADRS. La prima è espressa dalla bilineare equivalente della struttura, mentre la domanda è definita dallo spettro allo SLV del comune di Napoli, assunto come sito di riferimento, con categoria di sottosuolo C e categoria topografica T1. Per confrontare la capacità e la domanda, queste sono state inserite nel piano ADRS eseguendo due trasformazioni di coordinate:

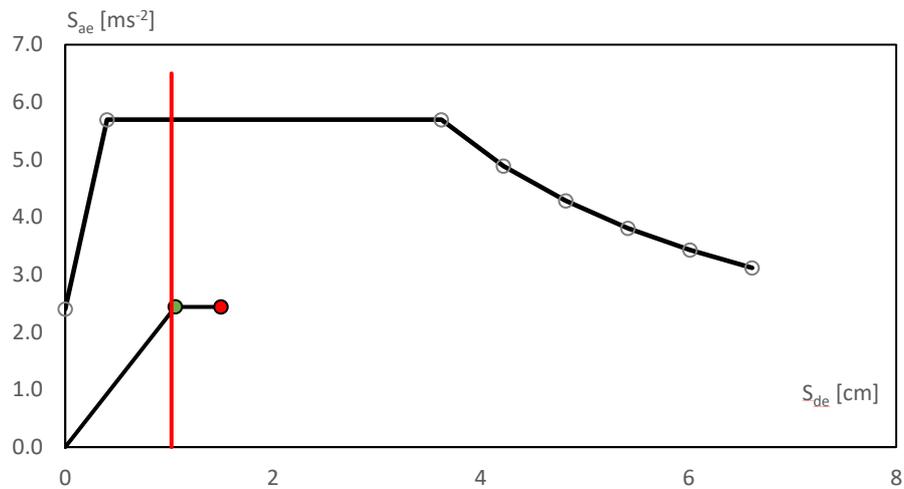
Le ordinate della curva di capacità (forze) sono state trasformate in accelerazioni spettrali mediante la formula:

$$S_a = F^*/m^*$$

Le ascisse dello spettro SLV (periodi) sono state trasformate in spostamenti spettrali mediante la formula:

$$S_{d_i} = \frac{T_i^2}{4\pi^2} S_{a_i}$$

Nel piano ADRS è stata riportata anche la retta verticale passante per il punto corrispondente al meccanismo di primo danno della struttura non rinforzata.



Primo danno	
F [daN]	d [cm]
3772,11	1,023

Figura 58 Plottaggio della curva bilineare e dello spettro SLV nel piano ADRS

In accordo con gli step gli step 8 e 9 (§ 3.1.8. e 3.1.9.), è stato quindi individuato lo spostamento target per la progettazione leggermente inferiore allo spostamento per cui avviene il primo meccanismo di danno:

$$d_{t,c} = 1 \text{ cm}$$

Intercettando lo spettro SLV con la verticale passante per lo spostamento target si ottiene l'accelerazione corrispondente:

$$S_{a,c} = 5,7 \text{ m/s}^2$$

La rigidezza di progetto k_c del sistema complessivo è univocamente determinata congiungendo il punto con coordinate $(d_{t,c}; S_{a,c})$ sullo spettro di domanda con l'origine degli assi come illustrato in foto seguente.

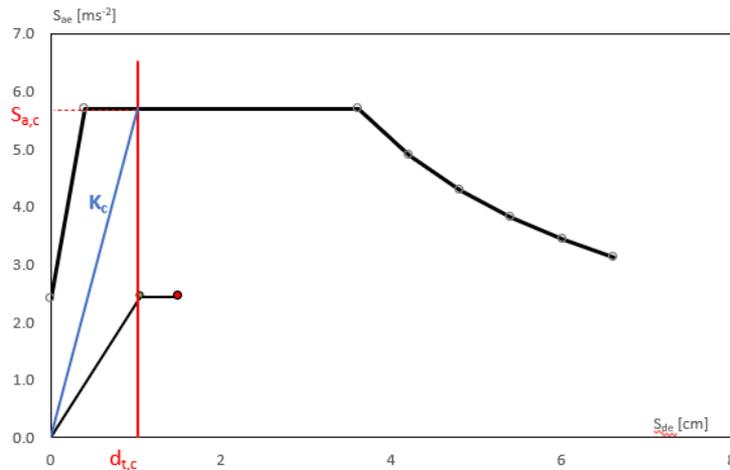


Figura 59 Individuazione della rigidezza nella configurazione di telaio rinforzato (blu)

Lo step 10 (§ 3.1.10.) prevede il procedimento iterativo per ottenere la bilineare di progetto del sistema complessivo che abbia una duttilità prossima a quella della struttura non rinforzata. Il procedimento inizia fissando uno spostamento ultimo del sistema complessivo ($d^*_{c,u}$) di primo tentativo pari a quello della struttura non rinforzata (d^*_u):

$$d^*_{c,u} = d^*_u = 1,48 \text{ cm}$$

Con il metodo dell'equivalenza delle aree ($A_a = A_b$) si trova la corrispondente accelerazione spettrale ($S_{a,y,c}$) di primo tentativo e uno spostamento di snervamento del sistema complessivo ($d^*_{c,y}$) come intersezione tra la retta orizzontale passante per $S_{a,y,c}$ e la rigidezza K_c .

$$d^*_{c,y} = 0,36 \text{ cm}$$

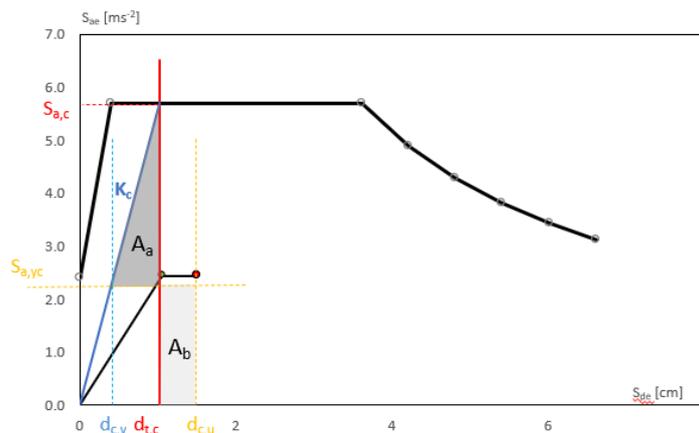


Figura 60 Prima interazione del metodo iterativo

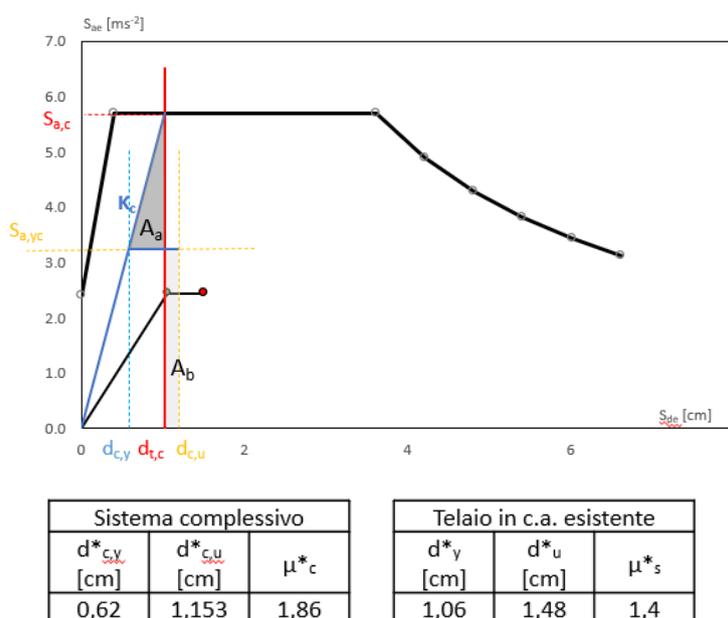
Successivamente si valuta la duttilità del sistema non rinforzato (μ^*_s) e quella del sistema complessivo (μ^*_c):

$$\mu^*_s = \frac{d^*_{c,u}}{d^*_{c,y}} = \frac{1,48}{1,06} = 1,4; \quad \mu^*_c = \frac{d^*_{c,u}}{d^*_{c,y}} = \frac{1,48}{0,36} = 4,1$$

Poiché la duttilità del sistema complessivo è maggiore di quella della struttura non rinforzata si passa alla seconda iterazione del processo, riducendo lo spostamento ultimo del sistema complessivo:

$\mu^*_c > \mu^*_s \rightarrow$ spostamento ultimo di secondo tentativo: $d^*_{c,u} < d^*_{c,u}$

Tutti i passaggi vengono poi ripetuti fino al raggiungimento dell'obiettivo, ossia ottenere delle duttilità confrontabili.



1,86 \approx 1,4 ✓

Figura 61 Iterazione di convergenza con duttilità confrontabili e definizione dei parametri del sistema complessivo

La resistenza e la rigidezza demandati al sistema Resisto sono state compute in ottemperanza allo step 11 (§ 3.1.11.). In particolare, i parametri di accelerazione spettrale e rigidezza del sistema Resisto 5.9 Tube si definiscono come differenza tra quelli del sistema complessivo e del telaio non rinforzato.

Accelerazione spettrale di Resisto 5.9 Tube:

$$S_{a,yR} = S_{a,yC} - S_{a,yS} = 3,4 \text{ m/s}^2 - 2,44 \text{ m/s}^2 = 0,96 \text{ m/s}^2$$

Rigidezza di Resisto 5.9 Tube:

$$K_R = K_C - K_S = 8946,85 \text{ daN/cm} - 3694,05 \text{ daN/cm} = 5252,8 \text{ daN/cm}$$

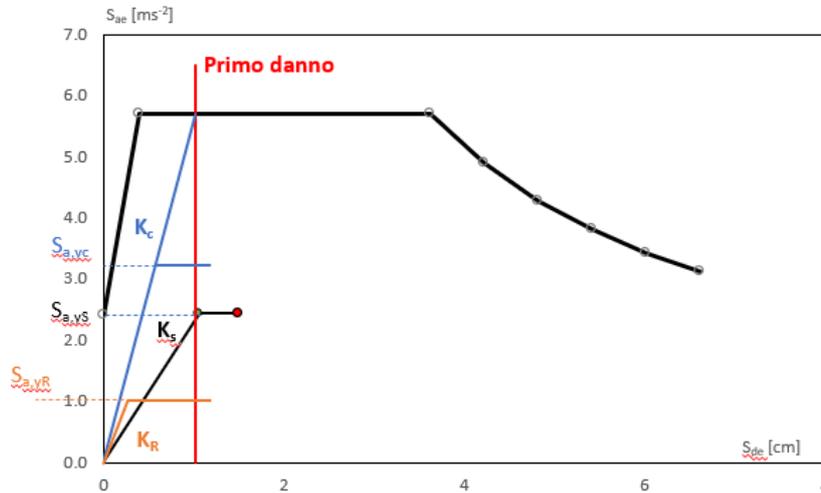


Figura 62 Determinazione della curva di capacità del sistema Resisto (arancione)

Gli step da 12 a 16 (§ 3.1.12 - 3.1.16) prevedono il calcolo rigidezze/taglianti di piano di resisto 5.9 tube, la valutazione della redistribuzione e il calcolo delle aree delle diagonali dei controventi metallici. Dal codice di calcolo impiegato sono desumibili i valori di forze e spostamenti di piano della struttura non rinforzata, grazie alle quali è possibile calcolare la rigidezza della struttura non rinforzata al piano i-esimo:

$$k_{s,i} = \frac{1}{\Delta_{s,i}} \cdot \sum_1^{n_P} F_i$$

Tabella 7 Rigidezze di piano per il telaio piano non rinforzato

Impalcato	Quota [cm]	$\Delta_{s,i}$ [cm]	F_i [daN]	$K_{S,i}$ [daN/cm]
4	1272	1,31	8630,36	6588,06
3	954	1,11	7347,47	6619,34
2	636	0,78	4898,31	6279,89
1	318	0,38	2449,16	6445,16

La rigidezza di piano del solo sistema di rinforzo Resisto 5.9 Tube è stata valutata a partire dalla rigidezza di piano della struttura non rinforzata come:

$$K_{R,i} = r_k \cdot K_{S,i}$$

dove r_k è il fattore di proporzionalità delle rigidezze:

$$r_k = \frac{K_R}{K_S} = \frac{5252,8 \text{ daN/cm}}{3694,05 \text{ daN/cm}} = 1,42$$

Tabella 8 Rigidezza di piano del sistema Resisto

Impalcato	Quota [cm]	$K_{R,i}$ [daN/cm]
4	1272	9367,99
3	954	9412,47
2	636	8929,78
1	318	9164,79

In accordo con le NTC18, la valutazione della regolarità in altezza è funzione della variazione di rigidezza tra i livelli, quantificabile come:

$$\Delta k_i = \frac{(\Delta k_{i-1} - \Delta k_i)}{\Delta k_{i-1}}$$

Al fine di risultare regolare in altezza la variazione deve essere compreso tra $-0,1 \leq \Delta K_i \leq 0,3$. Nel caso specifico, il controllo risulta essere positivo, pertanto non è stato necessario eseguire una redistribuzione delle rigidezze come mostrato nella seguente tabella.

Tabella 9 Valutazione della variazione di rigidezza tra i livelli del telaio piano non rinforzato

Livelli	ΔK_i
4-3	0,0047257
3-2	-0,054055
2-1	0,025643

La rigidezza del singolo modulo di controvento è stata calcolata dividendo la rigidezza di piano per il numero di moduli di controvento presenti in ciascun piano, ossia 9 come mostrato in figura seguente.

$$k_{R,i,s} = \frac{k_{R,i}}{9}$$

Tabella 10 Valutazione della rigidezza del singolo modulo metallico

Impalcato	N° moduli	$K_{R,i}$ [N/mm]	$K_{R,i,s}$ [N/mm]
4	9	9367,99	1981,43
3	9	9412,47	1990,84
2	9	8929,78	1888,84
1	9	9164,79	1938,45

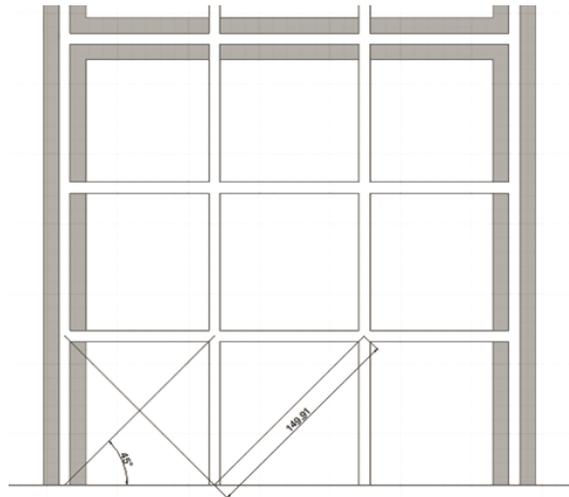


Figura 63 Particolare grafico dei moduli metallici con indicazione dell'angolo di inclinazione e lunghezza della diagonale

Applicando la formula inversa della rigidezza è stata calcolata l'area della singola diagonale come:

$$A_i = \frac{k_{R,i,s} \cdot L}{2 \cdot E \cdot \cos^2 \alpha_R} = \frac{k_{R,i,s} \cdot 1499 \text{ mm}}{2 \cdot 210000 \text{ MPa} \cdot \cos^2(45^\circ)}$$

Fissando la base della diagonale a 50 mm, lo spessore delle diagonali, a ciascun livello del telaio, sono stati computati come:

$$t_i = A_i / 50 \text{ mm}$$

Tabella 11 Valutazione dello spessore delle singole diagonali ai vari livelli in funzione delle rigidezze

A_i [mm ²]	b [mm]	t_i [mm]
51,3	50	1,03
51,5	50	1,03
48,9	50	0,98
50,1	50	1,00

Si evince che gli spessori di progetto, secondo il metodo delle rigidezze, sono confrontabili per cui è stato assunto il valore di 1 mm in tutti i casi.

Giunto al termine il predimensionamento degli spessori delle diagonali in funzione delle rigidezze, si è provveduto alla determinazione della medesima incognita ma in funzione delle resistenze.

Il tagliante agente sul sistema controventante in acciaio è dato:

$$V_R = S_{a,yR} \cdot m^* = 15500,9 \text{ N}$$

Il fattore di proporzionalità delle resistenze è risultato pari a:

$$r_f = \frac{V_R}{V_s} = \frac{15500,9 \text{ N}}{39017,3 \text{ N}} = 0,4$$

Applicando tale fattore ai taglianti di piano desunti dal codice di calcolo per la struttura non rinforzata, sono stati ottenuti i taglianti di piano del sistema Resisto 5.9 Tube:

Tabella 12 Valutazione dei taglianti di piano del sistema Resisto

Impalcato	Quota [cm]	F_i [N]	$V_{R,i}$ [N]
4	1272	86303,6	31557,8
3	954	160000	58424,7
2	636	209000	76335,9
1	318	233000	85291,5

Per applicare il metodo delle resistenze, è stato valutato il tagliante agente sul singolo modulo di controvento ($V_{R,i,S}$) dividendo il tagliante di piano per il numero di moduli di controvento presenti in ciascun piano, ovvero 9.

$$V_{R,i,s} = \frac{V_{R,i}}{9}$$

Da tale relazione è possibile calcolare, per ciascun piano, lo sforzo normale agente nelle diagonali dividendo il tagliante agente nel singolo modulo per il coseno dell'angolo di inclinazione delle diagonali che nel caso specifico risulta essere 45°.

$$N_{R,i,s} = \frac{V_{R,i,s}}{\cos(45^\circ)}$$

Tabella 13 Determinazione dello sforzo normale agente delle singole diagonali di piano

Imp.	N° moduli	$V_{R,i}$ [N]	$V_{R,i,s}$ [N]	α_R	$N_{R,i,s}$ [N]
4	9	31557,8	3506,4	45°	4958,8
3	9	58424,7	6491,6	45°	9180,6
2	9	76335,9	8481,8	45°	11995,0
1	9	85291,5	9476,8	45°	13402,3

Applicando la formula inversa dello sforzo normale è stata calcolata l'area della singola diagonale come:

$$A_i = \frac{N_{R,i,s}}{f_y} = \frac{N_{R,i,s}}{320 \text{ MPa}}$$

L'area, in questo caso, è stata considerata area netta, ossia al netto dei fori per il collegamento, per cui la base della diagonale è stata fissata a 38,4 mm. Lo spessore delle diagonali a ciascun piano del telaio è stato calcolato come:

$$t_i = A_i / 38,4 \text{ mm}$$

Tabella 14 Valutazione dello spessore delle singole diagonali ai vari livelli in funzione delle resistenze

A_i [mm ²]	b [mm]	t_i [mm]
15,5	38,4	0,4
28,7	38,4	0,75
37,5	38,4	0,98
41,9	38,4	1,09

Per tutti i livelli lo spessore di progetto della diagonale secondo il metodo delle resistenze è stato assunto ancora una volta pari a 1 mm.

Il metodo delle rigidezze e delle resistenze ha fornito lo stesso risultato in termini di spessore della diagonale, quindi l'area lorda delle diagonali di Resisto 5.9 Tube è stata fissata a 50 mm^2 , con una base di 50 mm e uno spessore di 1 mm.

Diagonali equivalenti per il telaio piano con quattro livelli

Il calcolo delle diagonali equivalenti è stato eseguito, come riportato nella parte teorica (§ 3.3.), considerando la rigidezza delle diagonali come molle in serie ($K_{\text{trasl,serie}}$) e in parallelo ($K_{\text{trasl,parall}}$) rispetto alla forza sismica. Essendo il telaio piano costituito da più livelli con moduli tutti uguali tra loro, il calcolo delle diagonali equivalenti è stato eseguito per un solo livello ed esteso a tutti i livelli del telaio.

Nelle tabelle seguenti sono riportati tutti i dati di input e i risultati del calcolo con riferimento alla nomenclatura dei campi di telaio Resisto 5.9 Tube descritti nella seguente figura.

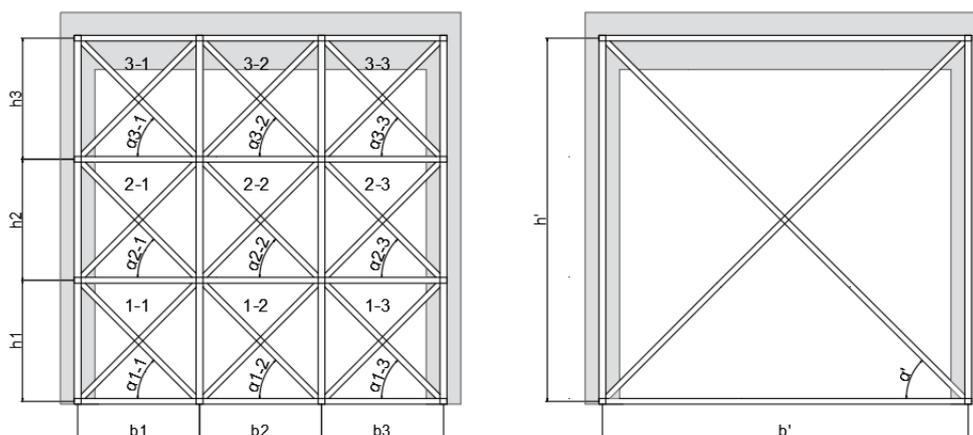


Figura 64 Nomenclatura degli elementi per il telaio con griglia reale (sinistra) e con diagonali equivalenti (destra)

Tabella 15 Calcolo delle rigidezze in serie e in parallelo

CALCOLO RIGIDEZZA EQUIVALENTE MODULO RESISTO 5.9 Tube - TELAIO PIANO													
ID (h-b)	b _{diag} [mm]	sp _{diag} [mm]	b/sp	A _{diag} [mm ²]	b [mm]	h [mm]	α [°]	L _{diag} [mm]	K _{assiale} [N/mm]	K _{trasl} [N/mm]	1/K _{serie} [N/mm]	K _{trasl,serie} [N/mm]	K _{trasl,parall} [N/mm]
1-1	50	1	50	50	1000	1000	45.0	1414	7424.6	3712.3			
1-2	50	1	50	50	1000	1000	45.0	1414	7424.6	3712.3	0.000808	1237.4	
1-3	50	1	50	50	1000	1000	45.0	1414	7424.6	3712.3			
2-1	50	1	50	50	1000	1000	45.0	1414	7424.6	3712.3			
2-2	50	1	50	50	1000	1000	45.0	1414	7424.6	3712.3	0.000808	1237.4	3712.3
2-3	50	1	50	50	1000	1000	45.0	1414	7424.6	3712.3			
3-1	50	1	50	50	1000	1000	45.0	1414	7424.6	3712.3			
3-2	50	1	50	50	1000	1000	45.0	1414	7424.6	3712.3	0.000808	1237.4	
3-3	50	1	50	50	1000	1000	45.0	1414	7424.6	3712.3			

Tabella 16 Calcolo dello spessore per la diagonale equivalente

AREA DIAGONALE EQUIVALENTE SISTEMA RESISTO									
K _{eq, trasl} [N/mm]	b' [mm]	h' [mm]	α' [°]	K _{eq,assiale} [N/mm]	L' [mm]	A' [mm ²]	b' _{diag} [mm]	sp' _{diag} [mm]	b'/sp'
3712	3000	3000	45	7425	4243	150	86.6	1.7	50

Nel seguito si riportano le curve di capacità con la modellazione reale ed a diagonale equivalente per tutti i modelli analizzati. Si può affermare che le diagonali equivalenti sono in grado di riprodurre il comportamento strutturale globale dei telai analizzati. Le leggere differenze tra le curve sono comunque a vantaggio di sicurezza per il sistema equivalente.

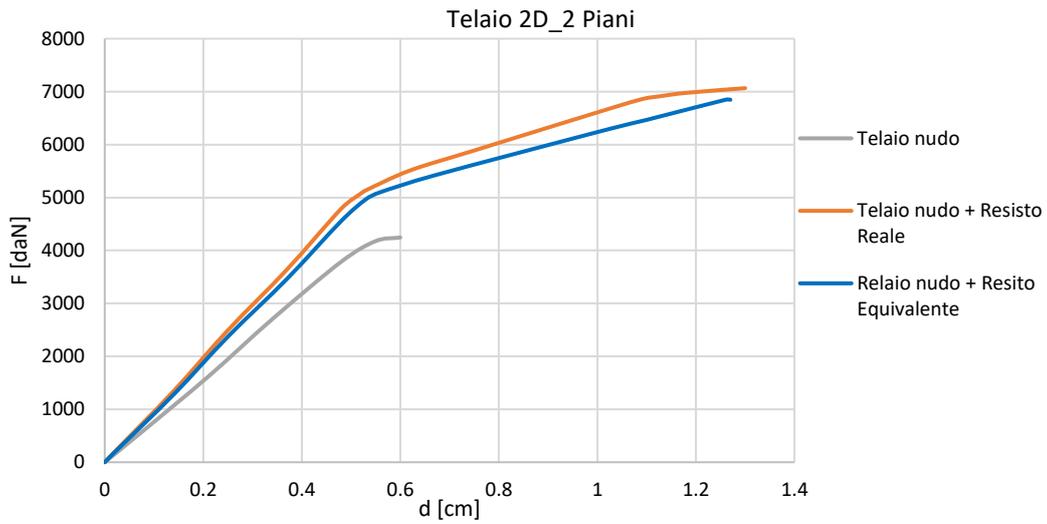


Figura 65 Curve di capacità per i modelli piani a due livelli: telaio in c.a. (grigio), diagonale equivalente (blu) e modellazione rigorosa (arancione)

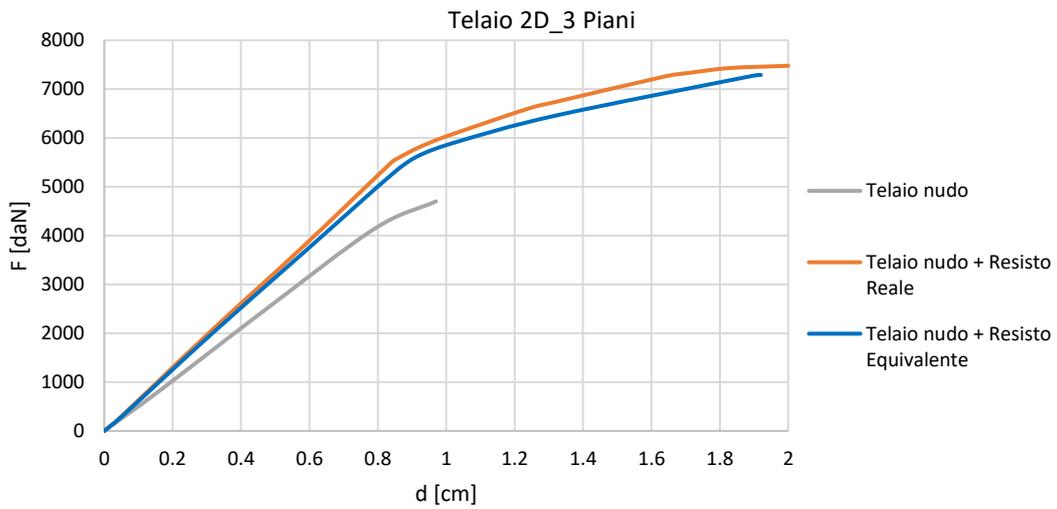


Figura 66 Curve di capacità per i modelli piani a tre livelli: telaio in c.a. (grigio), diagonale equivalente (blu) e modellazione rigorosa (arancione)

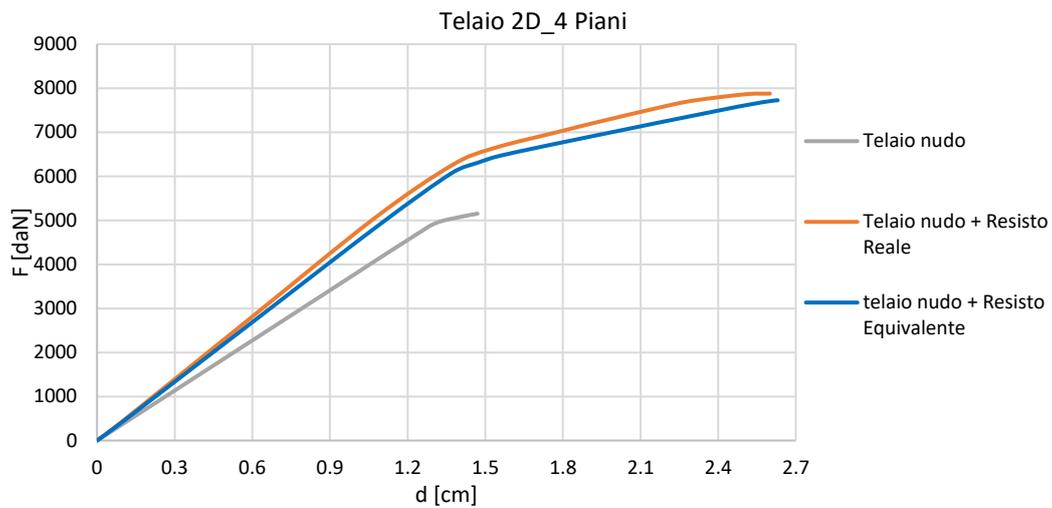


Figura 67 Curve di capacità per i modelli piani a quattro livelli: telaio in c.a. (grigio), diagonale equivalente (blu) e modellazione rigorosa (arancione)

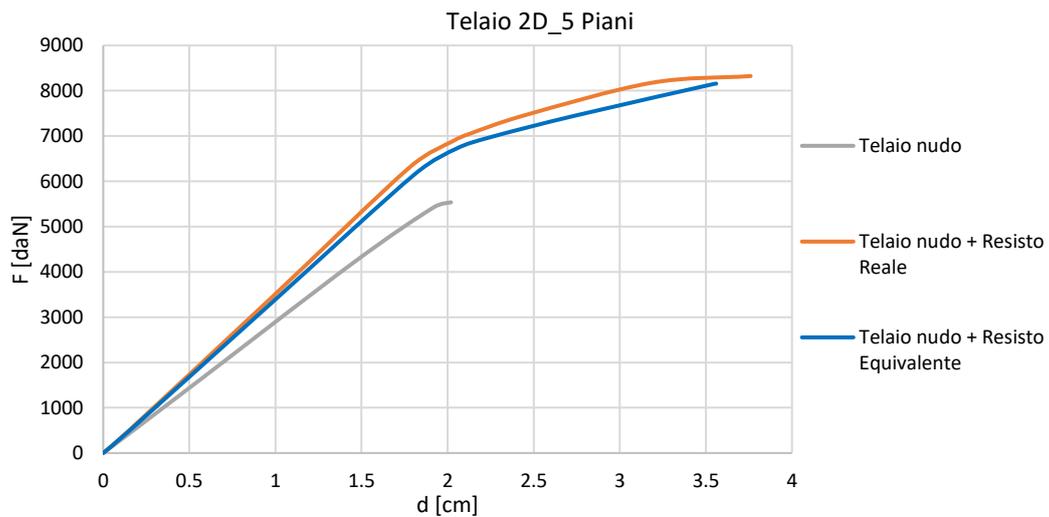


Figura 68 Curve di capacità per i modelli piani a cinque livelli: telaio in c.a. (grigio), diagonale equivalente (blu) e modellazione rigorosa (arancione)

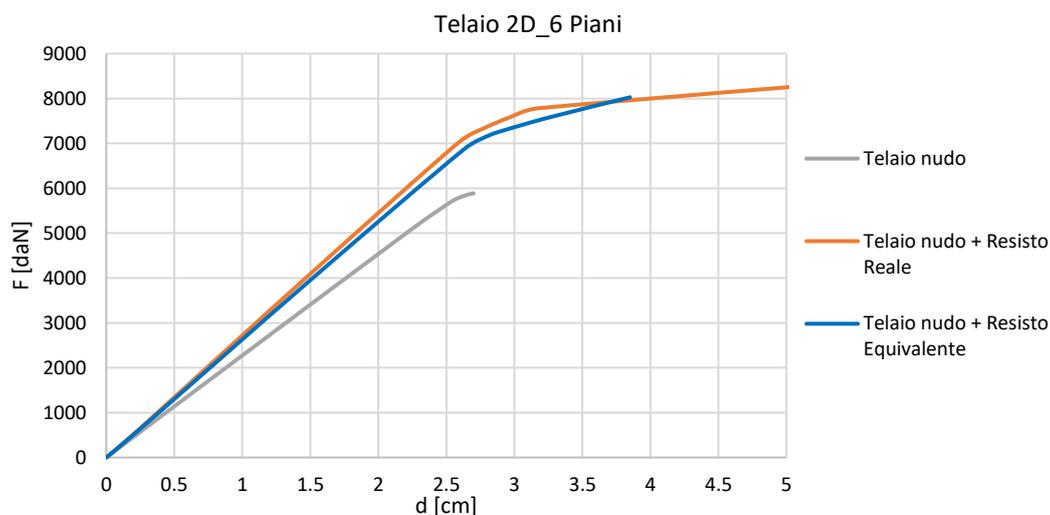


Figura 69 Curve di capacità per i modelli piani a sei livelli: telaio in c.a. (grigio), diagonale equivalente (blu) e modellazione rigorosa (arancione)

4.1.2 Verifica degli elementi metallici del cappotto Resisto 5.9 Tube

La verifica degli elementi e delle connessioni del sistema Resisto 5.9 Tube sono state eseguite sulla base delle sollecitazioni desunte dalle analisi pushover eseguite col software di calcolo Pro_Sap in corrispondenza di una domanda di spostamento relativa allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Si riporta di seguito una tabella riassuntiva delle sollecitazioni agenti nel sistema reale (N) ed in quello equivalente (N'). Si pone l'obbiettivo di dimostrare la l'efficacia dei coefficienti proposti per computare le sollecitazioni effettive in virtù dell'applicazione del metodo semplificato a diagonale equivalente. Per tale ragione, in tabella seguente, è riportato il del rapporto N'/N e un riscontro dei coefficienti proposti. In particolare, nella colonna "ver", il superamento della verifica, indicato con "OK", dimostra che le sollecitazioni effettive, desunte dal modello con diagonali equivalenti applicando i coefficienti proposti, siano maggiori di quelle riscontrate dalla modellazione rigorosa. Questo garantisce che le sollecitazioni stimate risultino a vantaggio di sicurezza rispetto alla modellazione reale del cappotto.

Tabella 17 Confronto tra le sollecitazioni della modellazione rigorosa e con diagonale equivalente, accertamento dei coefficienti proposti

N piani	TRAZIONE DIAGONALI				COMPRESSIONE MONTANTI				COMPRESSIONE TRAVERSI			
	N	N'	N'/N	ver	N	N'	N'/N	ver	N	N'	N'/N	ver
	[daN]	[daN]			[daN]	[daN]			[daN]	[daN]		
2	734.68	1877.14	2.6	OK	652.07	598.76	0.92	OK	454.47	131.37	0.3	OK
3	1415.17	3685	2.6	OK	1113.86	1109.41	1.00	OK	807.3	283.88	0.4	OK
4	1600.21	4712.88	2.9	OK	1645.1	1612.89	0.98	OK	908.62	405.58	0.4	OK
5	1600.21	4712.88	2.9	OK	2064.07	2024.6	0.98	OK	857.14	424.31	0.5	OK
6	1600.21	4712.88	2.9	OK	2498.75	2458.18	0.98	OK	911.81	435	0.5	OK

Si riportano di seguito, a titolo esemplificativo, le verifiche degli elementi metallici in funzione delle sollecitazioni ricavate dal modello di calcolo a due piani con diagonali reali.

Verifiche delle diagonali

Le diagonali sono costituite da piatti di larghezza (b_d) 50 mm e spessore (sp_d) 1 mm in acciaio S320GD con quattro fori per il collegamento delle stesse al telaio in acciaio.

La sollecitazione agente è stata valutata, in corrispondenza dello step di domanda della curva di pushover, come la massima trazione nelle diagonali nella combinazione di carico più gravosa. Nel caso specifico vale:

$$N_{Ed} = 7346.8 \text{ N}$$

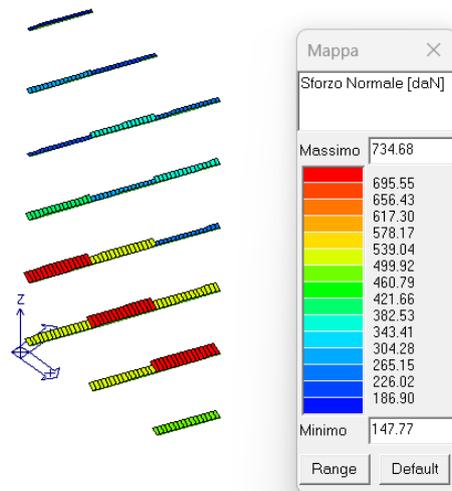


Figura 70 Mappa cromatica per la sollecitazione di trazione (modello a due piani con diagonali in configurazione reale)

La resistenza plastica della sezione lorda è data da:

$$N_{pl, Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{MO}} \cdot A = \frac{320 \text{ MPa}}{1.25} \cdot 50 \text{ mm}^2 = 15238.1 \text{ N}$$

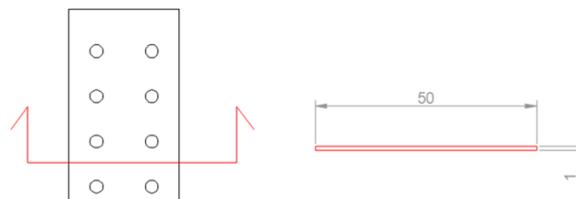


Figura 71 Pianta e sezione trasversale della diagonale

La resistenza ultima della sezione indebolita dai fori è data da:

$$N_{u, Rd} = \frac{0.9 \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \cdot A_{net} = \frac{0.9 \cdot 390 \text{ MPa}}{1.25} \cdot 38.4 \text{ mm}^2 = 10782.72 \text{ N}$$

dove l'area netta è stata valutata in corrispondenza dei due fori per l'inserimento delle viti autoperforanti, ciascuno con diametro di 5.8 mm.

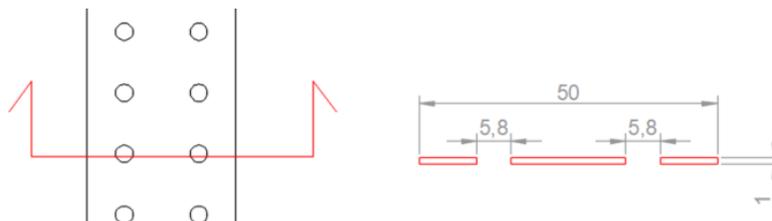


Figura 72 Pianta e sezione trasversale della diagonale in corrispondenza dei fori

$$A_{\text{net}} = A - (2 \cdot A_{\text{foro}}) = 50 \text{ mm}^2 - (2 \cdot 5.8 \text{ mm}^2) = 38.4 \text{ mm}^2$$

Il valore di resistenza a trazione con cui confrontare la sollecitazione agente è dato da:

$$N_{Rd} = \min (N_{pl, Rd}; N_{u, Rd}) = N_{u, Rd} = 10782.72 \text{ N}$$

Pertanto, come si evince di seguito, la verifica a trazione delle diagonali è soddisfatta:

$$N_{Ed} = 7346.8 \text{ N} < N_{t, Rd} = 10782.72 \text{ N}$$

Verifiche dei montanti

I montanti sono costituiti da profili scatolari cavi di base (b_{1m}) 60 mm, altezza (b_{2m}) 45 mm e spessore (sp_m) 2 mm in acciaio S320GD. La sollecitazione agente è stata valutata, in corrispondenza dello step di domanda della curva di pushover, come la massima compressione nei montanti nella combinazione di carico più gravosa. Nel caso specifico vale:

$$N_{Ed} = 6520.7 \text{ N}$$

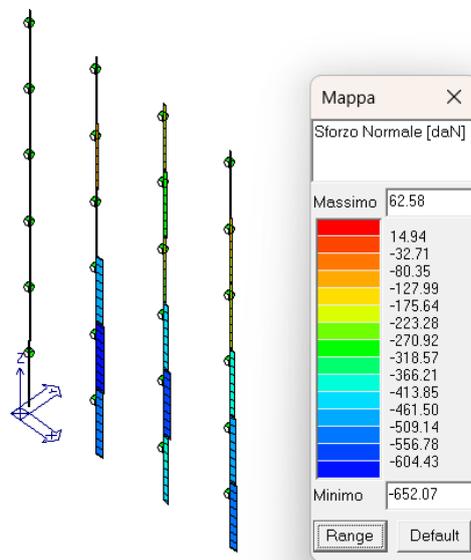


Figura 73 Mappa cromatica per la sollecitazione di compressione (modello a due piani con diagonali in configurazione reale)

La resistenza plastica della sezione lorda è data da:

$$N_{pl, Rd} = \frac{fy}{\gamma_{MO}} \cdot A = \frac{320 \text{ MPa}}{1.05} \cdot 404 \text{ mm}^2 = 123123.8 \text{ N}$$

La resistenza ultima della sezione indebolita dai fori è data da:

$$N_{u, Rd} = \frac{0.9 \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \cdot A_{net} = \frac{0.9 \cdot 390 \text{ MPa}}{1.25} \cdot 292 \text{ mm}^2 = 81993.6 \text{ N}$$

dove l'area della sezione netta dei montanti è valutata nella condizione più svantaggiosa in corrispondenza dei fori per l'inserimento dei traversi ed è data da:

$$A_{net} = A - (2 \cdot A_{foro}) = 404 \text{ mm}^2 - (2 \cdot 56 \text{ mm}^2) = 292 \text{ mm}^2$$

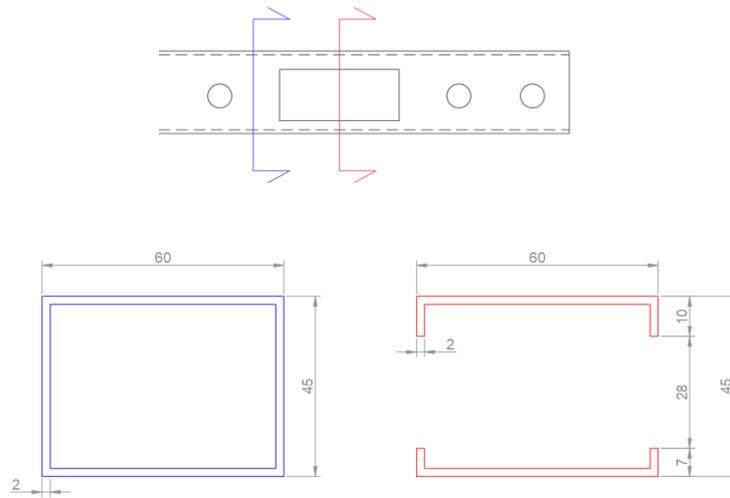


Figura 74 Dettaglio della sezione lorda (in blu) e netta (in rosso) dei montanti con profili scatolari

La resistenza della sezione dei montanti è pari a:

$$N_{c, Rd} = \min (N_{pl, Rd}, N_{u, Rd}) = N_{u, Rd} = 81993.6 \text{ N}$$

La verifica di resistenza dei montanti risulta soddisfatta, essendo:

$$N_{Ed} = 6520.7 \text{ N} < N_{c, Rd} = 81993.6 \text{ N}$$

La verifica di stabilità è funzione dello sforzo normale critico, ovvero pari a:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \text{ MPa} \cdot 115700 \text{ mm}^4}{(1060 \text{ mm})^2} = 239558.7 \text{ N}$$

dove il momento di inerzia della sezione netta da impiegare per la verifica di instabilità è pari a $I = 11,57 \text{ cm}^4$.

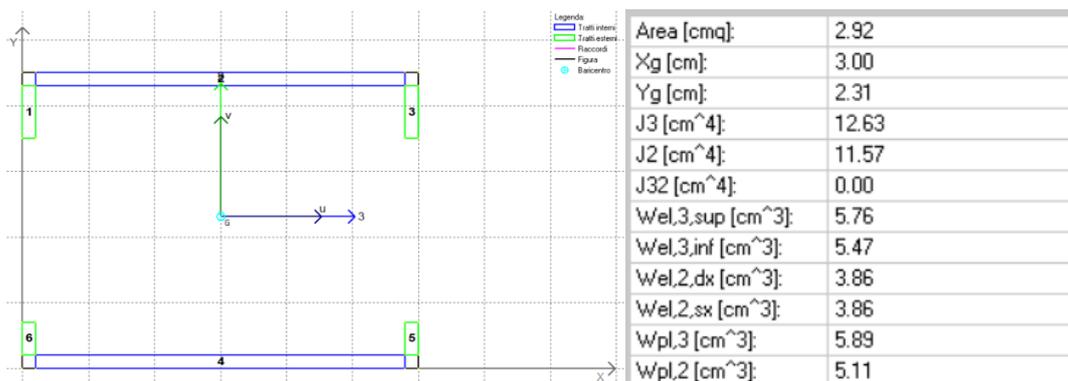


Figura 75 Caratteristiche geometriche della sezione netta del montante

Nota lo sforzo normale critico si può valutare la snellezza normalizzata:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot f_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{292 \text{ mm}^2 \cdot 320 \text{ MPa}}{239558.7 \text{ N}}} = 0.62$$

e quindi anche il coefficiente $\Phi = 0,5 [1 + \alpha (\lambda - 0,2) + \lambda^2] = 0,5 [1 + 0,49 (0,62 - 0,2) + 0,62^2] = 0,80$

Infine, il fattore di riduzione è stato valutato pari a:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{0,80 + \sqrt{0,80^2 - 0,62^2}} = 0,77$$

La resistenza all'instabilità dell'asta compressa è pari a:

$$N_{b, Rd} = \chi \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot A = 0,77 \cdot \frac{320 \text{ MPa}}{1,05} \cdot 292 \text{ mm}^2 = 68589,0 \text{ N}$$

La verifica di stabilità dell'asta compressa è soddisfatta, risultando:

$$N_{Ed} = 6520,7 \text{ N} < N_{b, Rd} = 68589,0 \text{ N}$$

Verifiche dei traversi

I traversi sono costituiti da profili scatolari cavi di base (b_{1m}) 60 mm, altezza (b_{2m}) 25 mm e spessore (sp_m) 2 mm in acciaio S320GD. La sollecitazione agente è stata valutata, in corrispondenza dello step di domanda della curva di pushover, come la massima compressione nei traversi nella combinazione di carico più gravosa. Nel caso specifico vale:

$$N_{Ed} = 4544,7 \text{ N}$$

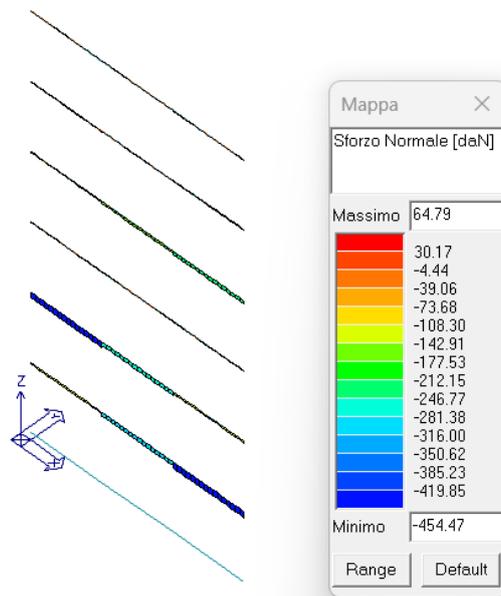


Figura 76 Mappa cromatica per la sollecitazione di compressione (modello a due piani con diagonali in configurazione reale)

La resistenza plastica della sezione lorda è data da:

$$N_{pl, Rd} = \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \cdot A = \frac{320 \text{ MPa}}{1.05} \cdot 324 \text{ mm}^2 = 98742.9 \text{ N}$$

La resistenza ultima della sezione indebolita dai fori è data da:

$$N_{u, Rd} = \frac{0.9 \cdot f_u}{\gamma_{M2}} \cdot A_{net} = \frac{0.9 \cdot 390 \text{ MPa}}{1.25} \cdot 272 \text{ mm}^2 = 76377.6 \text{ N}$$

dove l'area della sezione netta dei traversi è valutata in corrispondenza dei due fori da 13 mm per l'ancoraggio ed è data da:

$$A_{net} = A - (2 \cdot A_{foro}) = 324 \text{ mm}^2 - (2 \cdot 26 \text{ mm}^2) = 272 \text{ mm}^2$$

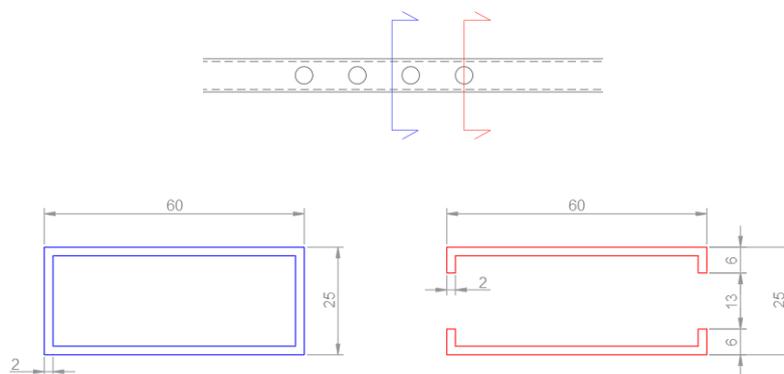


Figura 77 Dettaglio della sezione lorda (in blu) e netta (in rosso) dei traversi con profili scatolari

La resistenza della sezione dei traversi è pari a:

$$N_{c, Rd} = \min (N_{pl, Rd}, N_{u, Rd}) = N_{u, Rd} = 76377.6 \text{ N}$$

La verifica di resistenza dei montanti è soddisfatta, essendo:

$$N_{Ed} = 4544.7 \text{ N} < N_{c, Rd} = 76377.6 \text{ N}$$

La verifica di stabilità è funzione dello sforzo normale critico, ovvero pari a:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_{cr}^2} = \frac{\pi^2 \cdot 210000 \text{ MPa} \cdot 34200 \text{ mm}^4}{(1060 \text{ mm})^2} = 70811.6 \text{ N}$$

dove il momento di inerzia della sezione netta da impiegare per la verifica di instabilità è pari a $I = 3.42 \text{ cm}^4$.

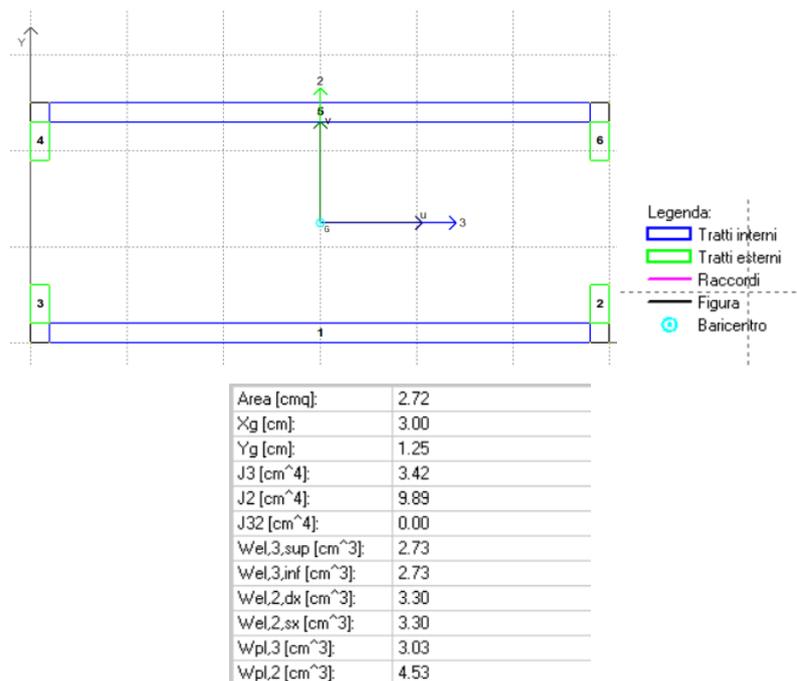


Figura 78 Caratteristiche geometriche della sezione netta del traverso

Nota lo sforzo normale critico si può valutare la snellezza normalizzata:

$$\lambda = \sqrt{\frac{A \cdot fy}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{272 \text{ mm}^2 \cdot 320 \text{ MPa}}{70811.6 \text{ N}}} = 1.11$$

e quindi anche il coefficiente $\Phi = 0,5 [1 + \alpha (\lambda - 0,2) + \lambda^2] = 0,5 [1 + 0.49 (1.11 - 0,2) + 1.11^2] = 1.34$

Infine, il fattore di riduzione è stato valutato pari a:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda^2}} = \frac{1}{1.34 + \sqrt{1.34^2 - 1.11^2}} = 0.48$$

La resistenza all'instabilità dell'asta compressa è pari a:

$$N_{b, Rd} = \chi \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \cdot A = 0.48 \cdot \frac{320 \text{ MPa}}{1.05} \cdot 272 \text{ mm}^2 = 39760.6 \text{ N}$$

La verifica di stabilità dell'asta compressa è soddisfatta, risultando:

$$N_{Ed} = 4544.7 \text{ N} < N_{b, Rd} = 39760.6 \text{ N}$$

Verifica dei collegamenti per gli elementi metallici del cappotto Resisto 5.9 Tube

Ultimate le verifiche di resistenza per gli elementi in acciaio, si provvede alla verifica dei collegamenti tra i profili.

Verifiche collegamenti per le diagonali

Sono state previste quattro viti autofilettanti $\phi 6.3$ mm di classe 8.8 e piastre in acciaio di spessore 3 mm per l'unione in corrispondenza della diagonale. La sollecitazione di taglio agente sulla singola vite corrisponde allo sforzo normale di trazione, utilizzata per la verifica delle diagonali, diviso il numero di viti, ovvero:

$$V_{Ed, i} = N_{Ed}/n = 7346.8 \text{ N} / 4 = 1836.7 \text{ N}$$

La resistenza a taglio della vite è data da:

$$F_{V, Rd} = \alpha_v \cdot \frac{f_{tb}}{\gamma_{M2}} \cdot A_{res} = 0.6 \cdot \frac{800 \text{ MPa}}{1.25} \cdot 31 \text{ mm}^2 = 11904 \text{ MPa}$$

La resistenza a rifollamento della piastra è data da:

$$F_{b, Rd} = \alpha \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \cdot d \cdot t = 1.50 \cdot \frac{390 \text{ MPa}}{1.25} \cdot 6.3 \text{ mm} \cdot 1 \text{ mm} = 2819.2 \text{ N}$$

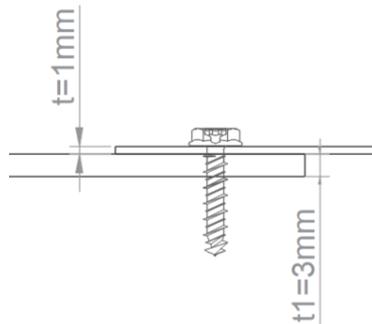


Figura 79 Dettaglio del collegamento della diagonale: sezione

La resistenza a strappo della piastra è data da:

$$F_{t, Rd} = \frac{f_u \cdot e_1 \cdot t}{1.2 \cdot \gamma_{M2}} = \frac{390 \text{ MPa} \cdot e_1 \cdot 1 \text{ mm}}{1.2 \cdot 1.25} = 4940.0 \text{ N}$$

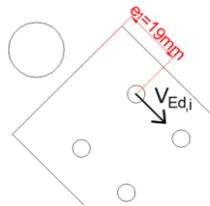


Figura 80 Dettaglio del collegamento della diagonale: pianta

La resistenza della sezione netta ($N_{u, Rd}$) corrisponde a quella calcolata per la verifica delle diagonali ed è pari a 10782.7 N.

La resistenza a taglio dell'unione è data da:

$$V_{Rd} = \min (F_{V, Rd}; F_{b, Rd}; F_{t, Rd}; N_{u, Rd}) = F_{V, Rd} = 2819.2 \text{ N}$$

La verifica a taglio dell'unione è soddisfatta, essendo:

$$V_{Ed, i} = 1836.7 \text{ N} < V_{Rd} = 2819.2 \text{ N}$$

Verifiche collegamenti per i montanti

La diagonale maggiormente sollecitata, rappresentata nella figura seguente con riferimento al telaio di due piani in oggetto, presenta un angolo $\alpha = 45^\circ$.

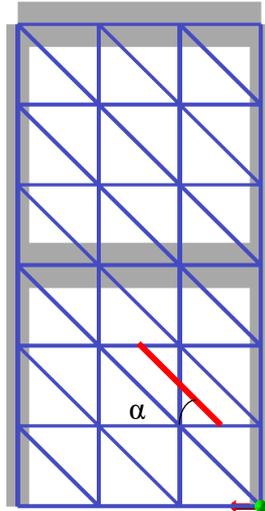


Figura 81 Individuazione dell'angolo di inclinazione sull'orizzontale della diagonale maggiormente sollecitata

Il collegamento sul montante è eseguito con due bulloni M12 di classe 8.8. e piastre in acciaio di spessore 3 mm. La sollecitazione è data da:

L'aliquota di taglio agente su ciascun bullone dovuta allo sforzo normale massimo del montante (N_{Ed} individuato per la verifica dei montanti) è pari a:

$$V_{1,i} = N_{Ed, \text{montante}} / \text{numero di bulloni} = 6520.7 \text{ N} / 2 = 3260.35 \text{ N}$$

I due momenti dovuti all'eccentricità dello sforzo normale delle diagonali sono pari a:

$$M_1 = (N_{Ed} \cos \alpha) \cdot e = (7346.8 \text{ N} \cdot \cos 45^\circ) \cdot 25 \text{ mm} = 129874.3 \text{ Nmm}$$

$$M_2 = (N_{Ed} \cos \alpha) \cdot h = (7346.8 \text{ N} \cdot \cos 45^\circ) \cdot 70 \text{ mm} = 363648.0 \text{ Nmm}$$

da cui derivano:

$$H_i = M_1 / a = 129874.3 \text{ Nmm} / 40 \text{ mm} = 3246.9 \text{ N}$$

$$N_i = M_2 / a = 363648.0 \text{ Nmm} / 40 \text{ mm} = 9091.2 \text{ N}$$

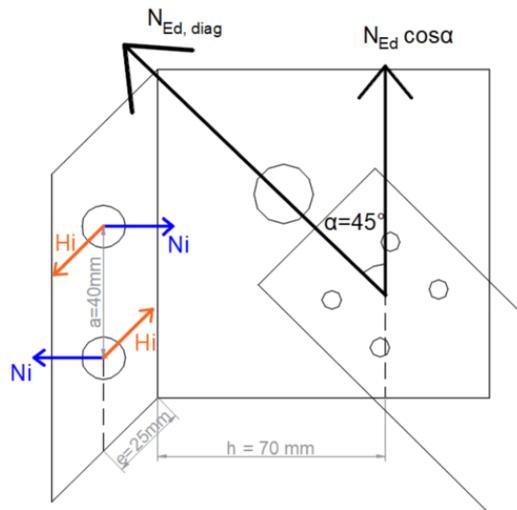


Figura 82 Dettaglio delle sollecitazioni agenti sui bulloni

La risultante delle forze di taglio agenti sul singolo bullone è pari a:

$$V_i = \sqrt{V_{1,i}^2 + H_i^2} = \sqrt{(3260.35 \text{ N})^2 + (3246.9 \text{ N})^2} = 4601.3 \text{ N}$$

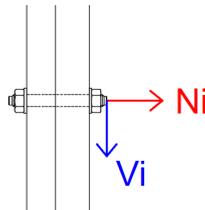


Figura 83 Aliquota orizzontale e verticale agente sul singolo bullone M12 del montante

Ai fini della verifica a taglio, la resistenza del bullone M12 di classe 8.8 è data da:

$$F_{V,Rd} = \alpha_v \cdot \frac{f_{tb}}{\gamma_{M2}} \cdot A_{res} = 0.6 \cdot \frac{800 \text{ MPa}}{1.25} \cdot 84.3 \text{ mm}^2 = 32371.2 \text{ N}$$

La resistenza a rifollamento della piastra è data da:

$$F_{b,Rd} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \cdot d \cdot t = 1.7 \cdot 0.64 \cdot \frac{390 \text{ MPa}}{1.25} \cdot 12 \text{ mm} \cdot 2 \text{ mm} = 8381.5 \text{ N}$$

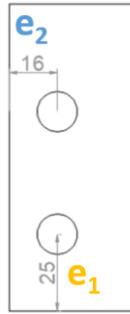


Figura 84 Indicazione delle eccentricità del baricentro del foro rispetto i bordi del profilo

Dove t corrisponde allo spessore minore tra le piastre collegate, ossia quello del montante.

La resistenza a taglio dell'unione è pari a:

$$V_{Rd} = \min (F_{V, Rd}, F_{b, Rd}) = F_{b, Rd} = 8381.5 \text{ N}$$

La verifica a taglio risulta soddisfatta, essendo:

$$V_i = 4601.3 \text{ N} < V_{Rd} = 8381.5 \text{ N}$$

Per quanto concerne la verifica a trazione è funzione della resistenza del bullone, data da:

$$F_{t, Rd} = 0,9 \cdot \frac{f_{tb}}{\gamma_{M2}} \cdot A_{res} = 0,9 \cdot \frac{800 \text{ MPa}}{1,25} \cdot 84,3 \text{ mm}^2 = 48556,8 \text{ N}$$

Inoltre, la resistenza a punzonamento della piastra è data da:

$$B_{p, Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \cdot d_m \cdot t_p = 0,6 \cdot \pi \cdot \frac{390 \text{ MPa}}{1,25} \cdot 19 \text{ mm} \cdot 2 \text{ mm} = 22336,7 \text{ N}$$

In definitiva, la resistenza a trazione dell'unione è pari a:

$$N_{Rd} = \min (F_{t, Rd}, B_{p, Rd}) = B_{p, Rd} = 22336,7 \text{ N}$$

La verifica a trazione è soddisfatta, essendo:

$$N_i = 9091,2 \text{ N} < N_{Rd} = 22336,7 \text{ N}$$

La verifica nei confronti dell'azione combinata di taglio e trazione è soddisfatta, in quanto si ha:

$$\frac{V_i}{F_{V, Rd}} + \frac{N_i}{1,4 F_{t, Rd}} = \frac{4601,3 \text{ N}}{32371,2 \text{ N}} + \frac{9091,2 \text{ N}}{1,4 \cdot 48556,8 \text{ N}} = 0,28 \leq 1$$

Verifiche collegamenti per i traversi

Si rammenta che la diagonale maggiormente sollecitata, rappresentata nella figura seguente con riferimento al telaio di due piani, presenta un angolo $\alpha = 45^\circ$.

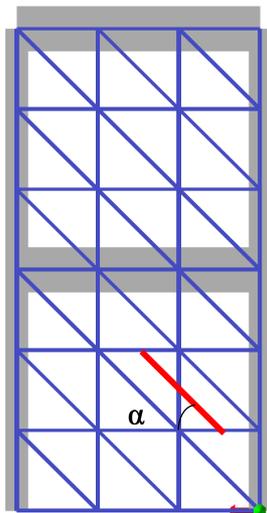


Figura 85 Individuazione dell'angolo di inclinazione sull'orizzontale della diagonale maggiormente sollecitata

Il collegamento traverso-montante è eseguito con due bulloni M12 di classe 8.8. e piastre in acciaio di spessore 3 mm. La sollecitazione è data da:

L'aliquota di taglio agente su ciascun bullone dovuta allo sforzo normale massimo del traverso:

$$V_{1,i} = N_{Ed, \text{traverso}} / \text{numero di bulloni} = 4544.7 \text{ N} / 2 = 2272.35 \text{ N}$$

Il taglio massimo agente nei traversi $V_{Ed, \text{traverso}}$ è pari a 201.8 N, come si evince dall'immagine seguente:

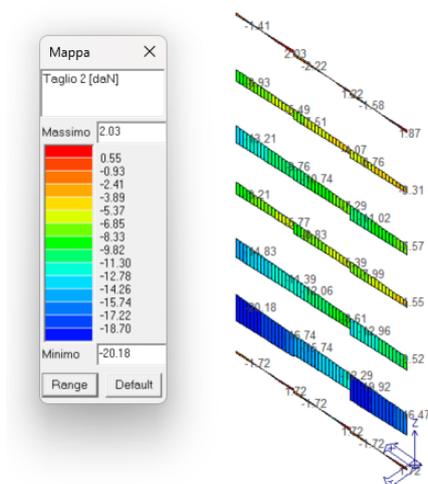


Figura 86 Mappa cromatica per la sollecitazione di taglio nei traversi

Ne deriva che il momento dovuto all'eccentricità del taglio della trave è pari a:

$$M_1 = V_{Ed, \text{traverso}} \cdot b = 201.8 \text{ N} \cdot 55 \text{ mm} = 11099.0 \text{ Nmm}$$

a cui corrispondono le forze assiali uguali e opposte:

$$N_{1,i} = M_1/p = 11099.0 \text{ Nmm} / 40 \text{ mm} = 277.5 \text{ N}$$

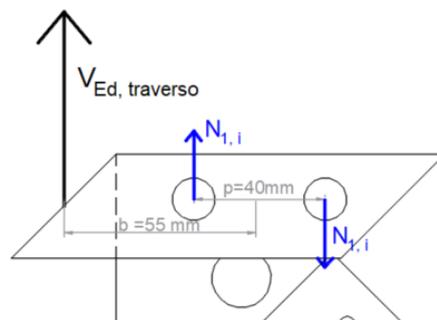


Figura 87 Schematizzazione per il calcolo delle sollecitazioni derivanti dall'eccentricità del taglio del traverso

I momenti generati dalla componente orizzontale dello sforzo normale plastico agente nella diagonale sono:

$$M_2 = (N_{Ed} \text{ sen} \alpha) \cdot e = (7346.8 \text{ N} \text{ sen} 45^\circ) \cdot 25 \text{ mm} = 129874.3 \text{ Nmm}$$

$$M_3 = (N_{Ed} \text{ sen} \alpha) \cdot d = (7346.8 \text{ N} \text{ sen} 45^\circ) \cdot 70 \text{ mm} = 363648.0 \text{ Nmm}$$

ai quali corrispondono:

$$H_i = M_2/p = 129874.3 \text{ Nmm} / 40 \text{ mm} = 3246.9 \text{ N}$$

$$N_{2,i} = M_3/p = 363648.0 \text{ Nmm} / 40 \text{ mm} = 9091.2 \text{ N}$$

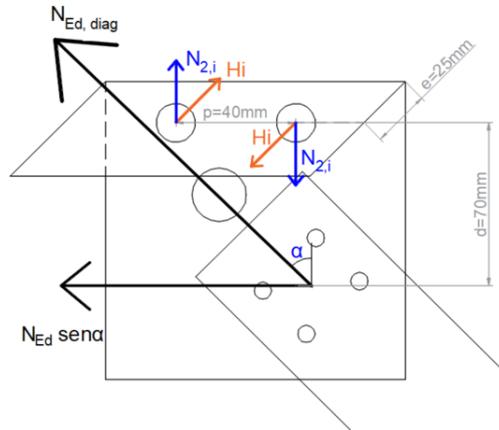


Figura 88 Schematizzazione per il calcolo delle sollecitazioni derivanti dallo sforzo orizzontale della diagonale

In definitiva, la risultante delle forze di taglio (V_i) e di trazione (N_i) agenti sul singolo bullone sono:

$$V_i = \sqrt{V_{1,i}^2 + H_i^2} = \sqrt{(2272.34 \text{ N})^2 + (3246.9 \text{ N})^2} = 3963.0 \text{ N}$$

$$N_i = N_{1,i} + N_{2,i} = 277.5 \text{ N} + 9091.2 \text{ N} = 9368.7 \text{ N}$$

La resistenza a taglio del bullone M12 di classe 8.8 è data da:

$$F_{V,Rd} = \alpha_v \cdot \frac{f_{tb}}{\gamma_{M2}} \cdot A_{res} = 0.6 \cdot \frac{800 \text{ MPa}}{1.25} \cdot 84.3 \text{ mm}^2 = 32371.2 \text{ N}$$

La resistenza a rifollamento della piastra è data da:

$$F_{b,Rd} = k_1 \cdot \alpha_b \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \cdot d \cdot t = 1.7 \cdot 0.64 \cdot \frac{390 \text{ MPa}}{1.25} \cdot 12 \text{ mm} \cdot 2 \text{ mm} = 8381.5 \text{ N}$$

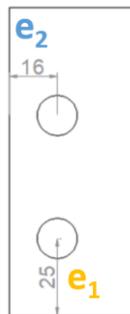


Figura 89 Indicazione delle eccentricità del baricentro del foro rispetto ai bordi del profilo

Dove t corrisponde allo spessore minore tra le piastre collegate, ossia quello del montante.

La resistenza a taglio dell'unione è pari a:

$$V_{Rd} = \min (F_{V, Rd}, F_{b, Rd}) = F_{b, Rd} = 8381.5 \text{ N}$$

Per cui la verifica a taglio risulta soddisfatta, essendo:

$$V_i = 3963.0 \text{ N} < V_{Rd} = 8381.5 \text{ N}$$

La resistenza a trazione del bullone è data da:

$$F_{t, Rd} = 0,9 \cdot \frac{f_{tb}}{\gamma_{M2}} \cdot A_{res} = 0,9 \cdot \frac{800 \text{ MPa}}{1,25} \cdot 84,3 \text{ mm}^2 = 48556,8 \text{ N}$$

La resistenza a punzonamento della piastra è data da:

$$B_{p, Rd} = 0,6 \cdot \pi \cdot \frac{f_u}{\gamma_{M2}} \cdot d_m \cdot t_p = 0,6 \cdot \pi \cdot \frac{390 \text{ MPa}}{1,25} \cdot 19 \text{ mm} \cdot 2 \text{ mm} = 22336,7 \text{ N}$$

Per cui la resistenza a trazione dell'unione è pari a:

$$N_{Rd} = \min (F_{t, Rd}, B_{p, Rd}) = B_{p, Rd} = 22336,7 \text{ N}$$

In definitiva la verifica a trazione è soddisfatta, essendo:

$$N_i = 9368,7 \text{ N} < N_{Rd} = 22336,7 \text{ N}$$

La verifica nei confronti dell'azione combinata di taglio e trazione è soddisfatta, in quanto risulta:

$$\frac{V_i}{F_{V, Rd}} + \frac{N_i}{1,4 F_{t, Rd}} = \frac{3963,0 \text{ N}}{32371,2 \text{ N}} + \frac{9368,7 \text{ N}}{1,4 \cdot 48556,8 \text{ N}} = 0,26 \leq 1$$

4.2 *Casi studio: telai tridimensionali*

Il secondo set di casi applicativi è composto da telai tridimensionali in c.a. ad un'unica campata di 3.5 m in direzione trasversale e due campate di 3 metri in direzione longitudinale. Sono stati indagati 3 modelli facendo variare il numero di livelli: due, tre e sette piani con altezza interpiano di 2.7 m in tutti i casi. Le sezioni di travi e pilastri sono

le stesse impiegate per il telaio piano, rispettivamente 30x60 cm e 30x30 cm, così come quelle del sistema di rinforzo Resisto 5.9 Tube (montanti 60x40 mm di spessore 3 mm, correnti 40x25 mm di spessore 3 mm). L'acciaio impiegato per gli elementi di Resisto 5.9 Tube è di tipo S320GD ($f_y = 320$ MPa; $f_u = 390$ MPa). Il modulo standard di Resisto 5.9 Tube adottato ha dimensioni 100x100 cm.

Per validare le teorie esposte, ciascun caso studio del set in questione, è stato implementato con software di calcolo Pro_Sap sia modellando l'effettiva configurazione del sistema di rinforzo Resisto 5.9 Tube, sia schematizzandolo con la tecnica a diagonali equivalenti. In tutti i casi sono state eseguite analisi statiche non lineari (pushover) con spinta nelle due direzioni principali e, pertanto, le diagonali di controvento sono stati schematizzate come elementi reagenti solo a trazione. La fase di realizzazione del modello agli elementi finiti, mediante software di calcolo Pro_Sap, è analoga a quella descritta per il telaio piano.

Si riportano di seguito sinteticamente solo i risultati derivanti dall'applicazione del metodo di progetto, del calcolo della diagonale equivalente e dei risultati delle analisi.

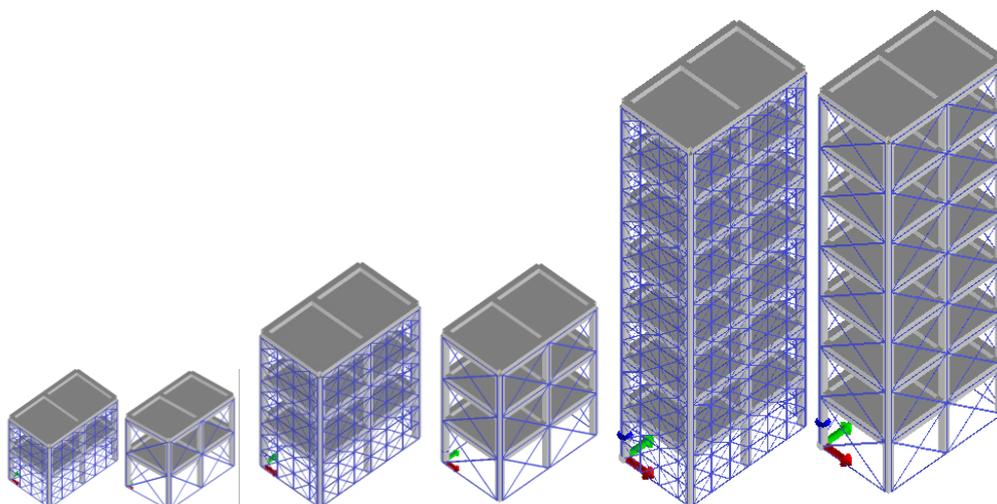


Figura 90 Vista solida dei modelli di calcolo: schematizzazione reale (sinistra) e con diagonali equivalenti (destra)

Tramite l'applicazione del metodo di progetto sia in funzione delle rigidezze che delle resistenze, eseguito con le stesse modalità del telaio piano, è scaturita una diagonale del sistema Resisto 5.9 Tube avente area di 50 mm². Fissata la base di 50 mm, si ottiene che

le diagonali di progetto reali avranno uno spessore di 1 mm. Tali dimensioni sono state applicate per tutte le diagonali in prospetto dei modelli di calcolo (due, tre e sette livelli). Preliminarmente alla fase di analisi, sono state computate le diagonali equivalenti per i moduli Resisto 5.9 Tube. Il prospetto in direzione X è composto da un'unica campata (lato corto), mentre quello in Y due campate (lato lungo). Nel primo caso le diagonali equivalenti inserite nel telaio in c.a., che presenta una larghezza di 350 cm e un'altezza di 270 cm, schematizzano tre campi di Resisto 5.9 Tube da 100 cm e uno da 50 cm in larghezza e due campi di Resisto 5.9 Tube da 100 cm e uno da 70 cm in altezza. In direzione Y i telai possiedono larghezza di 300 cm e un'altezza di 270 cm, quindi le diagonali equivalenti schematizzano in larghezza tre campi di Resisto 5.9 Tube da 100 cm e due campi di Resisto 5.9 Tube da 100 cm e uno da 70 cm in altezza. Nella figura seguente si riporta la schematizzazione della griglia per i telai in c.a. nelle due direzioni.

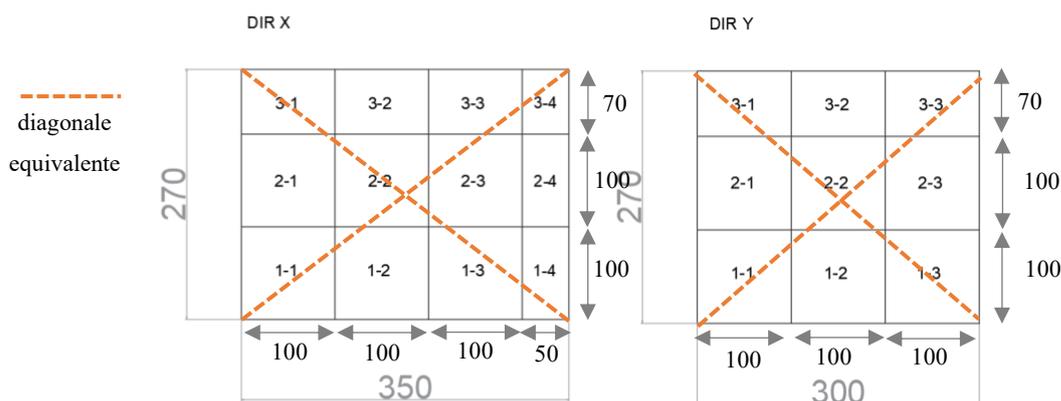


Figura 91 Particolare della griglia del sistema Resisto per i telai in c.a., direzione X (sinistra) e direzione Y (destra)

Tabella 18 Calcolo rigidezza equivalente modulo Resisto 5.9 Tube – Telaio 3D lato corto (X)

ID	b_{diag}	sp_{diag}	b/sp	A_{diag}	b	h	α	L_{diag}	$K_{assiale}$	K_{trasl}	$1/K_{serie}$	$K_{trasl,serie}$	$K_{trasl,parall}$
(h-b)	[mm]	[mm]		[mm ²]	[mm]	[mm]	[°]	[mm]	[N/mm]	[N/mm]	[N/mm]	[N/mm]	[N/mm]
1-1	50	1	50	50	1000	1000	45.0	1414	7424.6	3712.3	0.00134052746.0	2804.0	
1-2	50	1	50	50	1000	1000	45.0	1414	7424.6	3712.3			
1-3	50	1	50	50	1000	1000	45.0	1414	7424.6	3712.3			
1-4	50	1	50	50	500	1000	63.4	1118	9391.5	1878.3			
2-1	50	1	50	50	1000	1000	45.0	1414	7424.6	3712.3	0.00134052746.0		
2-2	50	1	50	50	1000	1000	45.0	1414	7424.6	3712.3			

2-3	50	1	50	50	1000	1000	45.0	1414	7424.6	3712.3	
2-4	50	1	50	50	500	1000	63.4	1118	9391.5	1878.3	
3-1	50	1	50	50	1000	700	35.0	1221	8601.9	5773.1	0.000762151312.1
3-2	50	1	50	50	1000	700	35.0	1221	8601.9	5773.1	
3-3	50	1	50	50	1000	700	35.0	1221	8601.9	5773.1	
3-4	50	1	50	50	500	700	54.5	860	12206.04123.6		

Tabella 19 Aree delle diagonali equivalenti del sistema Resisto 5.9 Tube – Telaio 3D lato corto (X)

$K_{eq, trasl}$	b'	h'	α'	$K_{eq, assiale}$	L'	A'	b'^{diag}	sp'^{diag}	b'/sp'
[N/mm]	[mm]	[mm]	[°]	[N/mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]	
2804	3500	2700	38	4473	4420	94	68.6	1.4	50

Tabella 20 Calcolo rigidezza equivalente modulo Resisto 5.9 Tube – Telaio 3D lato lungo (Y)

ID	b^{diag}	sp^{diag}	b/sp	A^{diag}	b	h	α	L^{diag}	$K_{assiale}$	K_{trasl}	$1/K_{serie}$	$K_{trasl, serie}$	$K_{trasl, parall}$
(h-b)	[mm]	[mm]		[mm ²]	[mm]	[mm]	[°]	[mm]	[N/mm]	[N/mm]	[N/mm]	[N/mm]	[N/mm]
1-1	50	1	50	50	1000	1000	45.0	1414	7424.6	3712.3	0.000808121237.4	4399.2	
1-2	50	1	50	50	1000	1000	45.0	1414	7424.6	3712.3			
1-3	50	1	50	50	1000	1000	45.0	1414	7424.6	3712.3			
2-1	50	1	50	50	1000	1000	45.0	1414	7424.6	3712.3	0.000808121237.4		
2-2	50	1	50	50	1000	1000	45.0	1414	7424.6	3712.3			
2-3	50	1	50	50	1000	1000	45.0	1414	7424.6	3712.3			
3-1	50	1	50	50	1000	700	35.0	1221	8601.9	5773.1	0.000519651924.4		
3-2	50	1	50	50	1000	700	35.0	1221	8601.9	5773.1			
3-3	50	1	50	50	1000	700	35.0	1221	8601.9	5773.1			

Tabella 21 Aree delle diagonali equivalenti del sistema Resisto 5.9 Tube – Telaio 3D lato lungo (Y)

$K_{eq, trasl}$	b'	h'	α'	$K_{eq, assiale}$	L'	A'	b'^{diag}	sp'^{diag}	b'/sp'
[N/mm]	[mm]	[mm]	[°]	[N/mm]	[mm]	[mm ²]	[mm]	[mm]	
4399	3000	2700	42	7963	4036	153	87.5	1.7	50

In tutti i modelli analizzati, le diagonali equivalenti sono in grado di riprodurre il comportamento strutturale globale come è possibile riscontrare dal confronto delle curve di capacità delle strutture di seguito presentate. Le differenze tra le curve mostrano comunque un comportamento del sistema equivalente a vantaggio di sicurezza rispetto a

quello del sistema reale. Nelle immagini seguenti si riportano i grafici delle curve di capacità e la vista solida dei modelli con le indicazioni delle deformate.

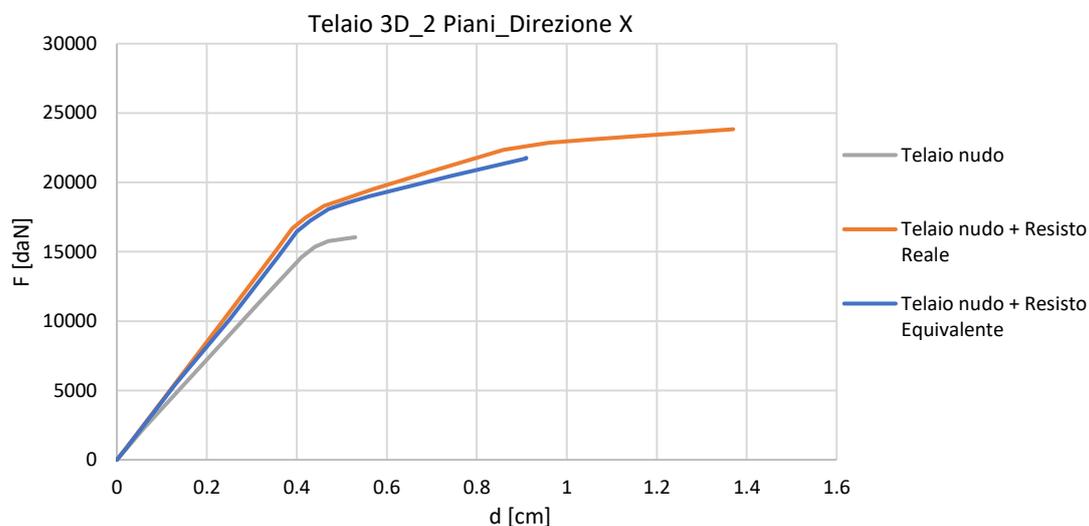


Figura 92 Curve di capacità per i modelli tridimensionali a due livelli in direzione X: telaio in c.a. (grigio), diagonale equivalente (blu) e modellazione rigorosa (arancione)

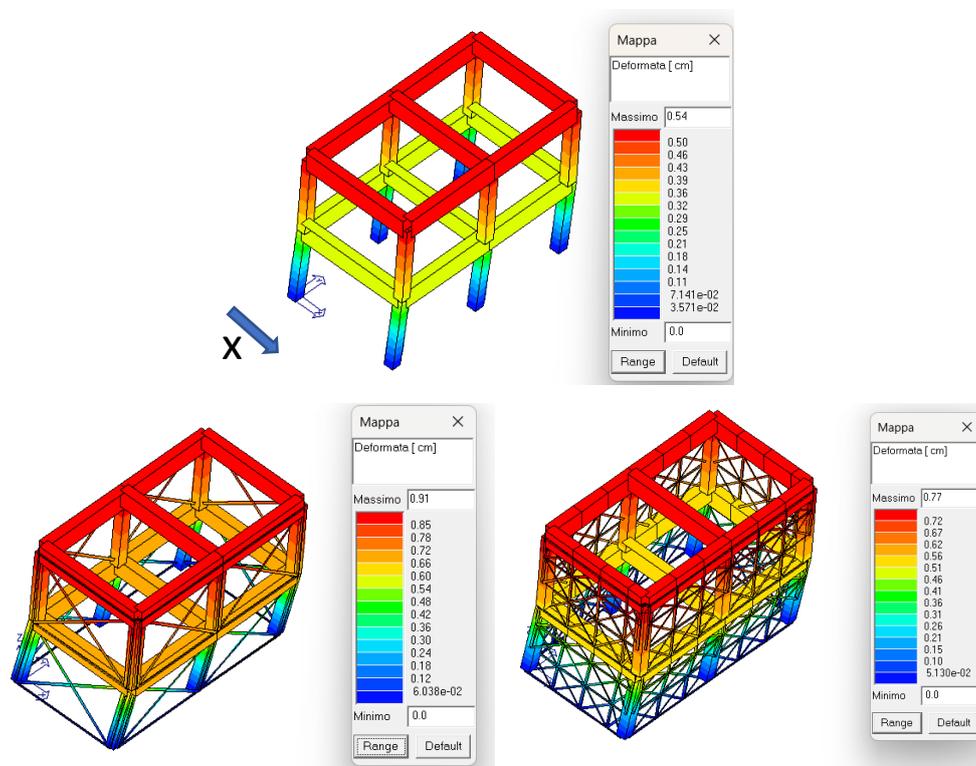


Figura 93 Vista solida dei modelli tridimensionali a due livelli in direzione X con mappa cromatica delle deformazioni per le analisi pushover

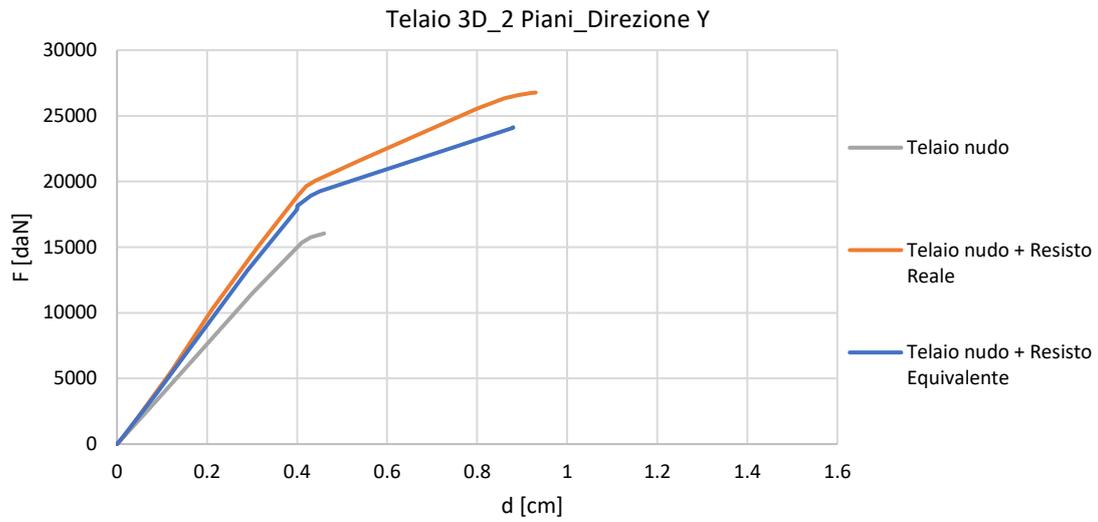


Figura 94 Curve di capacità per i modelli tridimensionali a due livelli in direzione Y: telaio in c.a. (grigio), diagonale equivalente (blu) e modellazione rigorosa (arancione)

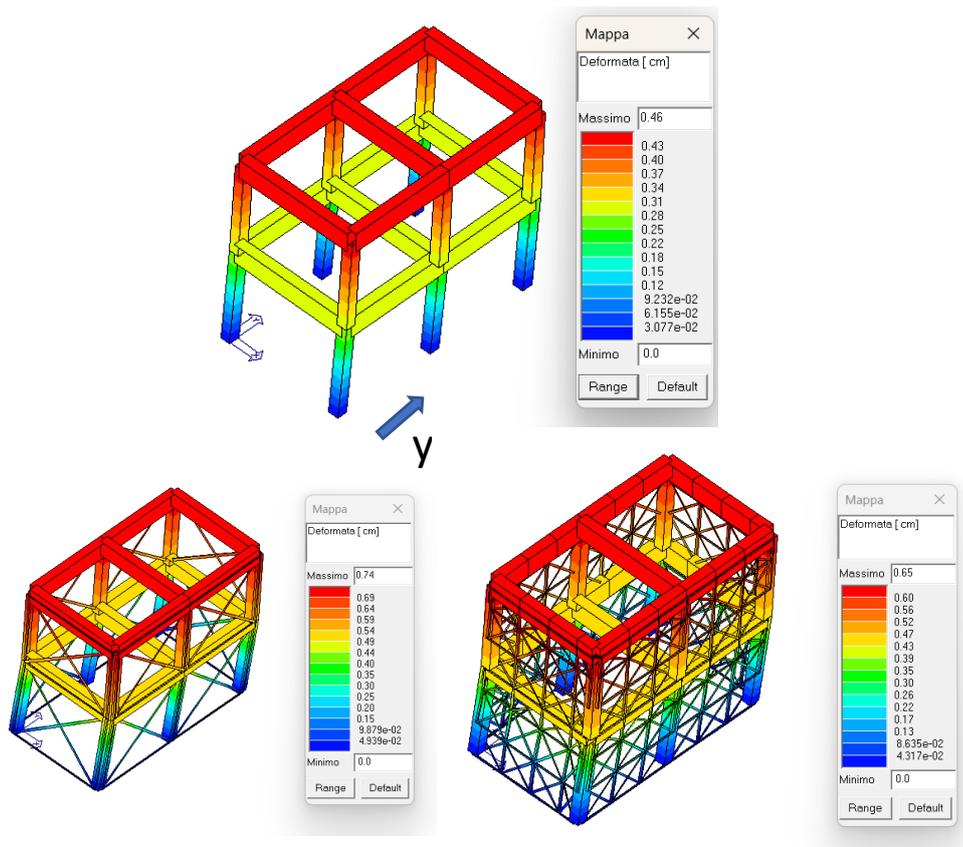


Figura 95 Vista solida dei modelli tridimensionali a due livelli in direzione Y con mappa cromatica delle deformazioni per le analisi pushover

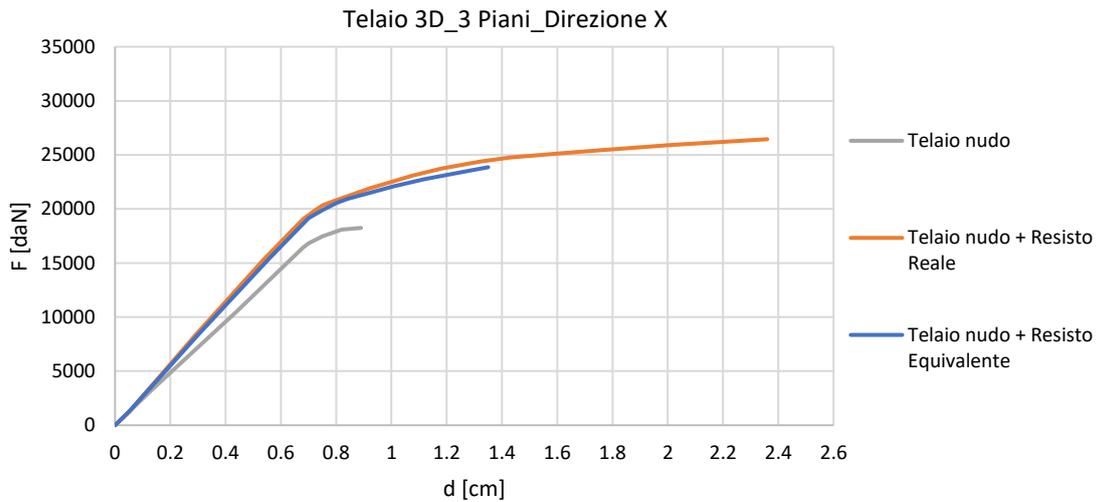


Figura 96 Curve di capacità per i modelli tridimensionali a tre livelli in direzione X: telaio in c.a. (grigio), diagonale equivalente (blu) e modellazione rigorosa (arancione)

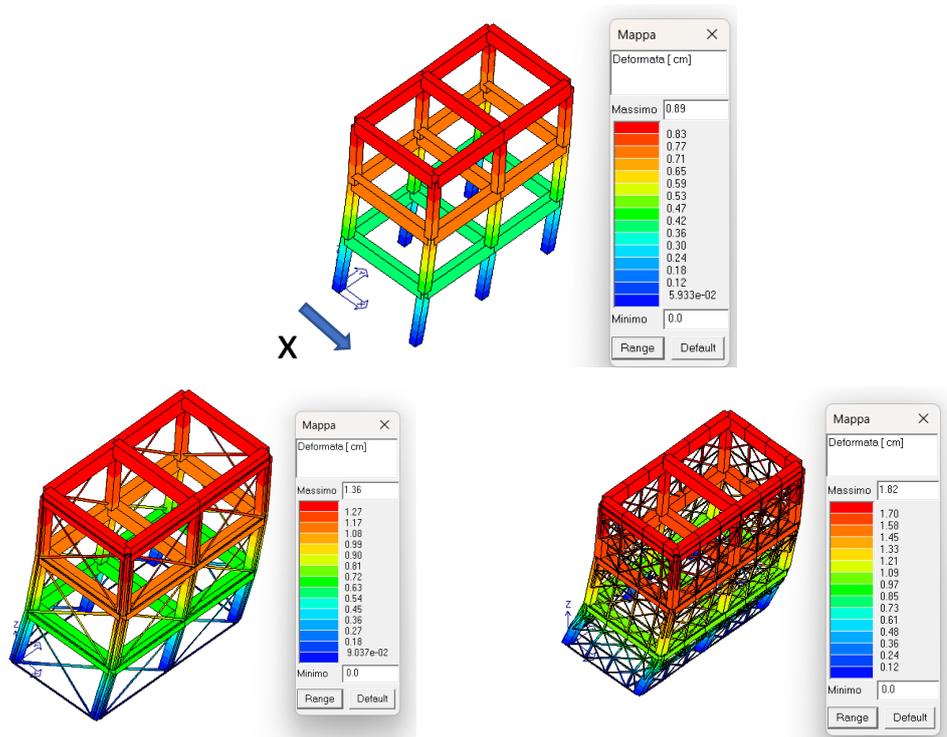


Figura 97 Vista solida dei modelli tridimensionali a tre livelli in direzione X con mappa cromatica delle deformazioni per le analisi pushover

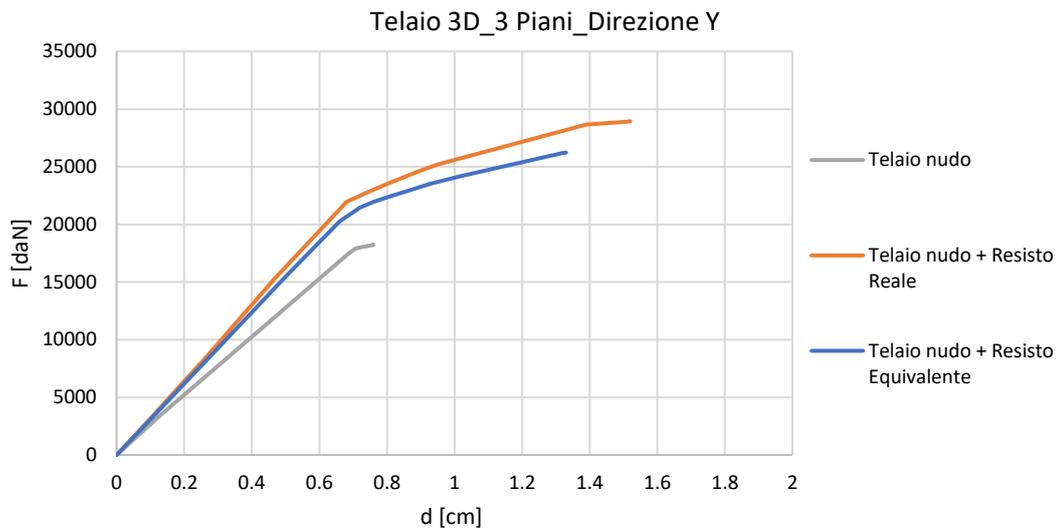


Figura 98 Curve di capacità per i modelli tridimensionali a tre livelli in direzione Y: telaio in c.a. (grigio), diagonale equivalente (blu) e modellazione rigorosa (arancione)

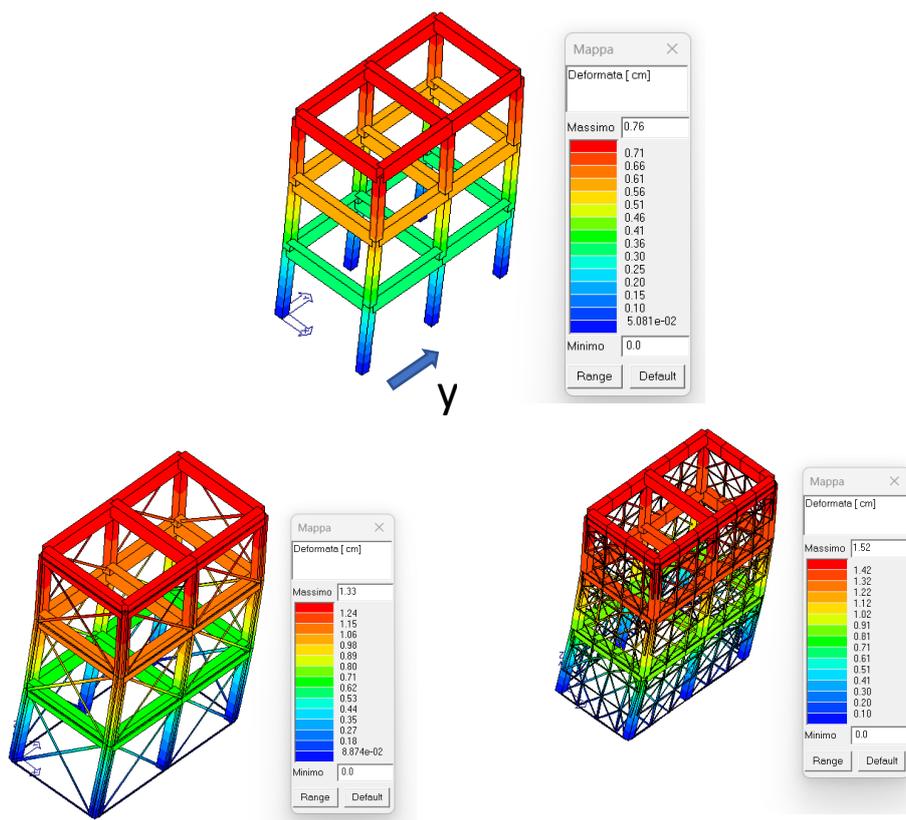


Figura 99 Vista solida dei modelli tridimensionali a tre livelli in direzione Y con mappa cromatica delle deformazioni per le analisi pushover

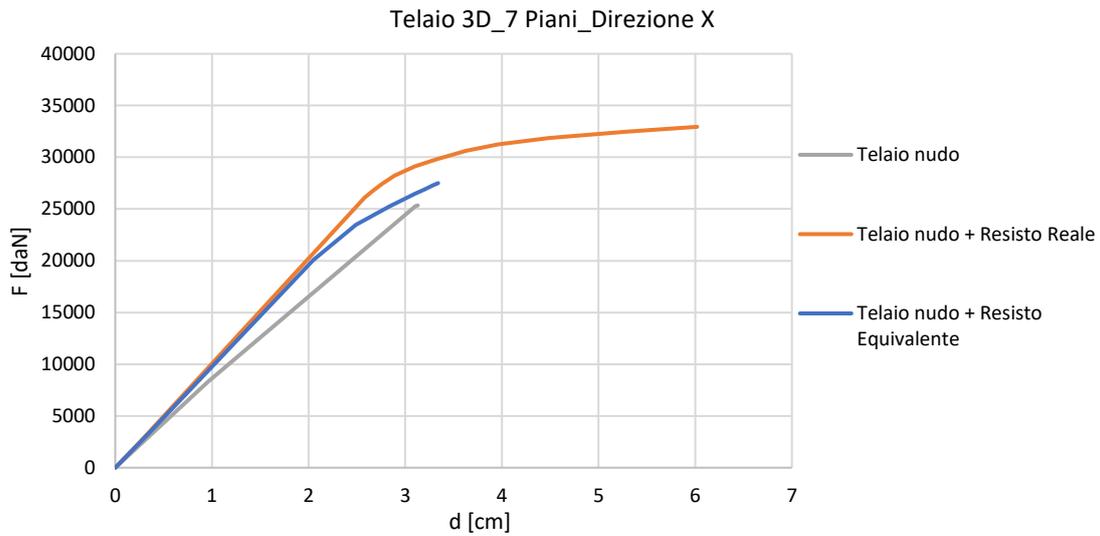


Figura 100 Curve di capacità per i modelli tridimensionali a sette livelli in direzione X: telaio in c.a. (grigio), diagonale equivalente (blu) e modellazione rigorosa (arancione)

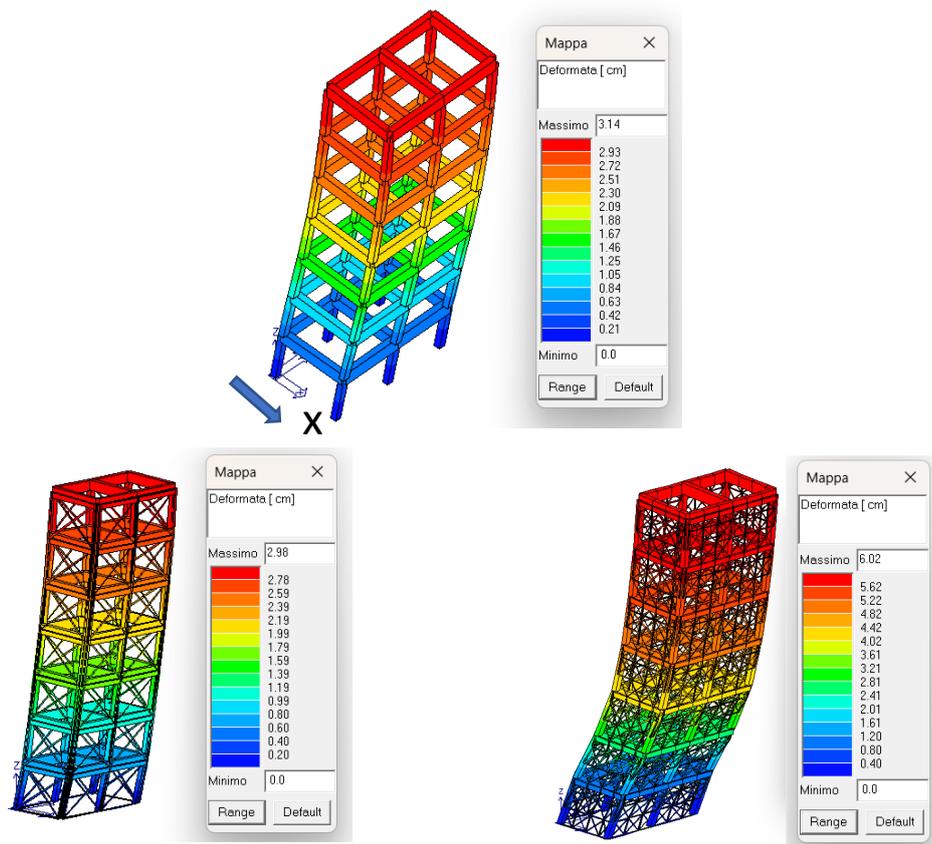


Figura 101 Vista solida dei modelli tridimensionali a sette livelli in direzione X con mappa cromatica delle deformazioni per le analisi pushover

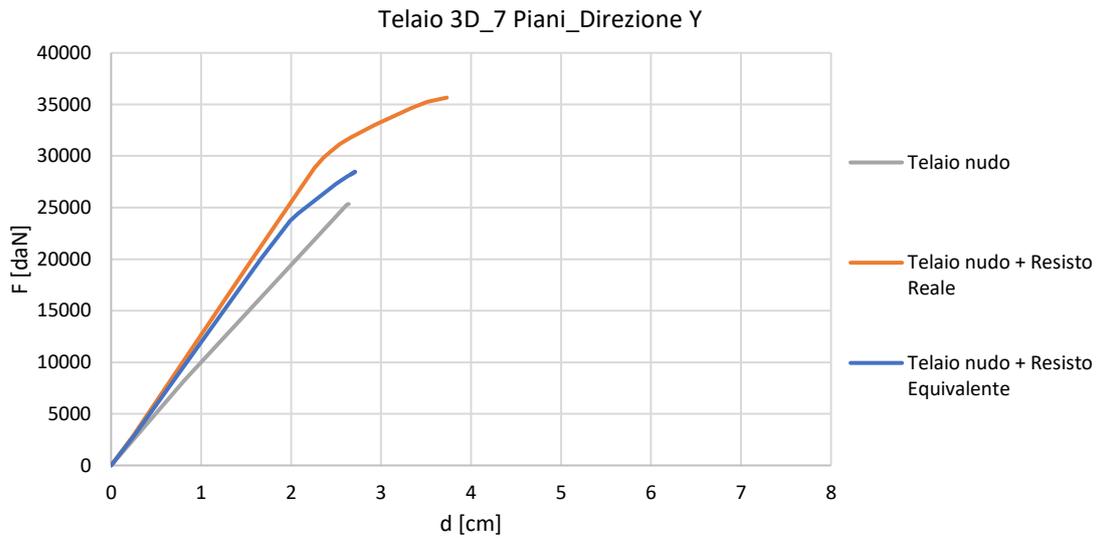


Figura 102 Curve di capacità per i modelli tridimensionali a sette livelli in direzione Y: telaio in c.a. (grigio), diagonale equivalente (blu) e modellazione rigorosa (arancione)

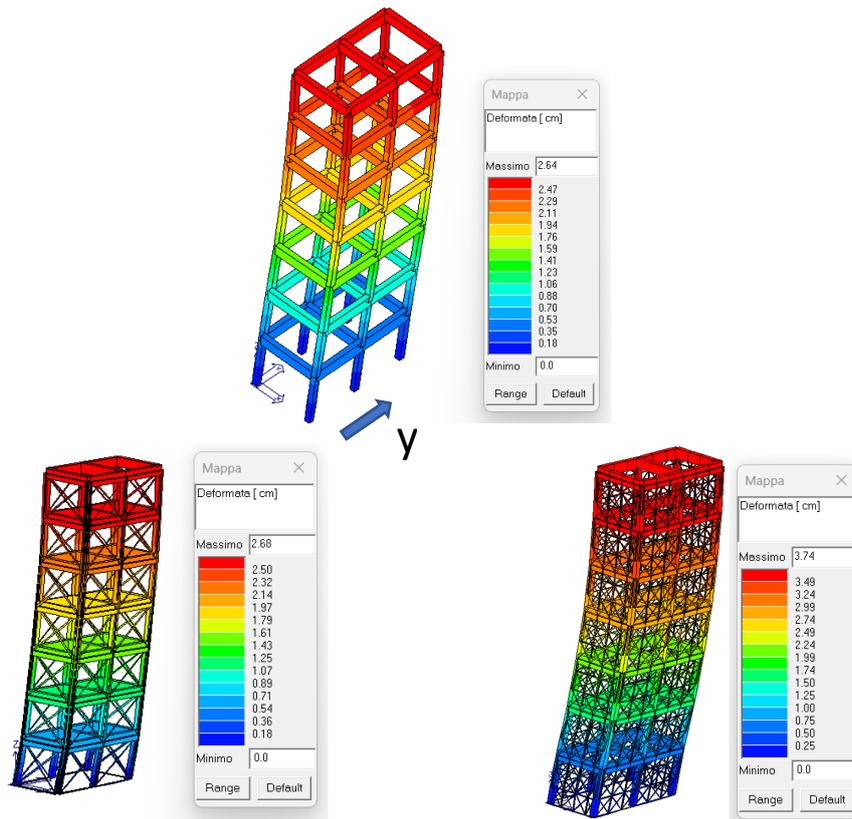


Figura 103 Vista solida dei modelli tridimensionali a sette livelli in direzione Y con mappa cromatica delle deformazioni per le analisi pushover

Mediante il codice di calcolo impiegato, sono state desunte le sollecitazioni negli elementi del sistema Resisto 5.9 Tube sia nella configurazione reale che equivalente. Si riporta una tabella riassuntiva delle sollecitazioni del sistema reale (N) e di quello equivalente (N'). Si pone l'obiettivo di dimostrare la l'efficacia dei coefficienti proposti per computare le sollecitazioni effettive in virtù dell'applicazione del metodo semplificato a diagonale equivalente. Per tale ragione, in tabella seguente, è riportato il del rapporto N'/N e un riscontro dei coefficienti proposti. In particolare, nella colonna "ver", il superamento della verifica, indicato con "OK", dimostra che le sollecitazioni effettive, desunte dal modello con diagonali equivalenti applicando i coefficienti proposti, siano maggiori di quelle riscontrate dalla modellazione rigorosa. Questo garantisce che le sollecitazioni stimate risultino a vantaggio di sicurezza rispetto alla modellazione reale del capotto.

Tabella 22 Confronto tra le sollecitazioni della modellazione rigorosa e con diagonale equivalente, accertamento dei coefficienti proposti

Numero piani	TRAZIONE DIAGONALI				COMPRESSIONE MONTANTI				COMPRESSIONE TRAVERSI			
	N [daN]	N' [daN]	N'/N	verifica	N [daN]	N' [daN]	N'/N	verifica	N [daN]	N' [daN]	N'/N	verifica
2	1133.74	3647.7	3.2	OK	1392.95	714.22	0.51	OK	707.62	192.27	0.3	OK
3	1250.2	3699.07	3.0	OK	2434.32	1126.68	0.46	OK	883.4	246.14	0.3	OK
7	1250.2	3698.53	3.0	OK	4148.24	2760.25	0.67	OK	921.75	230.59	0.3	OK

Dall'analisi numerica dei modelli tridimensionali analizzati, si evince che i coefficienti correttivi proposti risultano confermati:

Sforzo normale per la verifica delle diagonali: $N_{\text{calcolato}} = N'/2,5 > N$

Sforzo normale per la verifica dei montanti: $N_{\text{calcolato}} = 2 \cdot N' > N$

Sforzo normale per la verifica dei traversi: $N_{\text{calcolato}} = 4 \cdot N' > N$

4.3 *Casi studio: edificio esistente*

Il terzo caso applicativo è un edificio esistente in c.a. eretto alla fine degli anni '70 e situato a Rozzano, in provincia di Milano. La città di Rozzano si trova nella parte settentrionale dell'Italia, in una zona a bassa sismicità con un'accelerazione di picco al

suolo (PGA) e in una zona climatica E, caratterizzata da 2404 gradi-giorno. Secondo l'attuale normativa italiana, l'area è caratterizzata da un'accelerazione di picco del suolo di 0,075 g con terreno di fondazione tipo C e categoria topografica T1.

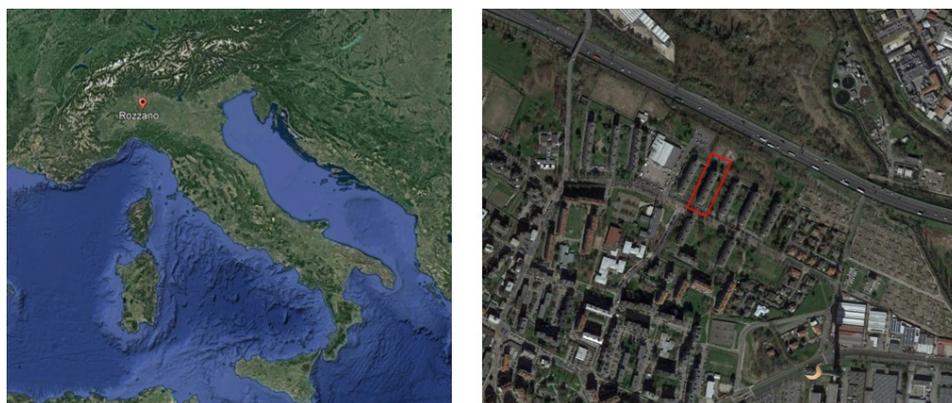


Figura 104 Localizzazione geografica dell'edificio investigato

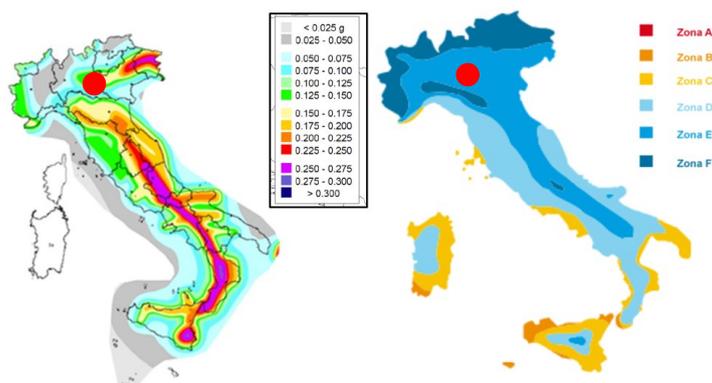


Figura 105 Mappa di pericolosità sismica (sinistra) e mappa delle zone climatiche (destra) con individuazione del sito in oggetto

La struttura ha una pianta rettangolare con dimensioni di circa 40 x 12 m e si articola su quattro livelli. Ha un uso commerciale al piano terra e residenziale ai tre livelli superiori, ciascuno caratterizzato da un'altezza interpiano di 3 metri. La struttura è costituita da colonne e travi in c.a. e da pareti di tamponamento in mattoni forati senza isolamenti termico. I telai sono posizionati solo in direzione longitudinale (direzione X). Essi risultano collegati fra loro solo dai solai e dalle travi terminali in direzione trasversale.

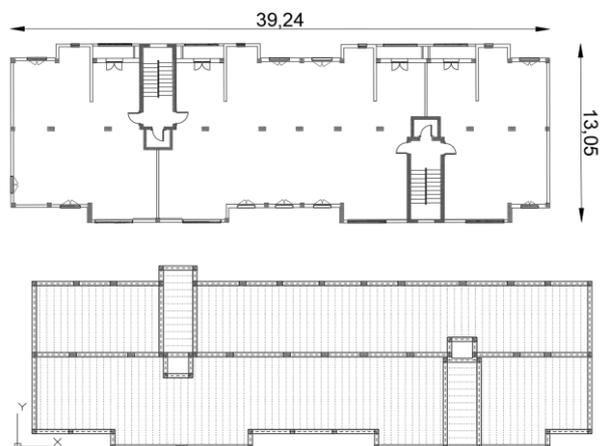


Figura 106 Pianta tipo architettonica (sinistra) e strutturale (destra)

Le facciate dell'edificio presentano grandi aperture, soprattutto nella direzione longitudinale al piano terra, come mostrato nei seguenti prospetti.



Figura 107 Prospetto longitudinale (sinistra) e trasversale (destra) del caso studio

L'obiettivo è quello di migliorare le prestazioni strutturali ed energetiche dell'edificio in esame. Resisto 5.9 Tube, sviluppato dall'azienda italiana Progetto Sisma Srl, è una soluzione di retrofit progettata per migliorare simultaneamente sia la resilienza sismica che l'efficienza energetica nelle strutture in muratura e cemento armato esistenti. Si sottolinea che in questa tesi non è stata condotta una valutazione sulle prestazioni energetiche volte alla determinazione della tipologia e spessore dell'isolante necessario. Quest'ultimo si applica a seguito dell'installazione degli elementi metallici, in particolare al di sopra delle diagonali e incastonato nei moduli in facciata. Essendo il sistema flessibile, non si prevedono difficoltà operative al variare degli spessori dell'isolamento termico.

Al fine di eseguire l'analisi storico critica, sono state raccolte informazioni sull'edificio tramite una campagna sperimentale condotta sia in loco che in laboratorio. Questa campagna mirava a valutare la configurazione geometrica, le condizioni di carico e le proprietà meccaniche dei materiali strutturali, che sono stati poi confrontati con la documentazione esistente. Secondo gli standard italiani (NTC2018), è stato raggiunto un livello normale di conoscenza L2, corrispondente a un fattore di confidenza (FC) di 1,2 per la riduzione dei valori di resistenza. Le colonne in cemento armato, con barre longitudinali e staffe $\phi 8/30$, hanno sezioni trasversali rettangolari di dimensioni variabili tra 30x30 cm, 30x40 cm e 30x50 cm. Le travi in cemento armato risultano a spessore con sezioni trasversali rettangolari di dimensioni 30x50 cm e 30x60 cm e hanno staffe $\phi 8/20$. Tutti gli elementi strutturali sono realizzati in calcestruzzo C25/30 e rinforzati con acciaio B450C, come dettagliato nelle tabelle seguenti.

Tabella 23 Caratteristiche meccaniche del calcestruzzo

$f_{ck, cube}$ [MPa]	E [MPa]	γ [kg/m ³]
30	31447.2	2500

Tabella 24 Caratteristiche meccaniche delle barre di armatura

f_{tk} [MPa]	f_{yk} [MPa]	E [MPa]	γ [kg/m ³]
540	450	210000	7850

Le tamponature perimetrali sono realizzate in mattoni forati dello spessore totale di 24 cm ed è stato considerato un peso pari a $\gamma = 800 \text{ kg/m}^3$. Esse non sono state incluse nel modello strutturale ma si è tenuto conto della loro massa aggiungendo un carico uniforme distribuito lungo le travi perimetrali. I carichi verticali vengono applicati ai solai a ogni livello. I carichi permanenti sul piano superiore includono anche il peso del tetto, che non è direttamente incorporato nel software di calcolo. I solai sono modellati come lastre rigide con uno spessore della membrana di 4 cm.

Tabella 25 Carichi applicati agli impalcati

Level	G ₁ [kg/m ²]	G ₂ [kg/m ²]	Q [kg/m ²]
Intermediate floors	370	120	200
Top floor	500	-	120

Gli elementi in cemento armato sono modellati come elementi trave bidimensionali con proprietà non lineari, utilizzando un modello di plasticità concentrata con valori assegnati per la capacità delle cerniere plastiche considerando solo le non linearità meccaniche. La vista solida del modello di struttura esistente, come implementato nel software Pro_Sap, è mostrata nella seguente figura.

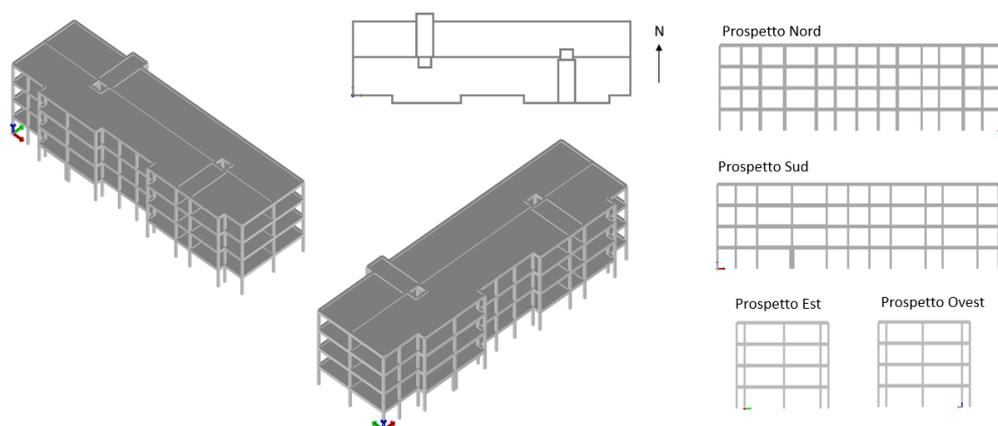


Figura 108 Viste del modello agli elementi finiti nella configurazione stato di fatto

4.3.1 *L'intervento con Resisto 5.9 Tube*

Il sistema Resisto 5.9 Tube, sviluppato da Progetto Sisma Srl, è una soluzione innovativa, nota come cappotto sismico-energetico, che permette il miglioramento integrato di edifici esistenti in muratura e cemento armato. La componente antisismica del sistema è un esoscheletro in acciaio formato a freddo, caratterizzato da un telaio controventato che è saldamente collegato alle colonne e alle travi in cemento armato esistenti tramite ancoraggi chimici. Questo esoscheletro è installato esternamente, parallelamente alle

facciate dell'edificio, consentendo di continuare le normali attività all'interno dell'edificio durante il processo di assemblaggio.

L'azienda, come già illustrato, prevede un modulo standard con una spaziatura di 1 metro tra elementi orizzontali e verticali. Al fine di rendere il sistema flessibile alle esigenze architettoniche, Gli elementi dell'esoscheletro sono progettati con fori permettendo di utilizzare moduli con dimensioni diverse per adattare la soluzione di retrofit ai requisiti specifici della struttura da rinforzare. Il processo di rinforzo viene completato con l'aggiunta di pannelli isolanti e strati di finitura. I componenti del telaio in acciaio vengono collegati tramite piastre e bulloni, che fissano anche le diagonali al telaio e assicurano la connessione alla struttura in cemento armato. Alle suddette piastre vengono fissate le diagonali con rivetti in acciaio, la cui larghezza è di 50 mm, mentre lo spessore è determinato dalle specifiche di progettazione. La configurazione finale della parte antisismica del sistema è illustrata nell'immagine seguente.



Figura 109 Esempio di configurazione del sistema Resisto 5.9 Rube (sinistra) e dettaglio delle connessioni (destra)

Gli elementi del sistema Resisto 5.9 Tube, compresi gli elementi orizzontali e verticali, nonché i controventi diagonali, sono realizzati in acciaio prezinco di tipo S320GD+Z. I bulloni di ancoraggio utilizzati hanno un diametro di 12 mm e sono di classe di resistenza 8.8. Le proprietà meccaniche dei materiali strutturali sono riassunte nelle tabelle seguenti.

Tabella 26 Caratteristiche meccaniche dell'acciaio dell'esoscheletro

f_{tk} [MPa]	f_{yk} [MPa]	E [MPa]	γ [kg/m ³]
390	320	210000	7850

Tabella 27 Caratteristiche meccaniche dei bulloni

f_{tk} [MPa]	f_{yk} [MPa]	E [MPa]	γ [kg/m ³]
800	640	210000	7850

Il telaio in acciaio è costituito da elementi orizzontali e verticali, sebbene con dimensioni variabili, entrambi possiedono sezioni trasversali rettangolari cave con uno spessore di 2 mm. Gli elementi orizzontali (60x25 mm) sono inseriti negli elementi verticali (60x45 mm) tramite fori modulari. I componenti del telaio in acciaio sono collegati tramite piastre di rinforzo e bulloni, alle quali sono serrate anche le diagonali di controvento. Inoltre, la connessione alla struttura in cemento armato e alle tamponature risulta anch'essa espletata tramite ancoraggio chimico posta al centro delle suddette piastre. Le diagonali sono unite alle piastre di rinforzo con rivetti in acciaio e hanno una larghezza di 50 mm, mentre lo spessore è determinato dalle specifiche di progettazione.

Prima di implementare la procedura di progettazione e condurre l'analisi sismica sulla struttura rinforzata, è essenziale definire la configurazione geometrica del sistema di rinforzo. L'esoscheletro formato a freddo è applicato su tutta la struttura, tenendo conto di vincoli architettonici quali aperture e balconi. Ove possibile, viene utilizzato un modulo standard con spaziatura di 1 metro tra elementi orizzontali e verticali. Il sistema, al fine di garantire un comportamento globale, è ancorato alla base tramite una nuova trave di fondazione in cemento armato. Quest'ultima è collegata alla fondazione esistente tramite barre inghisate. Le dimensioni degli elementi in acciaio corrispondono a quelle specificate nella soluzione standard, ad eccezione dello spessore del controvento diagonale, che viene calcolato utilizzando la procedura di progettazione per ottimizzare l'efficacia del rinforzo. La configurazione schematica del sistema Resisto 5.9 Tube è illustrata nella figura seguente.



Figura 110 Configurazione geometrica dei moduli di Resisto: facciata longitudinale (sinistra) e facciata trasversale (destra)

L'analisi sismica è condotta utilizzando Pro_Sap, in accordo con gli altri casi studio visti in precedenza.

Con l'obiettivo di valutare in contributo migliorativo dell'intervento, sono stati implementati due modelli, in configurazione ante e post intervento. Per quanto concerne la seconda configurazione, si precisa che anche in questo caso è stata intrapresa una modellazione con l'effettiva griglia del sistema di rinforzo Resisto 5.9 Tube, sia mediante la schematizzazione a diagonali equivalenti. Entrambi i modelli sono stati sottoposti ad analisi statiche non lineari (pushover) con spinta nelle due direzioni principali dell'edificio e, pertanto, sono state modellate entrambe le diagonali di controvento come elementi reagenti solo a trazione. La modellazione eseguita con il codice di calcolo Pro_Sap è analoga a quella descritta per il telaio piano. Nelle figure seguenti si riportano i due modelli post intervento descritti.

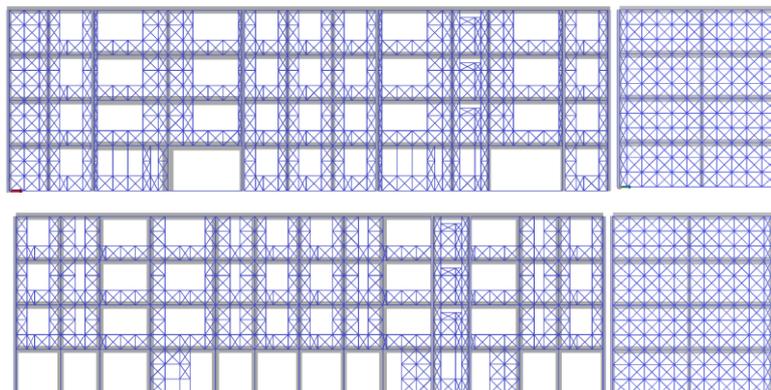


Figura 111 Vista solida del modello FEM con griglia rigorosa: sezioni longitudinali (sinistra) e trasversali (destra)

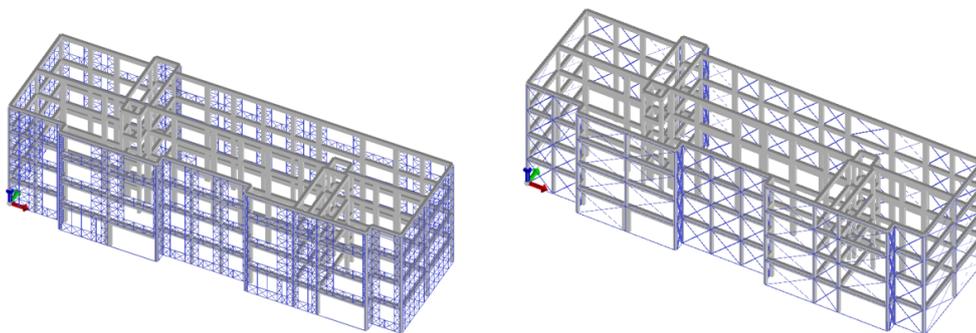


Figura 112 Confronto tra la solida del modello con griglia reale (sinistra) e con diagonali equivalente (destra)

Il fattore di sicurezza sismico viene calcolato, in conformità alla normativa italiana, tramite analisi statiche non lineari. I carichi sismici per le analisi statiche non lineari vengono calcolati utilizzando la categoria del terreno di fondazione (C) e la categoria topografica (T1). Viene applicato uno smorzamento standard del 5%, mentre le interazioni terreno-struttura vengono trascurate, poiché si presume che gli elementi verticali in cemento armato e acciaio sia incastrati alla base. Il tipo di azione viene calcolato allo Stato Limite Ultimo (SLV) con diverse eccentricità accidentali (positive, negative e nessuna) per ciascuna direzione principale (longitudinale X e trasversale Y). Vengono considerate due distribuzioni di forza: una distribuzione triangolare, simile a quella utilizzata nell'analisi statica lineare, e una distribuzione proporzionale alla massa.

4.3.2 Risultati analisi modello ante operam

Le prestazioni dell'analisi numerica sull'edificio non rinforzato sono cruciali non solo per valutare la sicurezza sismica e identificare le vulnerabilità, ma anche per progettare e calibrare, in funzione della capacità e di esigenze specifiche dell'edificio, l'esoscheletro in acciaio piegato a freddo. L'edificio in cemento armato è sottoposto ad analisi pushover in entrambe le direzioni primarie, generando curve di capacità per ciascuna direzione. La figura seguente sono presenta le curve pushover nelle condizioni di carico più severe per

ciascuna direzione di spinta. Il quadrato rosso sulle curve segna il punto in cui si verifica il primo danno strutturale, che è un parametro chiave per la progettazione sismica.

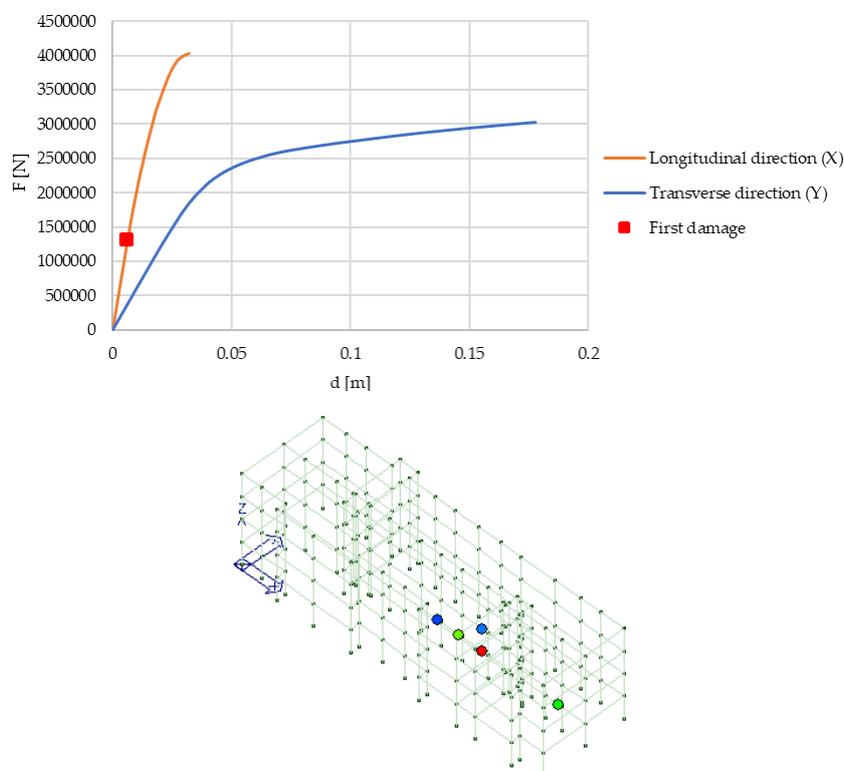


Figura 113 Curve di capacità più gravose per la struttura in oggetto con individuazione del primo danno

I principali parametri dell'analisi vengono riassunti nella tabella seguente, evidenziando che la struttura mostra una maggiore duttilità nella direzione trasversale (Y) e una maggiore rigidezza e resistenza nella direzione longitudinale (X). Il primo danno della struttura si verifica nella direzione longitudinale in corrispondenza di uno spostamento di 0,61 cm, mentre nella direzione trasversale ad uno spostamento di 1,75 cm. In entrambi i casi è rappresentato dalla formazione di cerniere plastiche per colonne e travi.

Tabella 28 Principali risultati per la struttura *ante operam*

Dir.	d_{dam} [cm]	F_{dam} [kN]	d_{cu} [cm]	F_{max} [kN]	d^*_y [cm]	F^*_y [kN]	K^* [kN/cm]
X	0.61	1323.7	3.25	4096	1.5	3008	2002
Y	1.75	1100.7	17.22	3058	3.49	2102	602

4.3.3 Progettazione intervento

Al fine di determinare lo spessore degli elementi diagonali per ottimizzare la soluzione di retrofitting deve essere individuato il primo meccanismo di danno tra quelli definiti in precedenza nelle due direzioni. È stato scelto quello più gravoso a cui corrisponde uno spostamento minore, ovvero quello osservato nella direzione longitudinale a uno spostamento di 0,61 cm. Lo start del procedimento iterativo avviene impostando uno spostamento target leggermente inferiore allo spostamento al primo danno, che è stato fissato pari a 0,55 cm. Utilizzando la rappresentazione della curva bilineare equivalente della struttura e lo spettro elastico nel formato Acceleration Displacement Response Spectrum (ADRS), è possibile determinare lo spostamento ultimo della struttura rinforzata e, di conseguenza, la sua rigidezza. Questo processo iterativo continua finché la duttilità della struttura rinforzata non corrisponde a quella non rinforzata ($\mu = 2,16$). La curva bilineare equivalente rappresentativa dell'esoscheletro viene computata sottraendo i parametri di progettazione della struttura rinforzata da quelli della struttura esistente. Secondo la procedura, la rigidezza di progettazione del Resisto 5.9 Tube è determinata in 1,039,603 daN/cm. Questo valore rappresenta la rigidezza totale dell'esoscheletro nella direzione longitudinale e deve essere ridistribuito su ogni livello e modulo del Resisto 5.9 Tube. La distribuzione della rigidezza lungo l'altezza dell'edificio viene ottenuta utilizzando il fattore di proporzionalità r_k che mette in relazione la rigidezza complessiva della struttura esistente con quella del Resisto 5.9 Tube. Le rigidezze di progetto competenti all'intervento con esoscheletri vengono riassunte nella seguente tabella.

Tabella 29 Parametri del sistema Resisto 5.9 Tube

Level	H [m]	d_0 [cm]	F_i [kN]	K_{si} [kN/cm]	r_k	K_{Ri} [kN/cm]
4	12	2.13	5074	2382.2		12349.6
3	9	1.84	4428	2406.5	5.18	12475.9
2	6	1.30	2952	2270.8		11772.1
1	3	0.59	1478	2505.1		12986.8

Per valutare se è necessario ridistribuire l'esoscheletro lungo lo sviluppo verticale, si valuta se l'edificio esistente sia regolare o meno in altezza, secondo quanto stabilito dalla normativa italiana. L'edificio in oggetto risulta essere regolare, pertanto, non è necessario utilizzare l'esoscheletro per ridistribuire le rigidezze. Per semplificare la procedura di progettazione, la rigidezza alla base viene divisa per il numero di moduli esoscheletrici in ogni direzione (n_{Ri}) per determinare la rigidezza di una singola diagonale ($k_{Ri,s}$). È possibile, quindi, computare l'area e lo spessore per le diagonali del sistema che vengono riassunti nella tabella seguente.

Tabella 30 Determinazione dello spessore delle diagonali in funzione della rigidezza

Level	n_{Ri}	$K_{Ri,s}$ [N/mm]	L_i [mm]	A_i [mm ²]	b_i [mm]	t_i [mm]
4	93	6639.6	1291.4	50	50	0.99
3	93	6707.5	1291.4	50	50	1.00
2	93	6329.1	1291.4	47	50	0.94
1	53	12251.7	1317.9	97	50	1.93

Si evince che gli spessori sono paragonabili per cui si decide di utilizzare lo stesso spessore per le diagonali pari a 1 mm per tutti i livelli, ad eccezione del primo livello, dove è richiesto un elemento con spessore pari a 2 mm a causa del gran numero di aperture. Gli spessori appena predimensionati risultano confermati dall'applicazione del metodo di progetto in funzione delle resistenze.

4.3.4 *Diagonali equivalenti*

Prima di procedere con le analisi è stata calcolata la diagonale equivalente per i moduli Resisto 5.9 Tube in ciascun campo di telaio. A titolo esemplificativo si riporta il calcolo della diagonale equivalente di un singolo modulo con le aperture e la sintesi delle diagonali equivalenti calcolate per ciascun modulo.

N_A1	N_B1	N_C1	N_D1	N_B1	N_A1	N_A1	N_B1	N_C1*	N_E1	N_C1*	N_B1	N_A1
N_A1	N_B1	N_C1	N_D1	N_B1	N_A1	N_A1	N_B1	N_C1*	N_E1	N_C1*	N_B1	N_A1
N_A1	N_B1	N_C1	N_D1	N_B1	N_A1	N_A1	N_B1	N_C1*	N_E1	N_C1*	N_B1	N_A1
N_A0	N_B0	N_C0	N_D0	N_B0	N_A0	N_A0	N_B0	N_C0*	N_E0	N_C0*	N_B0	N_A0

Figura 114 Schematizzazione del telaio in c.a. del prospetto nord

N_D1

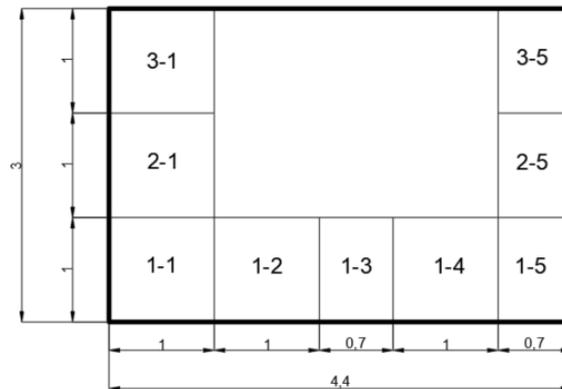


Figura 115 Dettaglio e dimensioni geometriche del modulo N_D1

Tabella 31 Calcolo rigidezza equivalente modulo Resisto 5.9 Tube – Modulo N_D1

CALCOLO RIGIDEZZA EQUIVALENTE MODULO RESISTO 5.9 Tube – MODULO N_D1													
ID	b _{diag}	s _{pdiag}	b/sp	A _{diag}	b	h	α	L _{diag}	K _{assiale}	K _{trasl}	1/K _{serie}	K _{trasl,serie}	K _{trasl,parall}
(h-b)	[mm]	[mm]		[mm ²]	[mm]	[mm]	[°]	[mm]	[N/mm]	[N/mm]	[N/mm]	[N/mm]	[N/mm]
1-1	50	1	50	50	1000	1000	45.0	1414	7424.6	3712.3			
1-2	50	1	50	50	1000	1000	45.0	1414	7424.6	3712.3			
1-3	50	1	50	50	700	1000	55.0	1221	8601.9	2828.8	0.001515	660.0	
1-4	50	1	50	50	1000	1000	45.0	1414	7424.6	3712.3			
1-5	50	1	50	50	700	1000	55.0	1221	8601.9	2828.8			3870.9
2-1	50	1	50	50	1000	1000	45.0	1414	7424.6	3712.3	0.000623	1605.5	
2-5	50	1	50	50	700	1000	55.0	1221	8601.9	2828.8			
3-1	50	1	50	50	1000	1000	45.0	1414	7424.6	3712.3	0.000623	1605.5	
3-5	50	1	50	50	700	1000	55.0	1221	8601.9	2828.8			

Tabella 32 Area della diagonale equivalente – Modulo N_D1

$K_{eq, trasl}$ [N/mm]	b' [mm]	h' [mm]	α' [°]	$K_{eq, assiale}$ [N/mm]	L' [mm]	A' [mm ²]	b'_{diag} [mm]	sp'_{diag} [mm]	b'/sp'
3871	4900	3000	31	5322	5745	146	85.3	1.7	50

Tabella 33 Aree delle diagonali equivalenti per il sistema Resisto

PROSPETTO	Piano	Modulo	sp'_{diag} [cm]	b'_{diag} [cm]	
SUD	TERRA	A0	0.17	8.31	
		B0	0.17	8.65	
		B0*	0.17	8.29	
		C0	0.09	4.4	
		E0	0.15	7.44	
		F0	0.16	9.84	
	SUPERIORI	A1	0.17	8.31	
		B1	0.17	8.65	
		B1*	0.17	8.29	
		C1	0.09	4.71	
		D1	0.09	4.71	
		E1	0.13	6.31	
	NORD	TERRA	C0*	0.22	11.08
			D0	0.24	11.91
E0			0.15	7.44	
F0			0.16	9.84	
SUPERIORI		A1	0.17	8.65	
		B1	0.2	9.85	
		C1	0.07	3.61	
		C1*	0.06	2.86	
		D1	0.17	8.53	
		E1	0.13	6.31	
EST/OVEST	TERRA	A0	0.12	6.01	
		B0	0.05	2.3	
	SUPERIORI	A1	0.12	6.01	
		B1	0.05	2.3	

4.3.5 Risultati delle analisi

L'analisi numerica dell'edificio rinforzato mira a valutare l'efficacia del sistema nel migliorare la sicurezza sismica e ridurre le vulnerabilità strutturali. Dopo l'installazione del Resisto 5.9 Tube, l'edificio in cemento armato viene sottoposto ad analisi pushover per derivare le curve di capacità. In figura seguente si illustrano le curve nelle condizioni di carico più severe per ciascuna direzione con l'indicazione del primo meccanismo di danno.

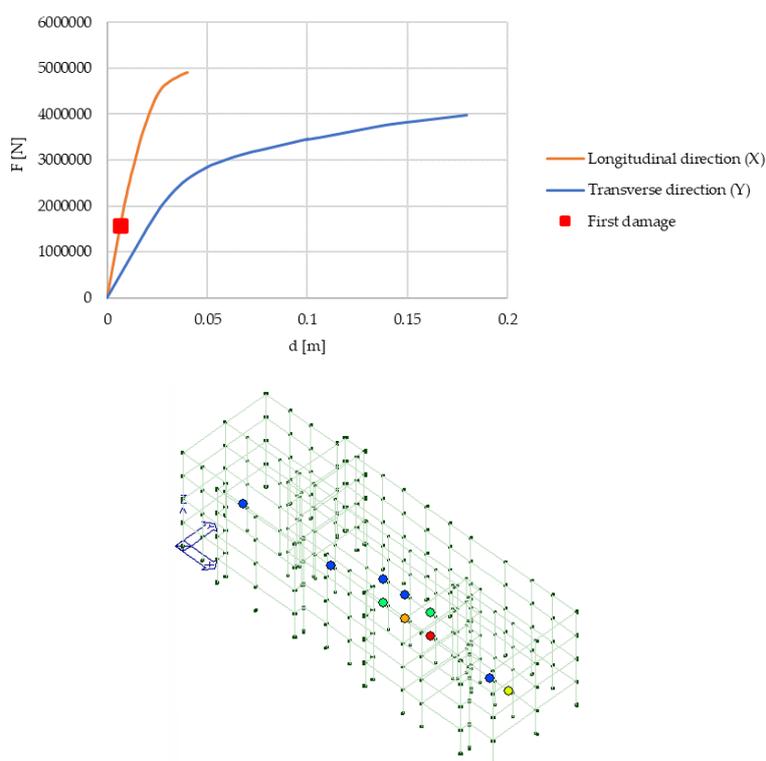


Figura 116 Curve di capacità più gravose per la struttura rinforzata con modellazione rigorosa in cui è stato individuato il primo meccanismo di danno

Si evidenzia che il comportamento complessivo della struttura ristrutturata rimane simile a quello nella configurazione *ante operam* ma con una maggiore duttilità nella direzione trasversale (Y) e una maggiore rigidità e resistenza nella direzione longitudinale (X). Anche dopo l'installazione dell'esoscheletro, il primo danno nella struttura si verifica ancora nella direzione longitudinale. I parametri principali dell'analisi sono riassunti nella tabella seguente.

Tabella 34 Riassunto dei risultati delle analisi per il modello rigoroso

Dir.	d_{dam} [cm]	F_{dam} [kN]	d_{cu} [cm]	F_{max} [kN]	d^*_{y} [cm]	F^*_{y} [kN]	K^* [kN/cm]
X	0.67	1579.8	3.63	4852	1.64	3562	2168
Y	1.82	1242.8	18.97	4100	4.52	2679	593

Si riporta nelle figure seguenti il confronto delle curve di capacità per la struttura prima e dopo l'applicazione di Resisto 5.9 Tube che dimostra come l'esoscheletro piegato a freddo abbia migliorato la rigidità, la duttilità e la resistenza degli edifici in cemento armato esistenti. I parametri chiave dell'analisi sismica vengono espressi in termini di variazione percentuale, tra la configurazione *ante* e *post operam*, nella seguente tabella.

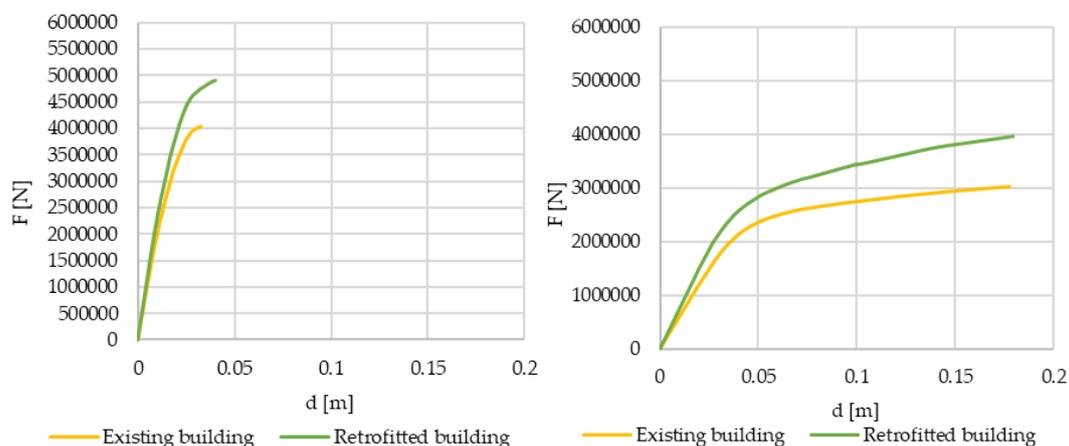


Figura 117 Confronto tra le curve di capacità per le combinazioni più gravose: direzione longitudinale X (sinistra) e direzione trasversale Y (destra)

Tabella 35 Confronto dei parametri dell'analisi sismica in termini di variazione percentuale tra la configurazione *ante* e *post operam*

Dir.	Δd^*_{y}	Δd_{cu}	ΔF_{max}	ΔK^*
X	+9.3%	+11.7%	+18.5%	+8.3%
Y	+29.5%	+10.2%	+27.5%	-1.5%

Nelle figure seguenti è riportata una sintesi del comportamento della struttura in c.a. in termini di formazione e rotazione delle cerniere plastiche prima e dopo l'applicazione del sistema di rinforzo.

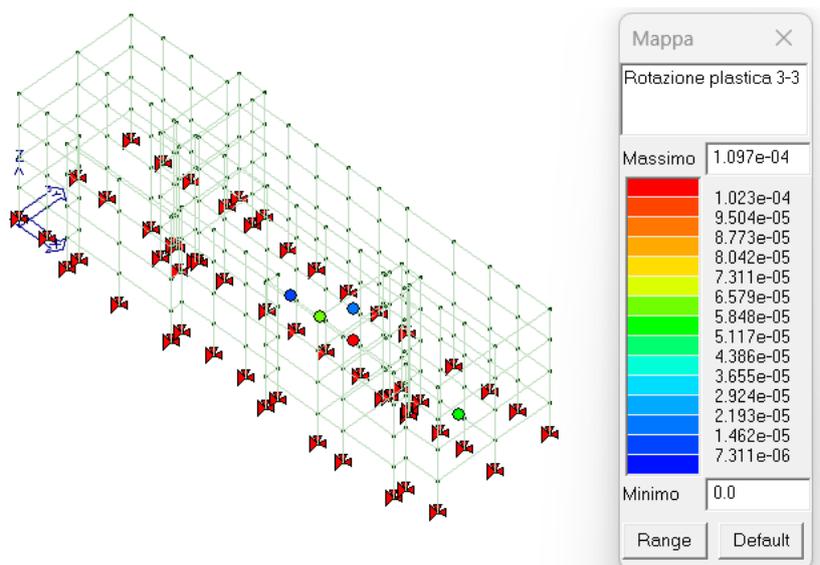


Figura 118 Vista “filo di ferro” del modello con mappa cromatica per le prime cerniere plastiche: stato di fatto

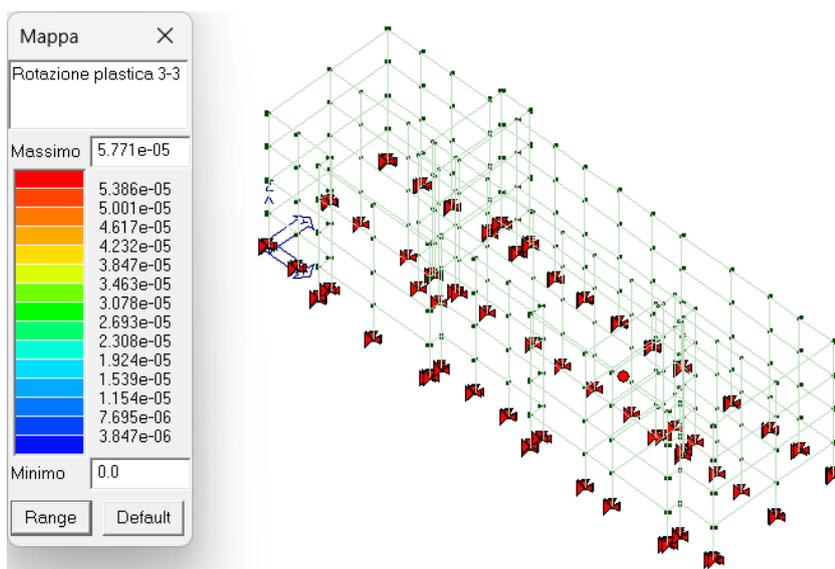


Figura 119 Vista “filo di ferro” del modello con mappa cromatica per le prime cerniere plastiche: stato di progetto

Le due immagini fanno riferimento alla formazione delle prime cerniere plastiche nei telai in c.a. che avviene in entrambi i casi (SDF e SDP) in corrispondenza di un valore di spostamento di 0.6 cm. A seguito dell’applicazione del rinforzo, tuttavia, si riduce il numero di elementi in c.a. interessati dalla plasticizzazione, che presentano anche dei

valori di rotazione plastica inferiori. Per lo stesso valore di spostamento, infatti, i primi elementi a plasticizzare allo stato di fatto sono 5 mentre nel modello con Resisto 5.9 Tube è solamente uno. Inoltre, l'elemento che plasticizza sia con che senza il sistema di rinforzo presenta una riduzione di rotazione plastica del 47% grazie all'intervento proposto.

L'efficacia del rinforzo con Resisto 5.9 Tube deve essere valutato, in accordo con le Norme Tecniche Italiane, confrontando l'indice di sicurezza sismico prima e dopo l'intervento stesso. L'indice è definito come il rapporto tra capacità e la domanda in termini di accelerazione di picco al suolo che si userebbe per una nuova costruzione. In pratica, rappresenta il rapporto tra la massima azione sismica che l'edificio può sostenere e quella richiesta per una nuova struttura. L'accelerazione di capacità è stata individuata come la massima accelerazione che consente il soddisfacimento delle verifiche duttili e fragili degli elementi strutturali. La sicurezza sismica dell'edificio esistente allo stato di fatto è condizionata dalle verifiche fragili, che sono soddisfatte per un'accelerazione di 0,064 g (PGAc), pari al 26% dell'accelerazione di progetto (PGAd = 0,245 g). Pertanto si ha:

$$\zeta_{E, \text{ ante-opera}} = \frac{PGA_{c, \text{ ante-opera}}}{PGA_d} = \frac{0,064 \text{ g}}{0,245 \text{ g}} = 0,26$$

La sicurezza sismica dell'edificio a seguito dell'applicazione del sistema Resisto 5.9 Tube è ancora condizionata dalle verifiche fragili, per cui però la massima azione sismica sopportabile è pari a 0,103 g (PGAc). Tale azione, pari al 42% dell'accelerazione di progetto (PGAd = 0,245 g), consente di fornire il coefficiente ζ_E :

$$\zeta_{E, \text{ post-opera}} = \frac{PGA_{c, \text{ post-opera}}}{PGA_d} = \frac{0,103 \text{ g}}{0,245 \text{ g}} = 0,42$$

Per classificare un intervento come miglioramento sismico, la norma richiede che l'indice di sicurezza sismica debba aumentare di almeno 0,1. L'esoscheletro piegato a freddo consente di ottenere, nel caso in esame, un aumento del valore ζ_E di 0,16 e, pertanto, si ottiene il miglioramento sismico dell'edificio in cemento armato, come riassunto nella tabella seguente.

Tabella 36 Confronto dell'indice di sicurezza sismico ζ_E

ζ_E Existing Building	ζ_E Retrofitted Building	ζ_E Increase
0.26	0.42	+0.16

I punti della curva pushover in cui è stata eseguita la verifica degli elementi strutturali sono riportati nella figura seguente con riferimento alla combinazione più gravosa relativa allo stato di fatto e di progetto.

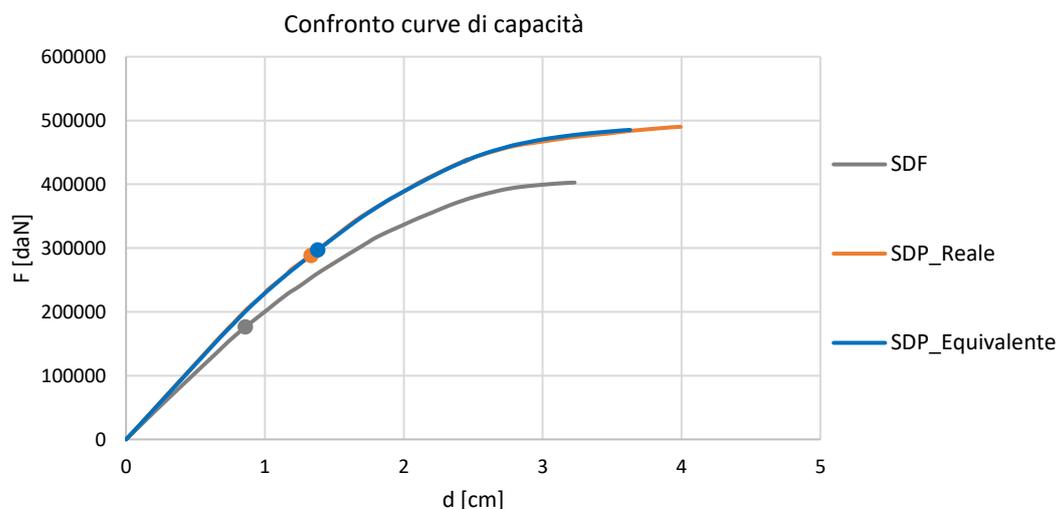


Figura 120 Confronto tra le curve di capacità con individuazione dei rispettivi punti di verifica: stato di fatto (grigio), configurazione rigorosa (arancione) e modellazione con diagonal equivalenti (blu)

Inoltre, L'efficacia dell'intervento è stata valutata anche in riferimento alla classe di rischio sismico secondo quanto previsto dal documento "Linee Guida per la Classificazione del Rischio Sismico delle Costruzioni" allegato al Decreto del Ministero delle Infrastrutture e Trasporti n. 65 del 7 marzo 2017. La classe di rischio sismico di un edificio è determinata sulla base di due parametri principali:

la Perdita Annuale 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) dell'edificio privo del suo contenuto;

l'Indice di sicurezza (IS-V) della struttura definito come il rapporto tra l'accelerazione di picco al suolo (PGA, Peak Ground Acceleration) che determina il raggiungimento dello stato limite di salvaguardia della vita (SLV), capacità in PGA - PGAc, e la PGA che la

norma indica, nello specifico sito in cui si trova la costruzione e per lo stesso stato limite, come riferimento per la progettazione di un nuovo edificio, domanda in PGA – PGAd.

Il metodo convenzionale assegna alla costruzione in esame una Classe di Rischio in funzione del parametro economico PAM e dell'indice di sicurezza della struttura IS-V. Per il calcolo di tali parametri (grandezze adimensionali espresse in %) è necessario calcolare, facendo riferimento al sito in cui sorge la costruzione in esame ed utilizzando le usuali verifiche di sicurezza previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, le accelerazioni di picco al suolo per le quali si raggiungono i diversi stati limite di normativa. Al fine della assegnazione della Classe di Rischio, è necessario valutare preliminarmente la Classe PAM e la Classe IS-V in cui ricade la costruzione in esame. La Classe di Rischio della costruzione sarà la peggiore tra la Classe PAM e la Classe IS-V. Pertanto, sulla base di quanto esplicitato anche nei precedenti paragrafi, si riportano di seguito i risultati del calcolo. La classe di rischio sismico è stata calcolata con il software PRO_SMB della 2S.I Software e Servizi per l'Ingegneria.

Tabella 37 Dati generali e pericolosità sismica

Zona sismica ex OPCM 3274/2003	2
Località	NAPOLI (NA)
Longitudine	14.260
Latitudine	40.855
Classe d'uso	II
Vita nominale Vn	50.0 [anni]
Periodo di riferimento Vr	50.0 [anni]
Tipo di suolo	C
Categoria topografica	T1
ag per SLV	0.167 [g]

Tabella 38 Parametri per la costruzione della curva PAM

TR	PGA	TR	PGA	Rapporto	TR	PGA	Rapporto	
[anni]	[g]	[anni]	[g]	PGA c/d	[anni]	[g]	PGA c/d	
domanda	domanda	capacità	capacità	ante-opera	capacità	capacità	post-opera	
		ante-opera	ante-opera		post-opera	post-opera		
SLO	30.1	0.067	10.0	0.042	0.623	10.0	0.042	0.623

Esoscheletri leggeri in acciaio per il retrofit integrato di edifici in C.A.: metodologia di progetto e applicazioni numeriche

SLD	50.3	0.089	10.0	0.023	0.260	10.0	0.037	0.420
SLV	474.6	0.245	20.7	0.064	0.260	63.1	0.103	0.420
SLC	974.8	0.296	42.5	0.077	0.260	129.6	0.124	0.420

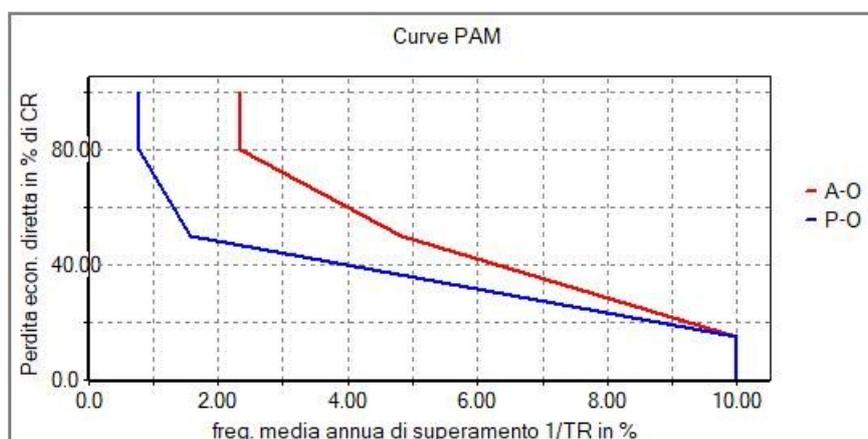


Figura 121 Curve PAM *ante operam* (A-O) e *post operam* (P-O)

A ciascun parametro è assegnata una classe di rischio che va da A+ a G, con livelli di rischio crescenti.

Il rischio sismico dell'edificio è classificato secondo la classe più bassa tra IS-V e PAM. La condizione peggiore, per il caso studio, è rappresentata dalla perdita annua (classe PAM), valutata come area sotto la curva che raffigura le perdite economiche dirette in funzione della frequenza media annua di superamento dell'evento sismico che determina il raggiungimento dello Stato Limite di Sicurezza della Vita della struttura. In particolare, l'intervento di miglioramento ha portato al superamento di una classe di rischio, da F a E, come mostrato nella tabella e figura seguente.

Tabella 39 Confronto della classe di rischio sismico per il caso studio tra la configurazione *ante* e *post operam*

Status	PAM [%]	PAM Class	IS-V [%]	IS-V Class	Assigned Class
<i>ante operam</i>	5.644	F	26	E	F
<i>post operam</i>	4.035	E	42	D	E

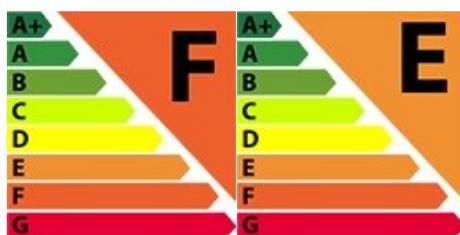


Figura 122 Classe di rischio sismica per il caso studio in cemento armato: configurazione *ante operam* (sinistra) e *post operam* (destra)

In conclusione, sulla base dei risultati ottenuti, è evidente che Resisto 5.9 ha migliorato le prestazioni sismiche dell'edificio esistente, migliorando il comportamento sismico globale della struttura originaria in modo simile ad altre soluzioni con applicazioni di esoscheletri (Milone *et al.*, 2024; Prota *et al.*, 2024).

Infine si riportano i confronti tra la modellazione dell'intervento in maniera rigorosa e semplificata proposta. Le diagonali equivalenti sono in grado di riprodurre il comportamento strutturale globale dei telai analizzati, come è possibile riscontrare dal confronto delle curve di capacità delle strutture esaminate (strutturale reale e struttura con diagonali equivalenti). Le differenze tra le curve sono comunque a vantaggio di sicurezza per il sistema equivalente.

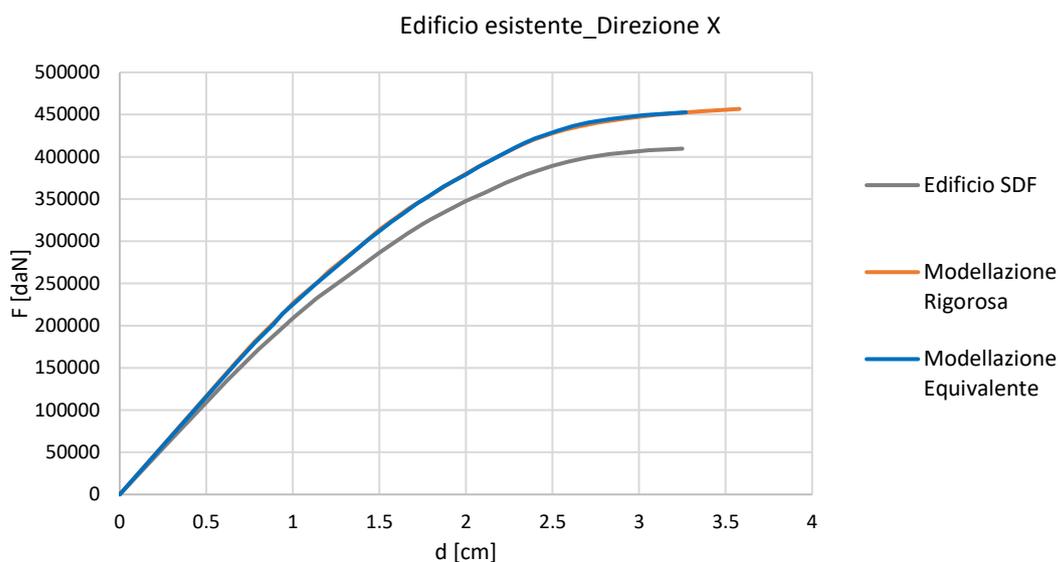


Figura 123 Curve di capacità per il caso esistente in direzione X: stato di fatto (grigio), diagonale equivalente (blu) e modellazione rigorosa (arancione)

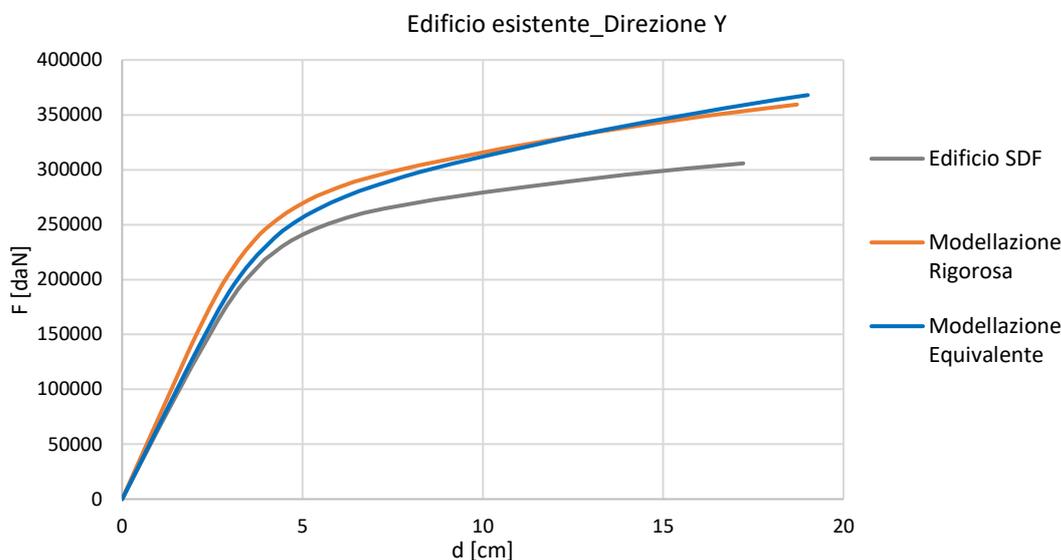


Figura 124 Curve di capacità per il caso esistente in direzione Y: stato di fatto (grigio), diagonale equivalente (blu) e modellazione rigorosa (arancione)

Mediante software di calcolo sono state desunte le sollecitazioni negli elementi del sistema Resisto 5.9 Tube sia nella configurazione reale che in quella con le diagonali equivalenti. Si riporta di seguito una tabella riassuntiva delle sollecitazioni del sistema reale (N) e di quelle del sistema equivalente (N'). Si pone l'obbiettivo di dimostrare la l'efficacia dei coefficienti proposti per computare le sollecitazioni effettive in virtù dell'applicazione del metodo semplificato a diagonale equivalente. Per tale ragione, in tabella seguente, è riportato il del rapporto N'/N e un riscontro dei coefficienti proposti. In particolare, nella colonna "ver", il superamento della verifica, indicato con "OK", dimostra che le sollecitazioni effettive, desunte dal modello con diagonali equivalenti applicando i coefficienti proposti, siano maggiori di quelle riscontrate dalla modellazione rigorosa. Questo garantisce che le sollecitazioni stimate risultino a vantaggio di sicurezza rispetto alla modellazione reale del cappotto.

Tabella 40 Confronto tra le sollecitazioni della modellazione rigorosa e con diagonale equivalente, accertamento dei coefficienti proposti

TRAZIONE DIAGONALI				COMPRESSIONE MONTANTI				COMPRESSIONE TRAVERSI			
N	N'	N'/N	ver	N	N'	N'/N	ver	N	N'	N'/N	ver
[daN]	[daN]			[daN]	[daN]			[daN]	[daN]		
1250.2	3684.66	2.9	OK	4880.1	3921.4	0.8	OK	1878.6	647.1	0.3	OK

Dall'analisi numerica dei modelli analizzati per il caso studio esistente, si evince che i coefficienti correttivi proposti risultano confermati:

Sforzo normale per la verifica delle diagonali: $N_{\text{calcolato}} = N'/2,5 > N$

Sforzo normale per la verifica dei montanti: $N_{\text{calcolato}} = 2 \cdot N' > N$

Sforzo normale per la verifica dei traversi: $N_{\text{calcolato}} = 4 \cdot N' > N$



Capitolo — 5

Conclusioni

Il calcestruzzo rappresenta uno dei materiali più diffusi nella costruzione di edifici e infrastrutture, ma la sua vulnerabilità sismica costituisce un aspetto critico, indicativo della probabilità che una struttura in calcestruzzo subisca danni a causa di eventi sismici. Questa vulnerabilità è influenzata da molteplici fattori, tra cui la composizione e la qualità del materiale, la presenza di armature, le tecniche costruttive adottate e il rispetto delle norme di progettazione vigenti, nonché da parametri fondamentali quali la qualità dell'esecuzione e l'applicazione dei criteri antisismici in fase di realizzazione. Problematiche come la corrosione delle armature, lesioni strutturali gravi, carenze nelle fondazioni o difetti intrinseci nella struttura esistente richiedono interventi specifici e mirati, non sempre risolvibili attraverso sistemi di rinforzo esterni. Tuttavia, alcune criticità possono essere affrontate con efficacia proprio grazie a tali soluzioni, come dimostrato dall'applicazione di sistemi di rinforzo innovativi.

Il cappotto termico è un sistema di isolamento termico dell'involucro opaco che prevede la posa di un rivestimento uniforme e continuo su tutte le superfici perimetrali dell'edificio, migliorandone le prestazioni e favorendo il risparmio energetico. Il cappotto può essere realizzato con diversi materiali e spessori, a seconda delle esigenze e degli obiettivi dell'intervento. La scelta, infatti, deve essere guidata da un'analisi dello stato di fatto e dalla definizione dei livelli di isolamento che si vogliono raggiungere. Attualmente sul mercato sono presenti “normali” cappotti termici che vengono rinforzati, con soluzioni e materiali diversificati, creando una pelle esterna resistente al sisma che protegge l'intera struttura, con la quale collabora grazie all'uso di specifici ancoraggi, e dando luogo al cosiddetto “cappotto sismico”.

In particolare, la tesi si focalizza sul cappotto sismico Resisto 5.9 Tube, brevettato dalla società Progetto Sisma Srl, costituito da telai controventati in acciaio collegati alla struttura esistente con ancoraggi chimici e integrati con pannelli isolanti per il miglioramento delle prestazioni termiche.

Nel presente lavoro viene proposta una metodologia di progetto e di verifica del cappotto sismico. Con la prima, essenzialmente, si consente il predimensionamento delle diagonali calibrando l'intervento per l'edificio esistente su cui si va a intervenire, sia esso in muratura o in c.a. Questa determinazione, funzione dell'assunzione di uguaglianze delle duttilità, è tuttavia suscettibile di modifiche a seguito dello svolgimento di prove di laboratorio su telai in scala reale, attualmente in fase di esecuzione presso il laboratorio del DIST, per la stima dell'incremento di duttilità fornita alla struttura in c.a. esistente applicando il sistema Resisto 5.9 Tube.

Seguendo gli step della metodologia proposta, in accordo con le assunzioni stabilite, si computa l'area delle diagonali del cappotto calibrando l'intervento per l'immobile in esame. In particolare, il valore di area da prendere come riferimento per le diagonali del sistema è dato dal valore più alto tra quelli ottenuti in termini di rigidezza e resistenza. Essendo un metodo di design l'intervento deve essere verificato sia in termini globali, ovvero che si sia raggiunto il miglioramento sismico o l'adeguamento, sia in termini locali andando a verificare tutti gli elementi in acciaio costituenti il cappotto. Alla stregua di quanto fatto per la metodologia di progetto, sono state redatte delle efficaci linee guida per effettuare le verifiche in accordo con le attuali norme tecniche. A tale fine si prevede la modellazione impiegando un qualsivoglia software di calcolo strutturale agli elementi finiti. A seguito del calcolo delle sollecitazioni agenti, derivanti dalla modellazione FEM, si eseguono le verifiche sia su ciascun elemento strutturale (diagonali, montanti e traversi), sia sui collegamenti tra gli stessi elementi e sul collegamento in fondazione del sistema.

Il processo di modellazione e computazione del sistema Resisto 5.9 Tube con software strutturali implica un notevole dispendio di tempo. Tale limite è imputabile principalmente a due fattori. Il primo connesso alla modellazione del cappotto sismico, costituito da una quantità consistente di elementi. Il secondo è ascrivibile ai tempi computazionali del calcolatore in relazione al numero di elementi FEM processati. Al fine

di risolvere tale criticità, si propone un metodo semplificato basato sul criterio dell'area della diagonale equivalente con cui viene schematizzato il sistema. Nel metodo semplificato la griglia del cappotto che viene installata esternamente ai telai in c.a. dell'edificio esistente non viene modellata esplicitamente. Si prevede, infatti, solo la schematizzazione di un telaio in acciaio, che segue le dimensioni di quello esistente e si connette ad esso tramite link rigidi, formato da due diagonali a croce di S. Andrea equivalenti al numero reale di diagonali individuate nella griglia. Ai fini computazionali si considera il solo contributo delle diagonali tese, assumendo nullo quello delle diagonali compresse in accordo alla normativa vigente. Il criterio per il calcolo della diagonale equivalente consiste nel determinare la rigidezza complessiva del sistema composto da più diagonali (K_{TOT}) e ricavare l'area equivalente (A') di una diagonale unica che sia in grado di conferire la stessa rigidezza (K_{eq}) al campo di telaio in c.a. considerato.

Nel caso in cui si sia modellato il sistema Resisto seguendo in metodo semplificato proposto, nasce l'esigenza di stimare gli effetti delle semplificazioni in fase operativa di verifica degli elementi. Sulla base dei risultati di modelli analizzati, sono stati determinati dei coefficienti correttivi da applicare alle sollecitazioni derivanti dal modello di calcolo per ottenere delle sollecitazioni agenti nei vari profili tenendo in conto il metodo semplificato adoperato per la modellazione. È possibile affermare che, dai modelli analizzati e dal caso studio reale, i coefficienti correttivi proposti per le verifiche degli elementi metallici, in caso si operi con la modellazione a diagonali equivalenti suggerita, risultano essere:

- Sforzo normale per la verifica delle diagonali: $N_{calcolato} = N'/2,5 > N$
- Sforzo normale per la verifica dei montanti: $N_{calcolato} = 2 \cdot N' > N$
- Sforzo normale per la verifica dei traversi: $N_{calcolato} = 4 \cdot N' > N$

Si vuole precisare che i coefficienti proposti sono a vantaggio di sicurezza e che dovranno essere validati da uno studio mirato ad ampliare il dataset di strutture testate.

Nella parte finale la ricerca si è concentrata sull'applicazione del sistema Resisto a una struttura in cemento armato esistente (c.a.) per il suo miglioramento sismico. L'indagine è rivolta alla valutazione del comportamento strutturale di un edificio prima e dopo l'installazione dell'esoscheletro. Lo scopo dello studio è dimostrare l'efficacia della

procedura di progettazione proposta per ottenere una soluzione in grado di migliorare il comportamento sismico globale di un caso di studio che rappresenta una tipologia comune di edifici in c.a. costruiti in Italia negli anni '70. Il sistema è stato inizialmente progettato, secondo la metodologia proposta, determinando lo spessore richiesto per i controventi sismo-resistenti. La progettazione è stata impostata su uno spostamento target, identificato sulla curva di capacità della struttura esistente, minore di quello del primo danno ($d^*_{dam} = 0,55$ cm). Quindi, una procedura iterativa consente di determinare la rigidità richiesta per Resisto 5.9 Tube, mirando a ottenere una duttilità simile della struttura prima e dopo l'applicazione dell'esoscheletro ($\mu = 2,16$). A causa delle grandi aperture al piano terra, che limitavano l'applicazione dell'esoscheletro, si sono ottenuti spessori delle diagonali di 2 mm per il piano terra e di 1 mm per i livelli superiori. L'efficacia del progetto è stata valutata tramite analisi statica non lineare condotta sulla struttura sia prima che dopo l'applicazione del sistema. I risultati hanno dimostrato che l'esoscheletro ha migliorato significativamente le prestazioni sismiche dell'edificio investigato. Dal confronto delle curve di capacità della struttura prima e dopo il retrofit, è stato osservato che gli spostamenti ultimi e di cedimento sono aumentati sia in direzione longitudinale che trasversale. La resistenza al taglio è aumentata rispettivamente del 18,5% e del 27,5% in direzione longitudinale e trasversale, mentre la rigidezza iniziale è aumentata solo in direzione longitudinale dell'8,3%. L'indice di sicurezza sismica è migliorato da 0,26 a 0,42, superando l'incremento minimo richiesto di 0,1 come stabilito dalla Norma Tecnica Italiana per il miglioramento sismico. Inoltre, l'applicazione di Resisto 5.9 Tube ha comportato una riduzione del rischio sismico, avanzando la classe di rischio sismico da F a E. In conclusione, Resisto 5.9 ha consentito di aumentare la resistenza e il taglio di base complessivo dell'edificio esistente, migliorando il comportamento sismico globale della struttura in modo analogo agli altri esoscheletri esterni presenti in letteratura. Nonostante le grandi aperture al piano terra, Resisto 5.9 Tube ha dimostrato la sua efficacia nel migliorare la resilienza sismica di strutture esistenti in c.a. anche quando si considerano configurazioni geometriche complesse.

Bibliografia

Ademovic, N., Formisano, A., Penazzato, L., & Oliveira, D. V. (2022). Seismic and energy integrated retrofit of buildings: A critical review. *Frontiers in Built Environment*, 8. <https://doi.org/10.3389/fbuil.2022.963337>.

Albris, K., Lauta, K. C., & Raju, E. (2020). Disaster knowledge gaps: Exploring the interface between science and policy for disaster risk reduction in Europe. *International Journal of Disaster Risk Science*, 11, 1–12. <https://doi.org/10.1007/s13753-020-00251-5>.

Baker, J., Bradley, B., & Stafford, P. (2021). Introduction. In *Seismic Hazard and Risk Analysis* (pp. 1–16). Cambridge: Cambridge University Press.

Bartolotti, A., Smiroldo, F., & Giongo, I. (2024). A simplified analytical approach for CLT-based seismic retrofit of existing reinforced concrete structures. *Engineering Structures*, 308, 117964. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.117964>.

Bellicini, L. (Ed.). (2012). *I Rapporto ANCE/CRESME. Lo stato del territorio italiano 2012. Insediamento e rischio sismico e idrogeologico*. Available at: http://www.camera.it/temiap/temi16/CRESME_rischiosismico.pdf (accessed September 2017).

Besen, P., & Boarin, P. (2023). Integrating energy retrofit with seismic upgrades to future-proof built heritage: Case studies of unreinforced masonry buildings in Aotearoa New Zealand. *Building and Environment*, 241, 110512. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2023.110512>.

Botturi, D., Caranci, N., Pacelli, B., Rodella, S., Carrozzi, G., Goldoni, C., & Sarti, F. (2016). *Il sisma del 2012 in Emilia. Una proposta di metodo per studiare l'impatto dei disastri naturali sulla salute*. Bologna: Agenzia sanitaria e sociale regionale dell'Emilia-Romagna.

Braga, F., Manfredi, V., Masi, A., Salvatori, A., & Vona, M. (2011). Performance of non-structural elements in RC buildings during the L'Aquila, 2009 earthquake. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9(1), 307–324. <https://doi.org/10.1007/s10518-010-9205-7>.

Bysiec, D., & Maleska, T. (2021). Numerical analysis of steel geodesic dome under seismic excitations. *Materials*, 14(16), 4493. <https://doi.org/10.3390/ma14164493>.

Bysiec, D., & Maleska, T. (2023). Influence of the mesh structure of geodesic domes on their seismic response in applied directions. *Archives of Civil Engineering*, 69(3), 65–78. <https://doi.org/10.24425/ace.2023.146067>.

Campiche, A., Tartaglia, R., Fiorino, L., & Landolfo, R. (2024). Experimental tests for the evaluation of the seismic performance of the innovative CFS wall. *Thin-Walled Structures*, 198, 111681. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2024.111681>.

Circolare 2/02/2009, n. 617 – Istruzioni per l'applicazione delle «Nuove norme tecniche per le costruzioni» di cui al decreto ministeriale 14 gennaio 2008. (*Gazzetta Ufficiale*, 26/02/2009).

Circolare 21/01/2019, n. 7 C.S.LL.PP. – Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018. (*Gazzetta Ufficiale*, 11/01/2019).

Clementi, F., Quagliarini, E., Maracchini, G., & Lenci, S. (2015). Post-War War II Italian school buildings: Typical and specific seismic vulnerabilities. *Journal of Building Engineering*, 4, 152–166. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2015.09.008>.

Consiglio Nazionale dei Periti Industriali e dei Periti Industriali Laureati (CNPI). (2017). *Linee Guida, Sismabonus. L'occasione per un piano di prevenzione*. Gruppo di Lavoro Edilizia e Catasto.

Consiglio Nazionale degli Architetti, Pianificatori, Paesaggisti e Conservatori (CNAPPC). (2017). *Sisma Bonus – Le novità introdotte dalla Legge di bilancio 2017 (L. 11 dicembre 2016, n. 232)* (Circolare n. 60, Protocollo generale n. 0000996, 04/05/2017).

Cosenza, E., Magliulo, G., & Maddaloni, G. (2012). *L'analisi statica non lineare (push-over) delle strutture in cemento armato secondo la nuova normativa sismica italiana*. Napoli: Università degli Studi di Napoli Federico II.

D'Agostino, D., Faiella, D., Febbraro, E., Mele, E., Minichiello, F., & Trimarco, J. (2024). Steel exoskeletons for integrated seismic/energy retrofit of existing buildings – General framework and case study. *Journal of Building Engineering*, 83, 108413. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2023.108413>.

Davino, A., Longobardi, G., Meglio, E., Dallari, A., & Formisano, A. (2022). Seismic energy upgrading of an existing brick masonry building by a cold-formed steel envelope system. *Buildings*, 12(11), 1918. <https://doi.org/10.3390/buildings12111918>.

Di Giacomo, M. (2014). *I costi dei terremoti in Italia (C.R. 470)*. Centro Studi Consiglio Nazionale Ingegneri presso il Ministero della Giustizia.

DL 06/06/2012 (G.U. 06/06/2012 n. 74). Interventi urgenti in favore delle popolazioni colpite dagli eventi sismici che hanno interessato il territorio delle province di Bologna, Modena, Ferrara, Mantova, Reggio Emilia e Rovigo, il 20 e il 29 maggio 2012.

DM 28/02/2017, n. 58. Sisma Bonus - Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni nonché le modalità per l'attestazione, da parte di professionisti abilitati, dell'efficacia degli interventi effettuati.

DM 07/03/2017, n. 65. Sisma Bonus - Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni nonché le modalità per l'attestazione, da parte di professionisti abilitati, dell'efficacia degli interventi effettuati.

DM 09/01/2020, n. 24. Sisma Bonus - Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni nonché le modalità per l'attestazione, da parte di professionisti abilitati, dell'efficacia degli interventi effettuati.

Dolce, M., Prota, A., Borzi, B., da Porto, F., Lagomarsino, S., Magenes, G., Moroni, C., Penna, A., Polese, M., & Speranza, E. (2021a). Seismic risk assessment of residential buildings in Italy. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 19, 2999–3032. <https://doi.org/10.1007/s10518-021-01063-5>.

Dolce, M., Speranza, E., De Martino, G., Conte, C., & Giordano, F. (2021b). The implementation of the Italian National Seismic Prevention Plan: A focus on the seismic upgrading of critical buildings. *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 62, 102391. <https://doi.org/10.1016/j.ijdr.2021.102391>.

DPCM 08/07/2014 (G.U. 18/10/2014, n. 243). Scheda Aedes per il rilevamento dei danni, pronto intervento e agibilità per edifici ordinari nell'emergenza post-sismica e relativo manuale di compilazione.

EN 1992. *Eurocode 2: Design of Concrete Structures*. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2005.

EN 1993. *Eurocode 3: Design of Steel Structures*. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2005.

EN 1998. *Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance*. European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2004.

Faggiano, B., Formisano, A., D'Aniello, M., & Landolfo, R. (2012). Le costruzioni di acciaio nel contesto del terremoto dell'Emilia. *Progettazione Sismica*, 189–200.

Fajfar, P., & Gašperšič, P. (1996). The N2 method for the seismic damage analysis of buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 25(1), 31–46.

Fiorino, L., D'Addesa, V., & Landolfo, R. (2024). Seismic design rules for lightweight steel shear walls with wood panel sheathing within the Eurocode format. *Thin-Walled Structures*, 204, 112293. <https://doi.org/10.1016/j.tws.2024.112293>.

Formisano, A., Di Lorenzo, G., Iannuzzi, I., & Landolfo, R. (2017). Seismic vulnerability and fragility of existing Italian industrial steel buildings. *The Open Civil Engineering Journal*, 11, 1122–1137.

Gherzi, A. (2012). *Il cemento armato*. Palermo: Dario Flaccovio Editore.

Gherzi, A., & Lenza, P. (2015). *Edifici antisismici in cemento armato*. Palermo: Dario Flaccovio Editore.

Gherzi, A., & Lenza, P. (2020). *Edifici esistenti in cemento armato. Valutazione e mitigazione del rischio sismico*. Palermo: Dario Flaccovio Editore. ISBN: 9788857910352.

Huang, H., Huang, M., Zhang, W., & Yang, S. (2020). Experimental study of predamaged columns strengthened by HPFL and BSP under combined load cases. *Structure and Infrastructure Engineering*, 17(9), 1210–1227. <https://doi.org/10.1080/15732479.2020.1801768>.

Intergovernmental Panel on Climate Change (IPCC). (2021). *Climate change 2021: The physical science basis. Contribution of Working Group I to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change* (Masson-Delmotte, V., Zhai, P., Pirani, A., Connors, S. L., Péan, C., Berger, S., Caud, N., Chen, Y., Goldfarb, L., Gomis, M. I., Huang, M., Leitzell, K., Lonnoy, E., Matthews, J. B. R., Maycock, T. K., Waterfield, T., Yelekçi, O., Yu, R., & Zhou, B., Eds.). Cambridge University Press. <https://doi.org/10.1017/9781009157896>.

International Energy Agency (IEA). (2021). *World Energy Outlook 2021*. IEA. <https://www.iea.org/reports/world-energy-outlook-2021>.

Kang, J., Xie, L., Xue, S., & Zhao, Z. (2023). Simplified optimization of inerter-enabled tuned mass damper for lightweight-oriented seismic response mitigation of long-span domes. *Structures*, 58, 105408. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.105408>.

L. 02/02/1974, n. 64 (G.U. 21/03/1974, n. 76). Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche.

La Greca, P., & Margani, G. (2018). Seismic and energy renovation measures for sustainable cities: A critical analysis of the Italian scenario. *Sustainability*, 10(1), 254. <https://doi.org/10.3390/su10010254>.

Landolfo, R. (2009). Acciaio & sisma. *Costruzioni Metalliche*, 6, 53–69.

Lippi, F. V., Mangini, F., Salvatore, W., & Caprilli, S. (2018). *L'acciaio negli interventi strutturali su costruzioni esistenti in muratura e di calcestruzzo armato: esempi ed applicazioni*. Palermo: Dario Flaccovio Editore.

Manfredi, G., & Asprone, D. (2015). Memoria e mappa sismica. *L'Italia e le sue regioni*, 385, 402.

Marques, A. C., Fuinhas, J. A., & Pereira, D. A. (2018). Have fossil fuels been substituted by renewables? An empirical assessment for 10 European countries. *Energy Policy*, 116, 257–265. <https://doi.org/10.1016/j.enpol.2018.02.022>.

Marzo, A., Marghella, G., & Indirli, M. (2012). The Emilia-Romagna earthquake: Damages to precast/prestressed reinforced concrete factories. *Earthquake Engineering*.

McGuire, B., Mason, I. M., Mason, I., & Kilburn, C. R. J. (2002). *Natural hazards and environmental change*. Arnold.

Meglio, E., Longobardi, G., & Formisano, A. (2023). Integrated seismic-energy retrofit systems for preventing failure of a historical RC school building: Comparison among metal lightweight exoskeleton solutions. *Engineering Failure Analysis*, 154, 107663. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2023.107663>.

Milone, A., Tartaglia, R., D’Aniello, M., & Landolfo, R. (2024). Seismic upgrade of a non-code compliant multi-storey steel building: A case study. *Journal of Building Engineering*, 95, 110151. <https://doi.org/10.1016/j.jobbe.2024.110151>.

Nigro, F., Della Corte, G., & Martinelli, E. (2024). Assessment of alternative design approaches for seismic upgrading of RC frame structures with steel exoskeletons. *Engineering Structures*, 305, 117623. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.117623>.

NTC. (2008). *Norme Tecniche per le Costruzioni*. Decreto 14/01/2008 del Ministero delle Infrastrutture. (*Gazzetta Ufficiale*, 04/02/2008, n. 29).

NTC. (2018). *Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”*. Decreto 17/01/2018 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. (*Gazzetta Ufficiale*, 20/02/2018).

Nunziata, V. (2011). *Teoria e pratica delle strutture in acciaio* (3^a ed.). Palermo: Dario Flaccovio Editore.

Ong, C. B., Chin, C. L., Ma, C. K., Tan, J. Y., Awang, A. Z., & Omar, W. (2022). Seismic retrofit of reinforced concrete beam-column joints using various confinement techniques: A review. *Structures*, 42, 221–243. <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2022.05.114>.

OPCM 20/03/2003, n. 3274 (G.U. 08/05/2003, n. 105). Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica.

OPCM 28/04/2006, n. 3519 (G.U. 11/05/2006, n. 108). Criteri generali per l'individuazione delle zone sismiche e per la formazione e l'aggiornamento degli elenchi delle medesime zone.

Petrini, L., Pinho, R., & Calvi, G. M. (2006). *Criteri di progettazione antisismica degli edifici*. Pavia: IUSS Press.

Pohoryles, D. A., Bournas, D. A., Da Porto, F., Caprino, A., Santarsiero, G., & Triantafyllou. (2022). Integrated seismic and energy retro-fitting of existing buildings: A state-of-the-art review. *Journal of Building Engineering*, *61*, 105274. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.105274>.

Pohoryles, D. A., Minas, S., Melo, J., Bournas, D. A., Varum, H., & Rossetto, T. (2024). A novel FRP retrofit solution for improved local and global seismic performance of RC buildings: Development of fragility curves and comparative cost-benefit analyses. *Journal of Earthquake Engineering*, *28(7)*, 1914–1932. <https://doi.org/10.1080/13632469.2023.2256891>.

Progetto Sisma. (2024). Available online: <https://www.progettosisma.it/> (accessed on 29/09/2024).

Pro_Sap della 2S.I. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l. (2023). Available online: <http://www.2si.it/> (accessed on 24/07/2023).

Prota, A., Tartaglia, R., Di Lorenzo, G., & Landolfo, R. (2024). Seismic strengthening of isolated RC framed structures through orthogonal steel exoskeleton: Bidirectional non-linear analyses. *Engineering Structures*, *302*, 117496. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.117496>.

Punzo, G., Panarello, D., Pagliuca, M. M., Castellano, R., & Aprile, M. C. (2019). Assessing the role of perceived values and felt responsibility on pro-environmental behaviours: A comparison across four EU countries. *Environmental Science & Policy*, *101*, 311–322. <https://doi.org/10.1016/j.envsci.2019.08.002>.

Resisto 5.9 Tube, Progetto Sisma. (2024). Available online: https://www.progettosisma.it/wp-content/uploads/2024/04/Resisto_5.9_Tube_ITA.pdf (accessed on 29/07/2024).

Scibilla, N. (2010). *Progetto di strutture in acciaio*. Palermo: Dario Flaccovio Editore.

Sebastiani, I., D'Amore, S., Pinotti, R., & Pampanin, S. (2024). Integrated rehabilitation of reinforced concrete buildings: Combining seismic retrofit by means of low-damage exoskeleton and energy refurbishment using multi-functional prefabricated façade. *Journal of Building Engineering*, 15, 110368. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2024.110368>.

Shearer, P. M. (2019). *Introduction to seismology* (3rd ed.). Cambridge: Cambridge University Press.

Smil, V. (2018). *Energy and civilization: A history*. The MIT Press. ISBN: 9780262536165.

Speranza, E., De Martino, G., Conte, C., & Dolce, M. (2023). Italian National Seismic Prevention Plan: Cost analyses for risk reduction policies. *Procedia Structural Integrity*, 44, 1784–1791. <https://doi.org/10.1016/j.prostr.2023.03.235>.

Stirling, M. W., & Yetton, M. D. (2011). *Earthquake hazard and risk assessment*. Cambridge University Press.

Stucchi, M., Meletti, C., Montaldo, V., Akinci, A., Faccioli, E., Gasperini, P., Malagnini, L., & Valensise, G. (2004). Pericolosità sismica di riferimento per il territorio nazionale MPS04 [Data set]. *Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV)*. <https://doi.org/10.13127/sh/mps04/ag>.

Telford, W. M., Geldart, L. P., & Sheriff, R. E. (1990). *Applied geophysics* (2nd ed.). Cambridge: Cambridge University Press.

Trigilli, G. (2010). *Introduzione alla dinamica delle strutture e spettri di progetto*. Palermo: Dario Flaccovio Editore.

Valente, M., & Milani, G. (2018). Alternative retrofitting strategies to prevent the failure of an under-designed reinforced concrete frame. *Engineering Failure Analysis*, 89, 271–285. <https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2018.02.001>.

Verderame, G. M., Mariniello, C., Cosenza, E., & Manfredi, G. (2012). *La valutazione sismica di edifici esistenti in c.a.: confronto tra analisi lineare e non lineare*. Napoli: Università degli Studi di Napoli, Dipartimento di Strutture per l'Ingegneria e l'Architettura.

Wernersson, L., Román, S., Fuso Nerini, F., Mutyaba, R., Stratton-Short, S., & Adshead, D. (2024). Mainstreaming systematic climate action in energy infrastructure to support the sustainable development goals. *npj Climate Action*, 3(1), 28. <https://doi.org/10.1038/s44168-024-00108-2>.

Yang, Z., Shi, Y., Cao, W., Dong, H., & Bian, J. (2024). Seismic behavior of lightweight steel frame with thin-walled steel skeleton-lightweight concrete wall. *Journal of Constructional Steel Research*, 222, 109003. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2024.109003>.



Lista pubblicazioni

Formisano, A., & Davino, A. (2021). Seismic analysis and retrofitting by C-FRP of reinforced concrete bell towers within masonry churches: A case study. In J. M. P. Q. Delgado (Ed.), *Case Studies of Building Rehabilitation and Design, Building Pathology and Rehabilitation* (Vol. 19, Chapter 3, pp. 29-56). Springer. https://doi.org/10.1007/978-3-030-71237-2_3.

Formisano, A., Vaiano, G., Davino, A., Citro, S., & D'Amato, M. (2022). Seismic vulnerability assessment of two territorial case studies of Italian ancient churches: Comparison between simplified and refined numerical models. *International Journal of Masonry Research and Innovation (IJMRI)*, 7(1–2), 172–216. <https://doi.org/10.1504/IJMRI.2022.100423>.

Biglari, M., Formisano, A., & Davino, A. (2022). Seismic vulnerability assessment and fragility analysis of Iranian historical mosques in Kermanshah city. *Journal of Building Engineering*, 45, 103556. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.103556>.

Formisano, A., & Davino, A. (2022). Non-linear analysis and retrofitting by steelwork of a precast RC warehouse. *Buildings*, 12(9), 1350. <https://doi.org/10.3390/buildings12091350>.

Formisano, A., & Davino, A. (2022). Experimental investigation on cement mortar bricks manufactured with fennel wastes. *Buildings*, 12(2), 230. <https://doi.org/10.3390/buildings12020230>.

Davino, A., Meglio, E., & Formisano, A. (2022). Lime-based plaster reinforced with hemp braids as sustainable building product. *Architecture*, 2(1), 8. <https://doi.org/10.3390/architecture2010008>.

Formisano, A., Davino, A., & Meglio, E. (2022). Leeb hardness tests for mechanical characterisation of carpentry steels. *International Journal of Masonry Research and Innovation*, 8(1), 30–45. <https://doi.org/10.1504/IJMRI.2022.100423>.

Davino, A., Longobardi, G., Meglio, E., Dallari, A., & Formisano, A. (2022). Seismic energy upgrading of an existing brick masonry building by a cold-formed steel envelope system. *Buildings*, 12(11), 1918. <https://doi.org/10.3390/buildings12111918>.

Meglio, E., Davino, A., & Formisano, A. (2023). Experimental tests on lightweight cement mortar and concrete with recycled plastic wastes. *Buildings*, 13(15), 1181. <https://doi.org/10.3390/buildings13151181>.