



Politecnico di Torino

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Edile

A. A. 2022/2023

Sessione di Laurea Novembre 2023

Modellazione parametrica generativa per riproduzione di analisi non lineare svolta in laboratorio

Esoscheletri strutturali per la riduzione della vulnerabilità sismica

Relatore:

Domaneschi Marco

Candidata:

Beltrami Michelle Vittoria

Correlatore:

Sardone Laura

Villa Valentina

Abstract:

Il progetto di ricerca ERIES (Engineering Resilient Infrastructure and Seismic Evaluation) mira a sviluppare metodologie avanzate per la valutazione e il miglioramento della resilienza sismica di strutture esistenti. In particolare, questo elaborato si concentra sulla modellazione parametrica, attraverso tecnologie BIM (Building Information Modelling), di un telaio in cemento armato rappresentativo di una struttura reale. L'obiettivo è duplice: da un lato, creare un modello digitale preciso e dettagliato da utilizzare per simulazioni sismiche avanzate, dall'altro, valutare l'efficacia di soluzioni innovative di retrofitting.

Il BIM, grazie al suo alto grado di dettaglio e alla sua capacità di integrarsi con software strutturali avanzati, ha permesso una valutazione accurata della vulnerabilità sismica attraverso analisi non-lineari. Queste analisi hanno identificato potenziali punti deboli e modalità di collasso del telaio. Tuttavia, la vera innovazione di questo studio risiede nell'esplorazione dell'applicazione di un esoscheletro strutturale come soluzione di retrofitting. Questo non solo mira a migliorare la resistenza sismica dell'edificio, riducendo la vulnerabilità degli elementi strutturali, ma ha anche l'ulteriore vantaggio di funzionare come supporto per l'applicazione di pannelli in canapa con funzione di cappotto termico, contribuendo all'efficientamento energetico.

L'uso della canapa, un materiale sostenibile e a basso impatto ambientale, rappresenta una soluzione efficace per affrontare le sfide legate ai cambiamenti climatici e alla sostenibilità. In questo modo, la ricerca propone un approccio olistico alla resilienza urbana, affrontando sia le minacce legate ad eventi sismici sia le esigenze di efficienza energetica.

L'approccio adottato in questo lavoro combina tecnologie avanzate di modellazione con soluzioni innovative di retrofitting per migliorare la sicurezza strutturale degli edifici esistenti. Questo metodo potrebbe avere ampie applicazioni, aiutando a rendere le nostre città più sicure e sostenibili di fronte alle crescenti sfide del nostro tempo.

English abstract:

The ERIES research project (Engineering Resilient Infrastructure and Seismic Evaluation) aims to develop advanced methodologies for the assessment and enhancement of seismic resilience in existing structures. Specifically, the thesis focuses on the parametric modelling, through BIM (Building Information Modelling) technologies, of a reinforced concrete frame representative of a real structure. The objective is twofold: on one hand, to create an accurate and detailed digital model for advanced seismic simulations, and on the other hand, to evaluate the effectiveness of innovative retrofitting solutions.

Thanks to its high level of details and its ability to be integrated with advanced structural software, the BIM approach has allowed for an accurate assessment of seismic vulnerability through non-linear analysis. These analysis have identified potential weak points and collapse modes of the frame. However, the true innovation of this study lies in the exploration of a possible application of a structural exoskeleton as a retrofitting solution. This exoskeleton not only aims to improve the seismic resistance of the building, reducing the vulnerability of the structural elements, but also serves the added benefit of acting as a support for the application of thermal coat panels made of hemp, contributing to energy efficiency. The use of hemp, a sustainable and low environmental impact material, represents an effective solution to address challenges related to climate change and sustainability. In this way, the research proposes a holistic approach to urban resilience, addressing both earthquake-related threats and energy efficiency needs. In summary, the approach adopted in this work combines advanced modelling technologies with innovative retrofitting solutions to enhance the safety and energy efficiency of existing buildings. This method can have broad applications, helping to make our cities safer and more sustainable in the face of the growing challenges of our time.

Indice:

1. Introduzione:	1
2. Stato Dell'arte	7
2.1. ANALISI STRUTTURALI	7
2.2. PROGETTAZIONE PARAMETRICA	24
2.3. SOFTWARE	29
2.3.1. <i>Software Per Analisi Strutturali</i>	29
2.3.2. <i>Software Per Il Design Parametrico</i>	35
2.3.3. <i>Interoperabilità</i>	37
2.4. ESOSCHELETRI STRUTTURALI	39
2.5. FATTORE DI SCALA	44
3. Caso Studio	49
3.1. PROGETTO RESUME	53
4. Modellazione	56
5. Analisi Strutturali	78
5.1. ANALISI DINAMICA LINEARE	88
5.1.1. <i>Risultati</i>	103
5.2. ANALISI DINAMICA LINEARE CON SPETTRO DI RISPOSTA	107
5.2.1. <i>Risultati</i>	109
5.3. ANALISI NON LINEARI	113
5.3.1. <i>Analisi Statica Non Lineare</i>	115
5.3.1.1. <i>A Plasticità Concentrate</i>	121
5.3.1.1.1. <i>Risultati</i>	126
5.3.1.2. <i>A Plasticità Diffusa</i>	128
5.3.1.2.1. <i>Risultati</i>	137
5.3.1.3. <i>Modello A Plasticità Concentrate E Modello A Fibre</i>	139
5.3.2. TIME HISTORY DINAMICA NON LINEARE	141
5.3.2.1. <i>Risultati</i>	146
6. Conclusioni	149
6.1. SVILUPPI FUTURI	153
Riferimenti	155
Ringraziamenti	157

Indice delle figure:

Figura 1 -	Schematizzazione analisi pushover	14
Figura 2 -	Schematizzazione comportamento post-critico	15
Figura 3 -	Sistema SDOF e diagramma bilineare equivalente	16
Figura 4 -	Spostamenti di riferimento per $T > T_c$ (sinistra) e $T \leq T_c$ (destra)	17
Figura 5 -	Accelerogramma terremoto di El Centro, California.....	23
Figura 6 -	Schematizzazione modello a fibre	32
Figura 7 -	Vista 3D telaio in cemento armato	50
Figura 8 -	Sezione longitudinale telaio in c.a.	50
Figura 10 -	Vista trasversale	51
Figura 11 -	Sezioni con armatura di travi e pilastri	51
Figura 12 -	Armatura telaio in c.a.....	52
Figura 13 -	Schematizzazione esoscheletro.....	53
Figura 14 -	Interoperabilità Dynamo e Robot Structural Analysis.....	57
Figura 15 -	Icona MidasGen	58
Figura 16 -	Nodo 'Point.Origin'	58
Figura 17 -	Nodo 'Point.ByCoordinates'	59
Figura 18 -	Slider numerici.....	59
Figura 19 -	Nodo 'Line.ByStartPointEndPoint'	60
Figura 20 -	Scheletro struttura	61
Figura 21 -	Gruppo di nodi per la creazione delle superfici	61
Figura 22 -	Modello analitico struttura.....	62
Figura 23 -	Add-on Dynamo 'Structural Analysis'	62
Figura 24 -	Gruppo di nodi per l'assegnazione della sezione.....	63
Figura 25 -	Gruppo di nodi per l'assegnazione del tipo di vincolo	63
Figura 26 -	Gruppo di nodi per l'assegnazione del tipo di materiale	63
Figura 28 -	Creazione nuova sezione in Robot S.A.	64
Figura 29 -	Creazione profilo soletta	65
Figura 30 -	Definizione caratteristiche laterizio	67
Figura 31 -	Definizione nuovo profilo per tamponature da Robot S. A.....	68
Figura 32 -	Gruppo di nodi Dynamo per la creazione delle tamponature	68
Figura 34 -	Script e modello Dynamo	69
Figura 36 -	Visualizzazione modello da Robot S.A.	70
Figura 37 -	Definizione piani struttura in Robot S.A.	71
Figura 38 -	Inserimento barre armatura	72
Figura 39 -	Inserimento staffe armatura	72
Figura 41 -	Viste dell'armatura elementi strutturali	73
Figura 42 -	Schematizzazione interoperabilità tra Revit e MidasGen	73
Figura 44 -	Finestra Robot S.A. per passaggio modello in Revit Structure	74
Figura 45 -	Messaggio di trasferimento modello da Robot S.A. a Revit	74
Figura 46 -	Modello analitico esportato in Revit (vista wireframe)	75
Figura 47 -	Vista realistica in Revit del telaio con modello analitico	75
Figura 48 -	Vista realistica in Revit del telaio senza modello analitico	76
Figura 49 -	Preferenze di esportazione modello Revit in MidasGen	77
Figura 50 -	Modello telaio importato in MidasGen.....	77
Figura 51 -	Vista telaio in MidasGen	78

Figura 52 -	Telaio in cemento armato	79
Figura 53 -	Definizioni parametri 'Tipo Struttura'	80
Figura 54 -	Impostazioni conversione carico in massa.....	81
Figura 55 -	Definizione impalcati rigidi	81
Figura 56 -	Definizioni impostazioni calcolo G1	82
Figura 57 -	Definizione vincoli alla base.....	83
Figura 58 -	Messaggio di errore	84
Figura 59 -	Telaio con esoscheletro applicato	85
Figura 60 -	Creazione sezioni esoscheletro	86
Figura 61 -	Interazione esoscheletro-terreno	87
Figura 62 -	Visualizzazione dei collegamenti rigidi.....	87
Figura 63 -	Impostazioni per analisi modale	89
Figura 64 -	Prospetto direzione X modo di vibrare 1	91
Figura 65 -	Prospetto direzione Y modo di vibrare 1	91
Figura 66 -	Vista assonometrica modo di vibrare 1.....	91
Figura 67 -	Prospetto direzione X modo di vibrare 2	92
Figura 68 -	Prospetto in direzione Y modo di vibrare 2	92
Figura 69 -	Vista assonometrica modo di vibrare 2.....	92
Figura 71 -	Vista assonometrica modo di vibrare 3.....	93
Figura 72 -	Prospetto direzione X modo di vibrare 4.....	93
Figura 73 -	Prospetto direzione Y modo di vibrare 4.....	93
Figura 74 -	Vista assonometrica modo di vibrare 4.....	94
Figura 75 -	Prospetto direzione X modo di vibrare 4.....	94
Figura 76 -	Prospetto direzione Y modo di vibrare 5	94
Figura 77 -	Vista assonometrica modo di vibrare 5.....	95
Figura 78 -	Vista assonometrica modo di vibrare 6.....	95
Figura 79 -	Rappresentazione grafica CM e CR.....	96
Figura 80 -	Prospetto direzione X modo di vibrare 1	98
Figura 81 -	Prospetto direzione Y modo di vibrare 1	98
Figura 82 -	Vista assonometrica modo di vibrare 1.....	99
Figura 83 -	Prospetto direzione X modo di vibrare 2	99
Figura 84 -	Prospetto direzione Y modo di vibrare 2	99
Figura 85 -	Vista assonometrica modo di vibrare 2.....	100
Figura 86 -	Vista assonometrica modo di vibrare 3.....	100
Figura 87 -	Prospetto direzione X modo di vibrare 4	100
Figura 88 -	Prospetto direzione Y modo di vibrare 4	101
Figura 89 -	Vista assonometrica modo di vibrare 4.....	101
Figura 90 -	Prospetto direzione X modo di vibrare 5	101
Figura 91 -	Prospetto direzione Y modo di vibrare 5	102
Figura 92 -	Vista assonometrica modo di vibrare 5.....	102
Figura 93 -	Vista assonometrica modo di vibrare 6.....	102
Figura 94 -	Rappresentazione grafica centro di massa e centro di rigidità..	103
Figura 95 -	Definizione metodo di combinazione	108
Figura 96 -	Diagramma sforzo deformazione di Kent & Park	113
Figura 97 -	Diagramma sforzo-deformazione di Menegotto & Pinto	114
Figura 98 -	Caso di carico 1C in direzione X.....	117
Figura 99 -	Caso di carico 1C in direzione Y	118
Figura 100 -	Caso di carico 2A in direzione X.....	119

Figura 101 -	Caso di carico 2A in direzione Y	120
Figura 102 -	Schematizzazione nodo di riferimento	121
Figura 103 -	Definizione cerniera plastica per le travi	122
Figura 104 -	Assegnazione cerniere plastiche alle travi	123
Figura 105 -	Definizione cerniere plastiche pilastri	123
Figura 106 -	Cerniera plastica a taglio.....	124
Figura 107 -	Cerniera plastica a flessione	125
Figura 108 -	Assegnazione cerniere plastiche pilastri	125
Figura 109 -	Legame costitutivo e parametri del cls confinato in MidasGen ..	129
Figura 110 -	Parametri del cls non confinato in MidasGen.....	130
Figura 111 -	Diagramma sforzo-deformazione dell'acciaio in MidasGen.....	131
Figura 112 -	Sezione a fibre pilastro 30x30 cm.....	132
Figura 113 -	Sezione a fibre travi 45x30 cm	132
Figura 114 -	Sezione a fibre esoscheletro 30x10 cm.....	132
Figura 115 -	Stralcio sezione a fibre foglio lega di alluminio 6060	132
Figura 116 -	Assegnazione proprietà non lineari al pilastro.....	133
Figura 117 -	Assegnazione proprietà non lineari alla trave	134
Figura 118 -	Assegnazione non linearità modello a fibre.....	134
Figura 119 -	Funzione 'Rampa' per l'applicazione dei carichi statici	135
Figura 120 -	Caso di carico 'Initial load'	144
Figura 121 -	Definizione casi di carico per analisi Time History non lineare..	145
Figura 122 -	Definizione dell'accelerazione del suolo	146

Indice delle tabelle:

Tabella 1 -	Rapporti di similitudine	47
Tabella 2 -	Estratto Tab. C8.5.1. NTC18	66
Tabella 3 -	Valori modali telaio	90
Tabella 4 -	Tabella eccentricità telaio	96
Tabella 5 -	Valori modali telaio con esoscheletro	97
Tabella 6 -	Tabella eccentricità telaio con esoscheletro.....	103
Tabella 7 -	Indici vulnerabilità sismica	139
Tabella 8 -	Periodo-Modi di vibrare.....	151
Tabella 9 -	Spostamenti in sommità.....	151
Tabella 10 -	Story Drift	152
Tabella 11 -	Taglio	152

Indice dei grafici:

Grafico 1 -	Valori dei modi di vibrare dei diversi modelli.....	104
Grafico 2 -	% massa partecipante – Modi di vibrare.....	105
Grafico 3 -	Massa partecipante in X- modi di vibrare.....	106
Grafico 4 -	Massa partecipante in Y- modi di vibrare.....	106
Grafico 5 -	Massa partecipante in Z- modi di vibrare	107
Grafico 6 -	Spostamento di piano in direzione X.....	110
Grafico 7 -	Spostamenti di piano in direzione Y.....	110
Grafico 9 -	Drift di piano in direzione X.....	111
Grafico 10 -	Drift di piano in direzione Y	111
Grafico 11 -	Story shear	112
Grafico 12 -	urva di capacità per caricamento 1C in direzione X.....	126
Grafico 13 -	Curva di capacità per caricamento 1C in direzione Y	126
Grafico 14 -	Curva di capacità per caricamento 2A in direzione X.....	127
Grafico 15 -	Curva di capacità per caricamento 2A in direzione Y	127
Grafico 16 -	Curva Story shear- Time step in direzione X	136
Grafico 17 -	Curva Story shear- Time step in direzione Y	136
Grafico 18 -	Confronto curve di capacità caricamento 1C in direzione X.....	138
Grafico 19 -	Confronto curve di capacità caricamento 1C in direzione Y.....	138
Grafico 20 -	Confronto curve di capacità caricamento 2A in direzione X.....	138
Grafico 21 -	Confronto curve di capacità caricamento 2A in direzione Y.....	139
Grafico 22 -	Accelerogramma direzione E-W	142
Grafico 24 -	Accelerogramma direzione N-S.....	143
Grafico 25 -	Spostamenti in direzione X.....	147
Grafico 26 -	Spostamento in direzione Y	147

1. Introduzione:

Il patrimonio edilizio europeo è caratterizzato da un'elevata ricchezza storica e culturale. Molte delle costruzioni che lo compongono sono state realizzate prima dell'introduzione delle normative sismiche ed energetiche, il che le rende particolarmente vulnerabili agli eventi sismici e inadeguate in termini di efficienza energetica. Secondo una ricerca della Commissione Europea, circa il 75% degli edifici europei sono stati costruiti prima del 1980 [1].

In molti casi questi edifici hanno un basso livello di efficienza energetica, il che comporta elevati costi di gestione e un'elevata percentuale di emissioni gassose in atmosfera. Dal punto di vista energetico, le carenze di questa grande porzione di edifici rappresentano per l'Europa, una parte significativa del consumo di energia e delle emissioni di gas serra. Ciò si traduce in un impatto ambientale significativo e in costi energetici elevati per i proprietari, o gli occupanti, degli edifici.

In Europa, gli edifici residenziali e non residenziali sono responsabili del 40% del fabbisogno energetico e approssimativamente del 36% delle emissioni dei gas serra. [2] [3]

Per affrontare queste problematiche, l'Unione Europea si è posta come obiettivo la riduzione delle emissioni dei gas serra del 55% entro il 2030 e del 100% entro il 2050, rispetto ai livelli del 1990 [4], richiedendo agli stati membri la realizzazione di edifici a energia quasi zero (NZEB) [1].

L'altro problema che l'Europa si trova ad affrontare viste le carenze strutturali che caratterizzano la maggior parte del patrimonio costruito europeo, è la vulnerabilità sismica delle costruzioni. Essa rappresenta una sfida significativa per molte città e paesi dell'Unione Europea, in particolare per i paesi situati lungo la zona sismica mediterranea e balcanica. La mappa del rischio sismico europeo indica che il 50% delle zone risultano vulnerabili ai terremoti, tra queste zone vi è anche l'Italia, il cui 50% del patrimonio costruito a destinazione d'uso residenziale è stato costruito prima dell'entrata in vigore della normativa sismica e dunque presenta un'elevata vulnerabilità sismica [2].

Questa problematica strutturale negli ultimi 10 anni è stata evidenziata da potenti terremoti che si sono verificati nel sud Europa (i.e. L'Aquila 2009, Italia; Lorca

2011, Spagna; Emilia 2012, Italia; Cefalonia 2014, Grecia; Centro Italia 2016), che hanno causato il grave danneggiamento od il collasso di un elevato numero di strutture in cemento e muratura; strutture che non erano state progettate secondo gli standard moderni (i.e. Eurocodici), causando significanti perdite a livello economico, oltre alle più importanti perdite di vite umane. I costi stimati per le ricostruzioni eseguite in Italia nel solo 2016 ammontano a 30 miliardi [3].

Per affrontare queste problematiche strutturali, negli ultimi anni sono state introdotte normative specifiche per migliorare la sicurezza sismica degli edifici esistenti e nuovi. In molti Paesi europei è stato istituito un sistema di classificazione sismica degli edifici esistenti, che permette di valutare il grado di vulnerabilità sismica delle costruzioni e di programmare eventuali interventi di miglioramento. Inoltre, le normative per le nuove costruzioni prevedono requisiti specifici per aumentare la loro resistenza sismica.

Un'innovativa risposta a queste problematiche è offerta dall'approccio di retrofitting strutturale, che mira a migliorare sia l'efficienza energetica che la resilienza sismica con l'utilizzo di materiali e sistemi moderni.

In questo contesto il BIM, Building Information Modelling, emerge come strumento fondamentale, integrando all'interno in un unico modello informazioni quali dati sismici, materiali di costruzione, tecniche costruttive e condizioni strutturali. Il BIM consente a ingegneri e progettisti di analizzare in profondità la vulnerabilità sismica degli edifici. Una delle innovazioni più promettenti è l'uso della progettazione parametrica. Questo permette di creare vari 'scenari' strutturali con diversi tipi di rinforzi e miglioramenti, e di valutare rapidamente la soluzione più efficace ed economica per migliorare la resistenza sismica dell'edificio. Questa analisi dettagliata permette di riconoscere e intervenire su punti critici e aree a rischio, favorendo l'adozione di strategie di retrofit strutturale mirate ed efficaci.

I principi di progettazione sismica comportano una comprensione approfondita delle caratteristiche dei terremoti, del comportamento delle strutture sotto carichi sismici e dei principi della dinamica strutturale.

Gli ingegneri devono considerare una serie di fattori quando progettano edifici sismicamente resistenti, tra cui il pericolo sismico del sito, le condizioni del suolo,

il sistema e i materiali strutturali, e i dettagli e le connessioni dei componenti dell'edificio.

Spesso, sugli edifici esistenti, gli anni trascorsi senza manutenzione e la passata mancanza di normativa da seguire durante la progettazione, sia sotto il punto di vista strutturale che quello energetico, sono fortemente evidenti. Per queste ragioni essi necessitano di un profondo intervento di rinnovamento, ma l'applicazione delle tecniche comuni ha spesso costi molto elevati, durate di lavorazione molto lunghe e risultano molto disturbanti per gli occupanti [2]. In particolare, in Italia il costo per la realizzazione del retrofitting di appartamenti costruiti tra il 1950 e 1980 varia rispettivamente da 100 a 230 euro al mc, a circa 300 ai 700 euro al mq [2], risultando in tal modo un intervento non accessibile a tutti; non tenendo conto delle spese che si devono sostenere per la rilocalizzazione degli occupanti in caso di intervento invasivo. Inoltre, l'applicazione delle convenzionali tecniche di rinforzo, come strutture in acciaio, rivestimenti in cemento armato (c.a.) posizionati attorno agli elementi portanti degli edifici esistenti, o i muri di taglio, richiedono manodopera, alti costi e una notevole quantità di materiali correlati ad elevate emissioni di CO₂ oltre a non consentire la fruibilità dell'edificio durante la ristrutturazione [5].

Per questi motivi si è sempre alla ricerca di soluzioni innovative, veloci e poco invadenti e distruttive.

Questo lavoro di studio analizza l'efficacia, in termini strutturali, di una tecnologia di miglioramento che interviene sia relativamente all'efficientamento energetico, che per quanto concerne il comportamento sismico degli edifici. Tale tecnologia consiste in un esoscheletro strutturale.

Il termine esoscheletro, in ingegneria civile, indica un sistema strutturale autoportante che viene installato esternamente ad un edificio esistente con la quale viene collegato. La scelta degli adeguati collegamenti tra l'esoscheletro e il telaio dell'edificio è di notevole importanza, in quanto è grazie a loro che l'edificio viene scaricato dalle sollecitazioni dovute all'evento sismico, le quali ricadono sull'esoscheletro. [6]. L'utilizzo di questa tecnica prevede l'installazione di un sistema di travi e pilastri esterni all'edificio esistente, che ne rinforza la struttura e ne migliora le prestazioni sismiche. Questo sistema esterno è progettato per resistere alle forze sismiche in modo da limitare il danneggiamento dell'edificio

principale, migliorando la sicurezza degli occupanti e riducendo i costi di riparazione in caso di terremoto.

Gli esoscheletri oltre ad incrementare la sicurezza strutturale delle costruzioni esistenti, possono anche essere visti come supporto per una “seconda pelle”, che migliora le performance energetiche dell’edificio, e allo stesso tempo dona un nuovo aspetto a livello estetico. Dal punto di vista strutturale questa seconda pelle protegge la struttura dalle condizioni meteorologiche, cambiando la classe di esposizione a fenomeni che possono essere corrosivi e dunque aumentando la durabilità della costruzione [7].

Inoltre, la struttura dell'esoscheletro può essere progettata e utilizzata anche solo per migliorare l'efficienza energetica dell'edificio esistente, ad esempio integrando pannelli solari o isolamento termico tra l'esoscheletro e la facciata dell'edificio. Questo può portare a una riduzione dei costi energetici e ad un minor impatto ambientale.

L’esoscheletro oggetto di studio è in materiale ligneo, viene applicato esternamente a edifici esistenti, con lo scopo di incrementarne la resistenza sismica, e allo stesso tempo aiutando nel campo dell’efficientamento energetico, poiché la struttura dell’esoscheletro svolge anche la funzione di supporto per pannelli isolanti in canapa. In questa maniera si cerca di offrire una soluzione per incrementare la performance energetica, quella strutturale e anche l’aspetto estetico della facciata. L'uso dell'esoscheletro come tecnica integrata per migliorare la vulnerabilità sismica e l'efficienza energetica degli edifici esistenti sta diventando sempre più comune in Europa.

L’esoscheletro si connette all’edificio esistente dall’esterno, e possiede delle fondazioni proprie le quali sono collegate a quelle esistenti [7], il fatto che tale struttura sia esterna permette l’utilizzo dell’edificio ai residenti e il continuo svolgimento delle loro attività, senza impattare su temporanei spostamenti in altre abitazioni. [6].

In sintesi, l'esoscheletro rappresenta una soluzione innovativa e integrata per migliorare la vulnerabilità sismica e l'efficienza energetica degli edifici esistenti, con numerosi vantaggi sia dal punto di vista della sicurezza che dell'ambiente.

Il BIM è un'ottima soluzione per la modellazione e la valutazione della vulnerabilità sismica. Attraverso l'adozione di queste tecnologie avanzate, si apre la strada non solo alla salvaguardia delle costruzioni esistenti, ma anche alla creazione di città più resilienti e sostenibili nel futuro.

Concludendo, questo lavoro analizza l'efficacia di una tecnologia innovativa di retrofit che interviene sia relativamente all'efficientamento energetico, che per quanto concerne il comportamento sismico degli edifici; essa consiste in un esoscheletro strutturale, in materiale ligneo, che viene applicato esternamente a edifici esistenti incrementando la sua vulnerabilità sismica, e allo stesso tempo aiuta nel campo dell'efficientamento energetico, poiché la struttura dell'esoscheletro svolge anche la funzione di supporto per pannelli isolanti. In questa maniera si cerca di incrementare la performance energetica, strutturale e anche l'aspetto estetico della facciata, punti deboli della maggior parte del patrimonio costruito europeo.

Il presente lavoro di ricerca, fa parte di un progetto più ampio, proposto da ERIES (Engineering Research Infrastructures for European Synergies): progetto RESUME (RESilient and SUsustainable envelope for vulnerable in seisMIc affected areas at the time of climatE crisis), che consiste in una prima valutazione della vulnerabilità sismica e la successiva valutazione dei principali benefici ottenuti dall'applicazione di un esoscheletro strutturale.

In particolare, il lavoro di tesi svolto si concentra sulla modellazione parametrica, in ambiente BIM, del modello tridimensionale della struttura e dell'esoscheletro strutturale che verrà realizzato in laboratorio per la ricerca svolta dal bando ERIES, e la successiva analisi strutturale per la valutazione della vulnerabilità sismica attraverso software di calcolo a elementi finiti (FEM), per avere una panoramica iniziale dei possibili risultati che verranno ottenuti.

La tesi è strutturata come segue:

- Capitolo 2 – Stato dell'arte: esplora la letteratura esistente sull'argomento, fornendo una panoramica delle principali metodologie, risultati e problematiche attualmente presenti nel campo di studio.
- Capitolo 3 – Caso studio: presentazione del caso studio oggetto di studio.

- Capitolo 4 – Modellazione: descrive nei dettagli il processo di modellazione parametrica adottato, illustrando le tecniche utilizzate ei principali risultati ottenuti.
- Capitolo 5 – Analisi strutturali: presenta le analisi sismiche effettuate sul modello e discute i relativi risultati
- Capitolo 6 – Conclusioni: riassume i principali risultati della ricerca, trae conclusioni e propone possibili sviluppi per ulteriori ricerche.

2. Stato dell'Arte

2.1. Analisi strutturali

Le analisi strutturali giocano un ruolo fondamentale nel campo dell'ingegneria civile, edile e dell'architettura, ricoprendo un ruolo cruciale durante la progettazione, la valutazione della stabilità e la sicurezza strutturale di infrastrutture e di costruzioni, nuove e/o esistenti, che locate in zone sismiche.

Nel corso degli anni, anche nel campo delle analisi strutturali, l'evoluzione delle tecnologie e delle metodologie hanno portato innumerevoli innovazioni.

Le analisi strutturali, nell'ambito delle discipline ingegneristiche e architettoniche, si sono sviluppate passando dall'utilizzo iniziale di metodi empirici a sistemi sofisticati e modelli computazionali avanzati.

Lo scopo principale delle analisi strutturali è la valutazione della vulnerabilità e del comportamento, e dunque la risposta delle strutture alle sollecitazioni sismiche, considerando le azioni dinamiche e la deformazione delle strutture stesse; consentendo una progettazione ottimale che punti alla prevenzione del collasso e/o cedimento della struttura e alla sicurezza degli occupanti.

Uno degli sviluppi chiave è la diffusione nell'utilizzo di analisi basate su modelli numerici ad elementi finiti (FEM). Questi modelli permettono una dettagliata rappresentazione delle proprietà geometriche e meccaniche degli edifici che si vuole analizzare, permettendo un'analisi più accurata. Inoltre, l'utilizzo di analisi dinamiche non lineari permette la stima del comportamento dei fabbricati soggetti ad azione sismica in situazioni di grande deformazione e dissipazione di energia.

La necessità di edifici sempre più resilienti, capaci di resistere nel tempo, ha spinto verso lo sviluppo di metodologie analitiche più sofisticate, permettendo di tenere in considerazione fattori come l'invecchiamento dei materiali, la corrosione e altri fenomeni derivanti da agenti esterni, al fine di prevedere e comprendere come una struttura si modifica e reagisce nel corso degli anni.

L'evoluzione nel campo delle analisi strutturali è avvenuta tramite un processo continuo e dinamico, caratterizzato da grandi progressi relativi alla comprensione

dei terremoti e alla progettazione di strutture che resistono ai carichi sismici e alle forze che ne derivano.

Tali sviluppi si sono verificati nel corso di vari decenni grazie al contributo della ricerca scientifica, delle innovazioni tecnologiche ed esperienze che sono state acquisite grazie ad eventi sismici che si sono verificati nel corso degli anni.

Durante gli anni '30 e '40 l'approccio che veniva seguito nell'ingegneria sismica era principalmente empirico. In questi anni ci si basava sull'osservazione di strutture che presentavano danni a seguito di un terremoto e si cercava di porre rimedio tentando di migliorare la resistenza statica degli edifici; i miglioramenti strutturali che spesso venivano apportati erano principalmente orientati verso un aumento della massa della struttura o l'utilizzo di geometrie più solide e simmetriche.

Il panorama cambia negli anni '50 e '60, quando vi è un passo in avanti e si inizia a prendere in considerazione il comportamento dinamico delle strutture durante l'evento sismico. L'introduzione di metodi numerici, e soprattutto grazie all'avvento dei computer, si inizia a cambiare il modo in cui venivano condotte le analisi. Vengono sviluppati modelli di risposta modale e spettrale, che tengono in considerazione le diverse frequenze di vibrazione degli edifici. L'introduzione di questi modelli ha permesso di valutare in maniera più precisa l'effetto delle forze dinamiche.

L'avanzare della tecnologia consente negli anni '70 e '80 lo sviluppo di modelli strutturali ancora più sofisticati, grazie all'introduzione dell'analisi con il metodo degli elementi finiti (FEM), il quale permette di discretizzare la struttura in elementi ancora più piccoli per simulare al meglio il suo comportamento quando soggetto a sollecitazioni. In questi anni si inizia anche a parlare ed a esaminare l'efficacia dell'isolamento sismico per ridurre le sollecitazioni sismiche trasmesse alle strutture.

Negli anni '90 e 2000 si iniziano a diffondere sempre più programmi strutturali basati su metodi di analisi dinamica avanzati, i quali consentono agli strutturisti di simulare il comportamento delle strutture durante un terremoto con un livello di accuratezza sempre maggiore, passando in questo modo ad un approccio alla

progettazione basata sulla performance, insieme all'introduzione del concetto di capacità sismica e dell'analisi Pushover.

Dal 2010 ad oggi, l'ingegneria sismica considera aspetti più ampi, come il rischio sismico urbano e la resilienza delle comunità, e vengono sviluppate metodologie avanzate di analisi e progettazione, come l'analisi del rischio sismico probabilistico e la progettazione basata sulle performance, che permettono di valutare gli effetti di una vasta gamma di scenari sismici. Il tutto è possibile grazie a tecnologie avanzate come software per la modellazione 3D dettagliata, l'intelligenza artificiale e machine learning, che incrementano la capacità di predire il comportamento delle strutture durante i terremoti e, in aggiunta, permettono lo sviluppo di materiali innovativi, come il calcestruzzo rinforzato con fibre, e sistemi costruttivi che migliorano la resilienza sismica delle costruzioni. [9] [10]

Oggi, le analisi strutturali nell'ingegneria sismica si basano su una combinazione di metodi avanzati e tecnologie moderne. Lo scopo è garantire o valutare se l'oggetto di analisi è in grado di sopportare le forze e le deformazioni alle quali potrebbe essere sottoposto in presenza di un evento sismico. Per far ciò è necessario determinare la domanda, ovvero l'entità delle sollecitazioni, deformazioni e spostamenti degli elementi strutturali provocati dall'azione sismica, e confrontarla con la capacità della struttura in termini di resistenza, duttilità e spostamento.

L'analisi strutturali possono essere categorizzata in quattro tipologie:

a. Analisi lineare:

L'analisi lineare presuppone che il comportamento della struttura avvenga in campo elastico. Prevede quindi l'utilizzo di legami elastici-lineari per descrivere il comportamento dei materiali che costituiscono l'edificio.

Per l'esecuzione dell'analisi, viene utilizzato il fattore di comportamento q (ex fattore di struttura), che permette di tener conto della capacità dissipativa della struttura. I movimenti tellurici sono invece simulati sulla base dello spettro di risposta preso in considerazione.

Per l'implementazione di questo tipo di analisi, nel caso in cui le non-linearità geometriche risultino non trascurabili, possono essere prese in

considerazione amplificando gli effetti derivanti dall'azione sismica mediante fattori di amplificazione.

b. Analisi non-lineare:

L'analisi non lineare può essere definita come un metodo avanzato per la valutazione del comportamento delle strutture soggette a scosse sismiche.

A differenza dell'analisi lineare, che ipotizzano l'esistenza di relazioni proporzionali tra carico e deformazione e materiali e geometrie costanti, l'analisi non lineare tiene conto del comportamento non lineare dei materiali, delle strutture e delle non linearità geometriche.

Questa tipologia di analisi è essenziale per progettare strutture sicure e viene utilizzata come metodo per la valutazione di edifici esistenti.

c. Analisi dinamica

In questo tipo di analisi, l'attenzione è rivolta al comportamento di una struttura sotto carichi dinamici, ovvero che variano nel tempo, come i terremoti.

Clough et al. (2003) afferma che l'analisi dinamica delle strutture coinvolge l'uso di metodi che tengono conto del comportamento temporale delle forze e delle risposte delle strutture. [11]

Tra le analisi dinamiche vi è l'analisi modale che calcola i modi di vibrare di un sistema strutturale, identificando le frequenze naturali, le forme modali e i fattori di smorzamento di una struttura per comprendere come la struttura reagisce a input dinamici, oppure analisi che seguono i metodi dell'integrazione numerica, che risolvono istante per istante le equazioni del moto, come avviene per le analisi temporali.

Le analisi dinamiche sono ormai fondamentali per la progettazione antisismica.

d. Analisi statica

L'analisi statica consiste nello studio accurato della risposta di una costruzione sotto carichi statici, come carichi permanenti (pesi della

struttura stessa e dei contenuti) e carichi vivi (carichi temporanei come occupanti o attrezzature) e non tiene conto di alcun effetto dinamico provocato dalle forze di inerzia. Come sottolinea la ricerca svolta da Lindeburg e McMullin (1997) un'analisi statica meticolosa è importante durante la progettazione sismica, poiché una solida comprensione delle forze statiche è fondamentale per garantire la stabilità strutturale e la sicurezza delle strutture durante un evento sismico. [12]

Il fine di questa analisi è individuare spostamenti, deformazioni, tensioni e reazioni vincolari della costruzione soggetta a carichi esterni costanti nel tempo, poiché questi risultati servono a garantire la sicurezza strutturale nel corso della vita utile dell'edificio.

Le quattro tipologie di analisi elencate sopra possono essere combinate fra loro in modo tale da ottenere quattro distinte metodologie di analisi.

1. Analisi lineare + analisi dinamica = analisi lineare dinamica;
2. Analisi lineare + analisi statica = analisi lineare statica;
3. Analisi non lineare + analisi statica = analisi non lineare statica.
4. Analisi non lineare + analisi dinamica = analisi non lineare dinamica;

Ognuna delle analisi citate ci permette di valutare un aspetto differente relativo al comportamento della costruzione.

1. Analisi lineare dinamica

L'analisi lineare dinamica, anche definita analisi modale, è uno degli strumenti utilizzati per determinare il comportamento di una struttura sottoposta ai carichi dinamici generati durante movimenti del sottosuolo. L'implementazione di questo tipo di analisi consente di desumere i modi propri di vibrare di una struttura, e per ciascuno di determinare il suo periodo naturale di vibrazione, ovvero l'intervallo di tempo che la struttura impiega per eseguire un'oscillazione completa raggiungendo una configurazione deformata coerente con il suo modo di vibrare. Il numero dei modi di vibrare è stabilito in base ai gradi di libertà del fabbricato.

Questo tipo di analisi può essere svolto usando uno spettro di risposta. Lo spettro permette di associare ad ogni periodo di vibrazione la massima accelerazione derivante dallo spettro di risposta, ricavando in questo modo le sollecitazioni che agiscono sull'edificio.

Gli effetti del sisma ottenuti per ogni modo di vibrare, non possono essere semplicemente sommati perché significherebbe non tenere conto degli intervalli di tempo. Per svolgere un'analisi il più reale possibile, essi vengono combinati tra loro adottando differenti metodologie di combinazione delle sollecitazioni dei singoli modi di vibrare, in modo da considerare la non contemporaneità degli eventi. La scelta della metodologia può ricadere sulla regola di combinazione quadratica completa (CQC) o sulla SRSS. Il metodo CQC, metodo consigliato da NTC2018 in quanto più accurato rispetto all'SRSS.

La combinazione quadratica completa (CQC) tiene conto dell'accoppiamento dei modi di vibrare attraverso l'uso di coefficienti di correlazione e il rapporto tra i periodi dei diversi modi. Differentemente il metodo SRSS, la cui denominazione completa è "Radice Quadrata della Somma dei Quadrati delle Sollecitazioni o degli Spostamenti", è utilizzato quando i modi di vibrare sono disaccoppiati tra loro.

A seguito dello svolgimento dell'analisi modale con spettro di risposta per poter stabilire gli effetti del terremoto la Normativa Tecnica stabilisce di considerare un numero di modi di vibrare con almeno una massa partecipante pari a 85% della massa totale.

2. Analisi lineare statica

L'analisi lineare statica, anche chiamata metodo delle forze laterali, consiste nell'applicazione di forze orizzontali statiche alla struttura, equivalenti alle forze di inerzia prodotte durante un evento sismico. Quest'analisi può essere utilizzata per strutture che presentano sia comportamento dissipativo che non dissipativo. Prima di utilizzarla è necessario verificare se il periodo T_1 del primo modo di vibrare abbia un valore inferiore a $2.5 \cdot T_C$ o T_D , dove T_C e T_D sono rispettivamente il periodo di inizio del tratto a velocità

costante e il periodo di inizio del tratto a spostamento costante. Inoltre, la costruzione deve essere regolare in altezza.

Pertanto, per lo svolgimento dell'analisi lineare statica si considera solo un modo di vibrare con periodo T_1 ; ottenuto in maniera approssimata senza lo svolgimento dell'analisi modale. La distribuzione delle forze statiche in altezza viene determinata in base agli spostamenti del primo modo di vibrare, con intensità crescente lungo l'altezza (dal basso verso l'alto). Il valore di T_1 viene usato per il calcolo dell'azione sismica utilizzando lo spettro di risposta di progetto e non si effettua combinazione degli effetti dato che viene considerato un unico modo di vibrare.

3. Analisi non lineare statica

L'analisi non lineare statica, viene anche definita analisi "Pushover", proprio perché consiste in un'analisi di spinta. Il termine pushover, infatti, si riferisce ad una procedura costituita dalla soluzione iterativa incrementale delle equazioni di equilibrio statico corrispondenti ad un modello strutturale non lineare, soggetto ad un sistema di forze laterali (o spostamenti) gradualmente e monotonamente crescenti. La resistenza strutturale è valutata all'aumentare di questi carichi, e la matrice di rigidezza viene aggiornata; questo processo viene iterato fino al raggiungimento dello stato limite di danneggiamento predefinito o fino al collasso della struttura [13]. Tale analisi permette di formulare valutazioni riguardo al comportamento elastico e post- snervamento del modello oggetto di studio, la formazione delle cerniere plastiche, come e quando giunge a collasso e permette la stima del livello di duttilità del fabbricato. Inoltre, dal punto di vista computazionale, l'analisi Pushover risulta semplice e poco onerosa.

Si tratta dunque nell'esame della struttura soggetta a carichi gravitazionali, come peso proprio, carichi permanenti ed accidentali, ed a forze laterali che vengono incrementate (al crescere del quale aumenta anche lo spostamento orizzontale di un punto di controllo, master node, della struttura).

Questo procedimento ha l'obiettivo di generare la rappresentazione grafica della resistenza strutturale della costruzione, chiamata "curva di capacità",

che correla due parametri: il taglio totale alla base, indicato come F_b , e lo spostamento di un punto di interesse d_c .

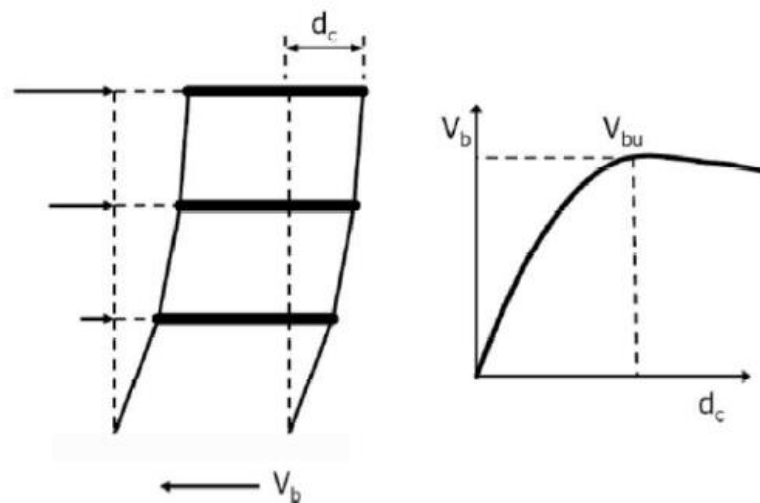


Figura 1 - Schematizzazione analisi pushover

Secondo le Norme Tecniche delle Costruzioni, che seguono le indicazioni precedentemente fornite dall'eurocodice, l'analisi non lineare statica richiede l'applicazione alla struttura dei carichi gravitazionali e per la direzione considerata dell'azione sismica, un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, proporzionalmente alle forze di inerzia ed aventi come risultante il taglio alla base.

Da normativa devono essere considerate almeno due distribuzioni di forze d'inerzia: una distribuzione orientata lungo le direzioni principali della struttura (Gruppo 1), mentre l'altra è orientata lungo le direzioni secondarie (Gruppo 2).

“Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- distribuzione proporzionale alle forze statiche, applicabile solo se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% ed a condizione di utilizzare come seconda distribuzione la 2a);
- distribuzione corrispondente ad una distribuzione di accelerazioni proporzionale alla forma del modo di vibrare, applicabile solo se il modo

di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75%;

- distribuzione corrispondente alla distribuzione dei tagli di piano calcolati in un'analisi dinamica lineare, applicabile solo se il periodo fondamentale della struttura è superiore a T_c (periodo corrispondente all'inizio tratto a velocità costante dello spettro di risposta).

Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

- a) distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura.” [14]

Per ottenere la curva di capacità, o curva di pushover, del sistema strutturale, l'analisi richiede di associare al sistema strutturale reale a molteplici gradi di libertà (MDOF) un sistema equivalente ad un singolo grado di libertà (SDOF), come un oscillatore semplice con comportamento elastoplastico. Una volta ottenuta la curva di capacità, ovvero il legame F_b-d_c , è necessario linearizzarla in modo da ottenere una curva bilineare elastica-perfettamente plastica.

Il comportamento post-critico non lineare che si può ottenere può essere, come rappresentato in *Figura 2*: incrudente (i), perfetto (p) o degradante (d).

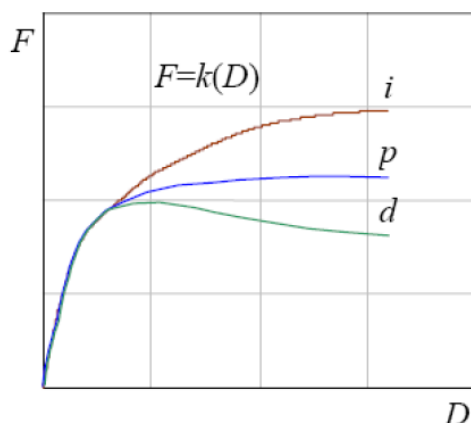


Figura 2 - Schematizzazione comportamento post-critico

Prendendo in considerazione un SDOF, si ha che l'andamento della curva di capacità è in funzione della rigidità K del sistema.

In presenza di un sistema MDOF la curva di capacità che si ottiene ha andamenti analoghi, caratterizzati da un primo tratto elastico lineare e un secondo tratto non lineare che descrive la progressiva plasticizzazione degli elementi strutturali che compongono l'edificio.

Il metodo prescritto dalla normativa italiana (NTC18) per linearizzare la curva di capacità riferimento al metodo N2 formulato da Peter Fajfar, e si basa principalmente su due ipotesi:

- il comportamento del sistema reale MDOF è governato principalmente da un unico modo di vibrare: modo di vibrare fondamentale;
- la forma del modo principale di vibrare non subisce variazioni nel corso dell'analisi.

Come richiede l'analisi il sistema strutturale reale MDOF viene associato al sistema equivalente ad SDOF:

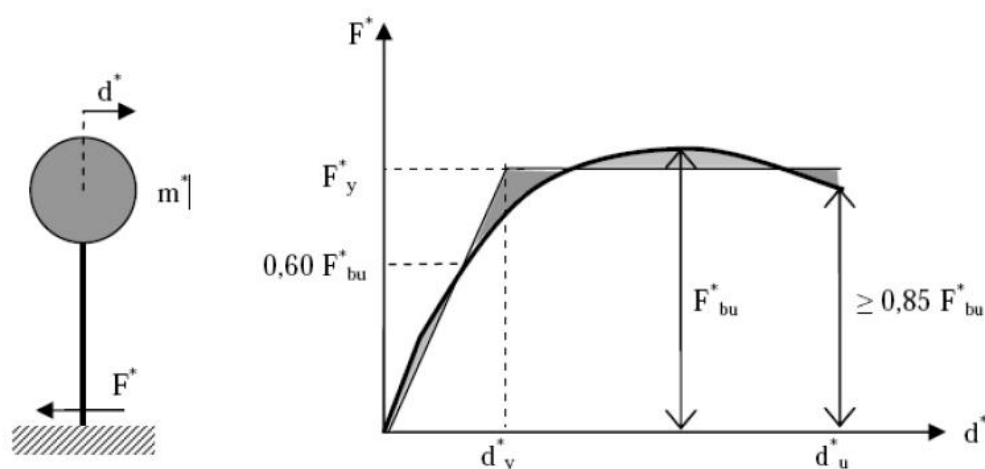


Figura 3 - Sistema SDOF e diagramma bilineare equivalente

Come rappresentato in *Figura 3* la forza F^* e lo spostamento d^* , sono correlati alle grandezze del sistema MDOF F_b e d_c ; infatti, sostituendo alla curva di capacità ottenuta dal sistema equivalente una curva bilineare caratterizzata da un primo tratto elastico ed un tratto successivo perfettamente plastico, la curva caratteristica forza-spostamento (F^* - d^*) del sistema reale viene approssimata con una curva bilineare costruita sulla base

del criterio di uguaglianza delle aree. Grazie a questa costruzione è possibile l'individuazione del ramo elastico di pendenza K^* .

F_{bu} è la variabile che indica la resistenza massima del sistema reale, ed F_{bu}^* quella del sistema equivalente. Il tratto elastico si individua imponendo il passaggio per il punto $0.6F_{bu}^*$ della curva di capacità del sistema equivalente, mentre la forza di plasticizzazione F_y^* si individua imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo spostamento massimo d_u^* corrispondente ad una riduzione di resistenza di un valore inferiore uguale a $0.15 F_{bu}^*$.

Il sistema bilineare possiede un periodo proprio elastico pari a T^* , e se questo valore risulta essere maggiore di T_c , come richiede la norma, il sistema anelastico raggiunge uno spostamento massimo (d_{max}^*) pari a quello di un sistema elastico che possiede il medesimo periodo. Se invece T^* è inferiore il sistema anelastico ha uno spostamento maggiore rispetto al sistema elastico (*Figura 4*).

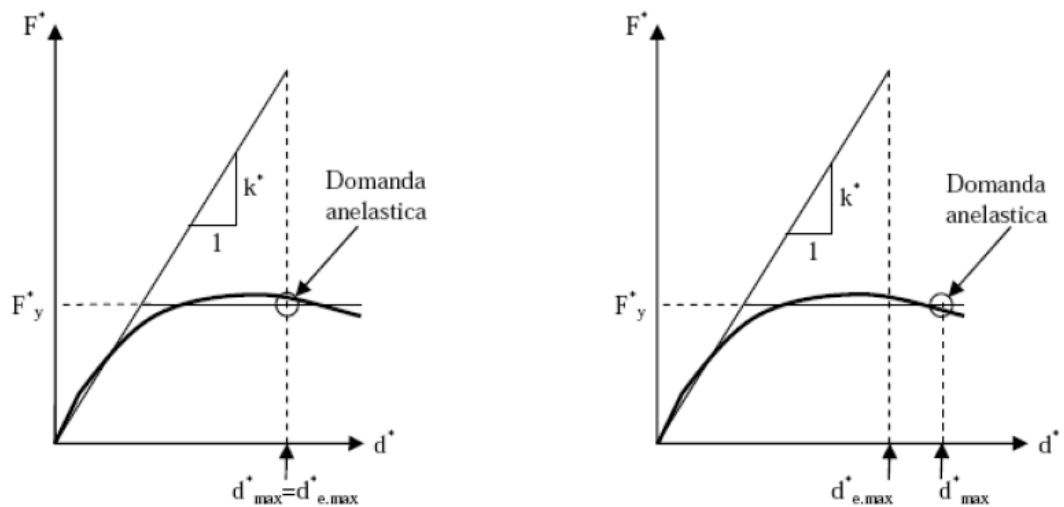


Figura 4 - Spostamenti di riferimento per $T > T_c$ (sinistra) e $T \leq T_c$ (destra)

Lo spostamento effettivo del punto di controllo del sistema MDOF è calcolabile se noto d_{max}^* ,

Se necessario è anche possibile convertire la risposta del sistema equivalente in quella della struttura reale.

Noto $d^*_{\max}$ si può verificare la prestazione della struttura, confrontandolo con lo spostamento disponibile e controllando che lo spostamento massimo disponibile sia maggiore di quello richiesto.

Gli aspetti teorici descritti si riferiscono all'analisi statica non lineare bidimensionale, che come spiegato consente di ottenere un'accurata descrizione del comportamento di un edificio soggetto a terremoto; volendo applicarli al caso tridimensionale questo comporta una corretta definizione del modello numerico rappresentante in maniera accurata il comportamento reale della costruzione.

Lo studio svolto da Krawinkler (1998) valuta la vulnerabilità di un edificio esistente in cemento armato implementando l'analisi pushover e dimostrando come questa tipologia di analisi sia efficace per evidenziare i punti deboli di una struttura. Le conclusioni di tale ricerca evidenziano come i risultati ottenuti guidino nella progettazione di un adeguato intervento di retrofitting. [15]

4. Analisi non lineare dinamica:

L'analisi dinamica non lineare, rappresenta fra tutte le ricerche menzionate, l'approccio più accurato per valutare il comportamento di un edificio sottoposto all'azione sismica.

Essa consiste in un'analisi evolutiva nel tempo che permette una dettagliata comprensione dei fenomeni dinamici che si verificano quando una struttura subisce le sollecitazioni provocate dal movimento tellurico.

Tale indagine implica il processo di combinazione delle equazioni del movimento al fine di calcolare la reazione sismica di una struttura quando è sottoposta a un determinato schema temporale di movimento del terreno, noto come accelerogramma.

Una delle sfide di questo tipo analisi è proprio la selezione e/o la definizione di accelerogrammi significativi, ovvero compatibili con il rischio sismico rappresentativo del sito.

Inoltre, l'analisi dinamica non lineare risulta essere molto dispendiosa in termini computazionali, soprattutto nelle casistiche in cui si utilizza una modellazione più accurata, come la modellazione a fibre.

Questo processo coinvolge l'uso di un modello che tiene conto delle non linearità della struttura. Le direttive delle norme prescrivono che i risultati di questa analisi vengano comparati con i risultati di un'analisi modale che utilizza uno spettro di risposta, con l'obiettivo è controllare le discrepanze riguardo alla forza sismica applicata alla base della struttura.

Per condurre tale tipo di analisi, è essenziale adottare modelli che riescano a replicare il comportamento post-elastico degli elementi costituenti la struttura. Questo è fondamentale per rappresentare accuratamente la capacità di dissipazione dell'energia attraverso il fenomeno di isteresi.

Nel corso degli anni sono stati svolti significanti studi relativamente all'analisi dinamica non lineare

Le analisi dinamiche non-lineari permettono un'esatta comprensione dei fenomeni dinamici che si verificano con l'azione sismica, il che rende molto apprezzato l'implementazione di analisi evolutive nel tempo.

Fenves et al. (1992) svolge un'analisi dinamica non lineare per valutare la risposta di una diga ad arco in cemento situata in una regione sismicamente attiva. Con tale studio Fenves evidenzia come l'analisi dinamica non lineare aiuti nell'accurata previsione delle risposte strutturali ai terremoti, enfatizzando l'importanza del prendere in considerazione le forze variabili nel tempo e il comportamento non lineare degli elementi strutturali e dei giunti per la progettazione sismica delle strutture strategiche. [16]

Tuttavia, l'analisi dinamica non lineare può essere ancora più dettagliata nei risultati che fornisce. Questo accade quando viene implementata un'analisi dinamica incrementale (IDA), che permette uno studio più dettagliato ed approfondito del comportamento dell'edificio, poiché offre la possibilità di studiare il comportamento delle strutture a diversi livelli di intensità sismica, ovvero scalando l'input sismico in maniera crescente fino ad ottenere il collasso della struttura, o un determinato livello di deformazione/spostamento.

Questo genere di analisi, a differenza di un'analisi singola, permette di studiare il comportamento strutturale all'aumentare della forza sismica, comprendendo in maniera accurata quando la struttura raggiunge la crisi e che tipologia di crisi ha, quali e dove sono le debolezze dell'edificio, e dove si formano le prime cerniere plastiche.

Lo studio di Vamvatsikos et al (2002) mostra come ottenere una o più curve di risposta, sottoponendo un modello strutturale ad una serie di accelerogrammi con differenti livelli di intensità. [13] [17]

Il progresso avvenuto nell'ambito delle analisi strutturali ha introdotto miglioramenti significativi, ma è importante non sottovalutare anche alcune limitazioni:

- l'utilizzo di modelli semplificati, infatti per lo svolgimento delle analisi strutturali molto spesso i modelli che vengono realizzati risultano semplificati rispetto alle complessità che presenta l'edificio vero e proprio e questo può portare ad imprecisioni di valutazione del comportamento della struttura soggetta ad azione sismica;
- la disponibilità di dati sismici limitati poiché la precisione della analisi, dipende oltre che dalla qualità e precisione della modellazione della costruzione anche dalla qualità e dalla quantità di informazioni sugli eventi sismici che si sono verificati. In molte aree del mondo, le registrazioni storiche degli eventi sismici possono essere limitate, il che rende difficile la previsione di eventi sismici futuri;
- l'esistenza di non linearità complesse: le evoluzioni che vi sono state a livello di tecnologia ha permesso l'analisi delle non linearità, ma in alcune situazioni le non linearità possono essere estremamente complicate.

Per lo svolgimento di analisi strutturali sismiche lineari e non lineari, si fa riferimento ad uno spettro di risposta.

Lo spettro di risposta illustra l'accelerazione massima a cui potrebbe essere sottoposto l'edificio durante il terremoto e, noto il periodo di vibrazione delle

strutture e delle masse degli impalcati, possiamo valutare l'azione sismica massima prevedibile.

Lo spettro di risposta espresso in termini di accelerazione è un grafico che descrive l'evento sismico basandosi sul periodo di vibrazione della costruzione, e l'accelerazione massima a cui sarà soggetto un edificio in zona sismica. È considerato uno strumento molto utile poiché con la sola conoscenza del periodo di vibrazione delle strutture e le masse degli impalcati è permessa la valutazione dell'azione sismica massima che può verificarsi.

La forma e i valori dell'accelerazione sismica in uno spettro dipendono da vari fattori:

- posizione geografica: permette di comprendere la pericolosità sismica dell'area, determinata dalle coordinate geografiche (latitudine e longitudine). Ogni località è caratterizzata da una specifica pericolosità sismica che influisce sulla forma dello spettro di risposta. Le informazioni sulla pericolosità sismica sono raccolti in allegati delle normative sismiche e coprono un reticolo di punti su tutto il territorio nazionale;
- Categoria sottosuolo: sono 5 le categorie di sottosuolo identificate dalla normativa vigente: A, B, C, D ed E. Ognuna delle categorie identifica una certa tipologia di terreno, alla quale a sua volta è associato uno spettro di risposta, poiché ogni terreno presenta una particolare risposta sismica. Infatti, le differenti categorie di sottosuolo influiscono sulla risposta della struttura al sisma;
- Topografia: ovvero la conformazione del terreno, la presenza di superfici pianeggianti o rilievi nell'area influisce sulla forma dello spettro di risposta. La topografia può amplificare o smorzare l'azione sismica;
- la probabilità dell'Evento Sismico: in relazione allo stato limite considerato (i.e.: un periodo di ritorno di 475 anni per lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita) influisce sugli spettri di risposta;

- la vita nominale dell'opera: ovvero il periodo di vita previsto per la struttura, parametro cruciale. Gli spettri di risposta possono variare a seconda della durata prevista dell'opera;
- classe d'uso dell'opera: legata alla funzione dell'opera (i.e.: servizi pubblici essenziali o affollamento ordinario). Ha impatto sulla determinazione degli spettri di risposta;
- smorzamento strutturale: tiene conto di come la struttura dissipa l'energia sismica.

Questi componenti dimostrano come ogni dettaglio, dalla geografia al tipo di terreno, dalla funzione dell'edificio alla sua durata prevista, possa influenzare profondamente la reazione di un edificio a un evento sismico. Quando questi sono noti, è possibile utilizzare calcolare lo spettro di risposta, che descrive come l'accelerazione sismica varia al variare della frequenza. Poiché l'entità del sisma però dipende anche dal periodo naturale di vibrazione della costruzione, che a sua volta dipende da come è stata concepita la struttura, quindi dalla rigidità e dalla massa dell'edificio.

La costruzione di uno spettro si basa sulla scelta di un accelerogramma di riferimento. Esso rappresenta la registrazione, momento per momento, delle accelerazioni che hanno caratterizzato i movimenti tellurici di un terremoto, e viene registrato da stazioni di rilevazione dedicate. Serve da input per rappresentare e simulare un sisma. La ricerca in ambito strutturale ha rivelato quanto la risposta di una struttura possa variare a seconda dell'azione sismica a cui è esposta. Questo ha sottolineato l'importanza di affidarsi a modelli che descrivano in modo accurato e realistico l'evento sismico; da qui l'importanza degli accelerogrammi, che delineano, attraverso un diagramma temporale, le accelerazioni sismiche registrate in un determinato luogo durante l'evento. Acquisito l'accelerogramma, le accelerazioni documentate sono applicate a un oscillatore semplice per analizzarne la reazione in termini di spostamento, accelerazione e velocità. Questa risposta si ottiene risolvendo equazioni differenziali legate al movimento dell'oscillatore, spesso attraverso il metodo di integrazione al passo di Newmark.

Nota la risposta, è fondamentale per svolgere la progettazione e la verifica dell'edificio stabilire la risposta massima della struttura, e in particolare l'accelerazione massima.

Questa procedura è ripetuta ciclicamente per una serie di periodi di vibrazione crescenti dell'oscillatore. Dopo ogni iterazione, le accelerazioni massime ottenute contribuiscono a formare lo spettro di risposta relativo all'accelerogramma di riferimento. Eseguendo questi passaggi per diversi accelerogrammi e combinando le risposte, si ottiene lo spettro di risposta complessivo.

Uno degli accelerogrammi più noti e citati in ingegneria sismica è quello del terremoto di El Centro avvenuto in California, area in cui i terremoti sono molto comuni in quanto è localizzata sopra alla faglia di Sant'Andrea.

Il terremoto di El Centro, avvenuto il 18 maggio del 1940 nella Imperial Valley documenta un sisma di magnitudo 6.9 che ha causato notevoli danni a strutture e infrastrutture. La registrazione di questo sisma è una risorsa preziosa per gli ingegneri sismici, fornendo un benchmark per calibrare e sviluppare spettri di risposta. Ciò che ha reso questo accelerogramma così fondamentale sono la sua dettagliata documentazione, la rappresentazione di un movimento del terreno intensamente forte e la sua rilevanza nella valutazione della risposta strutturale ai sismi. Per questi motivi, il terremoto di El Centro è spesso al centro degli studi accademici e delle ricerche, consolidando la sua posizione come uno degli eventi sismici più analizzati.

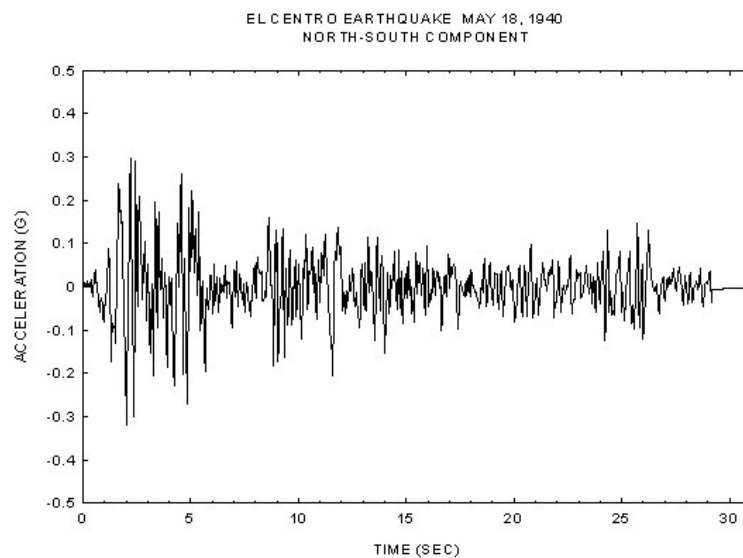


Figura 5 - Accelerogramma terremoto di El Centro, California

Per lo svolgimento del presente lavoro di ricerca si farà riferimento, dato il suo largo impiego, al terremoto di El Centro.

2.2. Progettazione parametrica

Negli ultimi anni anche il settore della progettazione strutturale ha subito un'evoluzione passando da forme più semplici e regolari, a geometrie sempre più complesse ed irregolari, optando per l'utilizzo di tecniche e materiali innovativi.

Questa svolta è dovuta all'introduzione del design parametrico, ovvero di un approccio trasformativo che consente ai professionisti la realizzazione di modelli tridimensionali di progetti complessi ed innovativi in tempi ridotti

La modellazione basata su parametri rappresenta una tecnica avanzata per la realizzazione di prototipi in 3D che differisce dalla tradizionale modellazione. Essa si fonda sull'interconnessione delle diverse componenti o parti di un modello, attraverso l'utilizzo di relazioni numeriche o attributi noti come parametri. Differentemente dal processo di design convenzionale, in cui si parte da specifiche precise per sviluppare un iter di progettazione che conduca a una soluzione predefinita, nell'ambito della progettazione parametrica l'attenzione si sposta verso il processo stesso.

La progettazione parametrica consiste nella gestione di parametri e delle loro relazioni per la realizzazione e la valutazione di differenti soluzioni progettuali. I parametri possono essere geometrici, numerici, ma anche qualitativi, e le relazioni tra essi sono definite per mezzo di equazioni matematiche, algoritmi o regole logiche, che grazie ai dati di input (parametri) definiti dall'utente che permettono il configurarsi del risultato finale.

All'interno di questo contesto, la missione primaria del progettista non è tanto quello di plasmare un risultato finale già definito all'avvio, quanto piuttosto quello di definire le condizioni e le regole che consentano l'emergere del risultato finale. Il progettista interviene sul modello, inteso come rappresentazione digitale di un progetto, manipolando i parametri al fine di esplorare diverse soluzioni per la problematica in questione. In risposta a tali manipolazioni, il modello reagisce

adattandosi e riconfigurandosi sulla base dei nuovi valori attribuiti ai parametri, senza che sia necessario un ripensamento completo o un ridisegno ex-novo dell'intero modello.

L'approccio adottato non si basa sull'elaborazione diretta delle geometrie fisiche, bensì sulla formulazione delle logiche e delle regole sottostanti che delineano la struttura finale. Di conseguenza, la forma del prodotto, nell'ambito della progettazione parametrica, non è una variabile prestabilita o definita sin dall'inizio. Al contrario, essa mantiene un grado di incertezza durante le fasi iniziali in cui i parametri vengono definiti. Solo al termine del processo emergono le forme come risultato finale, rivelando così al progettista la configurazione ideale ottenuta attraverso l'iterazione e la regolazione dei parametri.

Si possono identificare tre aspetti chiave che caratterizzano il processo di progettazione parametrica:

- Definizione delle regole e relazioni logiche: con questo approccio, i progettisti giocano un ruolo attivo nel definire le regole e stabilire le relazioni logiche che guidano la creazione dei modelli tridimensionali. Questa costituisce una delle principali differenze rispetto alla modellazione digitale tradizionale, in cui tali regole diventano fondamentali procedure di progettazione nell'ambito della configurazione tridimensionale. La formulazione delle regole e delle relazioni logiche si configura sempre più come l'obiettivo principale del processo di pensiero progettuale. Qui, i progettisti stabiliscono le variabili e i flussi di dati digitali, adattando i valori dei parametri e rivisitando di conseguenza le regole stesse.
- Flessibilità e agilità nella modifica del design: all'interno dei processi di progettazione parametrica, emerge una struttura di design che è articolata e interconnessa. All'interno del prototipo basato su parametri, ogni step e azione progettuale è profondamente correlato e chiaramente distinto. Questo contesto propone un metodo elastico e inclusivo alla progettazione, permettendo ai designer di ripensare scelte in ogni fase e di rivedere parametri o norme per conseguire esiti diversi;
- Generazione parallela di alternative progettuali: mentre tradizionalmente i progettisti spesso esaminano un numero limitato di soluzioni alternative, il

processo di progettazione parametrica permette, una volta che le regole e i parametri sono stati implementati, di generare un quantitativo quasi infinito di varianti di progetto simultaneamente. Questa capacità di generazione rapida ed efficiente offre ampie possibilità per l'esplorazione e la selezione di soluzioni ottimali.

La correlazione intrinseca tra la progettazione parametrica e l'avanzamento tecnologico è profonda, ed è resa possibile grazie all'utilizzo di programmi di modellazione tridimensionale. Questi strumenti consentono l'elaborazione veloce delle soluzioni delle analisi strutturali, fornendo una rappresentazione visuale accurata e istantanea delle modifiche apportate ai modelli. Questa capacità si estende dalla modellazione di elementi semplici, come travi, fino a forme architettoniche complesse, come ad esempio membrane.

L'assimilazione del design basato su parametri apre un nuovo capitolo digitale nel dominio della progettazione, dove tecniche aritmetiche e sequenze di calcolo, pilotate da norme e parametri impostati dal designer, creano forme in modo semiautomatico. Questo approccio permette la produzione di molteplici versioni dello stesso prototipo, una volta effettuate le modifiche.

In questo scenario, il design parametrico si combina con l'esperienza e l'intuizione del progettista, offrendo strumenti computazionali innovativi che diventano parte integrante del processo di ottimizzazione. Questi software, sia parametrici che non, si configurano come risorsa preziosa per ingegneri e architetti nell'analisi del comportamento di superfici sottoposte a carichi o nella creazione di forme architettoniche intricate.

In sintesi, l'ambiente basato su parametri rappresenta una strategia efficace che si amalgama armoniosamente con l'evoluzione tecnica, agevolando un processo creativo più elastico, generativo e informato dal calcolo computazionale. I vantaggi dei modelli creati attraverso questa tipologia di modellazione derivano proprio dalla presenza di questi ultimi, che rispetto alla modellazione tradizionale automatizzano i processi, rendendoli più dinamici e riducendo gli interventi da parte dell'utente, poiché basta la modifica di un singolo parametro e conseguentemente, a cascata, si modificano, tutti gli altri parametri ad esso collegati. Questa flessibilità permette agli utenti di sperimentare diverse alternative progettuali, in termini dimensionali,

di forma delle sezioni degli elementi, tipologia di vincoli e materiali, e di valutarne l'impatto sulla struttura complessiva.

In aggiunta, grazie all'introduzione del BIM, la progettazione parametrica si integra con strumenti di simulazione ed analisi rendendo possibile la valutazione delle capacità dei prototipi sviluppati, sotto il profilo strutturale, termico e nella gestione dell'illuminazione naturale, analizzando come un progetto risponde ai fattori esterni.

L'avvento della progettazione basata su parametri può essere molto interessante e innovativo se applicato nel campo del design e della progettazione in campo edilizio, poiché promuove la creatività consentendo lo sviluppo di nuove forme, meno tradizionali come curve e linee irregolari, le quali rendono un progetto più particolare e caratteristico.

Una volta che l'algoritmo di base per la realizzazione del modello è stato realizzato i vantaggi offerti dal design parametrico sono svariati, come ad esempio la modellazione rapida degli elementi, sia di natura geometrica basilare che di strutture più intricate; la possibilità di apportare modifiche più velocemente, rispetto alla modellazione tradizionale, poiché la semplice variazione di un determinato parametro, comporta la modifica automatica a cascata di altri dati ad esso collegati; la maggior sicurezza del dato inserito, dovuta alla programmazione che sta a monte dell'elemento parametrico e la quale garantisce che l'inserimento del dato sia sempre coerente con quanto previsto dalle funzionalità; la riduzione di errori, poiché vi è una riduzione di operazioni ripetitive e manuali che solitamente vengono svolte durante la progettazione tradizionale e di conseguenza un apporto incisivo sul fattore tempi/costi.

Riassumendo, il design parametrico presenta numerosi benefici, che vanno dal potenziale generativo offerto alla risoluzione di problemi complessi, ma presenta anche qualche sfida, come una rapida curva di apprendimento e la possibile perdita di creatività.

Come per ogni cosa, accanto agli aspetti positivi vi sono sempre anche gli aspetti negativi per la modellazione parametrica. Gli svantaggi includono la necessità di assimilare nuove abilità relative all'uso di software specifici, linguaggi di codifica

e ragionamenti algoritmici. Questa caratteristica può risultare problematica soprattutto per chi è abituato ad approcci tradizionali.

Facendo un rapido confronto tra modellazione parametrica e modellazione tradizionale, si può dire che quest'ultima per riuscire ad offrire tutti i benefici che vengono offerti dal design parametrico, ha come unica soluzione l'aumento di risorse che si dedicano all'elaborazione di un singolo progetto, ma questo comporta un significativo aumento dei costi, oltre che all'aumento della probabilità di presenza di errori. In aggiunta la modellazione tradizionale potrebbe riscontrare difficoltà nell'esecuzione di progettazioni complesse, dovuta alla natura manuale dell'approccio, che potrebbe comportare semplificazioni o compromessi quando si tratta di problemi intricati che coinvolgono diverse variabili. A differenza del parametric design, la progettazione tradizionale valorizza la creatività personale e gli aspetti artistici, e spesso i metodi utilizzati sono più familiari al progettista, rendendoli accessibili senza una formazione tecnica approfondita.

Ricorrendo invece alla modellazione parametrica le tempistiche e le risorse assegnate ad un singolo lavoro si riducono e si garantiscono automatismi di rielaborazione in tempo stretti, minimizzando il rischio di errore.

Per un professionista, investire sulla modellazione parametrica risulta essere essenziale per aumentare la propria competitività.

Come sottolineato da Roberto Woodbury, l'adozione di parametri durante la fase progettuale implica che l'esperto, oltre ad essere qualificato nel suo ambito, debba possedere competenze informatiche e una certa inclinazione matematica, poiché per avere una buona padronanza parametrica è necessario: concepire il flusso dei dati, nominare e pensare con astrazione, pensare matematicamente e algebricamente.

In definitiva, la progettazione basata su parametri e quella tradizionale rappresentano due percorsi differenti, ciascuno con le sue peculiarità e limitazioni. Mentre il design parametrico privilegia l'efficienza digitale, la flessibilità e la capacità di generazione, il metodo tradizionale valorizza l'ispirazione individuale, la manualità e le scelte guidate dall'intuito. La scelta tra i due dipende dai requisiti del progetto, dal desiderio di bilanciare la precisione computazionale con l'espressione artistica, ma soprattutto dalle competenze del progettista.

2.3. Software

Nel mondo dell'ingegneria e dell'architettura, la progettazione e l'analisi di strutture sono fondamentali per garantire la sicurezza, la funzionalità e l'estetica degli edifici e delle infrastrutture.

Con l'avanzare della tecnologia e la crescente complessità di progetti moderni i software sono diventati strumenti indispensabili per la progettazione moderna.

Essi possono essere distinti in due categorie principali:

1. Software per analisi strutturali
2. Software per il design parametrico.

Segue una descrizione più in dettaglio di entrambi.

2.3.1. Software per analisi strutturali

Come già noto, le analisi sismiche sono fondamentali per comprendere il comportamento delle strutture in esame quando esse sono soggette ad un'azione sismica, valutando la loro stabilità e la loro sicurezza nei confronti degli occupanti. Esse sono quindi essenziali per garantire che la progettazione non soddisfi solo gli standard estetici, ma anche quelli relativi alla sicurezza strutturale. In questo contesto, differenti software, dotati di tecniche di analisi sofisticate, vengono impiegati a questo intento.

Molti di essi si basano sul metodo degli elementi finiti (FEM), che è uno dei pilastri fondamentali dell'analisi strutturale computazionale. In questo approccio, come già menzionato, la struttura complessa viene suddivisa in elementi più piccoli e geometricamente semplici, come travi, colonne, pannelli, e così via; questi elementi fungono da rappresentazioni segmentate dell'intera struttura e interagiscono tramite dei punti di congiunzione chiamati nodi.

Le equazioni che descrivono il comportamento strutturale, come le equazioni di equilibrio e le leggi costitutive dei materiali, vengono approssimate all'interno di ciascun elemento. Risolvendole e assemblando i risultati, si ottiene un sistema globale di equazioni che rappresenta il comportamento complessivo della struttura.

Il metodo degli elementi finiti è un approccio versatile e può essere che può essere applicato allo svolgimento di analisi statiche e dinamiche, lineari e non lineari.

Nel campo delle analisi non lineari i software più sofisticati permettono l'utilizzo di due metodologie differenti per la emulare le non linearità degli elementi costruttivi e dei materiali: metodo a plasticità concentrata e metodo a plasticità diffusa.

Il metodo a plasticità concentrate, denominato anche modello a “cerniere plastiche”, viene utilizzato per rappresentare e analizzare il comportamento non lineare delle strutture sottoposte a carichi esterni, come quelli sismici. Esso si basa sulla premessa che, in una struttura sottoposta a carico crescente, la deformazione plastica, e successivamente il cedimento, inizia a svilupparsi in determinate aree critiche prima di apparire in altre aree. Tali aree critiche sono identificate come “cerniere plastiche”. A seguito della formazione della cerniera plastica, quella zona della struttura ha raggiunto la sua capacità massima di resistenza e non può sopportare ulteriori incrementi di momento flettente. Il metodo a plasticità concentrate è utilizzato per identificare le aree potenziali dove si potrebbero formare tali cerniere. Queste aree sono spesso localizzate in prossimità dei supporti o in altre zone dove si prevede che si avrà il massimo momento flettente.

In fase di analisi la struttura viene analizzata considerando la formazione sequenziale di queste cerniere, determinando la configurazione deformata, la distribuzione dei momenti interni; quando una cerniera plastica si forma, in quella determinata sezione non si possono più sviluppare ulteriori momenti flettenti. Di conseguenza, la struttura reindirizza le sollecitazioni alle regioni circostanti che non hanno ancora esaurito la loro capacità di deformazione plastica.

I vantaggi che riporta questo metodo sono una rappresentazione più semplificata del comportamento non lineare, riducendo una struttura complessa a un sistema di aste rigide interconnessi da cerniere plastiche. Ciò facilita la visualizzazione delle zone critiche della struttura e della sequenza di formazione delle cerniere, ed inoltre permette analisi rapide essendo computazionalmente meno intenso rispetto altri metodi non lineari.

Tuttavia, come ogni metodo, presenta anche delle limitazioni. La principale è l'approccio approssimativo nell'identificare le aree di cedimento come cerniere

distinte, dato che in realtà la plasticità potrebbe manifestarsi in modo più distribuito lungo l'elemento. Questo metodo delle cerniere plastiche risulta essere più adatto per strutture caratterizzate da comportamento prevalentemente flessionale, e può non essere appropriato per strutture con complessi effetti tridimensionali o con comportamenti misti come ad esempio flessione e taglio.

Il metodo a plasticità diffuse o “modello a fibre” (Fiber-Based Method) è un'estensione più dettagliata e accurata del metodo degli elementi finiti, progettato per modellare in modo più accurato il comportamento non lineare delle sezioni trasversali delle strutture, in particolare di elementi flessionali come travi e colonne. Questa tecnica consente di rappresentare in modo dettagliato la risposta non lineare di una sezione trasversale, tenendo conto delle proprietà dei materiali e delle deformazioni localizzate. Ogni elemento è suddiviso in una rete di fibre unidimensionali, ognuna delle quali rappresenta una minima parte dell'intera porzione e contiene le proprietà caratteristiche del materiale, come modulo elastico, resistenza a trazione, compressione o taglio. Per applicare questo metodo la sezione trasversale viene suddivisa in numerose fibre, che possono essere rettangolari, circolari o di qualsiasi altra forma, a seconda della geometria della sezione e della precisione desiderata. A seguito della discretizzazione vi è l'assegnazione del materiale con le relative proprietà meccaniche, e l'applicazione dei carichi con la quale si determina lo stato di sforzo e deformazione di ogni fibra; poiché ogni fibra può avere un comportamento non lineare, la risposta complessiva della sezione viene ottenuta sommando le risposte di tutte le singole fibre, permettendo di tenere conto delle non linearità del materiale e delle eventuali crepe o cedimenti localizzati.

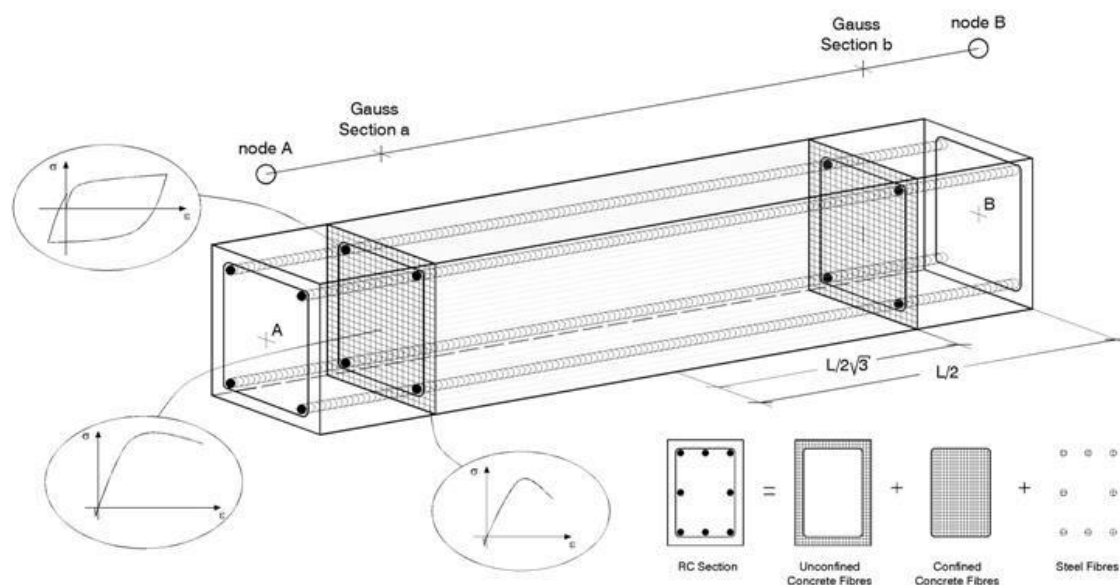


Figura 6 - Schematizzazione modello a fibre

I vantaggi nell'utilizzo di un modello a plasticità diffusa sono una rappresentazione dettagliata del comportamento delle sezioni trasversali, tenendo conto delle variazioni localizzate di sforzo e deformazione; la versatilità che ci consente il suo utilizzo anche in presenza di sezioni composte da materiali differenti, come nel caso del cemento armato dove si ha sia il calcestruzzo che l'acciaio, e la maggior precisione nella rappresentazione del comportamento non lineare rispetto a metodi semplificati come quello a plasticità concentrate.

Ma oltre ai vantaggi, anche in questo caso vi sono anche alcune limitazioni come l'elevata complessità computazionale, soprattutto nel caso di analisi dinamiche e la necessità di informazioni dettagliate sulle proprietà dei materiali e sulla geometria delle sezioni.

Questo approccio è particolarmente utile per strutture in calcestruzzo armato o rinforzato con fibre, in cui le proprietà dei materiali sono marcatamente anisotrope e mutevoli nel tempo. Il metodo a fibre permette di modellare il comportamento dettagliato delle interazioni tra le diverse fibre e cattura il degrado progressivo del materiale durante il carico.

In sintesi, il metodo a plasticità diffuse è un potente strumento per analizzare e comprendere il comportamento non lineare delle strutture. Tuttavia, come con qualsiasi metodo di analisi, è fondamentale comprendere le sue ipotesi e limitazioni

per assicurarsi che venga applicato in modo appropriato e per interpretare correttamente i risultati ottenuti.

Le tecniche basate sugli elementi finiti e sulle fibre presentano peculiarità a seconda delle necessità d'indagine e sono fondamentali per interpretare la risposta precisa di materiali e elementi. La scelta del metodo dipende dalle caratteristiche della struttura e dall'obiettivo dell'analisi.

Tra i software maggiormente utilizzati per lo svolgimento delle analisi strutturali si trova SAP2000. SAP2000 è uno degli strumenti software più consolidati nel panorama dell'ingegneria strutturale. La sua capacità di gestire un'ampia varietà di problemi rende questo software una risorsa preziosa per gli ingegneri strutturali. Chopra e Goel, nel 2002, hanno riconosciuto questa versatilità nel loro studio, sottolineando come SAP2000 non sia limitato solo ad applicazioni su piccoli progetti, ma sia efficace anche nella gestione di costruzioni di grande portata e complessità. L'interfaccia user-friendly, combinata con una vasta gamma di funzionalità avanzate, lo rende uno strumento ideale per professionisti che si confrontano con sfide ingegneristiche di vario tipo. Che si tratti di edifici residenziali, infrastrutture o costruzioni di rilevanza storica, SAP2000 offre le capacità di analisi e progettazione necessarie per garantire risultati ottimali.

ETABS è un altro software leader nel settore dell'ingegneria strutturale, particolarmente noto per la sua efficacia nell'analisi e progettazione di grattacieli e strutture elevate. Smith e Chan, nel loro studio del 2017, discutono delle sue funzionalità avanzate per l'analisi statica e dinamica non lineare notando che ETABS semplifica il processo di progettazione per strutture alte, rendendolo più intuitivo e meno oneroso.

MidasGen, un potente strumento che supporta una vasta gamma di normative internazionali. Midas è un software di calcolo basato sul metodo ad elementi finiti, progettato per affrontare una vasta gamma di problemi; infatti, viene considerato un software “general purpose”, il che significa che è anche adatto per l'applicazione del metodo ad elementi finiti su varie situazioni. Esso offre un'ampia gamma di analisi tra cui scegliere, oltre che offrire una vasta libreria di elementi finiti e opzioni di materiali. Tuttavia, è importante notare che non è possibile accedere al codice sorgente delle librerie di materiali ed elementi utilizzate all'interno di

MidasGen; di conseguenza, è possibile utilizzare solo le proprietà degli elementi finiti che sono predefinite nella libreria fornita dal software stesso.

Questo programma è di natura commerciale e si distingue per la sua qualità nella gestione delle operazioni grafiche sia durante la fase di preparazione dei dati (processing) che nella fase di visualizzazione e interpretazione dei risultati (postprocessing).

Nel settore dell'ingegneria strutturale, vi sono numerosi software che offrono una varietà di funzionalità per rispondere alle esigenze del progettista. Tra questi Abaqus è noto per le sue capacità avanzate di analisi finita, mentre EDILUS è particolarmente adatto per progettazione e analisi di strutture in c.a., legno e acciaio. Autodesk's Robot Structural Analysis è rinomato per la sua adattabilità a progetti globali come sottolineato nel 2019 da Zhao e Shou, che affermano che fornisce una potente piattaforma per gli ingegneri per analizzare e ottimizzare le strutture in base agli standard internazionali."

Nonostante le molteplici evoluzioni della tecnologia e dell'informatica persistono delle limitazioni anche legate ai software strutturali che si utilizzano, come la complessità dei modelli poiché la creazione di modelli dettagliati e precisi che rispecchino in tutto e per tutto la struttura esistente richiede tempo e risorse, e l'accuratezza dell'analisi può essere compromessa se i modelli non sono rappresentativi della struttura oggetto di studio; la validazione e verifica: anche se i software strutturali sono avanzati, è fondamentale validare e verificare i risultati delle analisi. Ciò richiede la comparazione con dati reali da eventi sismici passati, ma a volte tali dati possono essere limitati; inoltre l'accuratezza delle analisi dipende dai parametri materiali inseriti nei modelli e la variazione di tali parametri può influenzare notevolmente i risultati dell'analisi, dunque anche la definizione di essi deve essere accurata, come anche la modellazione dell'interazione tra il suolo e le strutture, anche perché questo rapporto tra le onde sismiche e il suolo ha un impatto significativo sulla risposta delle strutture. E' dunque necessario inserire dati geotecnici dettagliati.

In conclusione, l'analisi sismica rappresenta una fusione tra competenza ingegneristica, metodi matematici avanzati e potenti strumenti software. Mentre gli

strumenti software sono avanzati e raffinati, la saggezza e l'esperienza dell'ingegnere rimangono al centro di ogni analisi di successo.

2.3.2. Software per il design parametrico

Dopo aver esaminato alcuni degli aspetti principali relativi alla progettazione digitale, è possibile discutere degli strumenti che negli ultimi anni hanno rivoluzionato la progettazione: i software di progettazione parametrica.

Questi strumenti sono un punto di incontro tra la progettazione e la programmazione, consentendo agli utenti di creare geometrie personalizzate, tipiche dei software CAD utilizzati per la modellazione tridimensionale. Tuttavia, ciò che distingue i software parametrici è l'adozione di un linguaggio di codice, competenza che fino a qualche anno fa era confinata nell'ambito della programmazione.

L'evoluzione nell'ambito della progettazione architettonica ha visto emergere nuovi software che presentano un'interfaccia intuitiva per l'utente che consenta la facile elaborazione di codici, rendendo in questo modo l'utilizzo accessibile non solo agli esperti di programmazione.

Grazie ad un approccio facilitato alla stesura di codici i progettisti possono integrare il loro lavoro con operazione tipiche dei programmatori, lavorando direttamente sui codici che definiscono geometrie.

I progettisti possono concentrarsi sulle relazioni geometriche che definiscono la forma attraverso la definizione di parametri, da cui il termine "software di progettazione parametrica".

Ciò che rende interessanti questi modelli è che, se si modificano le condizioni di input, ovvero i parametri, le geometrie si adattano automaticamente senza la necessità di un intervento manuale da parte del progettista, a parte la modifica dei parametri stessi.

In sintesi, questi software possono essere descritti come programmi ibridi in grado di gestire sia la rappresentazione che la programmazione. Questa combinazione di modalità di lavoro pone il designer in una prospettiva in cui il risultato del lavoro non è più statico ma completamente modificabile in base alla variazione dei

parametri. Le relazioni geometriche tra questi parametri diventano quindi essenziali. L'attenzione si sposta dalla rappresentazione dell'oggetto come risultato finale a una modalità di verifica intermedia o un output del processo. Il designer deve focalizzarsi sulla scrittura del codice che genera l'elemento e sulla definizione delle relazioni geometriche che consentono la sua modifica.

Dopo aver scelto le operazioni che il codice dovrà compiere, il progettista deve tradurle in linguaggio di programmazione tramite un'interfaccia grafica. Durante questa fase, è possibile visualizzare in tempo reale i risultati volumetrici generati dal codice tramite le funzionalità di rappresentazione del software. Le abilità matematiche e tecniche del progettista sono fondamentali per creare un codice efficace, funzionante e completo, in grado di gestire una vasta gamma di parametri in base agli obiettivi specifici del progetto e alle condizioni esistenti.

In conclusione, l'effettivo risultato del lavoro svolto con i software parametrici, noti per la loro flessibilità e automatizzazione, è il codice stesso.

Tramite internet, al giorno d'oggi, si può facilmente ottenere una visione d'insieme dei principali strumenti e estensioni che possono integrarsi con applicazioni progettuali e che facilitano la realizzazione del design parametrico.

I programmi che vengono maggiormente utilizzati sono:

- Dynamo, associato a Revit, o ad altri software della software house Autodesk;
- Grasshopper, utilizzato con Rhinoceros;
- Digital Project, di Gehry Technologies.
- Generative Components, fornito da Bentley Systems.

Grasshopper, sviluppato da Robert McNeel & Associates, è emerso come una potenza nella progettazione parametrica. In particolare, Terzidis (2006) ne sottolinea l'impatto sul pensiero progettuale, affermando che "Grasshopper ha democratizzato la progettazione parametrica, rendendola accessibile a architetti e designer di tutti i background." [18] Consente la creazione di modelli parametrici attraverso un'interfaccia visuale basata su nodi, consentendo aggiustamenti dinamici basati su parametri definiti dall'utente.

Digital Project, è offerto dalla società Gehry Technologies fondata dal famoso architetto contemporaneo Frank Gehry

Nel dominio della modellazione parametrica, uno dei programmi spesso adottati è Revit, sviluppato dalla famosa azienda Autodesk. Questo software ha guadagnato una grande popolarità, poiché consente di affiancare al settore dello scambio e della gestione dati, il controllo della geometria e la progettazione di forme complesse. Revit offre una serie di plug-in, come Dynamo, che permette la creazione di un progetto attraverso algoritmo generato grazie alla programmazione visuale collegando tra di loro più elementi, definendo rapporti e le sequenze di azioni con lo scopo di ottimizzare il flusso di lavoro. Aish e Woodbury (2005) evidenziano in uno studio la significatività di Dynamo in cui lo descrivono come uno strumento che "estende le capacità del software di progettazione in design algoritmico e computazionale." [19] La sua natura open source e l'integrazione con piattaforme BIM come Revit hanno contribuito alla sua adozione nelle pratiche architettoniche in tutto il mondo. Revit, infatti, come uno dei software parametrici maggiormente utilizzati nel settore.

2.3.3. Interoperabilità

L'interoperabilità, nel contesto software, si riferisce alla capacità di due sistemi o componenti di scambiarsi e condividere informazioni.

È un termine che ha acquisito una risonanza particolare nell'intersezione tra design e ingegneria.

Bjarke Ingels, un rinomato architetto, ha sintetizzato l'essenza di questa collaborazione quando nel 2009 ha dichiarato: "L'arte di ingegnerizzare o l'ingegneria artistica è quando sia la forma che la funzionalità brillano con uguale intensità." [20] Questa riflessione cattura l'armonia necessaria tra il design creativo e la precisione ingegneristica. La sinergia tra queste discipline è fondamentale per realizzare costruzioni che sono contemporaneamente esteticamente affascinanti e funzionalmente solide.

L'ingegnere strutturale Cecil Balmond, nel 2002, ha arricchito questa discussione con il suo pensiero: "Non c'è una grande architettura senza struttura, ma ci può essere una grande struttura senza architettura." [21] Questa osservazione enfatizza l'importanza di un equilibrio: mentre una struttura può esistere in assenza di una

visione architettonica, l'architettura trae la sua grandezza dalla struttura che la sostiene.

Al centro di questa fusione tra design e ingegneria c'è l'interoperabilità tra software di progettazione parametrica e strumenti di analisi strutturale; essa è la chiave per traslare una visione architettonica in un'entità strutturalmente fattibile, unendo la creatività del design con le realtà delle leggi fisiche.

L'integrazione tra vari esperti nel corso di un progetto è cruciale. Pertanto, è essenziale che i file digitali possano fluire senza intoppi tra i vari attori coinvolti, permettendo a ciascuno di intervenire e collaborare sullo stesso modello. Qui emerge un potenziale problema di interoperabilità.

Per garantire una fluida collaborazione tra i diversi attori è indispensabile usare software che sono in grado di leggere direttamente il file creato dal software BIM, cosa che avviene di solito quando i software sono sviluppati dalle stesse case produttrici del software; oppure usare dei software che dispongono di Open Application Programming Interface (OAPI); c) o che dispongono di formati adatti d'esportazione. [22]

L'IFC (Industry Foundation Classes), ad esempio è un'ottima soluzione per rendere possibile l'interoperabilità. Essa funziona come "lingua franca", permettendo ai diversi programmi di comunicare efficacemente, facilitando una trasmissione di informazioni senza distorsioni.

Le soluzioni tecnologiche, come i plug-in o il middleware, hanno ulteriormente intensificato questa collaborazione. Strumenti come Dynamo per Revit consentono un trasferimento di dati in tempo reale tra il design parametrico e l'analisi strutturale, offrendo riscontri immediati e rendendo la progettazione un processo iterativo.

Oggi, con l'interazione di software come Grasshoppers, Dynamo, SAP2000, ETABS e Robot Structural Analysis, abbiamo una panoramica di ciò che è possibile quando design e ingegneria lavorano in simbiosi.

Dotati di tali strumenti, architetti e ingegneri, possono ora esplorare nuove frontiere nel design, creando opere che sono simultaneamente rivoluzionarie nella forma e robuste nella funzione.

In conclusione, l'interoperabilità tra software di progettazione parametrica e di analisi strutturale ha segnato un'era di innovazione senza precedenti in architettura e ingegneria. Il suo impatto non può essere sottovalutato, poiché rappresenta la fusione di due mondi: dove l'arte incontra la scienza, e dove la creatività si incontra con la concretezza. La moderna ingegneria edile e le pratiche architettoniche sono state trasformate da questa sinergia, offrendo un approccio integrato e olistico alla progettazione e alla costruzione.

2.4. Esoscheletri strutturali

L'utilizzo della tecnica integrata dell'esoscheletro, per retrofitting di edifici esistenti, è una tendenza che si è diffusa negli ultimi anni. La seguente revisione della letteratura si propone di esplorare le ricerche svolte fino ad ora relative all'uso di esoscheletri per migliorare la performance sismica e l'efficienza energetica di edifici esistenti.

La maggior parte delle ricerche che sono state svolte relativamente a interventi integrati di rinnovamento di edifici esistenti a livello energetico e sismico, si basano su una tecnologia di retrofitting esterna in modo da evitare la rilocalizzazione degli occupanti e l'interruzione delle attività svolte [2].

Lo studio di Calvi et al. (2016) analizza la relazione che vi è tra efficienza energetica e la resilienza sismica in edilizia, evidenziando la loro importanza durante la progettazione o il retrofitting di edifici. Gli autori sostengono la presenza di una forte connessione tra i due aspetti e che essi dovrebbero essere considerati insieme in fase di progettazione o ammodernamento di edifici. Per dimostrare la veridicità della loro affermazione prendono in considerazione tre casi studio, con differenti caratteristiche architettoniche e di destinazione d'uso, studiati molteplici volte cambiando di volta in volta caratteristiche climatiche e di rischio sismico; le condizioni utilizzate sono state quelle di Istanbul (Turchia), Yerevan (Armenia) e Messina (Italia). [27]. Bournas (2018) presenta un nuovo approccio per realizzare simultaneamente adeguamento sismico ed energetico di involucro edilizio, per edifici in cemento armato e muratura, utilizzando materiali compositi a matrice inorganica e rinforzo in tessuto, anche definiti TRM (Textile Reinforced Mortar),

combinati con isolanti termici. L'applicazione del rinforzo all'involucro edilizio viene realizzato tramite una malta cementizia inorganica. L'efficacia di questa tecnologia di retrofit viene valutata applicandola su un edificio in cemento armato, che si sviluppa su 5 piani, realizzato nel 1960 in Grecia, e dunque con le armature calcolate sulla base delle disposizioni diffuse in Grecia prima del 1980. Lo studio svolto pone in evidenza i benefici di questa tecnica innovativa, come l'ottimo rapporto costo-efficacia, il miglioramento sismico ed energetico dell'edificio e anche il raggiungimento dei criteri anticendio richiesti per l'involucro. [3].

Margani et al. (2020) nel loro studio propongono un sistema di retrofitting basato sul rivestimento di un edificio esistente in cemento armato con una nuova "pelle", che riveste le pareti esterne, costituita da pannelli prefabbricati in legno lamellare (CLT) e telai in legno, collegati alle travi in cemento armato per mezzo di smorzatori. Per dimostrare l'efficacia di questa soluzione dal punto di vista sismico ed energetico, viene condotta una simulazione termica dinamica sul modello parametrico di un tipico edificio residenziale multipiano degli anni 1960, situato a Catania in Italia, prima e dopo il rinnovamento. I risultati della simulazione dimostrano che la tecnica di retrofitting analizzata aumenta la performance energetica e riducono il fabbisogno energetico, inoltre viene posto in evidenza come i pannelli in CLT sopperiscono alle carenze strutturali degli edifici in cemento armato realizzati in quell'epoca fornendo maggiore rigidità strutturale e capacità di dissipazione di energia. [2]

Pertile et al. (2021) propongono una tecnica di retrofit integrato sismico ed energetico, che si basa sull'uso pannelli isolanti in calcestruzzo (ICF), installati esternamente a edifici esistenti come un esoscheletro. I pannelli ICF sono costituiti da uno strato strutturale, una sottile membrana in cemento armato, che si trova tra due strati di materiale isolante, che riducono consumo energetico dei sistemi di riscaldamento e raffreddamento. Lo scopo dello studio è quello di dimostrare che il sistema proposto è concepito in maniera tale da comportarsi come una struttura non dissipativa sotto azione sismica. In particolare, vengono presi in considerazione due casi studio, entrambi situati in Italia, e la cui vulnerabilità sismica è analizzata attraverso la costruzione di un modello ad elementi finiti in MidasGen. Le analisi numeriche dimostrano che gli edifici alla quale questa soluzione viene applicata

presentano una rigidezza strutturale maggiore e dunque un periodo di vibrazione inferiore; il che si può tradurre in una riduzione della deformazione degli elementi strutturali esistenti allo stato limite ultimo sismico considerato, e una limitazione dei danni indotti dagli spostamenti a elementi non strutturali soggetti a terremoti di bassa-media intensità. [28]

Zuluaga et al. (2022) descrive una tecnica di rinnovamento di edifici esistenti che mira ad ottimizzare il retrofit sismico ed energetico di un edificio in muratura, utilizzando travi in legno e pannelli riempiti con materiale a base biologica, anche definiti “Thermal and Seismic Backs” (STSB). Il caso studio a cui si fa riferimento è un edificio residenziale, con doppia muratura non armata lungo il perimetro e che si eleva su tre piani, costruito in Svizzera nel 1973. L'obiettivo dello studio di caso è stato quello di sviluppare un sistema di retrofit sismico ed energetico integrato che per aumentare la resilienza sismica dell'edificio e, allo stesso tempo, ridurre il consumo energetico. Durante questo studio, gli autori hanno utilizzato una combinazione di tecniche di simulazione numerica, modellazione strutturale e analisi termica per valutare l'efficacia delle diverse strategie di retrofit. In particolare, sono state valutate le prestazioni sismiche dell'edificio prima e dopo l'applicazione delle tecniche di rinnovamento, e sono state analizzate le prestazioni termiche dell'edificio attraverso l'utilizzo di modelli di simulazione termica. Il sistema di retrofit proposto utilizza travi in legno e pannelli riempiti con materiale a base biologica per rinforzare la struttura dell'edificio e migliorare l'efficienza energetica. Inoltre, sono state utilizzate tecniche innovative di isolamento termico e di ventilazione per ridurre i consumi energetici dell'edificio. L'efficacia della soluzione proposta, sotto il punto di vista strutturale viene dimostrata attraverso una simulazione numerica svolta con il software 3Muri, mentre il miglioramento dell'aspetto energetico è dimostrato grazie alle analisi svolte con il software Abaqus. I risultati dello studio hanno dimostrato che il sistema di retrofit proposto è in grado di migliorare notevolmente le prestazioni sismiche e termiche dell'edificio, riducendo al contempo il consumo energetico. In questo lavoro di studio i ricercatori propongono anche altre soluzioni per il retrofitting integrato che comprendono travi in legno e due differenti materiali per l'isolamento termico: sughero ed erba naturale riciclata. Viene dunque dimostrata la possibilità di

migliorare performance sismica ed energetica di un edificio utilizzando materiali sostenibili. [5]

Dagli studi analizzati i potenziali benefici nell'uso dell'esoscheletro sono:

- Incremento della sicurezza: l'esoscheletro può migliorare la resistenza sismica degli edifici esistenti alla quale viene applicato riducendo il rischio di collasso e aumentando la sicurezza degli occupanti durante un terremoto.
- Costo-efficacia: il retrofit di un edificio esistente attraverso l'applicazione dell'esoscheletro strutturale è più conveniente rispetto alla demolizione e la ricostruzione di una struttura. Può essere visto come una soluzione intelligente per fornire a quegli edifici costruiti prima delle normative sismiche ed energetiche gli standard ora richiesti.
- Flessibilità: l'esoscheletro può essere progettato per rivestire edifici di varie forme, misure e tipologie.
- La sua applicazione comporta meno disagi agli occupanti.
- Migliorare l'efficienza energetica, riducendo la dispersione di calore e migliorando l'involucro dell'edificio e dunque i costi di gestione dell'edificio.

Complessivamente, l'utilizzo di esoscheletri in ingegneria civile per migliorare la capacità sismica degli edifici esistenti può offrire numerosi benefici strutturali, tra cui l'aumento della rigidità, la maggiore capacità di smorzamento, la maggiore ridondanza, il rinforzo delle connessioni e il miglioramento della distribuzione dei carichi.

In breve, gli studi citati hanno dimostrato che l'uso degli esoscheletri come tecnica integrata può migliorare la vulnerabilità sismica e l'efficienza energetica degli edifici esistenti. Gli esoscheletri possono fornire supporto strutturale e aumentare la capacità di carico dell'edificio, migliorando la sua capacità di resistere ai terremoti. Inoltre, possono svolgere la funzione di supporto per sistemi di isolamento termico e acustico, riducendo i costi energetici dell'edificio. Queste ricerche mostrano come l'uso degli esoscheletri sia una soluzione promettente per migliorare la sicurezza sismica e l'efficienza energetica degli edifici esistenti.

L'ingegneria sismica svolge un ruolo cruciale nella progettazione di strutture per resistere ai terremoti e i test su tavola vibrante forniscono un approccio controllato per valutare le prestazioni sismiche di differenti sistemi strutturali.

Le tavole vibranti sono strumenti sperimentali, che vengono utilizzati in ingegneria sismica per simulare e dunque studiare in maniera più approfondita il comportamento delle strutture dal punto di vista dinamico in determinate condizioni sismiche.

L'utilizzo delle tavole vibranti per esecuzione di prove sismiche risale a diversi decenni fa. Le prime simulazioni svolte attraverso essa si basavano sulla riproduzione del movimento del suolo attraverso lo scuotimento manuale di modelli su piccola scala. Grazie ai progressi nella tecnologia e nelle pratiche ingegneristiche, lo sviluppo di tavole vibranti su larga scala controllate da computer ha rivoluzionato la qualità delle prove.

I test su tavola vibrante offrono numerosi vantaggi, tra cui la possibilità di replicare movimenti realistici dei terremoti, studiare il comportamento delle strutture, e limiti, come l'incapacità di replicare i movimenti del suolo di lunga durata e di simulare le condizioni al contorno.

I test su tavola vibrante hanno contribuito in modo significativo al campo dell'ingegneria sismica, consentendo ai ricercatori di studiare e comprendere il comportamento dinamico delle strutture sotto il carico del terremoto.

Col passare del tempo, le tavole vibranti hanno reso possibile la sperimentazione in ambiti esterni all'edilizia, quali l'utilizzo nei materiali compositi, nell'ingegneria navale e aerospaziale, nei dispositivi per stabilizzare edifici instabili post-calamità, e negli arredi destinati a strutture ospedaliere, i quali devono mantenere efficienza e funzionalità, specialmente durante i disastri naturali.

Zhang li et al. (1998) nel loro studio evidenziano la necessità di trovare una nuova metodologia su larga scala per la simulazione e la valutazione del comportamento delle strutture soggette a sisma, poiché per quanto la metodologia di calcolo ad elementi finito sia molto utile, essa però non consente di risolvere tutti i problemi. In particolare, ci viene riportata la problematica relativa ai ponti presenti in Cina, territorio altamente soggetto a terremoti. La nuova tecnica di simulazione che Zhang Li et al. ci propone è l'utilizzo di tavole vibranti per una simulazione

realistica del sisma e la valutazione del comportamento della struttura soggetta a sisma. I test svolti con la tavola vibrante vengono svolti in laboratorio, e vengono usati sia per testare i prototipi di una struttura, sia per testare i concetti teorici rappresentati da un modello fisico. Nella prima casistica i risultati di uno o più test vengono utilizzati direttamente per dare un giudizio sulla struttura. Il secondo caso non viene invece usato per testare un prototipo ma affermazioni della fisica di un concetto teorico (physical statement of a theoretical concept). In questa casistica viene usato il concetto di similitudine, sia per costruire un accurato modello in scala sia per interpretare i risultati del test. L'obiettivo della similitudine è quello di trovare dei parametri di scala, o fattori, che se moltiplicati per la dimensione del modello ci danno la dimensione del prototipo. [29]

Chaudat et al. (2006) valuta come un edificio in cemento armato costruito seguendo delle normative ormai obsolete, e dunque caratterizzato da un sistema trave forte-colonna debole, da armatura inadeguata a livello dei giunti e con inadeguate staffe, si comporta quando è soggetto ad azione sismica e come il suo comportamento migliora a seguito dell'applicazione di un FRP retrofit sismico. Per la simulazione del movimento del terreno è stata utilizzata una piattaforma vibrante AZALEE a sei gradi di libertà del laboratorio di CEA Saclay (Francia). L'esperimento è stato svolto in due step: durante il primo è stato testato il telaio senza retrofit e nel secondo il telaio con retrofit. Il terremoto simulato fa riferimento allo spettro dell'Eurocodice 8, corrispondente a suolo di categoria C. [30]

Anche B. Bayhan (2013) simula un sisma con l'utilizzo della piattaforma vibrante del LNEC (Laboratorio Nacional de Engenharia Civil) di Lisbona. I provini testati sulla tavola vibrante sono dei telai in cemento armato composti da quattro colonne e un solaio e su metà del quale sono state posizionate 9 masse aggiuntive, ognuna di 12 KN. L'unica differenza tra i vari telai è la tipologia di armatura. [31]

2.5. Fattore di scala

L'ingegneria sismica si concentra ampiamente sulla comprensione del comportamento di edifici e infrastrutture soggetti ad azioni sismiche.

Una metodologia frequentemente adottata per esaminare la vulnerabilità sismica delle strutture in laboratorio è l'esecuzione di test su tavola vibrante. In questo contesto la scalatura diventa un argomento fondamentale, dato che per svolgere le analisi vengono realizzati dei modelli che rappresentano le strutture reali, ma di dimensioni tali da rendere possibile il loro spostamento e posizionamento sulla tavola vibrante. Le complicazioni relative all'utilizzo di modello in scala si presentano spesso quando si vogliono svolgere test su tavole vibranti, che hanno capacità di carico limitate; riportano questa problematica

Bairrao et al. (2000) con la sua ricerca evidenzia come le tavole vibranti siano uno strumento prezioso per la valutazione del comportamento sismico di una struttura e per lo svolgimento di test con la tavola vibrante 3D LNEC per la simulazione dell'azione del terremoto. In particolare, questo studio si concentra sugli aspetti fondamentali per lo svolgimento di questo genere di analisi, che permettono il raggiungimento di risultati più aderenti al comportamento di una struttura a grandezza reale e soggetta a sisma. Vengono evidenziate le problematiche del fattore di scala da adottare nella modellazione dei campioni in scala. [23]

Candeias et al. (2004) approccia la problematica di produrre un modello in scala 1:3 da posizionare su una tavola vibrante, per quantificare la vulnerabilità di alcuni edifici tipici portoghesi, di come la vulnerabilità di questi edifici varia con l'applicazione di un rinforzo. I test da loro condotti sono eseguiti su una tavola vibrante 3D dell'LNEC realizzando un modello in scala 1:3 in muratura non armata, che si compone di 4 piani e presenta pareti taglia fuoco e solai con struttura in legno. L'utilizzo di un modello in scala ha permesso di replicare le tipiche modalità di collasso degli edifici che essi volevano rappresentare, ma ha richiesto particolare attenzione nella rappresentazione della struttura, dei materiali e dei dettagli costruttivi. [24]

Hussain et al. (2022) svolgono un test utilizzando un telaio in cemento armato resistente a momenti intermedi (IMRF) su tavola vibrante, per testare la sua resistenza. Il telaio in c.a. si compone su due piani e realizzato in scala 1:3, è conforme ai requisiti forniti dall'ACI-31819. La piattaforma vibrante è stata utilizzata per simulare la componente orizzontale del terremoto di Nothridge del 1994, e ha consentito di dimostrare una sovra robustezza del telaio. Anche in questa

casistica l'utilizzo di un modello in scala realizzato con accuratezza ha permesso la valutazione in laboratorio dei comportamenti dinamici e statici di una struttura reale. [25] Mentre lo studio di Antoniou et al. (2020) affronta il problema dell'utilizzo di un modello in scala proponendo un set di leggi di scala per lo studio del comportamento post rottura del rivestimento di un tunnel in calcestruzzo armato su tavola vibrante. Le leggi proposte consentono lo sviluppo di un modello sperimentale adeguato e sono validate mediante analisi numeriche. Tale studio evidenzia l'importanza di una valutazione accurata dei fattori di scala per garantire che il modello numerico rappresenti al meglio la risposta della struttura reale. [26] Questa panoramica sugli studi svolti mostra chiaramente quanto il fattore di scala sia essenziale per gli studi sperimentali su tavola vibrante o tutti quei test che si basano su modelli in scala che consentono di testare teorie, principi e disegni in un ambiente controllato e a costo ridotto rispetto alla costruzione di strutture a grandezza naturale.

La dimensione del modello ha un impatto diretto sulla fedeltà con cui un prototipo può replicare il comportamento di una struttura reale. Una corretta determinazione delle proporzioni può influenzare la capacità di replicare accuratamente i meccanismi di collasso, la risposta sismica e altri comportamenti cruciali.

La ricerca in questo campo ha cercato di affrontare le sfide associate alla scelta dei fattori di scala, fornendo approcci e metodologie per garantire che i test su tavola vibrante siano il più rappresentativi possibile delle strutture reali. Tuttavia, la corretta rappresentazione del comportamento di una struttura utilizzando un modello in scala richiede accurate valutazioni.

La chiave sta nell'ottenere un "rapporto di similitudine" tra il modello e il prototipo, garantendo che il comportamento del primo rappresenti accuratamente quello del secondo. Vi sono due tipi di similitudini alla base di qualsiasi studio che prevede l'uso di modelli in scala nel campo delle analisi strutturali: la similitudine di Cauchy e la similitudine di Froude.

La similitudine di Cauchy è adatta per fenomeni in cui le forze di restituzione sono essenzialmente elastiche. Questa forma di similitudine si basa sul numero di Cauchy, espresso come $CN = \rho v^2 / E$, dove ρ rappresenta la massa specifica, v la velocità, e E il modulo di elasticità. È particolarmente adatta per fenomeni dominati

da forze elastiche. Mentre la similitudine di Froude si concentra sui fenomeni dominati dalla gravità. Si basa sul numero di Froude, $CF = v^2 / (L g)$, dove L è una lunghezza caratteristica e g è l'accelerazione di gravità. [23]

Quantity	Symbol	Cauchy similitude	Froude similitude
Length	L	$L_P = \lambda L_M$	$L_P = \lambda L_M$
Modulus of elasticity	e	$E_P = e E_M$	$E_P = e E_M$
Specific mass	ρ	$\rho_P = \rho \rho_M$	$\rho_P = \rho \rho_M$
Area	A	$A_P = \lambda^2 A_M$	$A_P = \lambda^2 A_M$
Volume	V	$V_P = \lambda^3 V_M$	$V_P = \lambda^3 V_M$
Mass	m	$m_P = \rho \lambda^3 m_M$	$m_P = \rho \lambda^3 m_M$
Velocity	v	$v_P = e^{1/2} \rho^{-1/2} v_M$	$v_P = \lambda^{1/2} v_M$
Acceleration	a	$a_P = e \rho^{-1} \lambda^{-1} a_M$	$a_P = a_M$
Force	F	$F_P = e \lambda^2 F_M$	$F_P = \rho \lambda^3 F_M$
Moment	M	$M_P = e \lambda^3 M_M$	$M_P = \rho \lambda^4 M_M$
Stress	σ	$\sigma_P = e \sigma_M$	$\sigma_P = \lambda \rho \sigma_M$
Strain	ϵ	$\epsilon_P = \epsilon_M$	$\epsilon_P = \lambda e^{-1} \rho \epsilon_M$
Time	t	$t_P = \lambda e^{-1/2} \rho^{1/2} t_M$	$t_P = \lambda^{1/2} t_M$
Frequency	f	$f_P = \lambda^{-1} e^{1/2} \rho^{-1/2} f_M$	$f_P = \lambda^{-1/2} f_M$

Tabella 1 - Rapporti di similitudine

L'atto di scalare un modello non è semplice come potrebbe sembrare, poiché le dimensioni fisiche del modello posso essere facilmente ridotte, ma le proprietà intrinseche dei materiali, come la massa, la rigidezza e il modulo di Young, devono essere scalate in modo appropriato per mantenere una similitudine accurata tra modello e prototipo; ad esempio, la relazione tra periodo e rigidezza è inversamente proporzionale, e moltiplicando la rigidezza del modello per un fattore, come λ^2 , influisce sul periodo, ma non secondo una relazione diretta. Per quanto riguarda le proprietà dei materiali invece, come il modulo di Young e la densità, non possono essere modificate nella realtà e ciò può portare a sfide nell'ottenere una similitudine perfetta. Spesso mantenere una similitudine perfetta richiede di aggiungere massa artificialmente al modello.

Nei rapporti di similitudine riportati in *Tabella 1*, il pedice P indica la rispettiva grandezza relativa al prototipo scalato, mentre il pedice M fa riferimento al modello base in scala 1:1.

Considerando i materiali comunemente utilizzati nella costruzione delle strutture, emergono vantaggi significativi se e quando è possibile avere $e=1$ ($E_M=E_P$), ovvero quando per il prototipo e il modello vengono utilizzati materiali che presentano le medesime caratteristiche. In questo caso, e a condizione che sia verificata la relazione $\lambda=e/\rho$, le leggi di similitudine di Cauchy e Froude risultano nei medesimi valori numerici per tutte le quantità elencate nella *Tabella 1*. Con $e=1$ si ottiene $\rho=1/\lambda$, il che significa che dovrebbe essere aggiunta artificialmente una massa supplementare al modello. [23]

L'evoluzione del software di modellazione ha semplificato molti aspetti della progettazione e dell'analisi strutturale. Tuttavia, quando si tratta di scalatura, programmi richiedono un'attenta configurazione per garantire che i fattori di scala siano applicati correttamente. Inserire correttamente i fattori di scala per la rigidezza, la massa e altre proprietà è essenziale. Piccoli errori nella definizione dei parametri possono avere grandi ripercussioni sui risultati finali.

Comprendere come il software gestisce la scalatura e interpretare correttamente i risultati è fondamentale. Senza una corretta interpretazione, le conclusioni tratte potrebbero essere fuorvianti. Mentre la modellazione su piccola scala ha il potenziale per fornire preziose intuizioni sul comportamento delle strutture, la sua efficacia dipende in gran parte da come vengono affrontate e risolte le sfide della scalatura. Una profonda comprensione delle basi teoriche, combinate con una pratica sperimentale attenta, è cruciale per il successo di qualsiasi studio basato su modelli in scala.

3. Caso studio

L'oggetto di studio della presente tesi è un telaio in cemento armato in scala 1:3, che simula un edificio in cemento armato esistente, ovvero progettato con normative oramai datate, le quali non contemplavano la progettazione antisismica, e dunque caratterizzato da travi forti e colonne deboli. La struttura si articola su due piani: il piano terra presenta un'altezza di 1.50 m, mentre il primo piano di altezza 1.00 m; in direzione longitudinale è composto da tre campate, di cui le due campate alle estremità misurano 1.60 m di lunghezza ciascuna e quella centrale misura 1.00 m, mentre in direzione trasversale presenta una singola campata di lunghezza 1.40 m. I pilastri e le travi che costituiscono il telaio presentano rispettivamente sezioni di dimensioni 0.10 m x 0.10 m e 0.10 m x 0.15 m. Il modello appoggia su travi di fondazione di dimensione 0.85 m x 0.25 m in direzione longitudinale e 0.80 m x 0.25 m in direzione trasversale. Nell'insieme le fondazioni presentano delle misure in pianta di 5.00 m x 2.40 m. I pilastri e le travi sono armati con 4 ferri di armatura longitudinale $\phi 8$ mm e staffe costituite da ferri $\phi 4$ mm disposte con passo 0.10 m. In direzione longitudinale i telai presentano pareti di mattoni forati di laterizio di spessore 0.10 m per le due campate all'estremità, mentre la campata longitudinale centrale e quella trasversale sono prive di tramezzi. Gli orizzontamenti consistono in solette piene di cemento armato di spessore 6 cm e armati con rete elettro saldata composta da ferri $\phi 6$ mm e con passo 0.65 m.

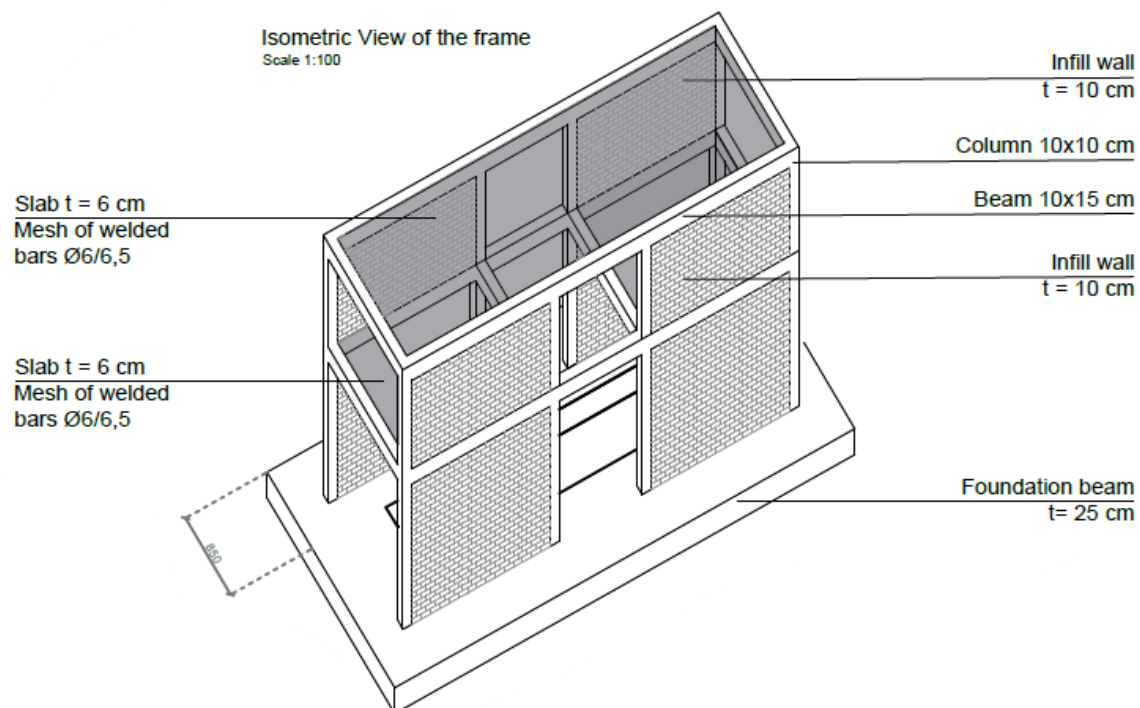


Figura 7 - Vista 3D telaio in cemento armato

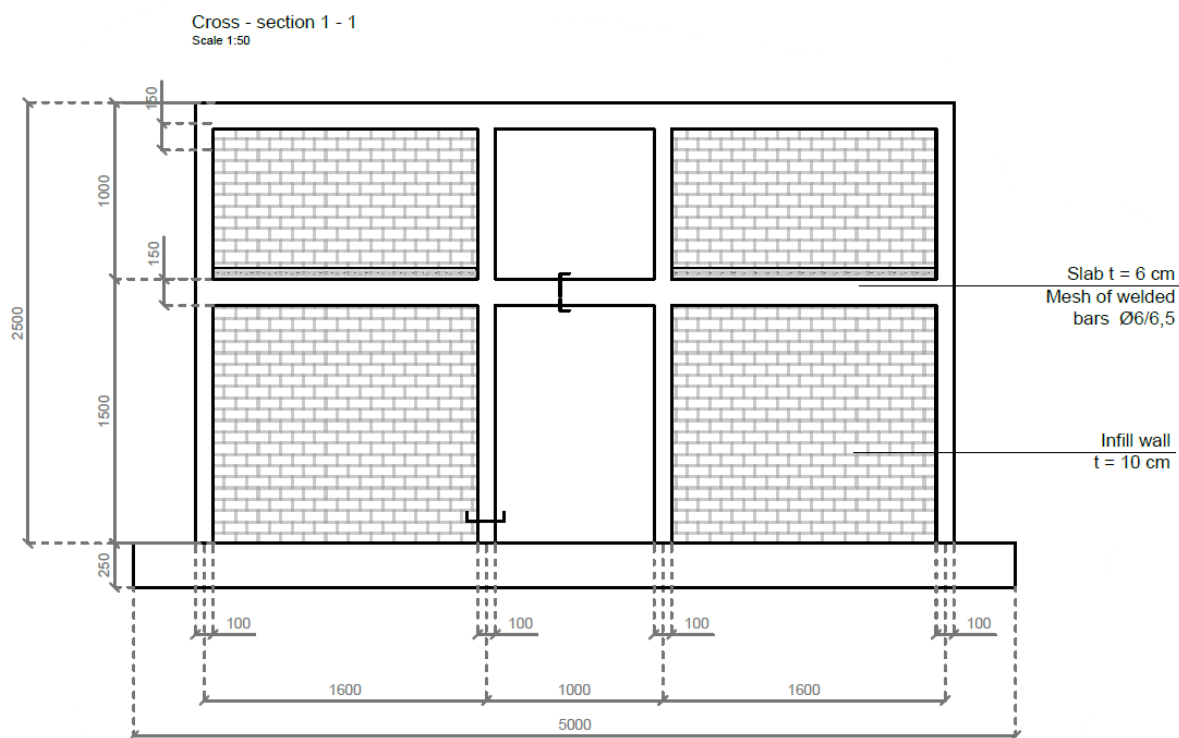


Figura 8 - Sezione longitudinale telaio in c.a.

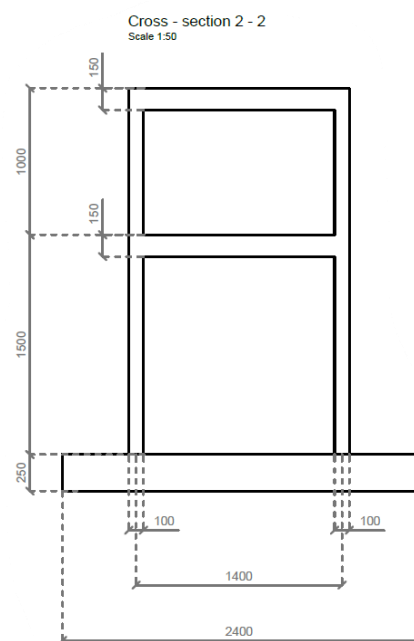


Figura 10 - Vista trasversale

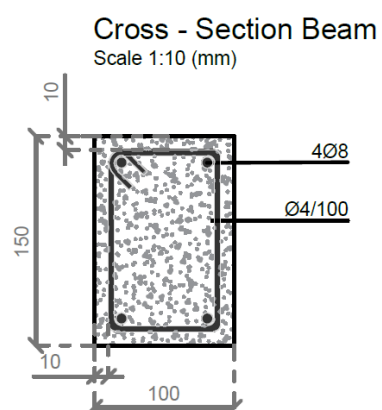
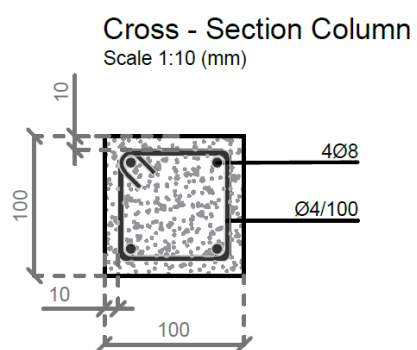


Figura 11 - Sezioni con armatura di travi e pilastri

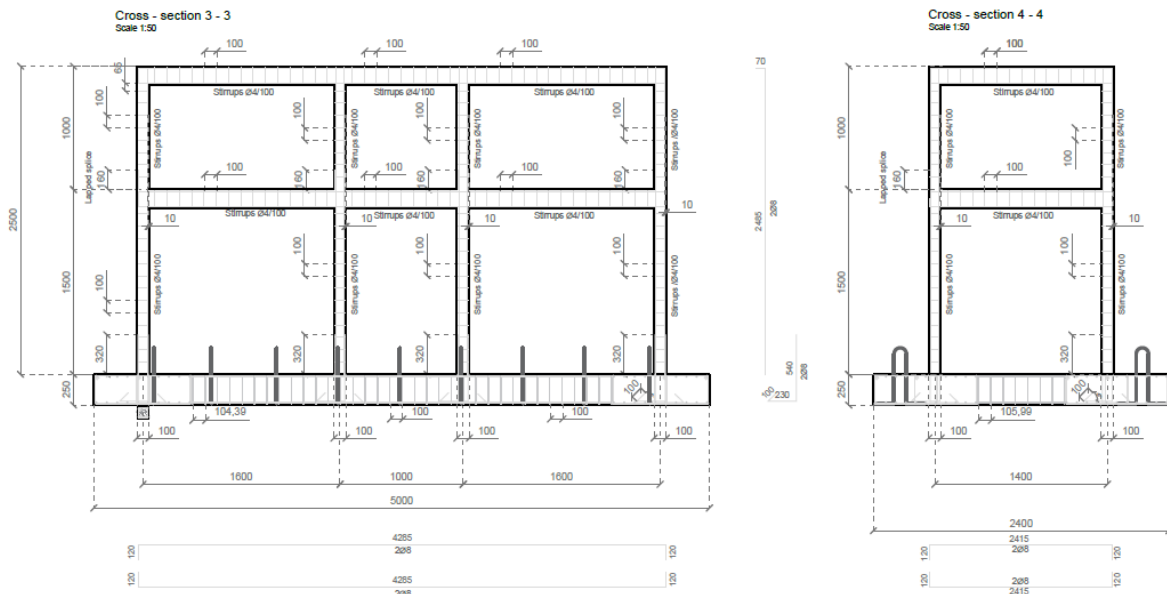


Figura 12 - Armatura telaio in c.a.

Lo scopo dello studio è la valutazione della variazione della vulnerabilità sismica del telaio in c.a. a seguito dell'applicazione di un esoscheletro in legno che avvolge l'intera struttura.

Gli elementi che compongono la struttura di retrofit utilizzata sono posti in aderenza agli elementi strutturali dell'edificio iniziale e sono collegati ad essi per mezzo di collegamenti rigidi. Le loro dimensioni sono state scelte in maniera tale che sovrapponendosi agli elementi strutturali in c.a. la loro presenza sia poco percettibile, in modo da non intaccare l'aspetto estetico dell'edificio. Al telaio in legno realizzato sono inoltre applicati delle lamine in lega di alluminio dello spessore di 6 mm. Essi sono posti su tutte le campate, meno quella centrale. La scelta di lasciare accessibile la campate centrale è stata presa principalmente per motivazioni logistiche, in quanto questo permette in fase di realizzazione del prototipo in laboratorio la fruibilità dell'edificio.

Per quanto riguarda i materiali che compongono la costruzione, la struttura in sé del telaio è realizzata in cemento armato, composto da calcestruzzo di tipo C20/25, armatura formata da staffe di ferro B450C, e mattoni forati in laterizio per quanto riguarda le pareti; mentre il telaio dell'esoscheletro è realizzato utilizzando il legno lamellare GL36h per gli elementi principali verticali e orizzontali, invece i fogli applicati ad esso sono in lega di alluminio 6060.

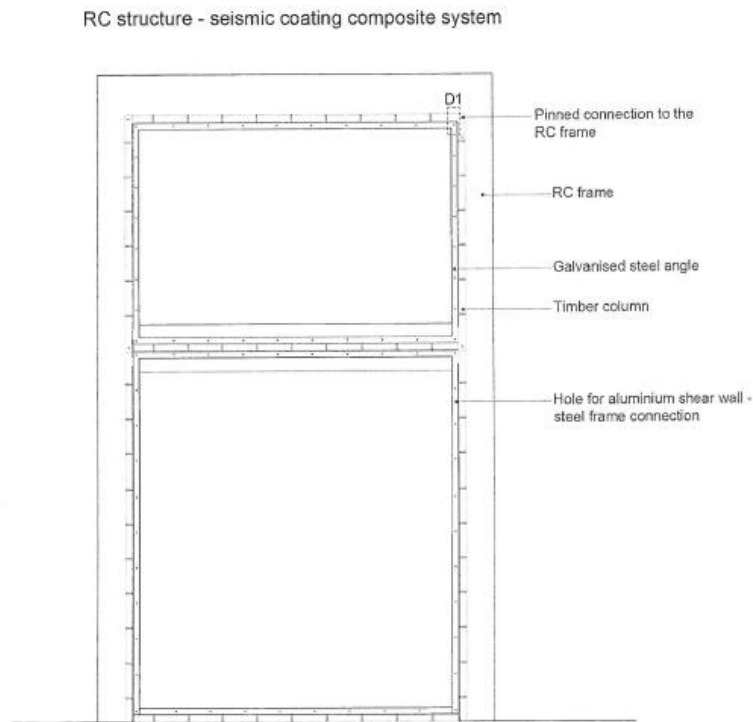


Figura 13 - Schematizzazione esoscheletro.

Il telaio e le sue caratteristiche sono dettati dal bando del progetto RESUME, organizzato dall'iniziativa ERIES, a cui questa tesi prende parte.

3.1. Progetto RESUME

Nell'ambito della ricerca ingegneristica europea, emerge l'iniziativa ERIES: Engineerig Research Infrastructures for European Synergies. Questa iniziativa ha lo scopo di affrontare alcune delle sfide più pressanti del nostro tempo: dallo sviluppo di strutture resistenti ai terremoti alla sostenibilità e alla gestione della crisi climatica, riunendo istituzioni, laboratori, accademici e professionisti dell'ingegneria.

ERIES opera come una piattaforma transnazionale, mirata a facilitare la cooperazione tra gli stati membri dell'Unione Europea. Attraverso tale collaborazione, si intende capitalizzare le competenze e le risorse peculiari di ogni nazione per sviluppare soluzioni innovative ed efficaci. La sua natura multidisciplinare permette non solo di focalizzarsi su questioni strettamente

ingegneristiche, ma di incorporare conoscenze da altri ambiti scientifici, come la scienza ambientale e l'urbanistica. Questa integrazione consente di affrontare problemi complessi da diverse angolazioni, garantendo un approccio olistico.

All'interno dell'ampio panorama di progetti supportati da ERIES, è presente RESUME (RESilient and SUstainable envelope for vulnerable buildings in seisMic affected areas at the time of climatE crisis) , che ha come obiettivo primario l'incorporazione di resilienza sismica e sostenibilità in edifici vulnerabili, in altre parole si focalizza sullo sviluppo di edifici con una doppia finalità: offrire una miglior performance sismica ed energetica, promuovendo la sostenibilità ambientale.

Si tratta dunque di un'iniziativa particolarmente rilevante in un mondo che sta affrontando sia una crescente frequenza di disastri naturali sia un'evidente crisi climatica.

In primo luogo, RESUME si immerge nel mondo del retrofitting sismico, riconoscendo la necessità di molte città europee, caratterizzate da un patrimonio costruito risalente ad epoche in cui la consapevolezza sismica era minima e/o assente. RESUME mira a sviluppare e adottare tecniche innovative che possano migliorarne la resistenza sismica, assicurando che resistano meglio agli inevitabili sismi futuri.

Ma la visione di RESUME va oltre la mera sicurezza sismica. Riconoscendo l'importanza della sostenibilità in un'epoca di cambiamenti climatici rapidi e spesso devastanti, l'iniziativa esplora dunque il campo dei materiali e delle tecniche costruttive eco-compatibili. Il mondo moderno richiede edifici che non solo stiano in piedi, ma che lo facciano in modo responsabile. Questo si traduce in un viaggio alla scoperta di soluzioni come pannelli isolanti realizzati con materiali riciclati o tecniche costruttive che riducano l'impronta carbonica degli edifici.

Il terzo pilastro della missione di RESUME riguarda la valutazione integrata. L'iniziativa comprende l'importanza di una valutazione olistica degli edifici, cercando non solo di garantire la sicurezza, ma anche di massimizzare l'efficienza energetica e minimizzare l'impatto ambientale. Un edificio può essere sicuro, ma se non è anche efficiente e sostenibile, non risponde alle esigenze del mondo moderno.

Infine, ma non meno importante, RESUME comprende l'importanza della pratica oltre alla teoria. Si dedicano ingenti risorse alla simulazione, alla modellazione e ai test su campioni reali. Solo attraverso queste sperimentazioni si può garantire che le soluzioni proposte siano valide, applicabili e veramente rivoluzionarie. L'innovazione teorica deve incontrare la realtà pratica, e RESUME si impegna a garantire che questo accada.

I partecipanti a questo progetto sono i ricercatori del laboratorio IZIIS, l'università Federico II di Napoli, l'università di Minho in Portogallo e il Politecnico di Torino. L'iniziativa RESUME si impegna a validare l'efficacia di un esoscheletro strutturale in legno lamellare e alluminio, che oltre a rendere la struttura sismo-resistente, svolge la funzione anche di supporto per l'applicazione di pannelli in canapa per migliorare l'efficienza energetica. L'esperimento fisico viene svolto nel laboratorio del Institute of Earthquake Engineering and Engineering Seismology (IZIIS) a Skopje in Macedonia. Il laboratorio di IZIIS è conosciuto come un ottimo laboratorio, specializzato nell'esecuzione di prove dinamiche, grazie alla presenza di una piattaforma vibrante a sei gradi di libertà che permette la simulazione di eventi sismici.

Il test in laboratorio viene condotto su due telai in cemento armato rappresentativi di un edificio tipicamente realizzato prima dell'introduzione delle normative sismiche, realizzati in scala 1:3. La scelta di questa tipologia di edificio riflette la necessità e l'urgenza di comprendere e affrontare le carenze strutturali e energetiche che caratterizzano gran parte degli edifici esistenti in molte parti d'Europa.

In prima fase l'esperimento valuta la vulnerabilità sismica di uno dei provini, analizzandone il comportamento quando sottoposto ad azione sismica. Completata questa fase di valutazione e preso atto del comportamento strutturale della costruzione, il secondo provino viene potenziato con l'applicazione dell'esoscheletro.

Il progetto RESUME, quindi, non solo mira a migliorare la resilienza degli edifici esistenti, ma anche a promuovere l'innovazione, la sostenibilità e l'efficienza energetica. Attraverso simulazioni, test e ricerca. Il progetto mira a fornire soluzioni concrete e implementabili che possano avere un impatto reale.

4. Modellazione

La presente tesi analizza, con l'ausilio di software strutturale, la risposta di un telaio in cemento armato a sismi, prima e dopo l'implementazione di retrofit strutturale. Questo fornisce un'anteprima dei risultati del test poi eseguito in laboratorio.

Per lo svolgimento di tale lavoro di ricerca come prima cosa è stato necessario realizzare un modello tridimensionale della struttura, il quale è stato realizzato attraverso design parametrico. Terminata la modellazione grazie all'interoperabilità, offerta dai software utilizzati, il modello è trasmesso ad un programma che esegue analisi strutturali per lo svolgimento dell'analisi dinamica non lineare, per la valutazione del comportamento della struttura.

I software scelti per la modellazione 3D del provino sono due e fanno entrambi parte della famiglia Autodesk: Dynamo e Robot Structural Analysis.

Il primo, Dynamo, è uno strumento di programmazione visuale, che consente la creazione di uno script tramite l'utilizzo di nodi predefiniti, realizzati con linee di codice Python, per la creazione di flussi di lavoro personalizzati. Esso consente di realizzare elementi strutturali, e nel caso anche architettonici, grazie alla programmazione visuale (visual programming), che è resa possibile anche a chi non possiede conoscenze relative ai linguaggi di programmazione.

La programmazione visuale implementabile in Dynamo consiste nella creazione di un albero composto da nodi collegati tra di loro in modo da definire un flusso di lavoro. Gli elementi chiave della programmazione sono i nodi; la maggior parte di essi sono già presenti nelle librerie offerte; ognuno dei quali è programmato in Python ed esegue una specifica operazione, da calcoli matematici a creazione di elementi geometrici. Essi vengono selezionati dall'utente in base alle proprie esigenze e vengono collegati tra di loro per creare delle sequenze logiche che permettono la rappresentazione di vari elementi di un progetto (i.e.: piani, muri, interpiani etc.) ed i loro parametri (altezza, spessore, orientamento etc.). Ogni nodo possiede porte di ingresso e di uscita attraverso le quali entrano ed escono rispettivamente i dati di input e di output. I nodi consentono di organizzare i flussi di dati in strutture gerarchiche, il processo che si segue per la creazione dello script del flusso di lavoro inizia selezionando e collegandoli in modo da ottenere l'albero

logico necessario; la maniera in cui i nodi vengono connessi tra di loro determina l'ordine delle operazioni.

Lo script, composto da nodi di codice, permette la definizione ed il controllo dei parametri di progettazione. È possibile apportare modifiche e aggiornamenti dinamici al modello, in termini di dimensioni, variazioni di forma delle sezioni degli elementi, tipologia di vincoli e materiali, grazie a slider numerici e nodi di codice che presentano menù a tendina, che consentono la scelta di nuovi e differenti parametri.

Gli utenti possono esportare facilmente il modello parametrico creato in un altro software con la semplice esecuzione dello script Dynamo, il passaggio di dati avviene solo nel caso in cui i nodi di codice che sono stati utilizzati siano leggibili dal software alla quale si vuole passare il modello. In tal caso basta eseguire lo script per ottenere il modello su entrambe le piattaforme: in questa maniera la geometria, le proprietà dei materiali e le condizioni al contorno definite in Dynamo vengono trasferite, garantendo un flusso di lavoro semplificato per l'analisi e la valutazione dei risultati.

Per la realizzazione del modello oggetto di studi è sfruttata la collaborazione tra Dynamo e Robot Structural Analysis, per consentire l'interoperabilità con Robot S.A. è necessario l'utilizzo dei nodi contenuti nel pacchetto "Structural Design" offerto dal software per la modellazione. L'interoperabilità con il software Robot S.A. fa sì che con l'esecuzione dello script Dynamo il modello 3D sia visibile anche in Robot S.A., e che le modifiche apportate siano visibili in tempo reale anche in quest'ultimo.

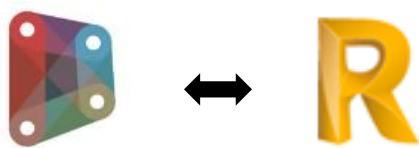


Figura 14 - Interoperabilità Dynamo e Robot Structural Analysis

Per lo svolgimento di questo lavoro di tesi il software strutturale dell'Autodesk, Robot Structural Analysis è stato usato esclusivamente per l'inserimento delle armature nel modello tridimensionale, in quanto non offre la possibilità di svolgere

l'analisi dinamica non lineare. Per lo svolgimento delle analisi il modello è importato in un altro software strutturale: MidasGen.



Figura 15 - Icona MidasGen

Essendo il programma Revit della stessa software house di Robot Structural Analysis il passaggio di informazione tra i due è semplice e diretta.

Robot S.A. contiene già al suo interno un add-in che facilita e velocizza l'integrazione tra i due programmi dando la possibilità di importare ed esportare l'intero modello o di parte di esso, mentre il software MidasGen consente interoperabilità tramite link diretto con il programma Revit.

Questo capitolo esplora il mondo della progettazione e modellazione parametrica attraverso Dynamo, esplorando le sue capacità, funzionalità e applicazioni.

Durante la prima fase della modellazione la struttura di riferimento è stata semplificata con un modello analitico, ovvero attraverso nodi, aste e pannelli, che rappresentano tutti gli elementi strutturali che la compongono: pilastri, solai, tramezzi e travi, e alla quale in un secondo momento sono state associate caratteristiche fisiche come dimensioni, tipologie di sezione e di materiale.

La modellazione inizia dal piano terra andando a posizionare il primo nodo, nel punto di coordinate $X=0$, $Y=0$, $Z=0$, ovvero il nodo origine 'Point.Origin'.

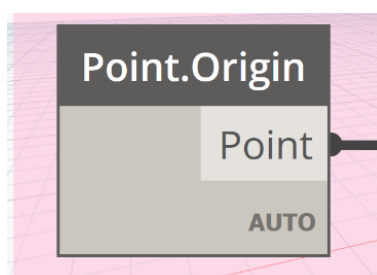


Figura 16 - Nodo 'Point.Origin'

Dal punto di origine sono stati successivamente posizionati i nodi che compongono la prima campata lungo x e lungo y, grazie al nodo 'Point.Bycoordinates'.

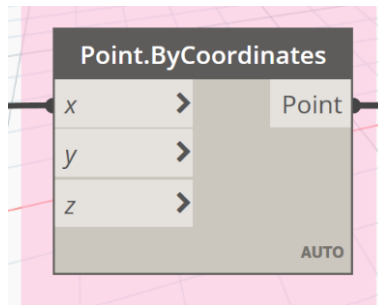


Figura 17 - Nodo 'Point.ByCoordinates'

Esso consente la creazione di un nodo, il cui posizionamento dipende dalle coordinate di input che gli vengono fornite, nel caso in cui non venga inserita nessuna coordinata, questa viene sottointesa come zero.

Le coordinate di input, ovvero le caratteristiche fisiche di altezza e lunghezza di travi e pilastri, sono tutte impostabili e modificabili grazie a degli slider numerici, che consentono, nel caso di necessità, una semplice e rapida modifica in termini di dimensioni della struttura, mantenendo inalterate le altre caratteristiche, per esempio i profili degli elementi strutturali.

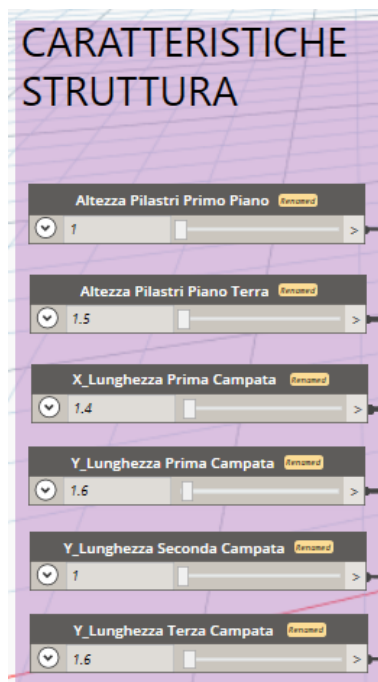


Figura 18 - Slider numerici

Gli slider numerici forniscono gli input relativi alle coordinate lungo la direzione Z ci consentono le modifiche delle altezze, mentre quelli lungo la direzione X e Y

consentono la variazione dell'ampiezza delle campate. Relativamente alle dimensioni dell'altezza del primo piano della struttura e all'ampiezza della prima campata, sia lungo X che lungo Y, la modellazione è stata più semplice e veloce, poiché è bastato utilizzare i nodi predefiniti che forniscono un valore che indica la distanza del nodo dal nodo di origine che presenta coordinate 0,0,0, mentre per i nodi la cui distanza non fa riferimento al punto di origine, è stato necessario l'utilizzo di nodi di codice relativi alla funzione matematica dell'addizione, in questo modo la distanza inserita come input non prende più in considerazione il punto di origine, ma il nodo successivo a quest'ultimo.

Grazie a 'Point.ByCoordinates' si genera una maglia di nodi, i quali rappresentano gli estremi degli elementi strutturali lineari che compongono la struttura di riferimento, che in questa prima fase sono modellati come delle aste. Tali aste sono generate attraverso il nodo 'Line.ByStartPointEndPoint'. Esso richiede come dato input il punto iniziale e finale e restituisce come output la linea che rappresenta il pilastro/trave che si vuole generare.

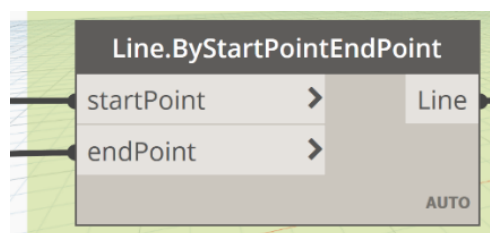


Figura 19 - Nodo 'Line.ByStartPointEndPoint'

Le dimensioni delle aste, ovviamente, variano sulla base della posizione di punti che stiamo collegando. Infatti, utilizzando gli slider numerici per il cambiamento della lunghezza è possibile variare una, o entrambe, le coordinate di input del nodo e dunque la sua posizione e di conseguenza le dimensioni delle travi e/o pilastri.

In questo modo si ottiene lo scheletro della struttura di riferimento:

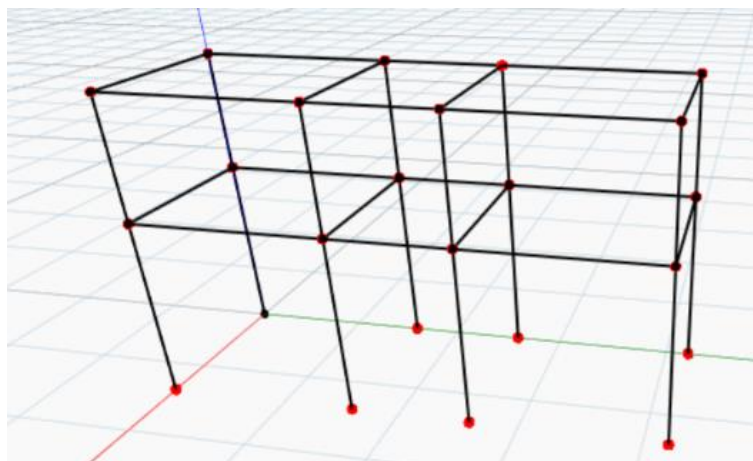


Figura 20 - Scheletro struttura

Come ultimo passaggio vengono aggiunti i solai e le tamponature andandole a semplificarle come delle semplici superfici. Per realizzare ognuna di esse si è creata una lista, contenente gli elementi che la delimitano, i quali vengono successivamente uniti tra di loro e all'interno di questo perimetro viene generata la superficie che rappresenta l'elemento solaio e/o tamponatura.

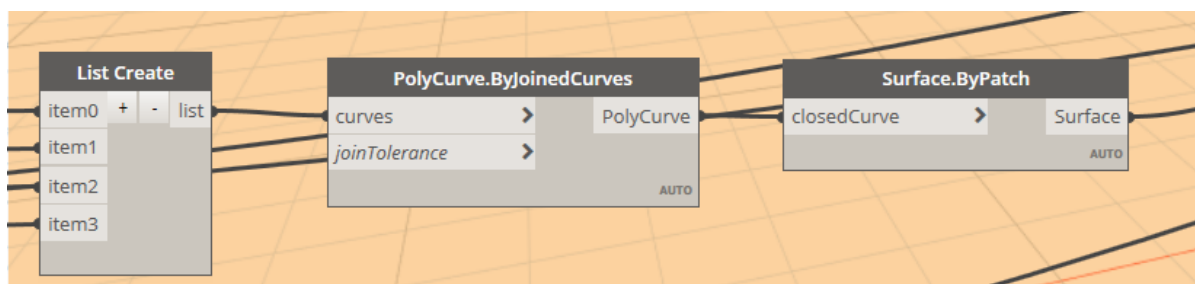


Figura 21 - Gruppo di nodi per la creazione delle superfici

Tramite la creazione delle superfici, che rappresentano sia i solai che le tamponature, si conclude il modello analitico della struttura in esame, alla quale però devono ancora essere associate le tipologie di sezioni di travi e pilastri, la tipologia di materiale a cui fare riferimenti e gli spessori.

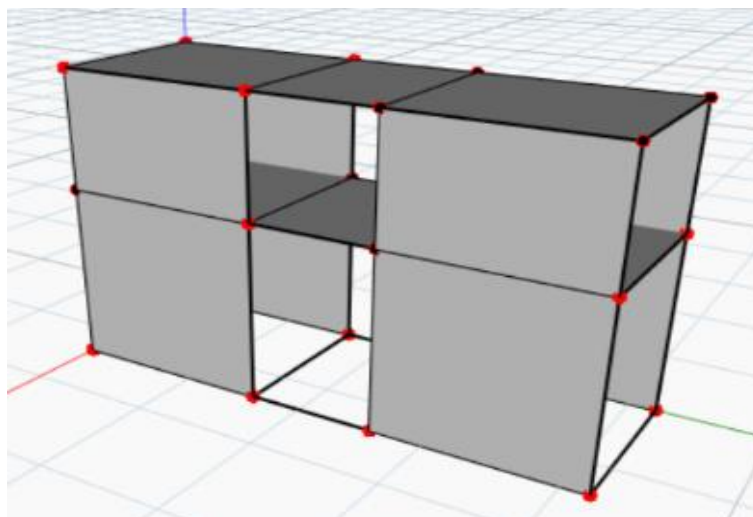


Figura 22 - Modello analitico struttura

Per consentire l'interoperabilità tra Dynamo e Robot Structural Analysis, e dunque per far sì che eseguendo il codice la struttura e le sue modifiche siano visibili in entrambe le piattaforme, è necessario utilizzare l'Add-On di Dynamo chiamato 'Structural Analysis', esso non è altro che un pacchetto contenente dei nodi di codice compatibili con entrambi i software.

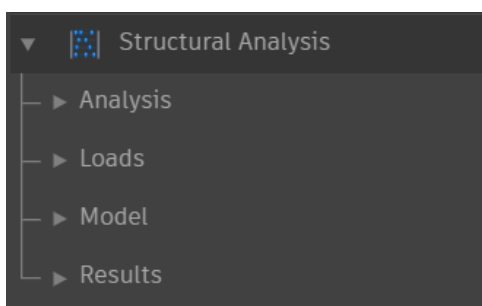


Figura 23 - Add-on Dynamo 'Structural Analysis'

Attraverso alcuni nodi contenuti nel pacchetto "Structural Analysis" è possibile conferire all'utente la possibilità di associare tramite modellazione parametrica alcune caratteristiche degli elementi strutturali del telaio (i.e: vincoli, materiali, sezioni). Una volta assegnate, le caratteristiche sono visibili direttamente in Robot S. A. Questo è possibile, come prima cosa, rendendo gli elementi analitici modellati visibili anche tramite il software strutturale, attraverso l'utilizzo di nodi di codice 'AnalyticalBar.ByLine' e 'AnalyticalNode.ByPoint'.

Successivamente, grazie all'uso dei nodi di codice che permettono il settaggio del tipo di sezione e di vincolo “ByName”, è possibile definire caratteristiche aggiuntive scegliendo tra differenti opzioni proposte da un menù a tendina e offerte dal software strutturale.

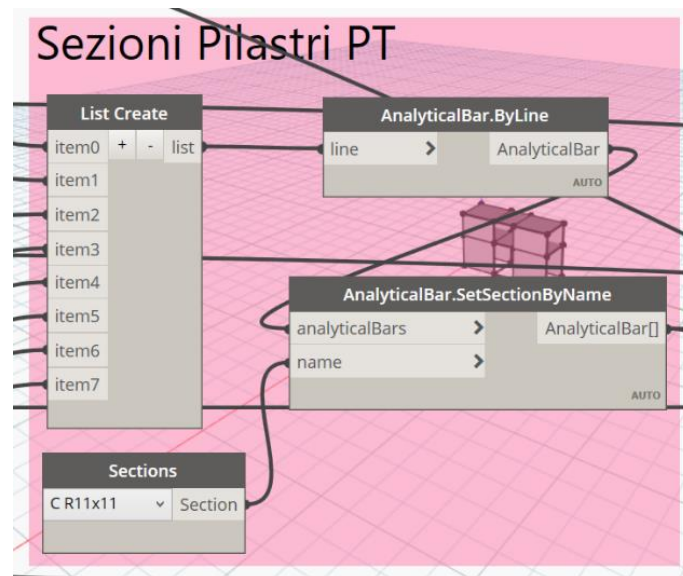


Figura 24 - Gruppo di nodi per l'assegnazione della sezione

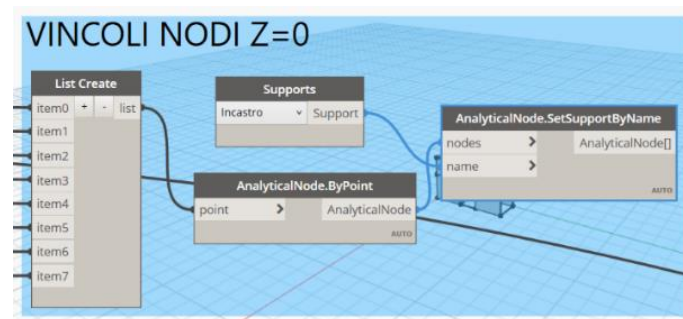


Figura 25 - Gruppo di nodi per l'assegnazione del tipo di vincolo

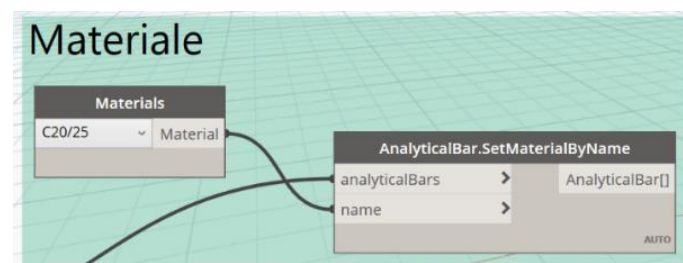


Figura 26 - Gruppo di nodi per l'assegnazione del tipo di materiale

Le opzioni che vengono presentate dai menù a tendina sono già presenti all'interno del programma Robot S. A., in caso di necessità di una nuova caratteristica è possibile generarla direttamente dal software strutturale e in automatico questa appare tra le opzioni offerte dal menù a tendina del nodo Dynamo.

Relativamente alla struttura di riferimento oggetto di questo lavoro di ricerca è stato necessario creare nuove sezioni; per quanto riguarda le travi, è stata creata la sezione per una trave rettangolare in cemento armato di dimensione 10 x 15 cm (B R10x15), mentre per quanto riguarda i pilastri è stata creata la sezione per un pilastro in cemento armato a sezione rettangolare di dimensioni 10 x 10 cm (C R10x10), come quanto riportato in Figura 6.

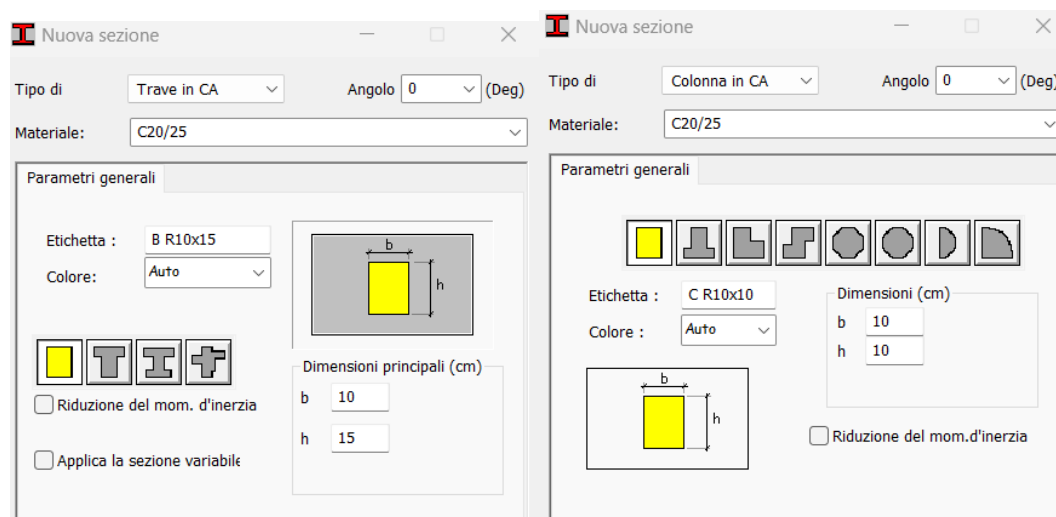


Figura 28 - Creazione nuova sezione in Robot S.A.

Per poter rendere visibili le superfici che rappresentano orizzontamenti e tamponature, nel piano di lavoro del software strutturale si fa riferimento al nodo di codice “AnalyticalPanel.BySurface”, il quale insieme a “AnalyticalPanel.SetThicknessByName” permette la scelta delle caratteristiche che meglio descrivono il provino oggetto di studio. In riferimento al telaio in cemento armato che viene analizzato in questa tesi è stato necessario passare da Robot S. A. per la creazione del solaio costituito da una soletta piena in cemento armato di spessore 6 cm.

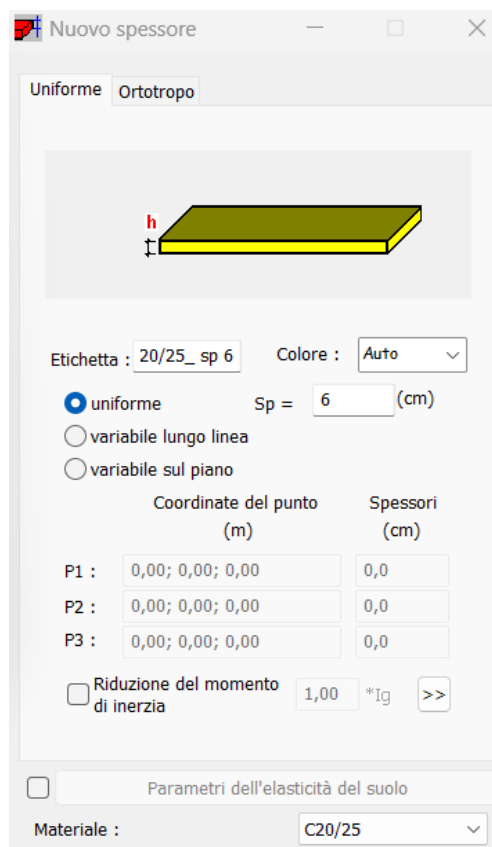


Figura 29 - Creazione profilo soletta

Il medesimo procedimento è stato seguito per la definizione delle caratteristiche delle tamponature, in questo caso però, essendo che la lista dei possibili materiali da scegliere offerti dalla casa Autodesk in Robot S.A. è composta esclusivamente da acciaio, alluminio, cemento e legno, vi è stata la necessità della creazione di un nuovo materiale, il laterizio. È possibile aggiungere un nuovo materiale a quelli già contenuti nella libreria di Robot S. A. attraverso le preferenze di progetto del software.

La definizione delle proprietà meccaniche delle murature esistenti avviene seguendo le indicazioni fornite dal Capitolo 8 delle Norme Tecniche Costruzioni del 2018 (NTC18). La Tabella C8.5.1 presenta intervalli di valori per le proprietà meccaniche e il peso specifico medio di diverse murature esistenti. Essa riporta, per il comportamento delle tipologie murarie più comuni indicazioni, non vincolanti, sui possibili valori dei parametri meccanici, identificati attraverso il rilievo degli aspetti costruttivi e relativi, ad eccezione dell'ultima riga, che si riferisce a condizione specifiche: malta di calce di modeste caratteristiche, assenza di ricorsi

(listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte, muratura non consolidata.

Per le sole verifiche sismiche, nel caso in cui la malta abbia caratteristiche particolarmente scadenti (resistenza media a compressione f_m stimabile inferiore a 0,7 N/mm²) ai valori della tabella si applica un coefficiente di riduzione pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici. I parametri riportati in tabella sono principalmente finalizzati alle verifiche delle azioni sismiche.

Le informazioni contenute nella Tabella C8.5.I fanno riferimento, ad eccezione dell'ultima riga, a una muratura costituita da due rivestimenti accostati, con eventuale nucleo interno di limitato spessore (significativamente inferiore a quello dei paramenti). In questi casi è necessario valutare se la muratura ha caratteristiche tali da garantire che il pannello murario possa comportarsi unitariamente nei riguardi delle sollecitazioni, sia verticali, sia a taglio; in caso contrario la modellazione con parametri meccanici equivalenti ha poco significato.

I parametri riportati si riferiscono a:

- f = resistenza media a compressione della muratura;
- τ_0 = resistenza media a taglio della muratura;
- E = valore medio del modulo di elasticità normale;
- G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale;
- w = peso specifico medio della muratura

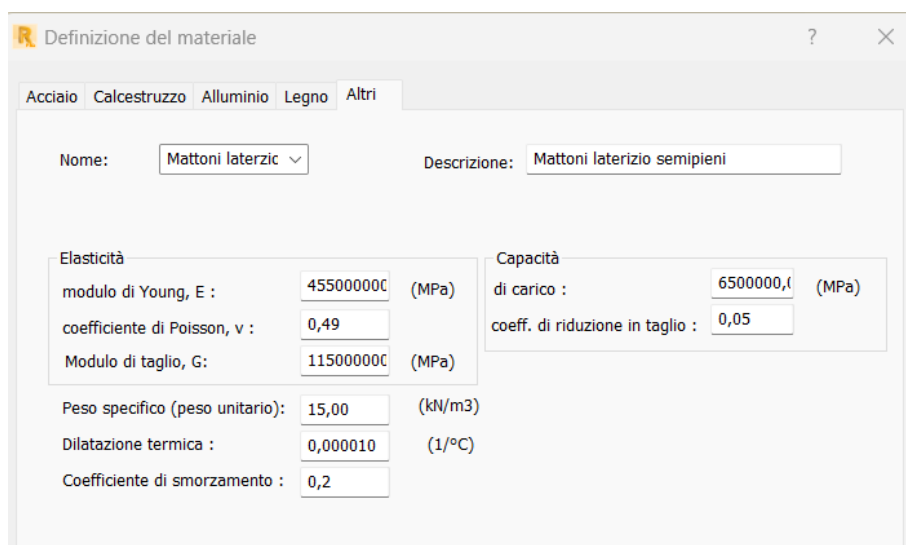
Tipologia di muratura	f (N/mm ²)	τ_0 (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	E (N/mm ²)	G (N/mm ²)	w (kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbozzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

Tabella 2 - Estratto Tab. C8.5.1. NTC18

Facendo riferimento all'ultima voce della tabella: 'Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia' i valori dei parametri meccanici utilizzati per la creazione di un nuovo materiale da aggiungere a quelli contenuti nella libreria dei materiali sono:

- $f = 6,50 \text{ N/mm}^2$;
- $\tau_0 = 0,125 \text{ N/mm}^2$;
- $E = 4550 \text{ N/mm}^2$;
- $G = 1150 \text{ N/mm}^2$;
- $w = 15000 \text{ N/m}^2$

Il software Robot S.A. richiede parametri aggiuntivi, rispetto a quelli riportati nella tabella soprastante, per la costruzione di un nuovo materiale da aggiungere a quelli ricavati dalla NTC2018.



Definizione del materiale

Acciaio Calcestruzzo Alluminio Legno Altri

Nome: Mattoni laterizic Descrizione: Mattoni laterizio semipieni

Elasticità

modulo di Young, E : 455000000 (MPa)

coefficiente di Poisson, v : 0,49

Modulo di taglio, G: 115000000 (MPa)

Capacità

di carico : 6500000,0 (MPa)

coeff. di riduzione in taglio : 0,05

Peso specifico (peso unitario): 15,00 (kN/m3)

Dilatazione termica : 0,000010 (1/°C)

Coefficiente di smorzamento : 0,2

Figura 30 - Definizione caratteristiche laterizio

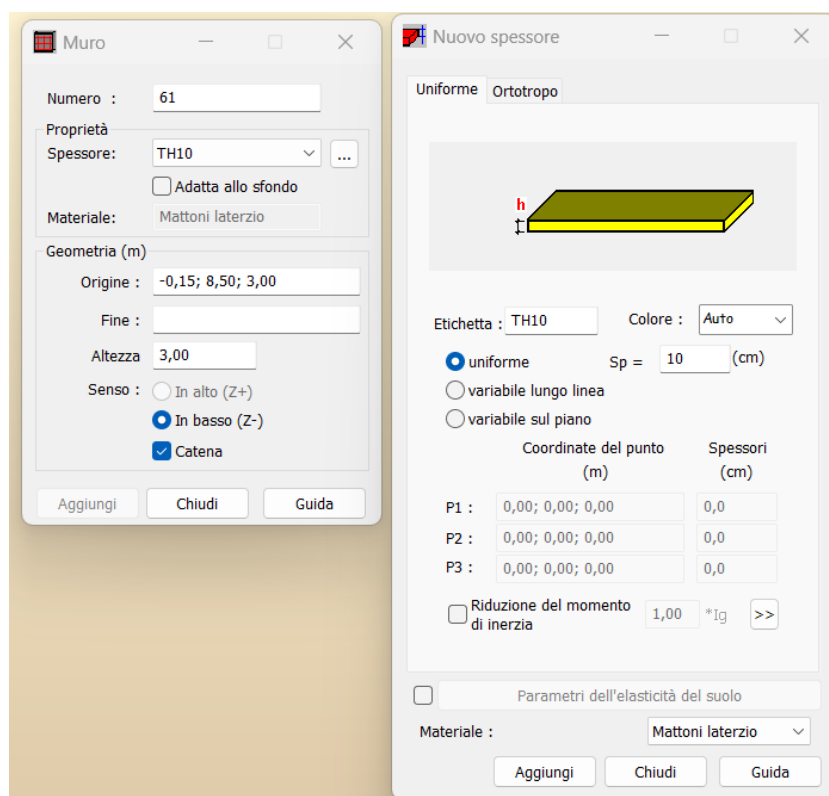


Figura 31 - Definizione nuovo profilo per tamponature da Robot S. A.

Le pareti del modello di riferimento sono in laterizio forato e presentano uno spessore di 10 cm.

La definizione di tutte le tipologie di materiali e sezioni necessarie, inserendole tra le opzioni predefinite di Robot S.A permettono una modellazione parametrica più completa, poiché ci consente di effettuare maggiori modifiche dal software di programmazione visuale Dynamo.

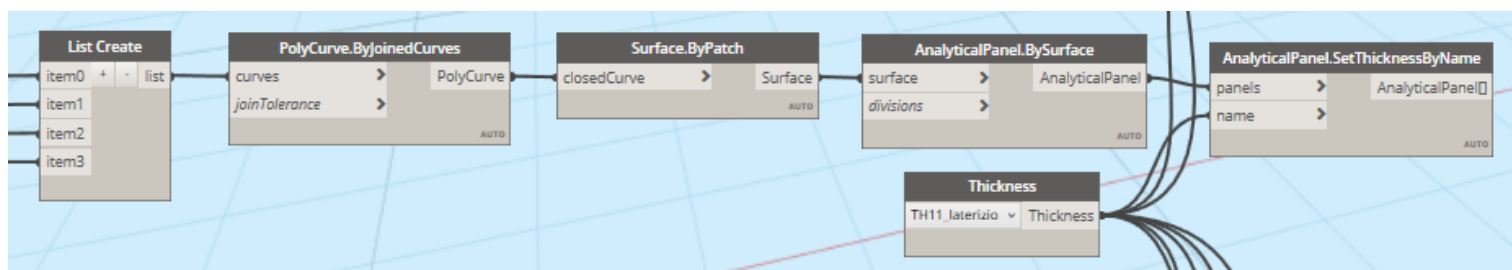


Figura 32 - Gruppo di nodi Dynamo per la creazione delle tamponature

Al termine della modellazione parametrica ciò che si ottiene è uno script composto da nodi di codice la cui esecuzione permette di visualizzare il modello virtuale tridimensionale, che meglio rappresenta il provino che verrà successivamente realizzato in laboratorio.

L'esecuzione del codice, grazie ai nodi utilizzati permette l'interoperabilità tra Dynamo e il software strutturale Robot Structural Analysis.

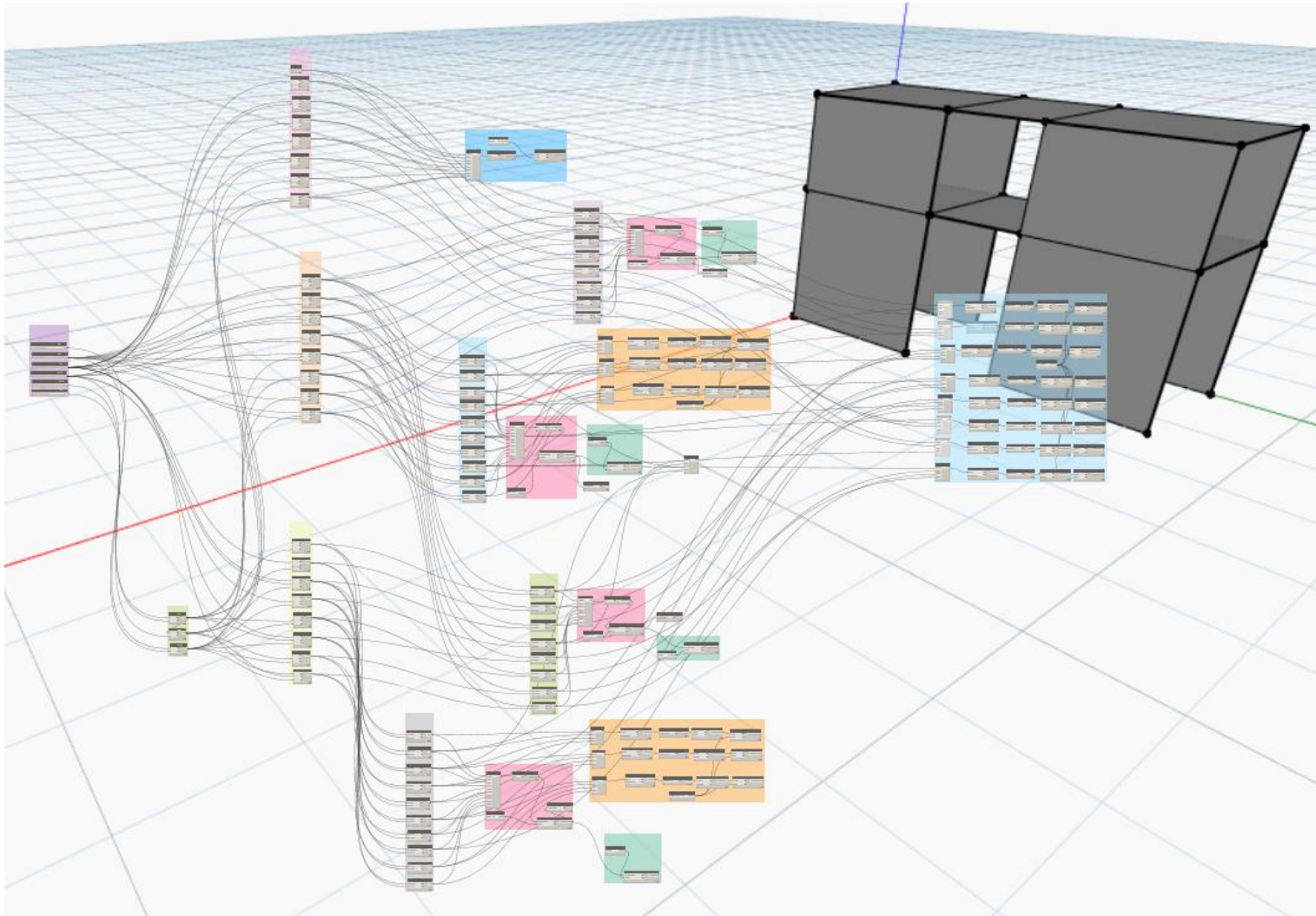


Figura 34 - Script e modello Dynamo

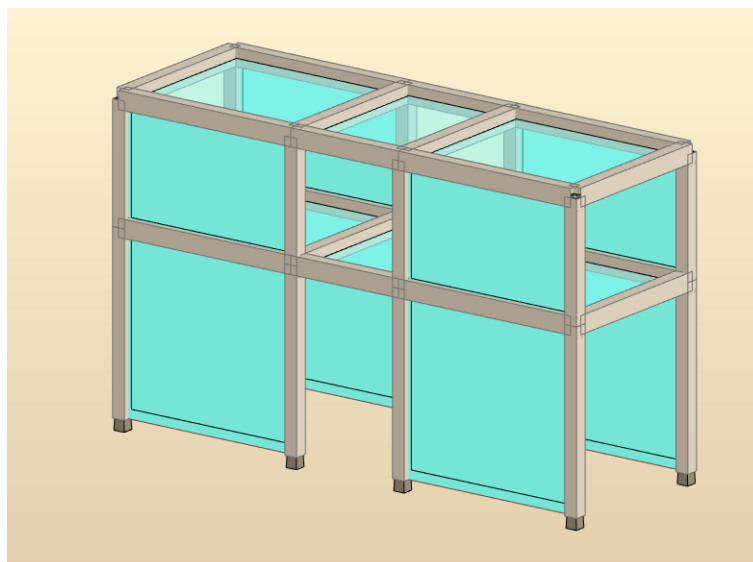


Figura 36 - Visualizzazione modello da Robot S.A.

Purtroppo, l'interoperabilità tra i due software risulta ancora limitata. La mancanza di un'interoperabilità completa tra i due programmi non permette una modellazione parametrica a 360 gradi. Ciò comporta che, una volta realizzata la struttura tramite modellazione visuale, si esegua lo script per visualizzare il modello anche sul software strutturale per l'inserimento delle armature, e di tutte quelle informazioni aggiuntive (come il tipo di elemento costruttivo di ogni componente della struttura, la definizione e suddivisione in piani della struttura).

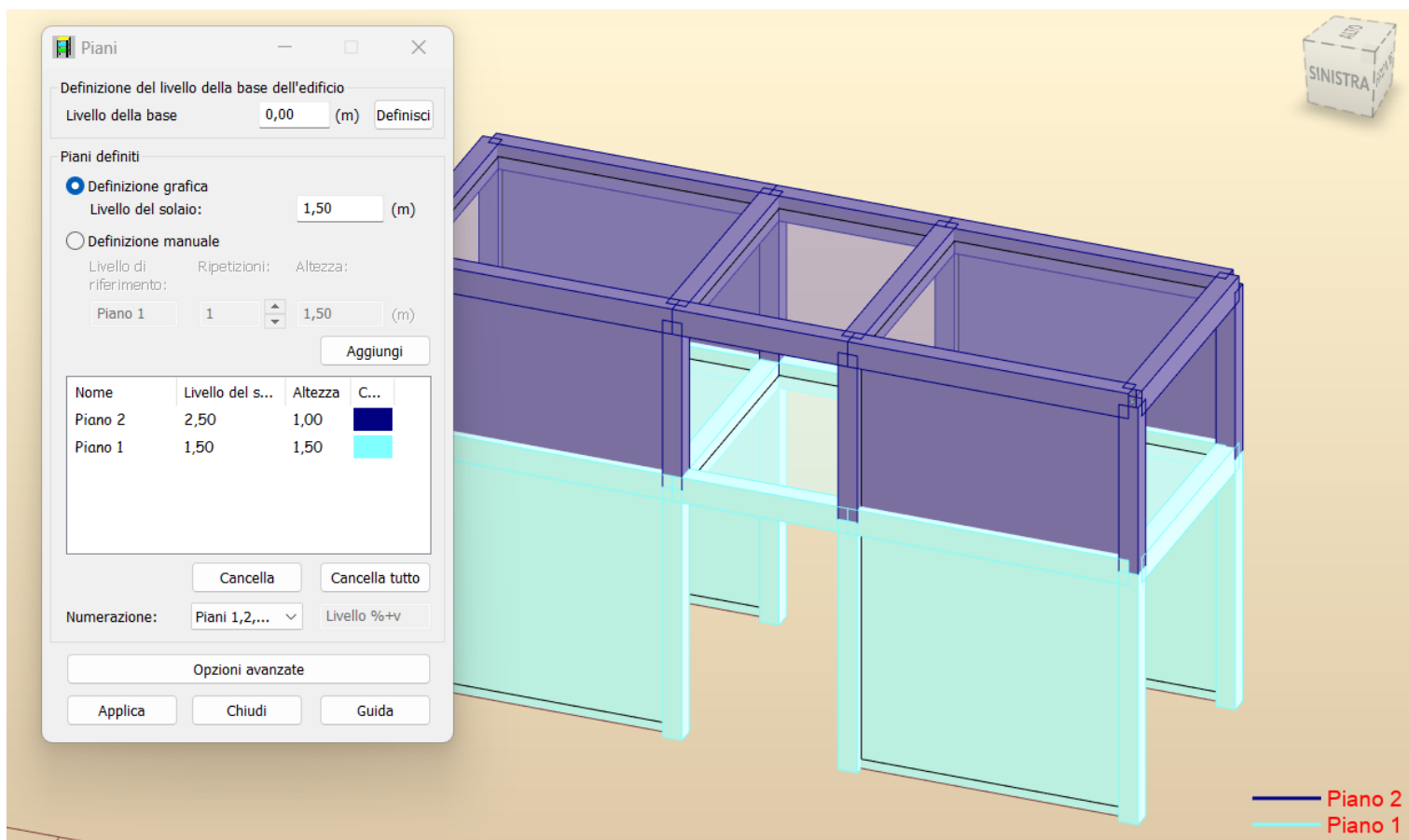


Figura 37 - Definizione piani struttura in Robot S.A.

La definizione delle armature è uno di quei passaggi che viene svolto direttamente dal software strutturale. Robot S. A., il quale offre la possibilità di lasciare che sia il software a calcolare le armature seguendo le linee guida della normativa vigente, o dà la possibilità all'utente di inserire i ferri in base alle proprie preferenze, segnalando se queste non sono sufficienti in base a ciò che viene prescritto da NTC. Il caso studio esaminato, tratta il modello di un telaio in scala 1:3, il quale rappresenta un edificio che è stato costruito precedentemente alle recenti normative sismiche; l'armatura che presenta quindi risulta essere fuori standard; in aggiunta si fa riferimento ad un provino in scala 1:3, è come se le dimensioni reali del telaio fossero divise per un fattore 3, il che significa lavorare con misure ridotte.

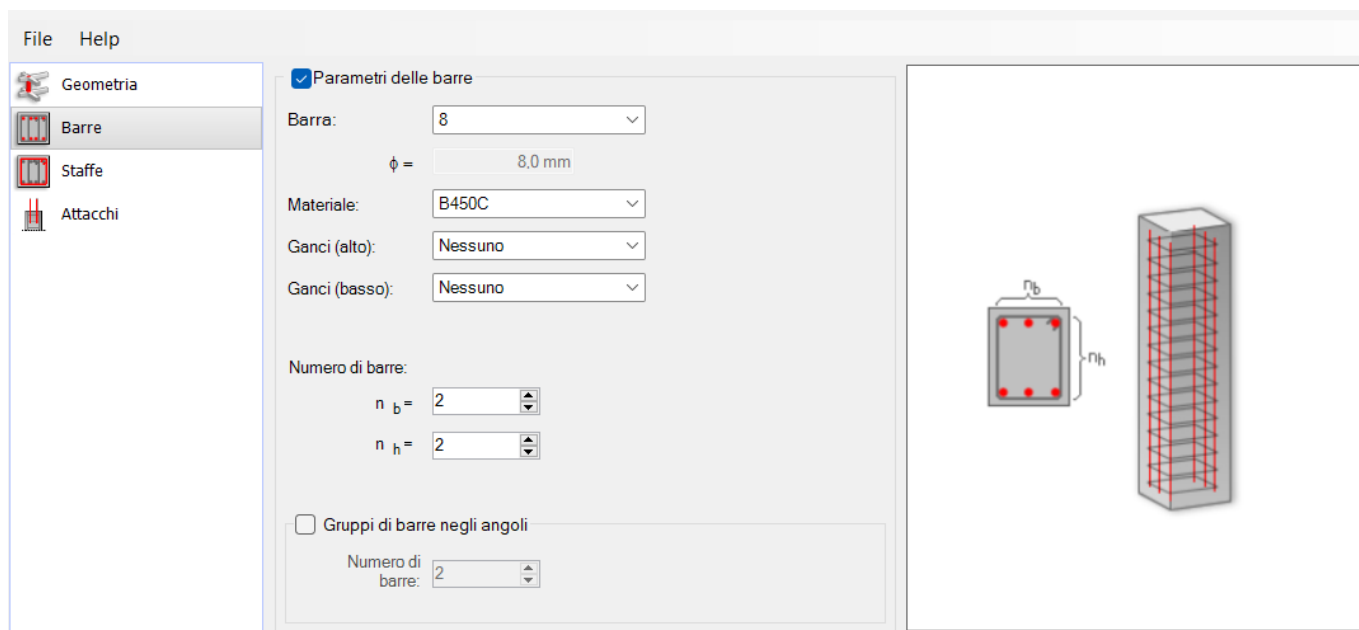


Figura 38 - Inserimento barre armatura

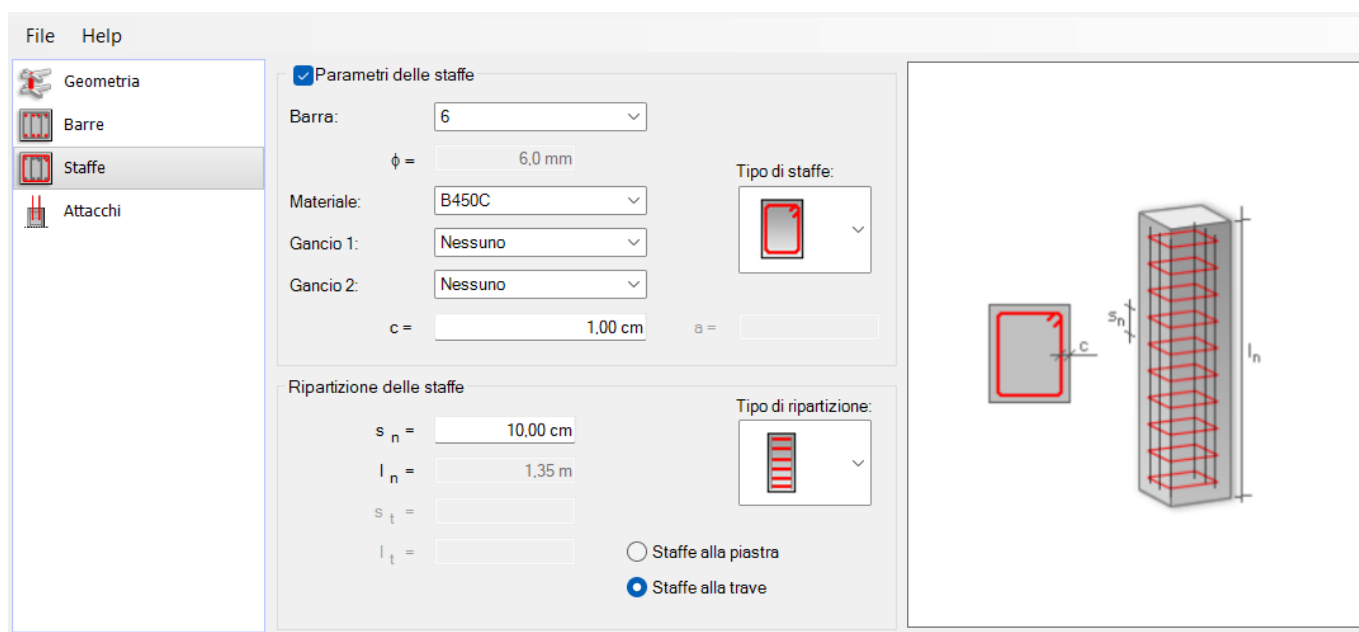


Figura 39 - Inserimento staffe armatura

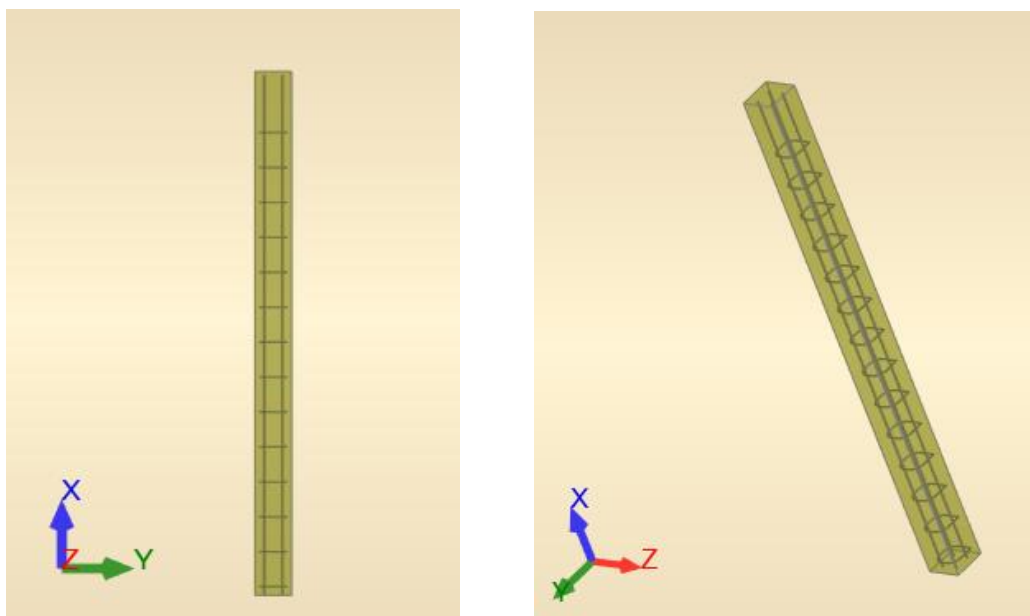


Figura 41 - Viste dell'armatura elementi strutturali

Nonostante Robot S.A sia un software strutturale, esso non consente l'implementazione di un'analisi dinamica non lineare, l'unica analisi non lineare che viene resa disponibile è la Pushover (Analisi statica non lineare). Si è optato dunque per MidasGen come software strutturale.

Il software MidasGen consente interoperabilità tramite link diretto con il programma Revit e ottenuto il file del modello tridimensionale in Revit (.RVT), e una volta installato il collegamento 'Midas link for Revit Structure' (.MGT), è possibile eseguire importare il file in MidasGen per l'esecuzione delle analisi strutturali. Per evitare la perdita di dati durante il passaggio del modello è preferibile che i due software siano della medesima edizione.

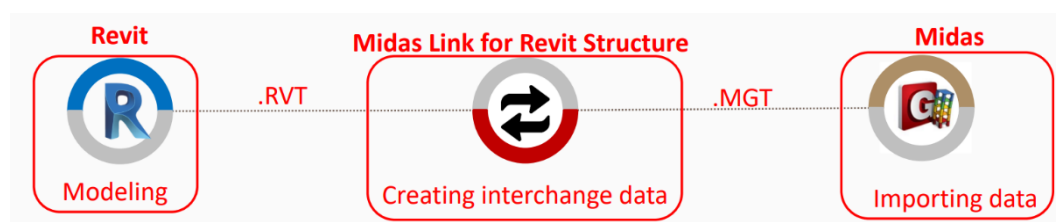


Figura 42 - Schematizzazione interoperabilità tra Revit e MidasGen

Essendo che il link diretto scaricato permette il passaggio di dati solo tra Midas e Revit, è necessario uno step intermedio per il passaggio del modello da Robot S.A. a Revit.

Il passaggio di modello tra Robot Structural Analysis e Revit risulta essere molto semplice, in quanto i due programmi sono creati dalla medesima software house e perciò Robot S.A. contiene già al suo interno un add-in che facilita e velocizza l'integrazione tra i due programmi dando la possibilità di importare ed esportare l'intero modello o parte di esso.

Per trasferire il modello da Robot S.A. a Revit è necessario che i due software siano entrambi aperti sul desktop, ed essendo il modello di riferimento un modello strutturale è importante che Revit sia impostato sull'opzione strutturale. In questo modo verranno esportati tutti gli elementi strutturali che lo compongono.

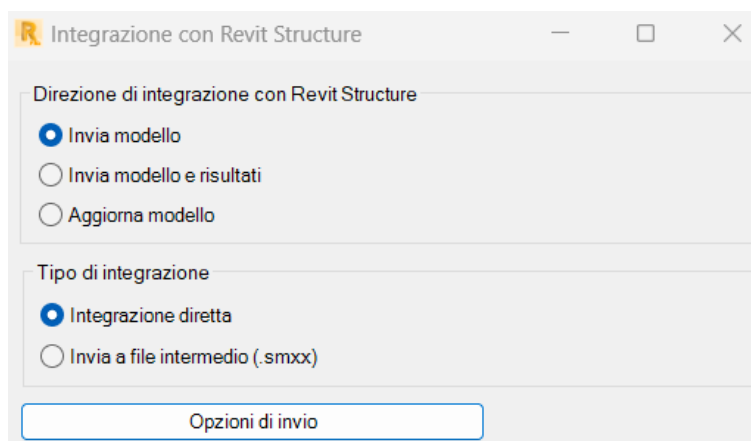


Figura 44 - Finestra Robot S.A. per passaggio modello in Revit Structure

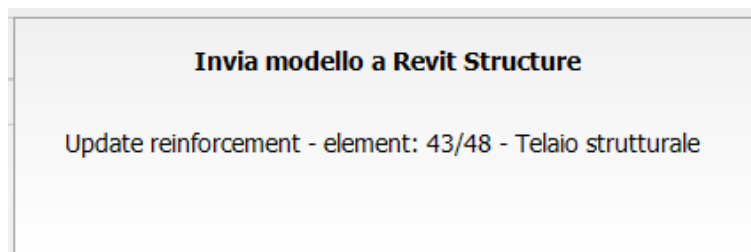


Figura 45 - Messaggio di trasferimento modello da Robot S.A. a Revit

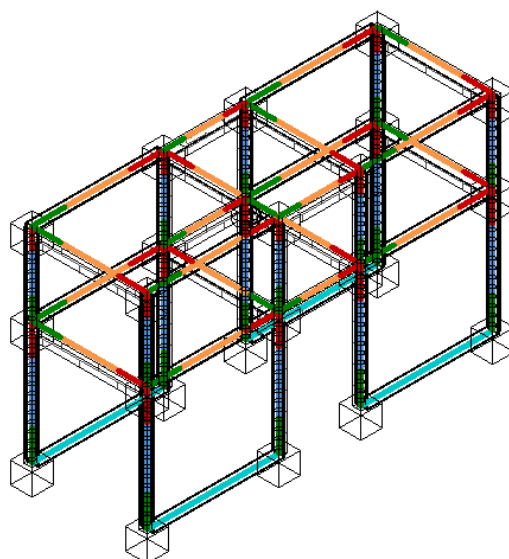


Figura 46 - Modello analitico esportato in Revit (vista wireframe)

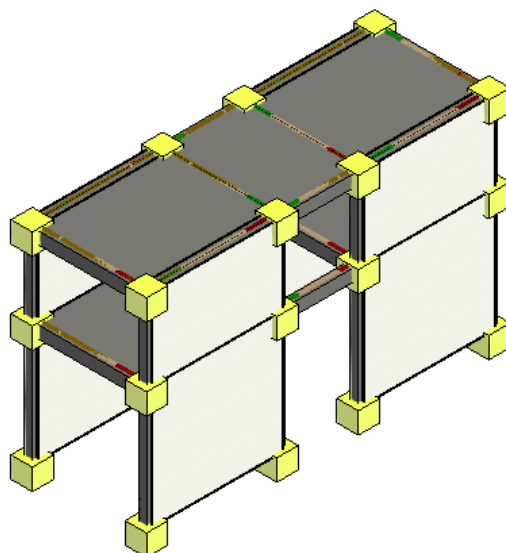


Figura 47 - Vista realistica in Revit del telaio con modello analitico

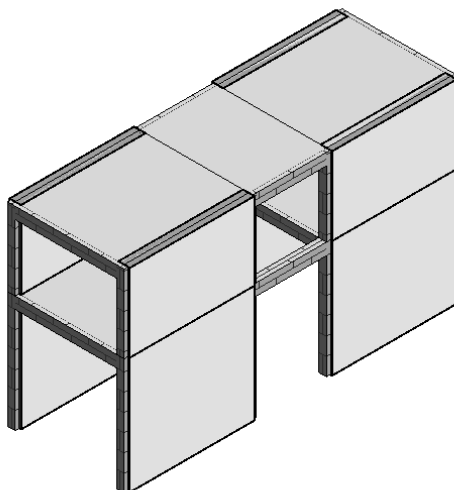


Figura 48 - Vista realistica in Revit del telaio senza modello analitico

Eseguito il passaggio in Revit, conviene controllare tutte le caratteristiche del modello importato per essere certi del passaggio corretto di tutti i dati e parametri precedentemente impostati. Verificato che tutti i componenti del telaio sono stati esportati, si può eseguire la seconda esportazione, ovvero quella al software strutturale: MidasGen.

Quest'ultima esportazione avviene grazie al link diretto esistente tra Midas e Revit; per eseguirlo basta aprire la finestra 'Moduli aggiuntivi' che si trova nell'interfaccia di Revit, selezionare 'Strumenti esterni' e successivamente 'Send model to MidasGen'. A questo punto si presenta una finestra che ci consente di inserire le preferenze di esportazione, quali unità di misura di forze e lunghezze che si vogliono esportare, oltre che il path per il salvataggio nel nuovo file (.MGT), il quale viene poi importato in Midas per l'esecuzione dell'analisi strutturale.

Send Model to midas Gen

Choose Files

Revit Model

Gen Model

Element Size

Fine Normal Coarse

Export Target

☒ All ☐ Visible objects only in the current view

Unit

Force Length

Section Mapping

Material Mapping

Figura 49 - Preferenze di esportazione modello Revit in MidasGen

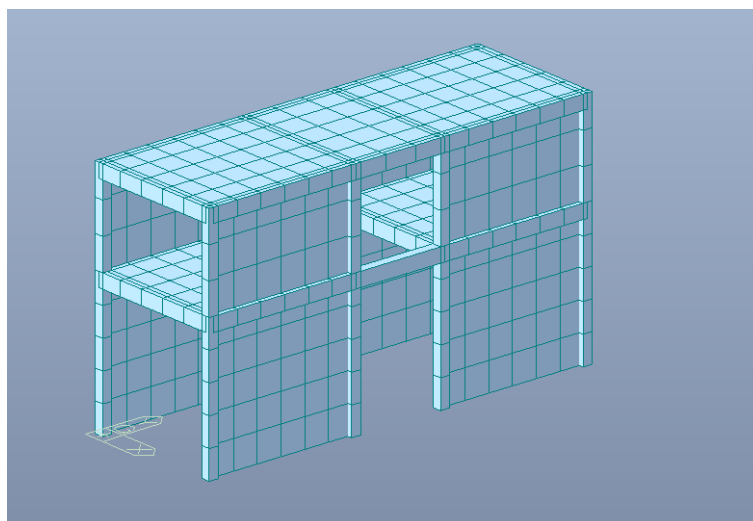


Figura 50 - Modello telaio importato in MidasGen

5. Analisi strutturali

Grazie al software MidasGen si è potuto procedere con lo svolgimento delle analisi sismiche e delle valutazioni strutturali relative al modello.

Le analisi sismiche che possono essere implementate con MidasGen sono:

- analisi statica lineare;
- analisi statica non lineare (Pushover);
- analisi dinamica modale (Spettrale);
- analisi dinamica time history lineare e non lineare;
- analisi non lineare per geometria e materiale;
- analisi P-Delta – effetti del II ordine (per piccole deformazioni);
- analisi di Buckling.

Le analisi utilizzate per lo svolgimento della presente tesi sono:

- analisi dinamica modale;
- analisi spettrale;
- analisi statica non-lineare (Pushover);
- Time History dinamica non lineare;

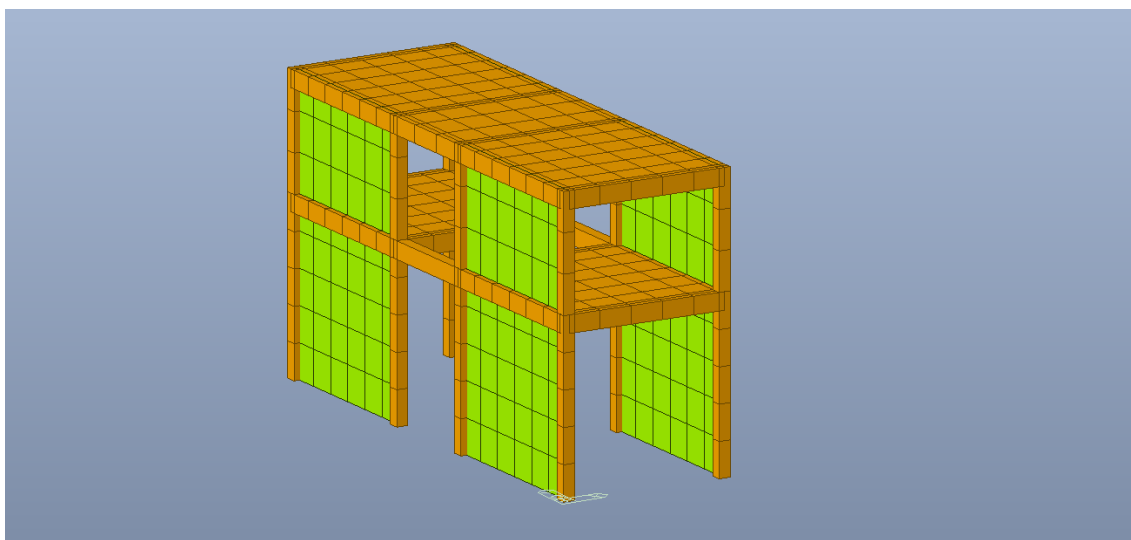


Figura 51 - Vista telaio in MidasGen

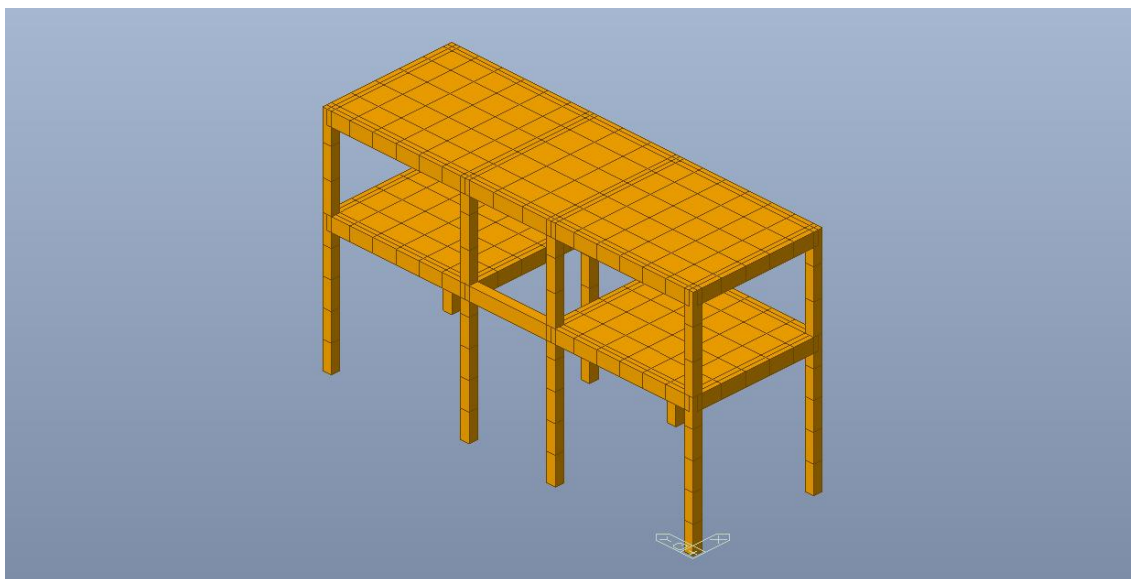


Figura 52 - Telaio in cemento armato

Importato il modello in Midas, il primo passaggio è il controllo delle caratteristiche della struttura, la verifica che l'esportazione e l'importazione del modello sia eseguita correttamente e che tutti gli elementi e i parametri definiti con la modellazione parametrica siano leggibili dal software strutturale che si sta utilizzando; dunque, che non vi siano state perdite di dati nel trasferimento da un programma all'altro.

Successivamente vi è la definizione di alcuni parametri fondamentali relativi alla tipologia di struttura che Midas deve analizzare:

- Struttura 3D: trattiamo una struttura tridimensionale e dunque anche le analisi saranno analisi 3D;
- Lumped mass: conversione della massa in masse concentrate. La massa degli elementi viene distribuita direttamente ai punti nodali di un elemento, e per i calcoli della massa vengono considerati solo i termini presenti sulla diagonale della matrice a masse concentrate, poiché i termini esterni alle diagonali sono pari a 0;
- Conversione del peso in masse in direzione X e Y: conversione del peso proprio in masse concentrate nelle direzioni X e Y, ovvero le direzioni in cui si verificherà il sisma. Considerando il telaio in esame un edificio ordinario, non è necessario analizzare come influisce la componente verticale del sisma sull'edificio;

- Accelerazione di gravità: 9.806 m/s^2 ;

Figura 53 - Definizioni parametri 'Tipo Struttura'

Inoltre, essendo l'azione sismica proporzionale alla massa è necessario indicare al programma quali masse considerare. In questo caso vengono convertiti in massa il peso proprio e i carichi distribuiti, tramite i comandi “Convert Self-weight into Masses” e “Loads to Masses”.

Le preferenze indicate per la conversione sono:

- Direzione della massa: per assegnare le direzioni applicabili per le masse convertite;
- Tipi di caricamento per la conversione: selezione dei tipi di carico da convertire;
- Gravità: 9.806 m/s^2 ;
- Caso di carico: imposto i casi di carico da convertire in massa e il fattore di scala per la quale essi vanno moltiplicati.

Loads to Masses

Mass Direction

☐ X ☐ Y ☐ Z

☒ X, Y ☐ Y, Z ☐ X, Z

☐ X, Y, Z

Load Type for Converting

☒ Nodal Load

☒ Beam Load

☒ Floor Load

☒ Pressure (Hydrostatic)

Gravity : 9.806 m/sec²

Load Case / Factor

Load Case : DL1

Scale Factor : 1

LoadCase	Scale
DL1	1
PERM1	1

Add Modify Delete

Remove Load to Mass Data

OK Cancel

Figura 54 - Impostazioni conversione carico in massa

Essendo il provino un telaio shear-type, ovvero un telaio con orizzontamenti rigidi, è utile determinare gli impalcati rigidi. Per la definizione dell'impalcato rigido devono essere presenti dei nodi che delimitino l'impalcato ed è fondamentale non definire l'impalcato rigido alla quota dove sono presenti le fondazioni e dunque gli incastrici con il terreno.

Story Data

Ground Level

0 m

	Module Name	Story Name	Level(m)	Height(m)	Floor Diaphragm
►	Base	Roof	7.50	0.00	Consider
	Base	2F	4.50	3.00	Consider
	Base	1F	0.00	4.50	Do not consider
*					

Figura 55 - Definizione impalcati rigidi

Per lo svolgimento di qualsiasi tipo di analisi strutturale vi è la necessità di definire le azioni che agiscono sulle costruzioni:

- Carico permanente (G): azioni che agiscono durante tutta la vita nominale della costruzione, la cui variazione di intensità nel tempo è così piccola e lenta da poterle considerare costanti nel tempo. In particolare, tra i carichi permanente vengono distinti il peso proprio di tutti gli elementi strutturali (G1) e il peso proprio di tutti gli elementi non strutturali (G2);
- Variabili (Q): azioni che agisce sulla struttura o sull'elemento strutturale con valori istantanei;
- Sismiche (E), azioni derivanti dai terremoti.

Al fine dello svolgimento del presente lavoro di studio, dovendo simulare le analisi sismiche che svolte in laboratorio su tavola vibrante i carichi che agiscono sulla struttura oggetto di analisi sono:

- Carico permanente strutturale (G1);
- Carico permanente non strutturale (G2);
- Azione sismica (E);

In MidasGen i carichi vengono definiti dalla finestra "Load".

Il peso permanente strutturale G1 viene calcolato automaticamente dal programma, e non è altro che il peso proprio della struttura (self-weight).

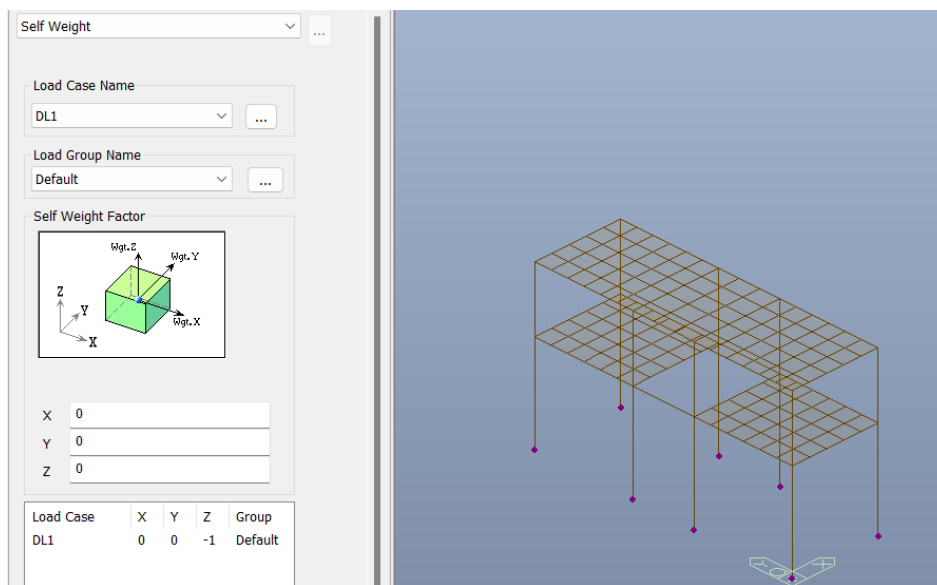


Figura 56 - Definizioni impostazioni calcolo G1

Il carico permanente strutturale G1 è considerato come anche il carico G2 un ‘dead load’. Come carico permanente non strutturale G2 si considerano i tramezzi composti da muratura in laterizio forato, che sono state precedentemente modellati tramite la modellazione parametrica.

Nonostante i vincoli siano stati precedentemente modellati in Dynamo, essendo essi un aspetto fondamentale è importante controllare che essi siano corretti e se necessario definirli nuovamente.

MidasGen nel caso in cui non venga specificato il tipo di vincolo presente in un nodo trave-colonna, lo assegna automaticamente come incastro rigido; è invece estremamente importante andare ad impostare i nodi che assumono la funzione di incastro con il terreno. Per la definizione dell’incastro con il terreno vengono bloccati tutti e sei i gradi di libertà del nodo, sia quelli relativo allo spostamento che quelli relativi alla rotazione. L’incastro viene infatti rappresentato dal programma strutturale come un esagono verde, che avendo 6 lati e quindi essendo composto da 6 triangoli, rappresentano i sei gradi di libertà del nodo e ognuno dei quali assume colorazione verde quando viene bloccato.

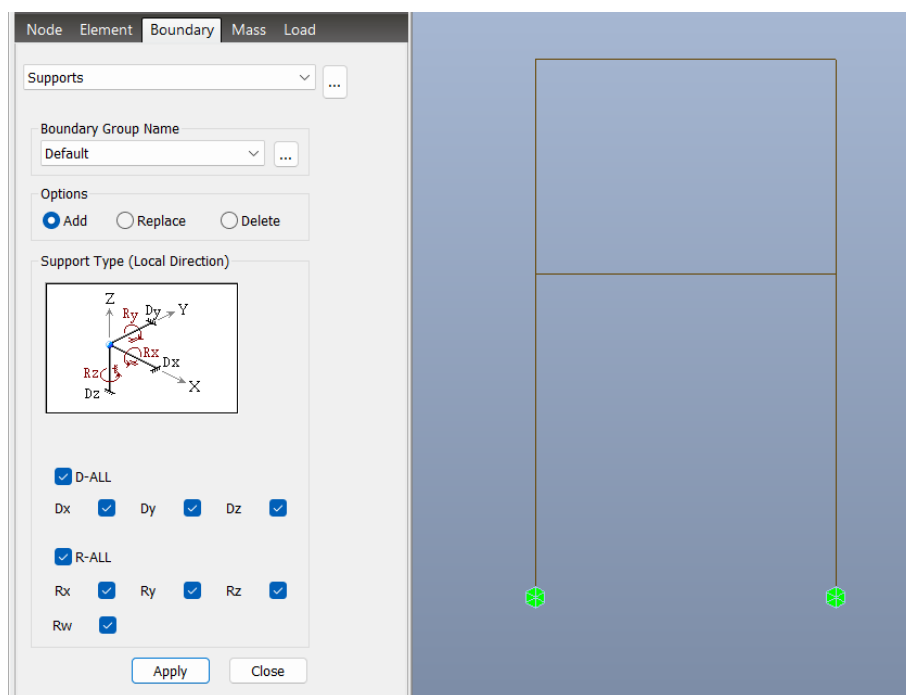


Figura 57 - Definizione vincoli alla base

Come ultimo passaggio, prima dell'esecuzione delle analisi, vi è il controllo delle armature inserite nel modello, poiché le informazioni relative alle armature sono l'unico dato che durante il passaggio del modello del telaio in c.a. da Revit a MidasGen viene perso.

Per l'inserimento delle armature nel modello di Midas è necessario come prima cosa definire le combinazioni di carico. Il software, definita la normativa alla quale il professionista fa riferimento e i carichi agenti sulla struttura, auto-genera le combinazioni di carico oppure dà la possibilità all'utente di caricarle manualmente. Note le combinazioni di carico, dalla finestra "Design", in particolare "RC Design" vengono inizialmente definiti i criteri per l'inserimento delle armature e successivamente attraverso il comando "Concrete Code Design" avviene il calcolo e l'inserimento dei ferri nelle sezioni in cemento armato.

Nel caso in esame, questo passaggio ha permesso di capire che lo svolgimento delle analisi su modello in scala 1:3 non è possibile attraverso un software come MidasGen, in quanto le dimensioni degli elementi strutturali riportati: pilastri 10x10 cm e travi 10x15 cm, forniscono un'area insufficiente per permettere al software l'inserimento delle armature.

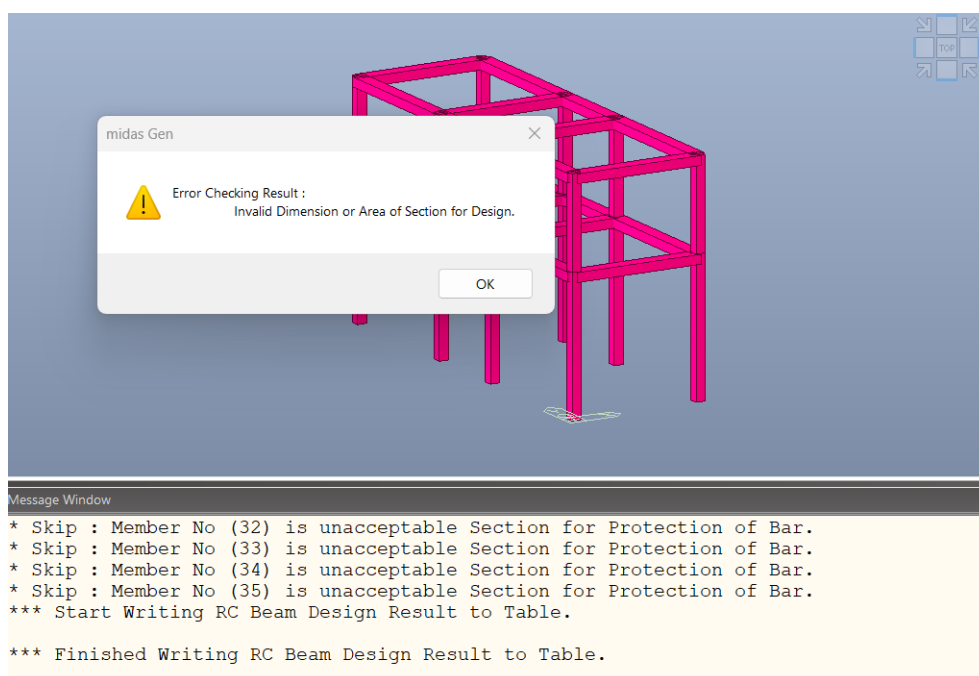


Figura 58 - Messaggio di errore

Per ovviare il problema si è optato dunque allo svolgimento delle analisi su un modello a grandezza reale.

Avendo inizialmente svolto una modellazione parametrica del provino la realizzazione di un nuovo modello in scala 1:1 risulta molto rapida, in quanto la semplice modifica dei parametri di input permette di scalare tutte le dimensioni lineari di un fattore di scala 3, ad eccezione delle barre di armatura, la cui dimensione di riferimento è l'area.

Si è passati ad una struttura in cemento armato composta da pilastri e travi, rispettivamente di dimensioni 30x30 cm e 45x30 cm, con all'interno dei ferri di armatura longitudinali di diametro 14 mm e staffe di diametro 7mm.

Tutte le analisi sismiche svolte al fine della redazione della presente tesi sono state implementate due volte, una prima volta semplicemente sul telaio in c.a. sopra descritto e una seconda volta sempre sulla struttura in cemento armato, ma alla quale è applicato un esoscheletro in legno lamellare GL36h, composto da elementi strutturali di sezione 30x10 cm e fogli in lega di alluminio 6060 di spessore 6 mm. Le due strutture, il telaio in c.a. e l'esoscheletro in legno, sono collegate per mezzo di collegamenti rigidi.

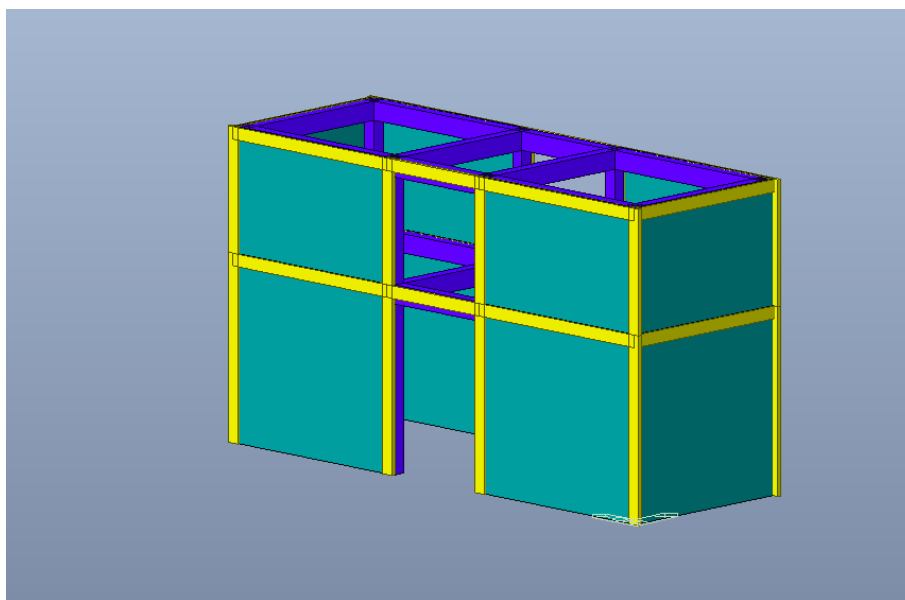


Figura 59 - Telaio con esoscheletro applicato

La modellazione della struttura per il retrofit dell'edificio è avvenuta direttamente in MidasGen, generando attorno alla struttura esistente un sistema di aste e nodi a cui vengono associate le relative sezioni.

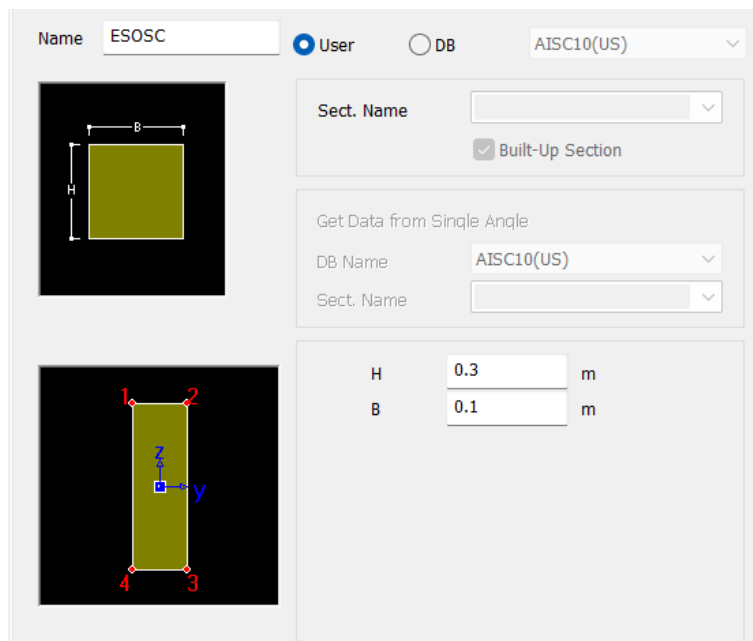


Figura 60 - Creazione sezioni esoscheletro

Da quanto prescritto dal bando RESUME il modello da analizzare presenta su tutte le campate, a meno di quella centrale, dei fogli in lega di alluminio 6060 di spessore 6 mm che assumono la funzione di ulteriore irrigidimento della struttura. L'inserimento nel modello di questi ultimi è avvenuto tramite il comando “creates element” impostando l'opzione “wall” - “membrane” - “CRB”:

- Wall: elemento muro;
- Membrane: l'oggetto membrana offre rigidezza nel piano e rigidezza rotazionale rispetto alla direzione verticale. Solitamente utilizzato per modellare pareti a taglio soggette solo a carichi nel piano;
- CRB: elemento muro per time history non lineare e analisi statica non lineare.

Come per il telaio in c.a. anche l'esoscheletro in legno è stato vincolato al terreno modellando gli incastri di interazione struttura-terreno.

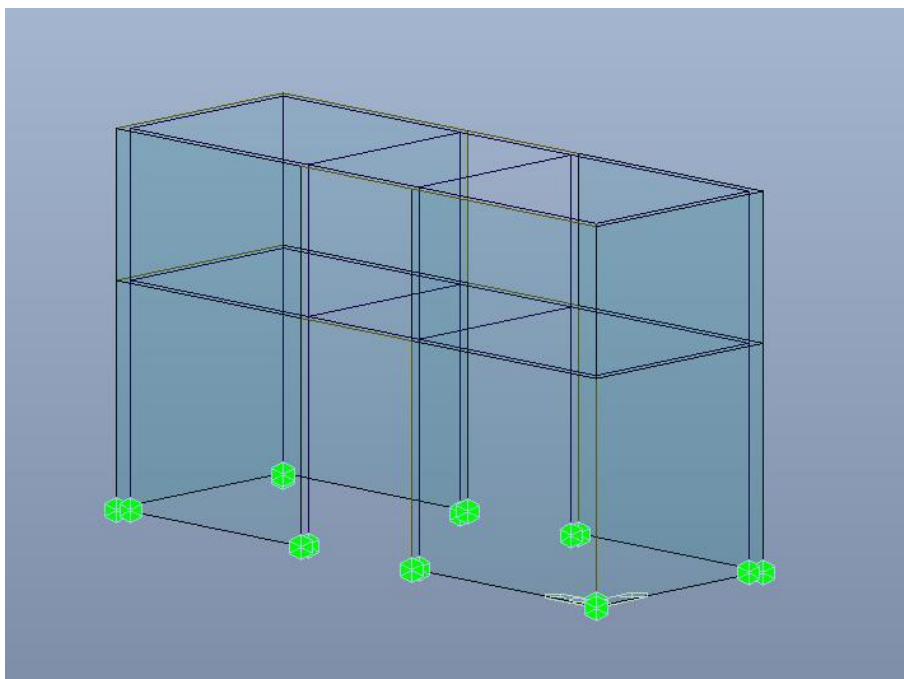


Figura 61 - Interazione esoscheletro-terreno

Le due costruzioni sono state collegate tramite dei collegamenti rigidi, impostati dalla piattaforma Midas come “Elastic Link” di tipo rigido, offerti dalla finestra “Boundary”. Non è possibile impostare direttamente per il collegamento “Rigid Link” in quanto sono definiti gli impalcati rigidi.

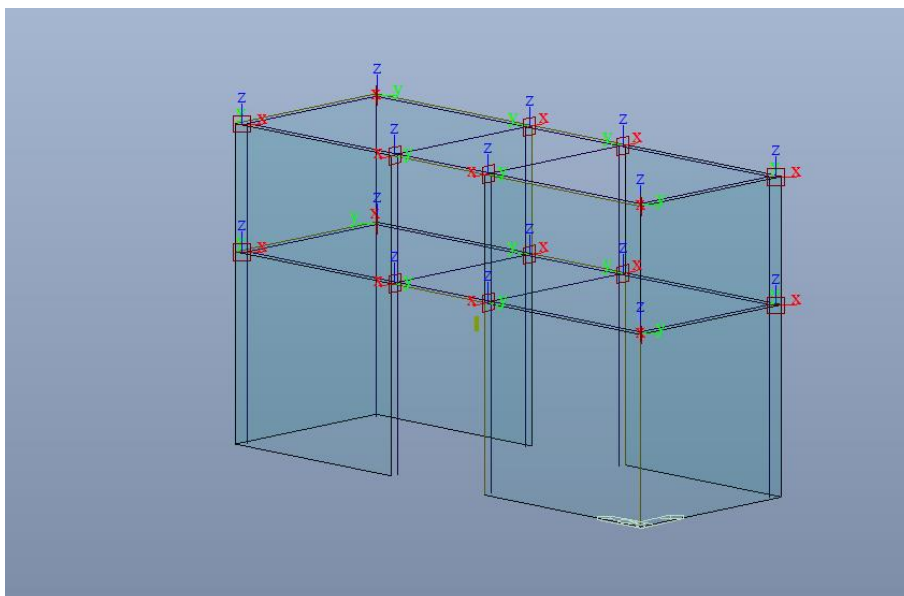


Figura 62 - Visualizzazione dei collegamenti rigidi

Tramite i passaggi descritti si è ottenuto il modello composto da telaio ed esoscheletro.

Nei prossimi paragrafi si entra nel dettaglio dell'implementazione dei vari tipi di analisi.

Per ogni analisi vengono riportati prima i risultati ottenuti durante la valutazione del solo telaio in c.a., e ad essi seguono quelli derivanti dall'applicazione dell'esoscheletro e rispettive riflessioni.

5.1. Analisi dinamica lineare

L'analisi dinamica lineare, anche definita analisi dinamica modale, consiste:

- nella definizione dei modi di vibrare della costruzione;
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica, rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati,
- nella combinazione di questi effetti.

In sostanza si tratta di scomporre la struttura in tanti oscillatori distinti, ciascuno con una propria frequenza e con una sua particolare risposta massima all'eccitazione dinamica.

Lo svolgimento di questo tipo di analisi è fondamentale nelle prime fasi dello studio poiché aiuta a capire se il modello su cui si lavora è realizzato correttamente o meno, grazie proprio ai modi principali di vibrare che si ottengono, ovvero alle caratteristiche dinamiche della struttura.

Prima di lanciare l'analisi dinamica lineare si seleziona la metodologia con la quale avviene la determinazione degli autovalori. MidasGen propone tre metodologie per il calcolo degli autovalori:

- Subspace iteration: formulazione che si basa su trasformazioni di ortogonalità e similarità; utilizzato per modelli ad elementi finiti di grande scala.
- Lanczos: formulazione per matrici sparse-metodo dell'iterazione del sottospazio; utilizzato per calcolare i modi più bassi.
- Ritz vectors: formulazione iterativa.

Per lo svolgimento dell'analisi modale per il presente lavoro di tesi è optato per il metodo di Lanczos ed è stato determinato il numero dei modi di vibrare da calcolare: 6.

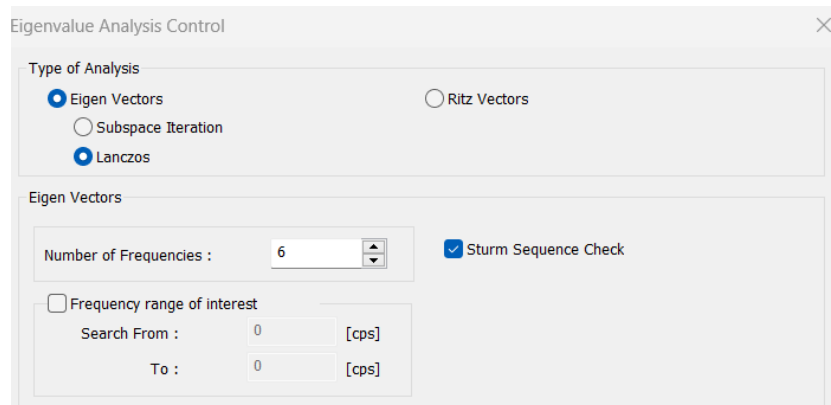


Figura 63 - Impostazioni per analisi modale

Svolgendo l'analisi si ottengono i 6 modi di vibrare richiesti, e tutti i dati ad essi relativi come periodo, frequenza, massa partecipante e fattore di partecipazione modale, che troviamo riassunti nella tabella sottostante.

Segue la presentazione dei modi di vibrare ottenuti per il solo telaio e successivamente per il sistema telaio-esoscheletro.

Mode	UX		UY		UZ		RX		RY		RZ	
EIGENVALUE ANALYSIS												
Mode No	Frequency				Period		Tolerance					
	(rad/sec)		(cycle/sec)		(sec)							
1	14.0057		2.2291		0.4486		1.8971E-27					
2	14.5426		2.3145		0.4321		1.8971E-27					
3	15.377		2.4473		0.4086		1.8971E-27					
4	53.102		8.4514		0.1183		4.1238E-20					
5	55.3816		8.8143		0.1135		2.1492E-19					
6	58.6892		9.3407		0.1071		5.1243E-21					
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)		MASS(%)		MASS(%)		MASS(%)		MASS(%)		MASS(%)	
1	98.2366	98.2366	0	0	0	0	0	0	0.0022	0.0022	0	0
2	0	98.2366	98.692	98.692	0	0	0.0005	0.0005	0	0.0022	0	0
3	0	98.2366	0	98.692	0	0	0	0.0005	0	0.0022	98.7683	98.7683
4	1.7631	99.9997	0	98.692	0	0	0	0.0005	0.0514	0.0537	0	98.7683
5	0	99.9997	1.3079	99.9999	0	0	0.0135	0.0141	0	0.0537	0	98.7683
6	0	99.9997	0	99.9999	0	0	0	0.0141	0	0.0537	1.2316	99.9999
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS		MASS		MASS		MASS		MASS		MASS	
1	71.7508	71.7508	0	0	0	0	0	0	0.0072	0.0072	0	0
2	0	71.7508	72.0835	72.0835	0	0	0.0075	0.0075	0	0.0072	0	0
3	0	71.7508	0	72.0835	0	0	0	0.0075	0	0.0072	1726.1219	1726.1219
4	1.2878	73.0386	0	72.0835	0	0	0	0.0075	0.1656	0.1728	0	1726.1219
5	0	73.0386	0.9553	73.0387	0	0	0.193	0.2006	0	0.1728	0	1726.1219
6	0	73.0386	0	73.0387	0	0	0	0.2006	0	0.1728	21.524	1747.6459
MODAL PARTICIPATION FACTOR PRINTOUT (kN,m)												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	Value		Value		Value		Value		Value		Value	
1	8.4706		0		0		0		0		0	
2	0		8.4902		0		0		0		0	
3	0		0		0		0		0		41.5466	
4	-1.1348		0		0		0		0		0	
5	0		-0.9774		0		0		0		0	
6	0		0		0		0		0		-4.6394	
MODAL DIRECTION FACTOR PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	Value		Value		Value		Value		Value		Value	
1	99.9977		0		0		0		0.0023		0	
2	0		99.9995		0		0.0005		0		0	
3	0		0		0		0		0		100	
4	97.1666		0		0		0		2.8334		0	
5	0		98.9752		0		1.0248		0		0	
6	0		0		0		0		0		100	

Tabella 3 - Valori modali telaio

Come si può notare dai dati in tabella, e anche dalle rappresentazioni dei modi che seguono, il primo modo di vibrare è caratterizzato prevalentemente da uno spostamento verso la direzione X. Infatti, la percentuale di massa attivata risulta essere molto elevata, pari al 98.236%. Il modo 1 è un modo traslazionale e vista anche l'elevata percentuale di massa sollecitata è anche un modo principale. Il secondo modo di vibrare invece è caratterizzato da uno spostamento in direzione Y e presenta una percentuale di massa eccitata del 98.692%. Anche questo modo lo si può assumere traslazionale e principale. Il terzo modo, invece, è torsionale ed eccita una percentuale di massa pari a 98.769%, anch'esso è da considerarsi principale. I

nodì successivi al terzo presentano dati decisamente meno rilevanti rispetto ai modi sopra citati. Seguono le rappresentazioni dei 6 modi di vibrare ottenuti:

Modo di vibrare 1:

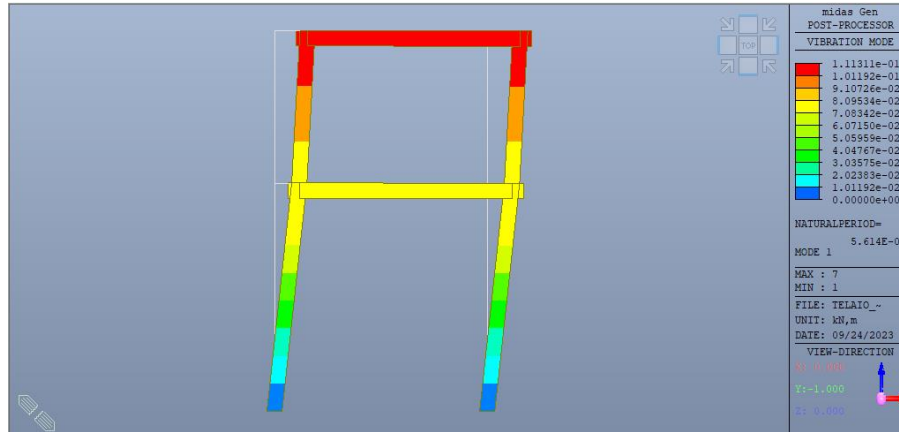


Figura 64 - Prospetto direzione X modo di vibrare 1

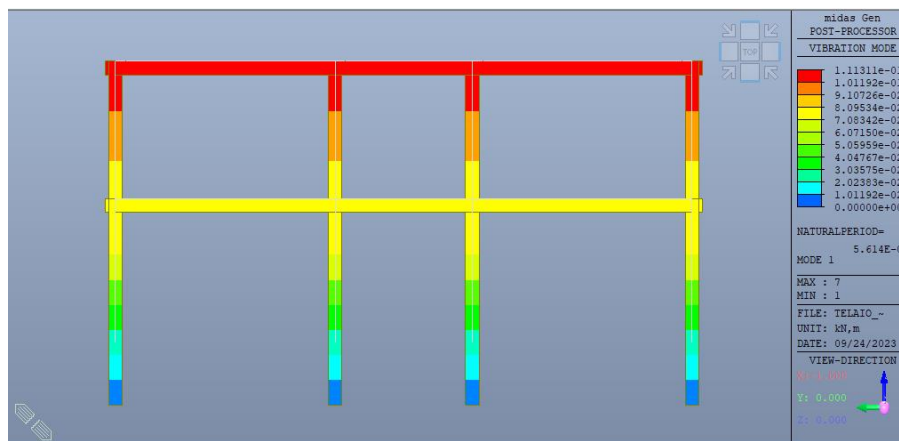


Figura 65 - Prospetto direzione Y modo di vibrare 1

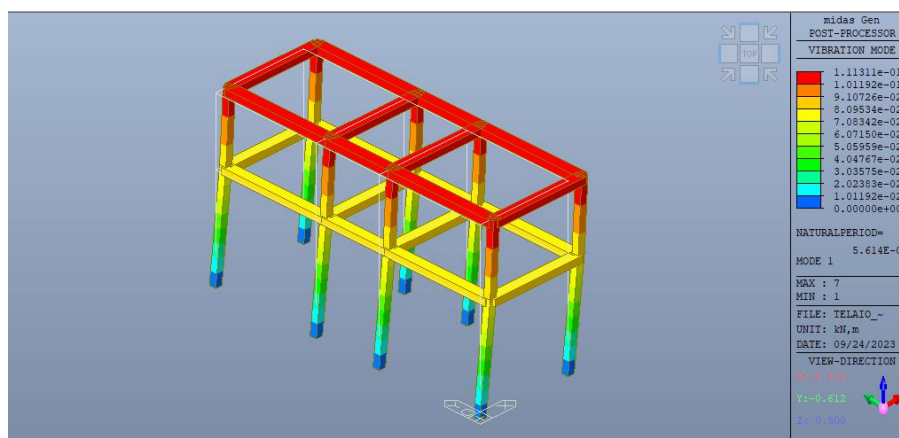


Figura 66 - Vista assonometrica modo di vibrare 1

Modo di vibrare 2:

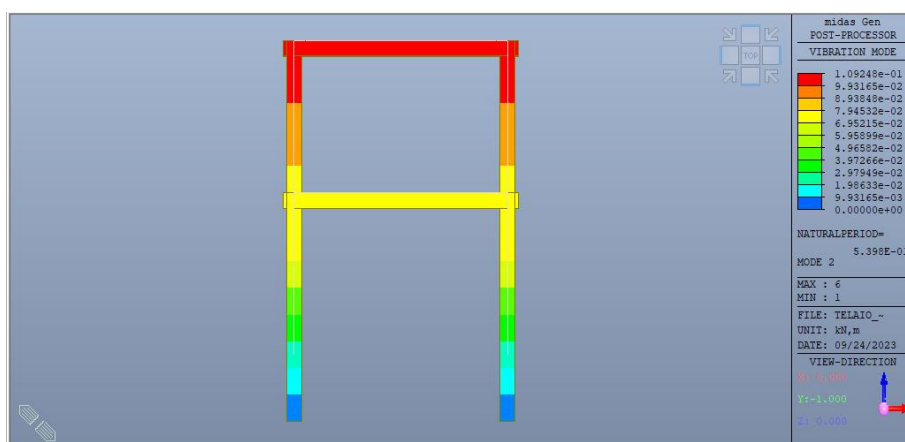


Figura 67 - Prospetto direzione X modo di vibrare 2

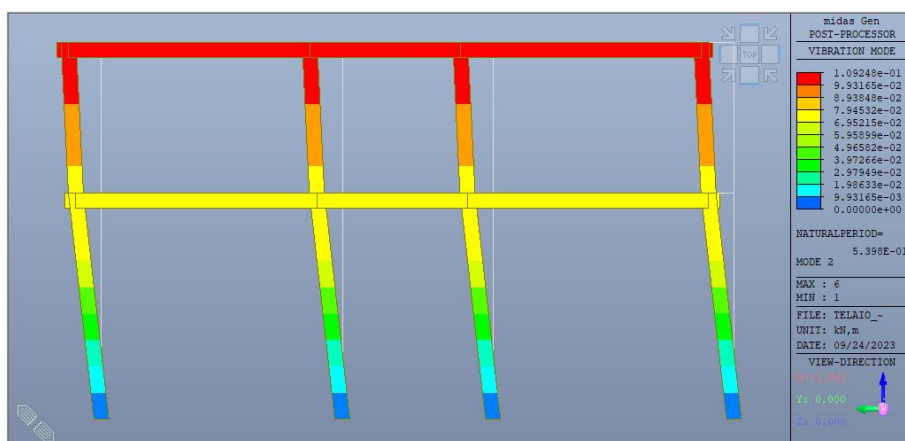


Figura 68 - Prospetto in direzione Y modo di vibrare 2

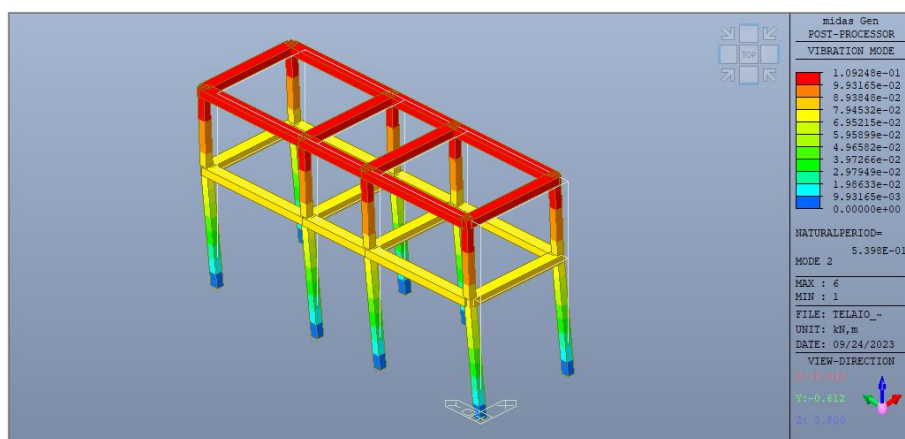


Figura 69 - Vista assonometrica modo di vibrare 2

Modo di vibrare 3:

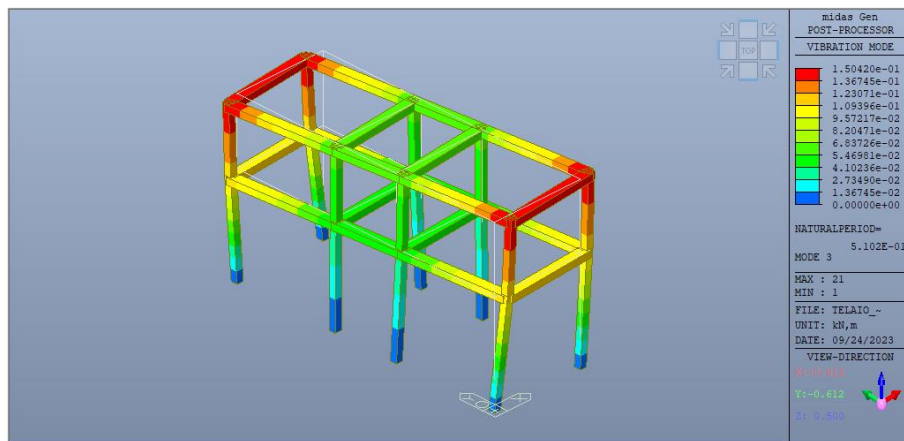


Figura 71 - Vista assonometrica modo di vibrare 3

Modo di vibrare 4:

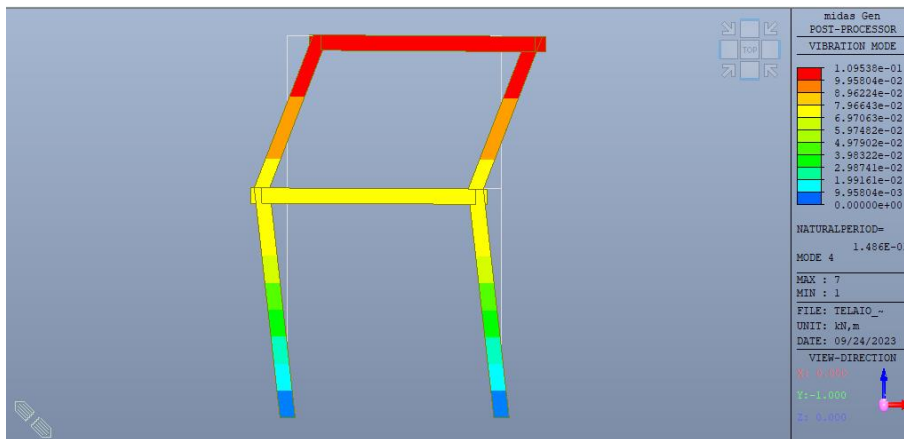


Figura 72 - Prospetto direzione X modo di vibrare 4

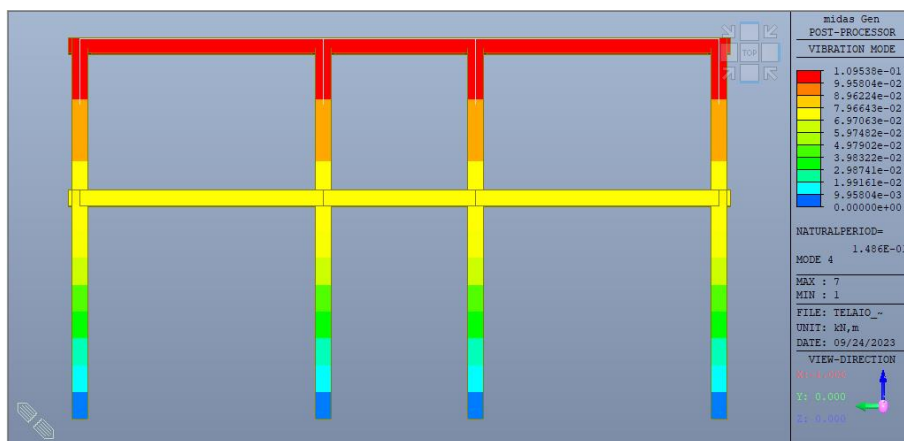


Figura 73 - Prospetto direzione Y modo di vibrare 4

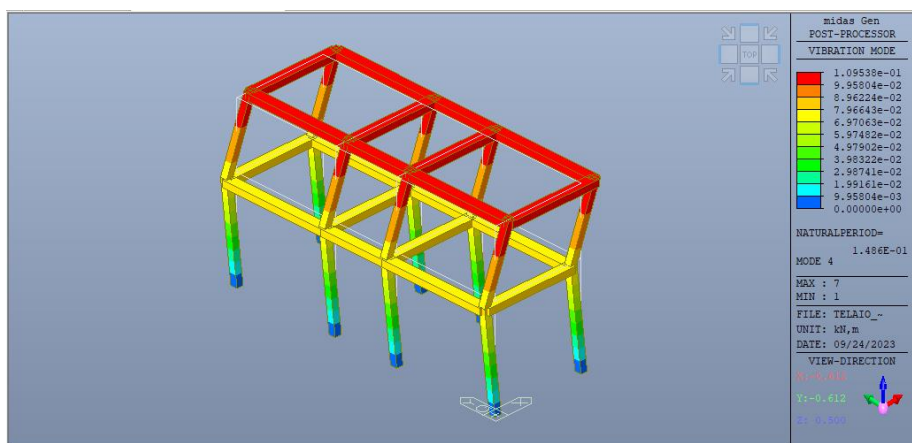


Figura 74 - Vista assonometrica modo di vibrare 4

Modo di vibrare 5:

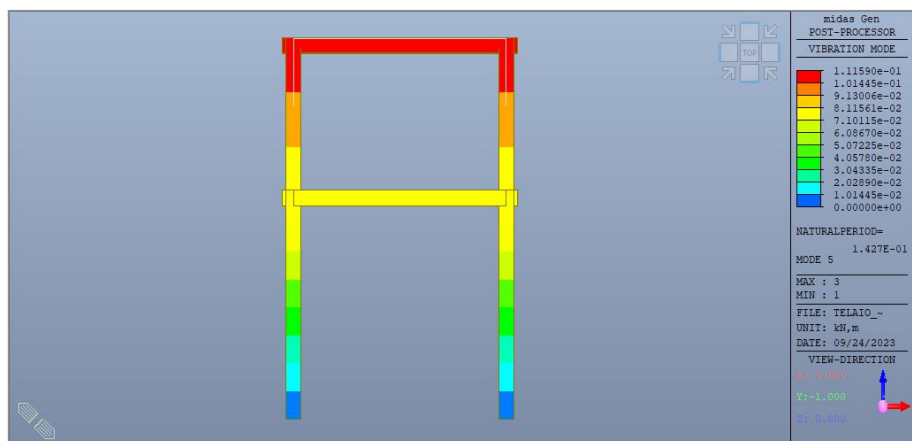


Figura 75 - Prospetto direzione X modo di vibrare 4

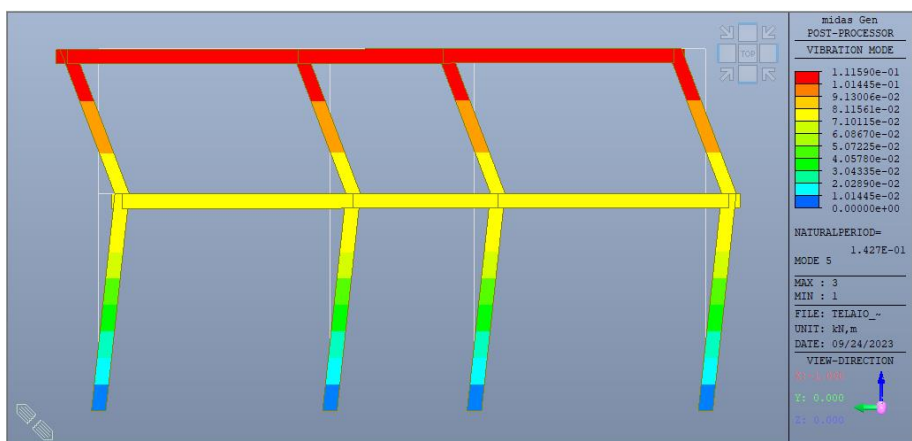


Figura 76 - Prospetto direzione Y modo di vibrare 5

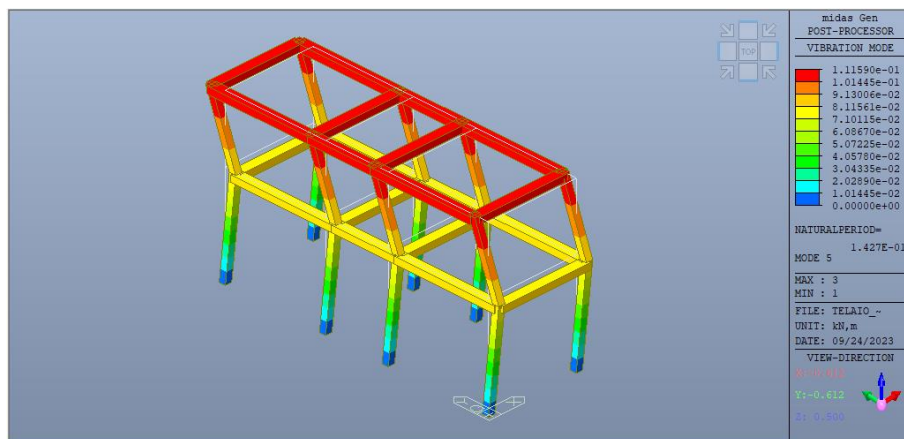


Figura 77 - Vista assonometrica modo di vibrare 5

Modo di vibrare 6:

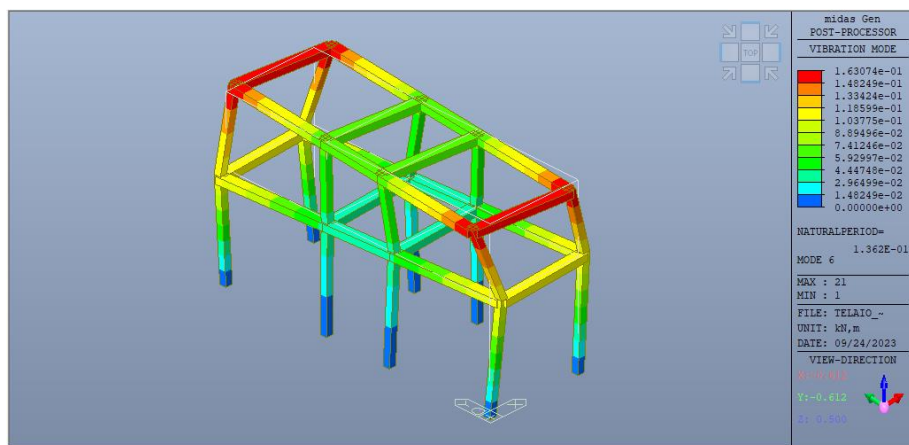


Figura 78 - Vista assonometrica modo di vibrare 6

Risulta utile anche verificare la coincidenza tra il baricentro di massa (CM) e il baricentro di rigidezza (CR), poiché nel caso in cui CM non coincide con CR si è in presenza di eccentricità tra i baricentri e l'azione sismica, che è applicata in corrispondenza di CM, genera effetti torsionali alla struttura. Come è possibile leggere in tabella e grazie alla rappresentazione grafica riportata nel caso in esame CM e CR coincidono e non è presente eccentricità, né in direzione X, né in direzione Y.

Story	Level (m)	Weight Center		Stiffness Center		Ecc. Dist.		Torsional Stiffness (kN*m)	El. Radius		Ecc. Ratio	
		X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)		X (m)	Y (m)	X	Y
Roof	7.5	2.1	6.3	2.1	6.3	0	0	574000	5.14	4.64	0	0
2F	4.5	2.1	6.3	2.1	6.3	0	0	399000	5.07	4.91	0	0
1F	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabella 4 - Tabella eccentricità telaio

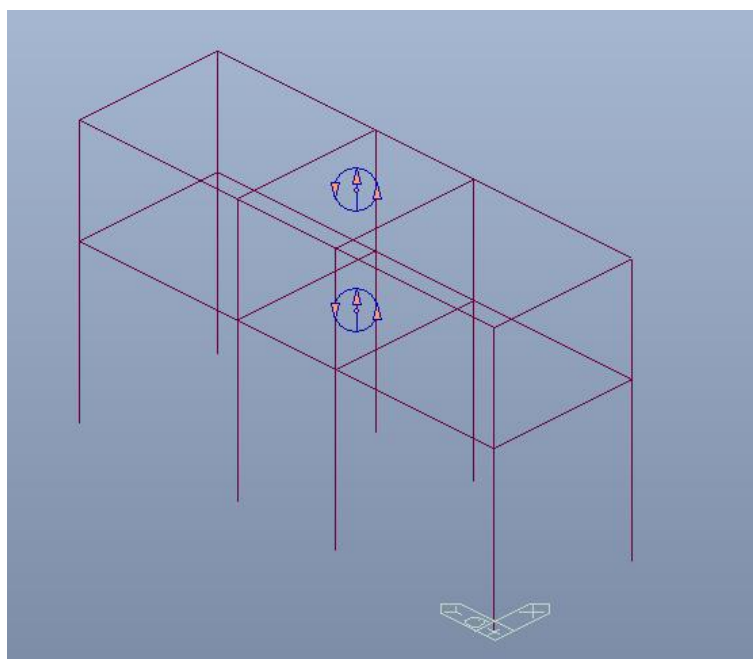


Figura 79 - Rappresentazione grafica CM e CR

Noto il comportamento dinamico del telaio in c.a., vengono analizzati i dati relativi ai modi di vibrare per il modello tridimensionale della struttura con applicato l'esoscheletro strutturale:

Mode	UX		UY		UZ		RX		RY		RZ	
EIGENVALUE ANALYSIS												
Mode No	Frequency				Period		Tolerance					
	(rad/sec)		(cycle/sec)		(sec)							
1	39.585		6.3001		0.1587		1.2106E-25					
2	59.4486		9.4615		0.1057		1.2106E-25					
3	59.7533		9.51		0.1052		1.2106E-25					
4	122.1815		19.4458		0.0514		1.2106E-25					
5	181.9807		28.9631		0.0345		1.2106E-25					
6	182.8286		29.0981		0.0344		1.2106E-25					
MODAL PARTICIPATION MASSES PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS(%)		MASS(%)		MASS(%)		MASS(%)		MASS(%)		MASS(%)	
1	98.4546	98.4546	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	98.4546	98.4159	98.4159	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	98.4546	0	98.4159	0	0	0	0	0	0	98.9079	98.9079
4	1.5454	100	0	98.4159	0	0	0	0	0	0	0	98.9079
5	0	100	1.5841	100	0	0	0	0	0	0	0	98.9079
6	0	100	0	100	0	0	0	0	0	0	1.0921	100
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	MASS		MASS		MASS		MASS		MASS		MASS	
1	113.3946	113.3946	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0	113.3946	113.35	113.35	0	0	0	0	0	0	0	0
3	0	113.3946	0	113.35	0	0	0	0	0	0	2732.0911	2732.0911
4	1.7799	115.1745	0	113.35	0	0	0	0	0	0	0	2732.0911
5	0	115.1745	1.8245	115.1745	0	0	0	0	0	0	0	2732.0911
6	0	115.1745	0	115.1745	0	0	0	0	0	0	30.1664	2762.2575
MODAL PARTICIPATION FACTOR PRINTOUT (kN,m)												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	Value		Value		Value		Value		Value		Value	
1	10.6487		0		0		0		0		0.0025	
2	0		10.6466		0		0		0		0	
3	-0.0005		0		0		0		0		52.2694	
4	-1.3341		0		0		0		0		0.0004	
5	0		-1.3507		0		0		0		0	
6	0		0		0		0		0		5.4924	
MODAL DIRECTION FACTOR PRINTOUT												
Mode No	TRAN-X		TRAN-Y		TRAN-Z		ROTN-X		ROTN-Y		ROTN-Z	
	Value		Value		Value		Value		Value		Value	
1	100		0		0		0		0		0	
2	0		100		0		0		0		0	
3	0		0		0		0		0		100	
4	100		0		0		0		0		0	
5	0		100		0		0		0		0	
6	0		0		0		0		0		100	

Tabella 5 - Valori modali telaio con esoscheletro

Come si può notare dai dati in tabella, e anche dalle rappresentazioni dei modi che seguono, il primo modo di vibrare è caratterizzato prevalentemente da uno spostamento verso la direzione X. Infatti, la percentuale di massa attivata risulta essere molto elevata, pari al 98.454%. Il modo 1 è un modo traslazionale e vista anche l'elevata percentuale di massa sollecitata è anche un modo principale.

Il secondo modo di vibrare invece è caratterizzato da uno spostamento in direzione Y e presenta una percentuale di massa eccitata del 98.415%. Anche questo modo lo si può assumere traslazionale e principale.

Il terzo modo è torsionale ed eccita una percentuale di massa pari a 98.907%, anch'esso è da considerarsi principale. I nodi successi al terzo presentano dati decisamente meno rilevanti rispetto a quelli citati.

Seguono le rappresentazioni dei modi di vibrare ottenuti:

Modo di vibrare 1:

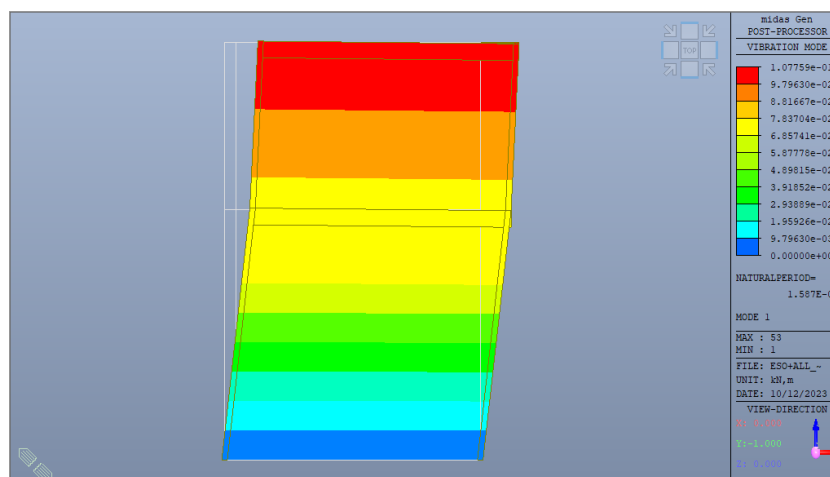


Figura 80 - Prospetto direzione X modo di vibrare 1

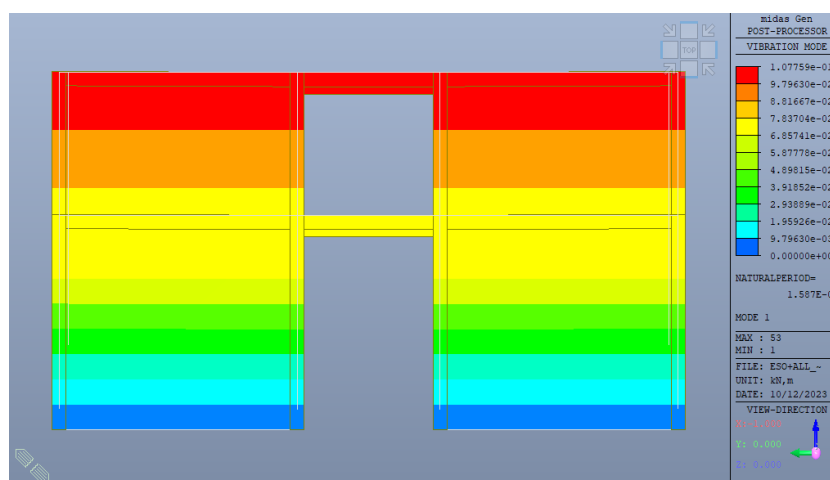


Figura 81 - Prospetto direzione Y modo di vibrare 1

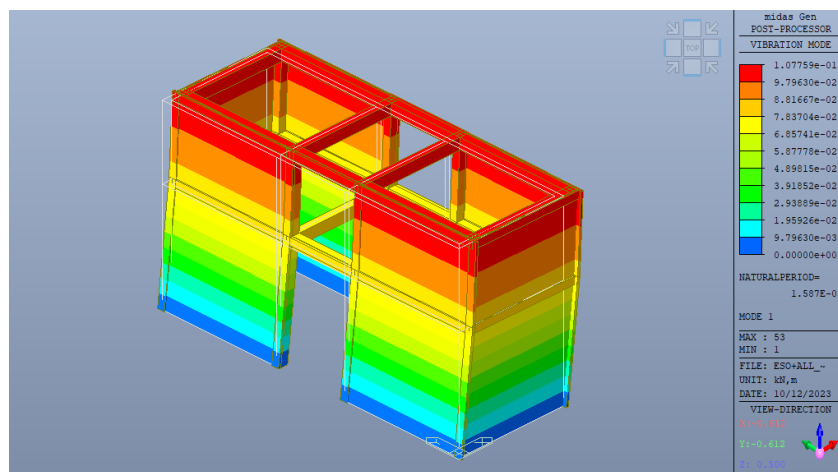


Figura 82 - Vista assonometrica modo di vibrare 1

Modo di vibrare 2:

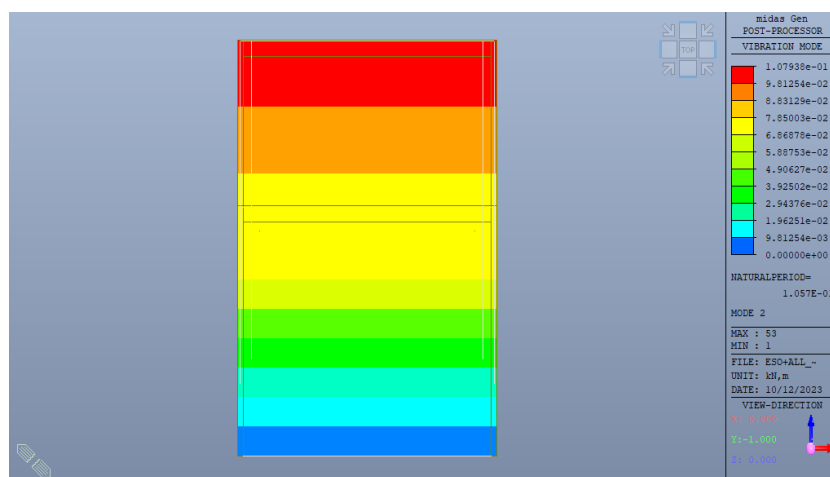


Figura 83 - Prospetto direzione X modo di vibrare 2

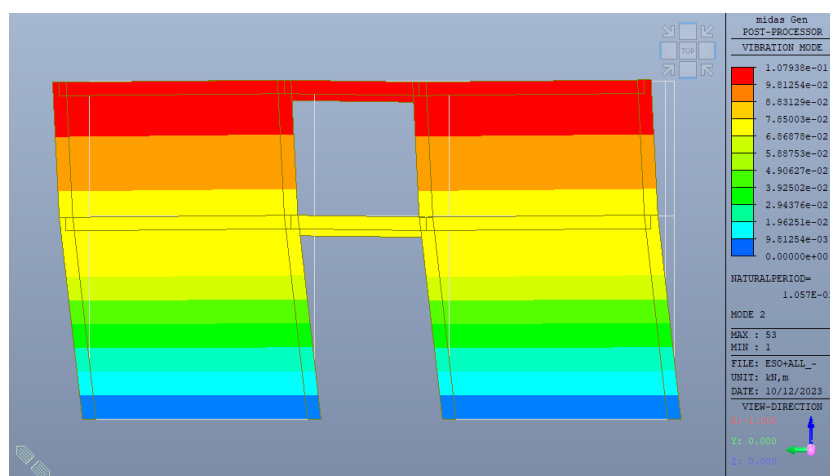


Figura 84 - Prospetto direzione Y modo di vibrare 2

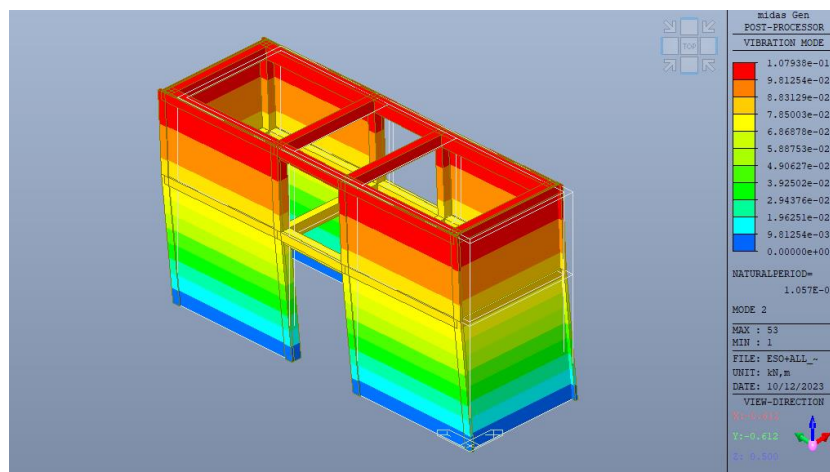


Figura 85 - Vista assonometrica modo di vibrare 2

Modo di vibrare 3:

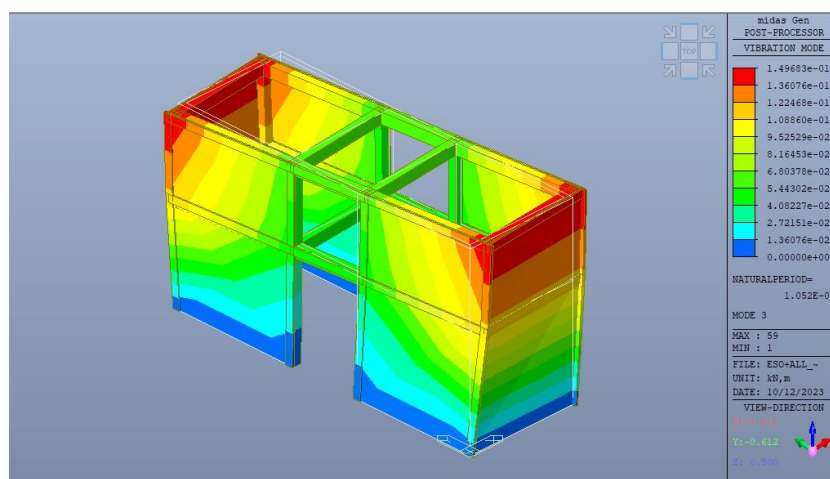


Figura 86 - Vista assonometrica modo di vibrare 3

Modo di vibrare 4:

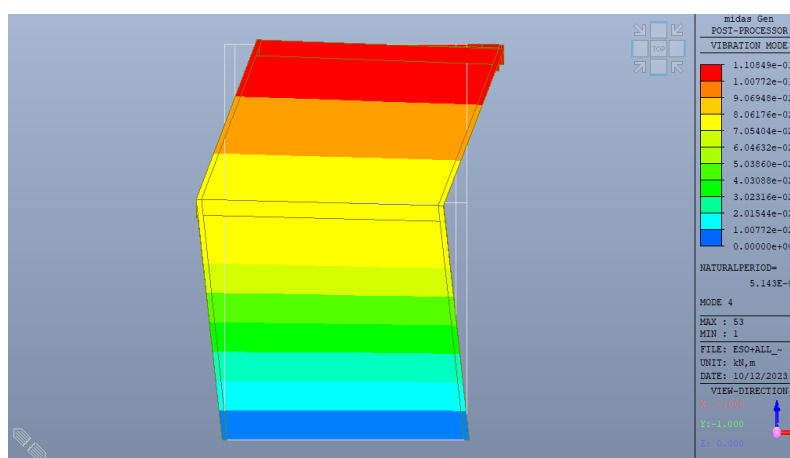


Figura 87 - Prospetto direzione X modo di vibrare 4

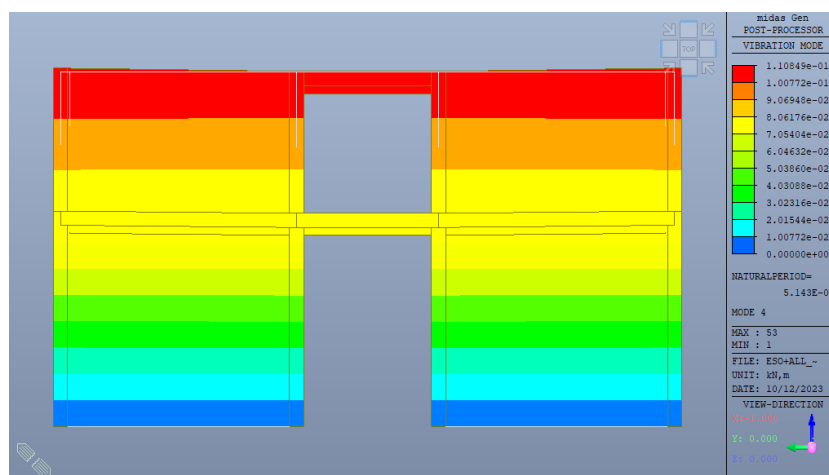


Figura 88 - Prospetto direzione Y modo di vibrare 4

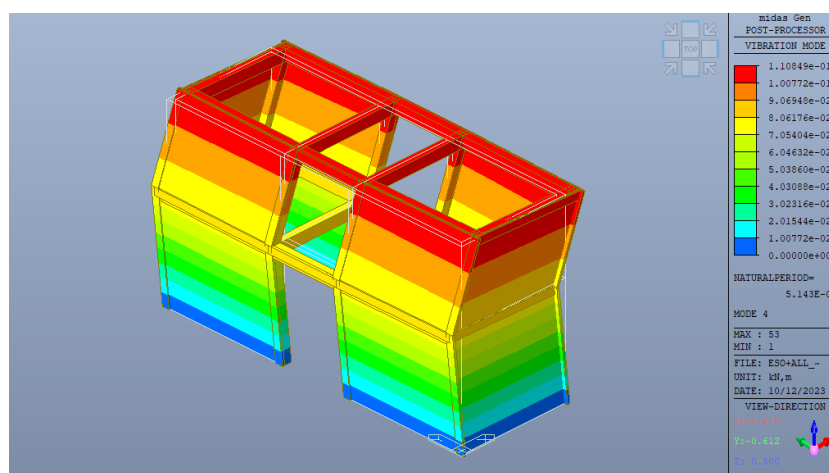


Figura 89 - Vista assonometrica modo di vibrare 4

Modo di vibrare 5:

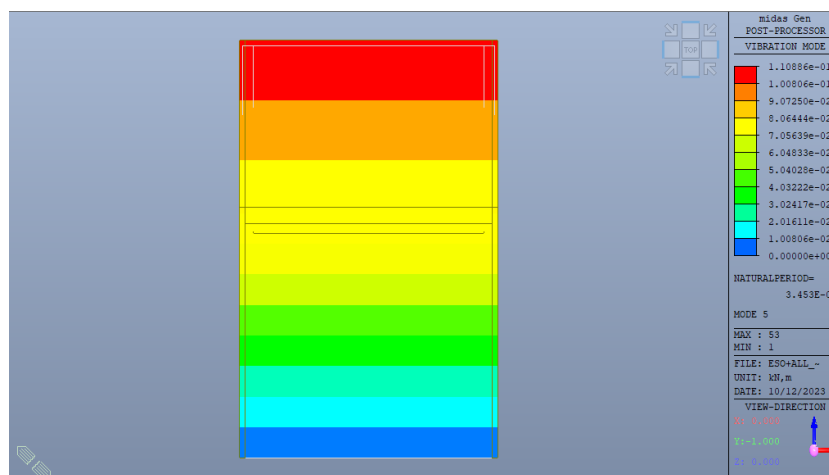


Figura 90 - Prospetto direzione X modo di vibrare 5

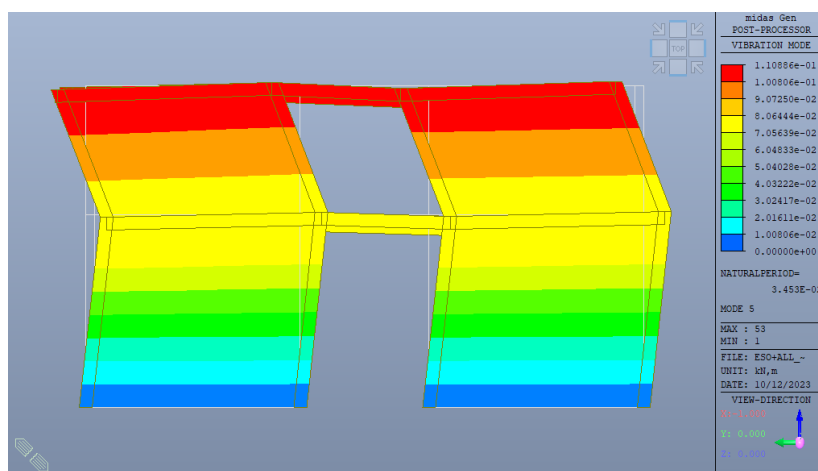


Figura 91 - Prospetto direzione Y modo di vibrare 5

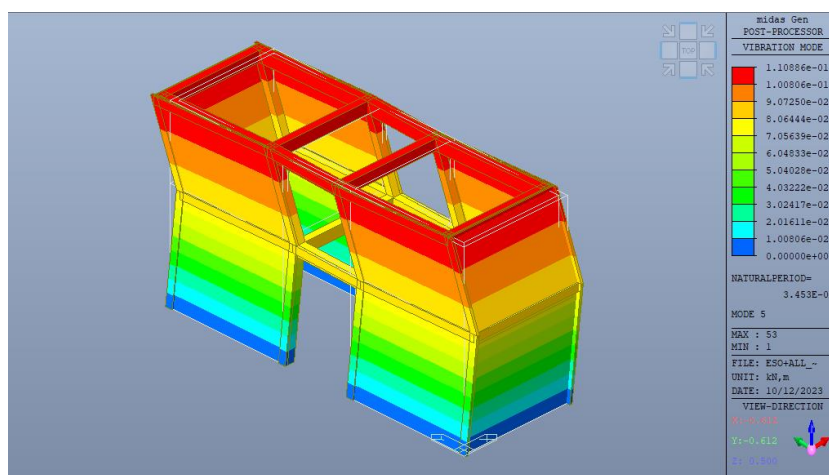


Figura 92 - Vista assonometrica modo di vibrare 5

Modo di vibrare 6:

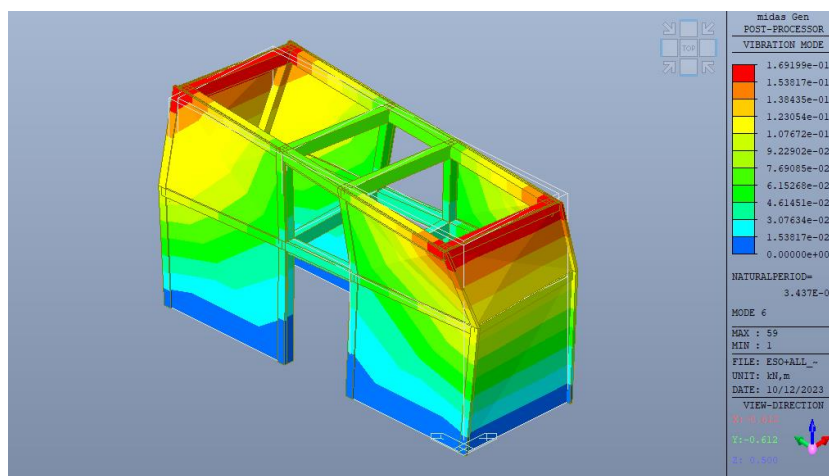


Figura 93 - Vista assonometrica modo di vibrare 6

Anche per il telaio rivestito dalla struttura lignea dell'esoscheletro è stata verificata che la coincidenza tra CM e CR che caratterizza il telaio nudo, sia ancora presente, e come è possibile leggere dai dati presenti nella tabella e grazie alla rappresentazione grafica riportata, anche in questa casistica, il baricentro di massa e di rigidezza coincidono e non è presente eccentricità, né in direzione X, né in direzione Y.

Story	Level (m)	Weight Center		Stiffness Center		Ecc. Dist.		Torsional Stiffness (kN*m)	El. Radius		Ecc. Ratio	
		X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)	X (m)	Y (m)		X (m)	Y (m)	X	Y
Roof	7.5	2.1	6.3	2.1	6.3	0	0	15400000	7.13	4.78	0	0
2F	4.5	2.1	6.3	2.1	6.3	0	0	10300000	7.2	4.79	0	0
1F	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Tabella 6 - Tabella eccentricità telaio con esoscheletro

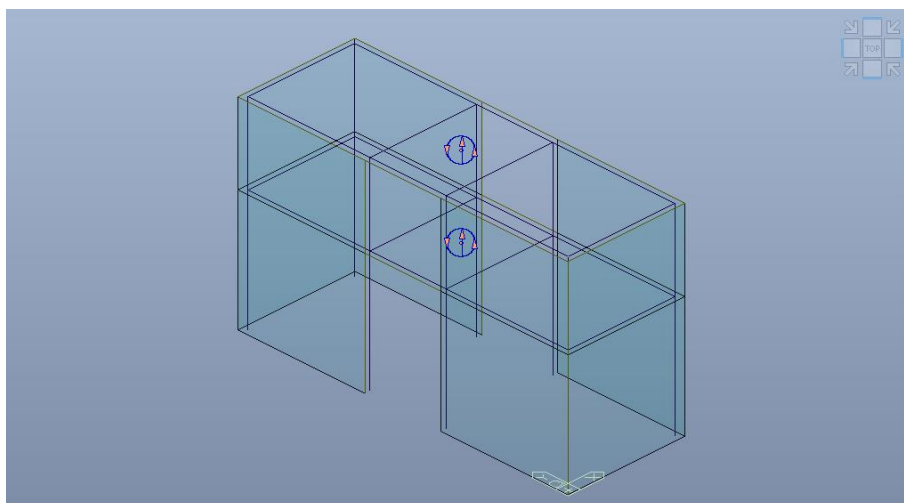


Figura 94 - Rappresentazione grafica centro di massa e centro di rigidezza

5.1.1. Risultati

A seguito delle analisi modali eseguite sui due modelli, vengono rappresentati in maniera grafica i risultati ottenuti in termini di periodo dei modi di vibrare.

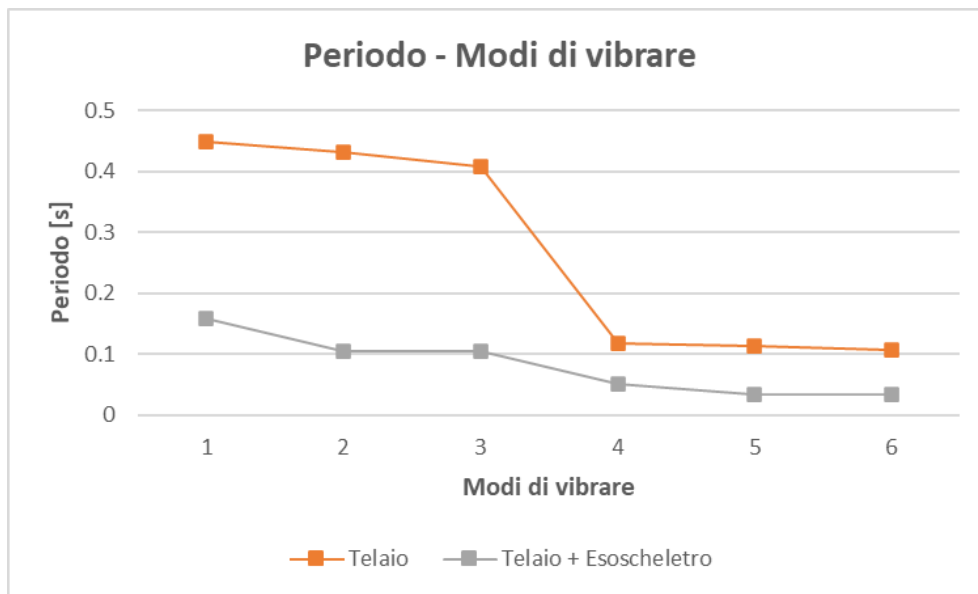


Grafico 1 - Valori dei modi di vibrare dei diversi modelli

Dal grafico raffigurante i periodi in funzione dei modi di vibrare è evidente come i periodi caratterizzanti il comportamento del solo telaio siano superiori a quelli del telaio in presenza dell'esoscheletro. Tali risultati dimostrano che l'applicazione della soluzione di retrofitting porta all'aumento della rigidezza degli elementi strutturali, e poiché il periodo di vibrazione di una struttura viene calcolato come:

$$T_n = 2\pi * \sqrt{\frac{m}{k}} \text{ [s]}$$

Dove:

m : massa del sistema

k : rigidezza del sistema

Significa che per quanto l'aggiunta dell'esoscheletro strutturale in legno porti ad un incremento della massa del sistema, la sua presenza aumenta in maniera più che proporzionale la rigidezza che caratterizza la costruzione, rendendo quindi il periodo inferiore a quello del semplice telaio. Prendendo in considerazione i modi principali due modelli, che come precedentemente visto sono i primi 3 modi di vibrare, le riduzioni dei periodi di vibrare, in termini percentuali, a seguito dell'applicazione dell'esoscheletro strutturale sono: per il modo 1 del 64.62%, per il modo 2 del 75.54% e per il modo 3 del 74.25 %.

Per fornire maggiori informazioni relativamente alle masse, seguono grafici rappresentanti la percentuale di masse sollecitate; per ogni modo di vibrare nel primo grafico sono rappresentate le percentuali di masse mobilitate, mentre nel secondo le masse stesse. Dal grafico raffigurante la percentuale di massa partecipante per ogni modo di vibrare della struttura è evidente, che le due strutture si comportino in maniera molto simile, nonostante la differenza relativa al periodo di vibrazione precedentemente evidenziata.

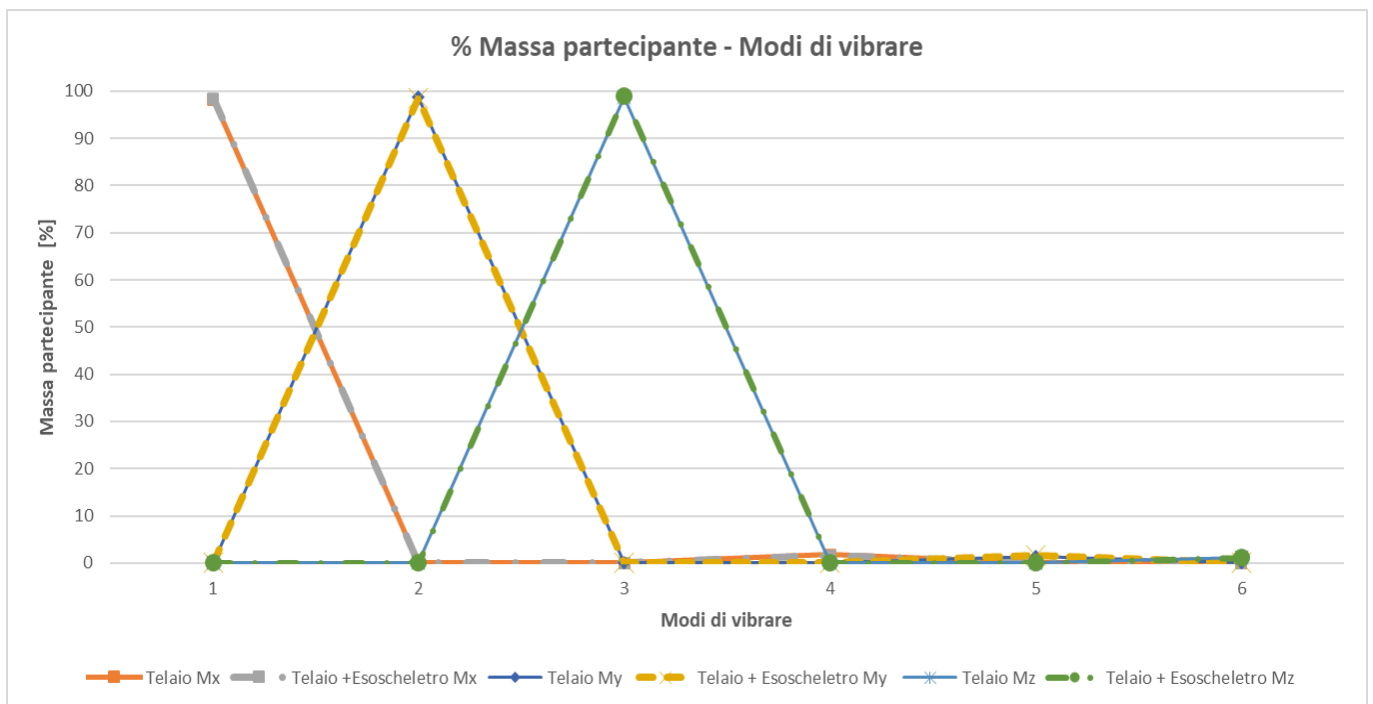


Grafico 2 - % massa partecipante – Modi di vibrare

Si nota come le percentuali di massa mobilitata siano praticamente le stesse per ogni modo delle due strutture, nonostante le masse effettive che ogni percentuale rappresenta siano molto differenti tra di loro, come evidenziato dal *Grafico 3*, *Grafico 4* e *Grafico 5*. Essi, infatti, mostrano che la massa sollecitata per i 3 modi principali è aumentata del 58.04% per il modo 1, del 57.25% per il modo 2 e del 58.25% per il modo 3.

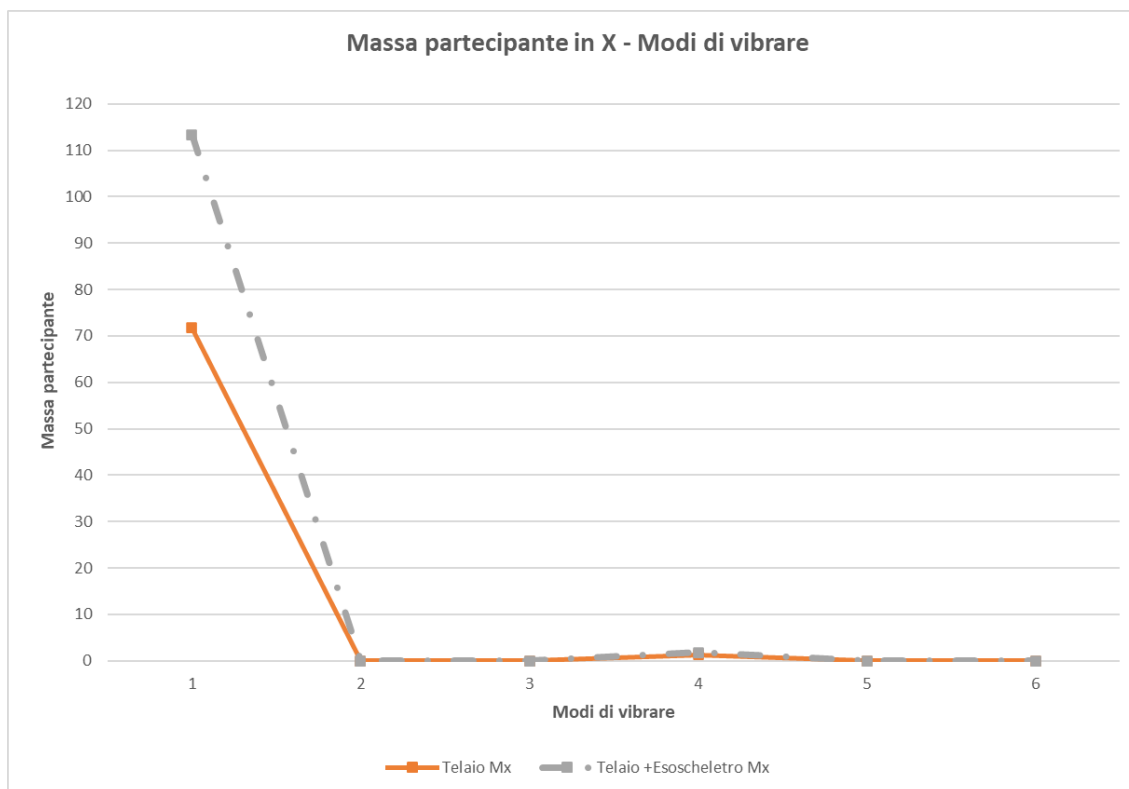


Grafico 3 - Massa partecipante in X- modi di vibrare

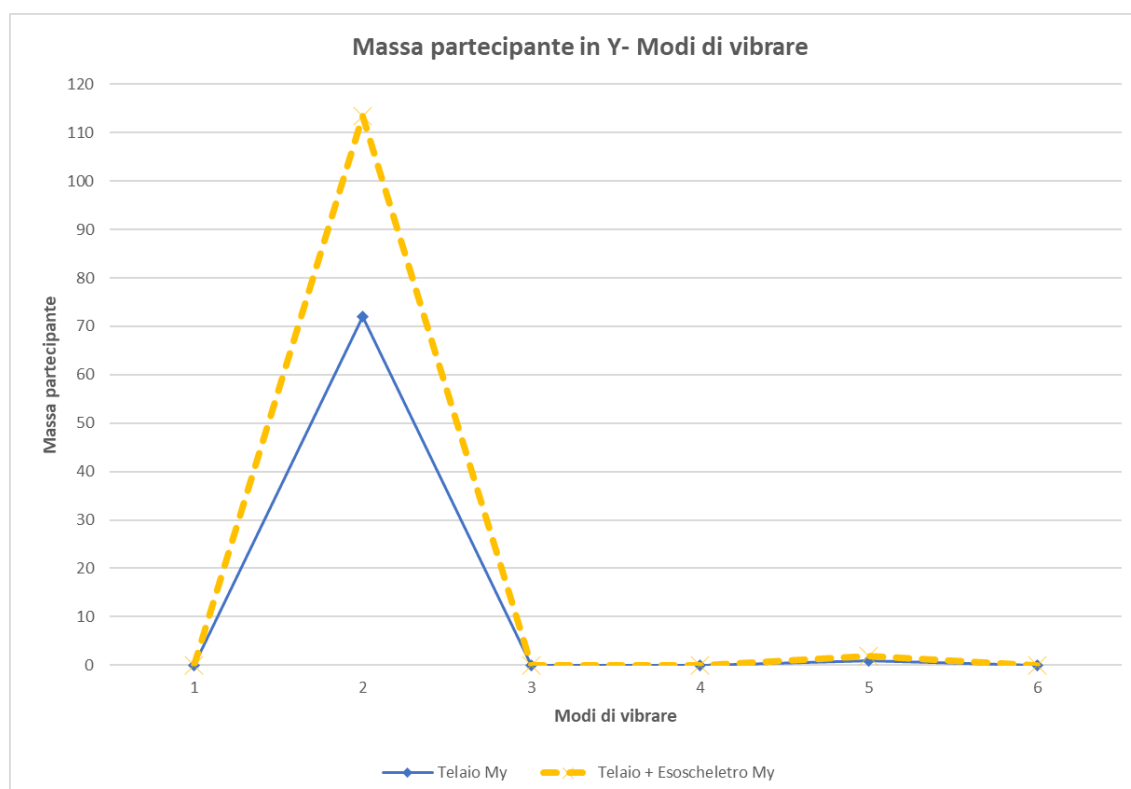


Grafico 4 - Massa partecipante in Y- modi di vibrare

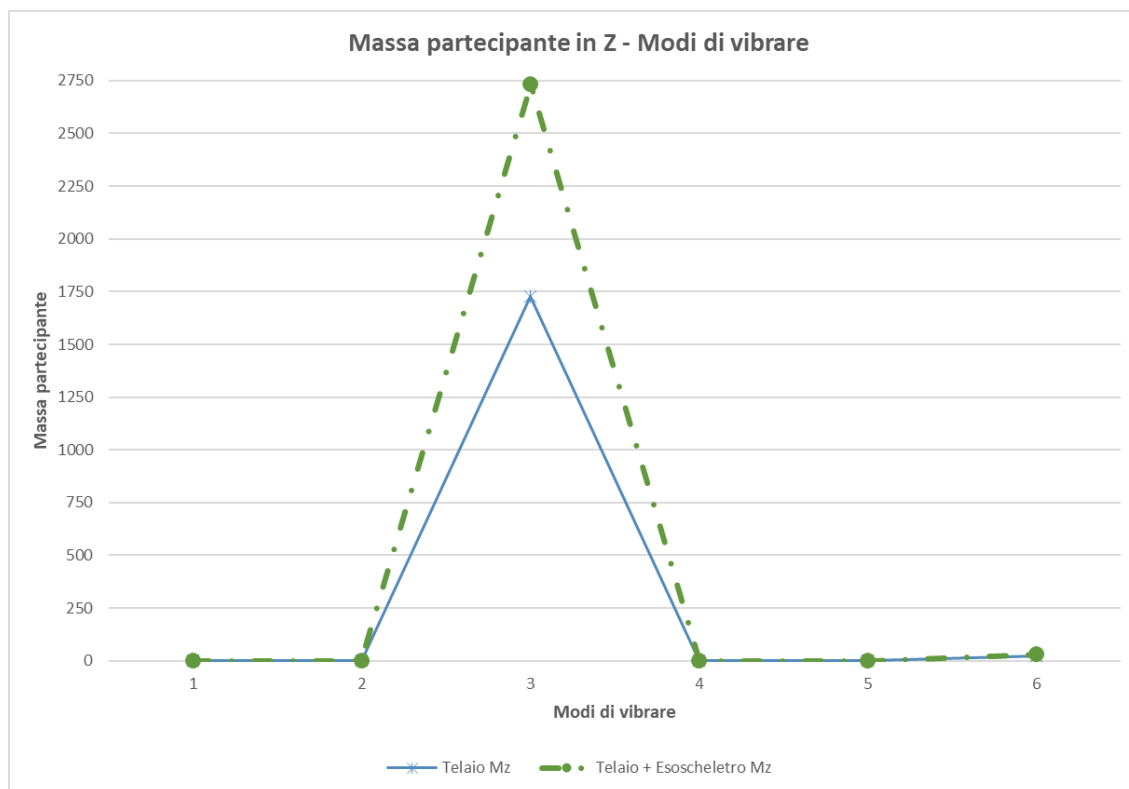


Grafico 5 - Massa partecipante in Z- modi di vibrare

In conclusione, le analisi modali svolte sui due modelli per conoscere il comportamento dinamico dell'edificio ci fanno comprendere che l'aggiunta della struttura lignea esterna porta ad un incremento della massa del sistema, e al tempo stesso un evidente incremento della rigidezza strutturale. Come conseguenza quindi l'aggiunta del miglioramento strutturale porta alla riduzione del periodo di vibrazione del sistema, ma non cambia il comportamento dinamico globale della struttura.

5.2. Analisi dinamica lineare con spettro di risposta

L'analisi spettrale è un'analisi dinamica lineare, che fa riferimento ad uno spettro di risposta, ovvero un grafico che descrive un terremoto a cui si vuole fare riferimento. Questo tipo di analisi sfrutta gli spettri di risposta permettendo di ottenere una stima delle risposte massime, come spostamenti, forze e momenti, di una struttura soggetta ad evento sismico, poiché sulla base dello spettro di risposta

viene associato ad ogni periodo di vibrazione la massima accelerazione sismica corrispondente.

Per lo svolgimento di questa valutazione strutturale, come spesso avviene nell'ambito nella ricerca relativa alla vulnerabilità sismica, lo spettro di risposta che viene utilizzato per l'implementazione dell'analisi è ricavato dall'accelerogramma del terremoto verificatosi ad El Centro California nel 1940. A seguito dell'inserimento dello spettro nel programma MidasGen vengono generati i casi di carico, in direzione X (EX) e in direzione Y (EY), e vengono definite le preferenze di calcolo.

Per l'implementazione dell'analisi spettrale è necessario definire il metodo per la combinazione delle sollecitazioni sismiche, in quanto non è possibile semplicemente sommare queste ultime perché non significherebbe considerare che tutte le sollecitazioni si verificano in contemporanea, casistica non reale.

Per questo motivo si utilizza, il metodo CQC, ovvero metodo della combinazione quadratica completa, il quale prende in considerazione l'accoppiamento dei modi di vibrare utilizzando dei coefficienti di correlazione e il rapporto fra i periodi dei differenti modi.

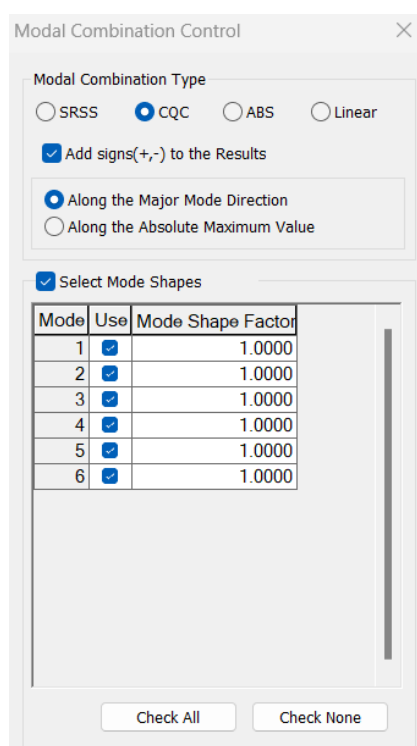


Figura 95 - Definizione metodo di combinazione

L'esecuzione dell'analisi modale con spettro di risposta permette di valutare lo spostamento massimo, il massimo spostamento di interpiano e le forze agenti ai vari piani. I risultati ottenuti sono riportati nel seguente paragrafo.

5.2.1. Risultati

Graficando i risultati ottenuti a seguito dell'implementazione dell'analisi con spettro di risposta per il telaio in c.a. privo di esoscheletro e per il sistema composto da telaio-esoscheletro, appare subito evidente come l'applicazione del retrofitting strutturale porti giovamento alla struttura quando quest'ultima è soggetta ad un terremoto; tali miglioramenti relativi al comportamento della struttura sono evidenti dai grafici sottostanti.

In termini di spostamento, vi è stata una riduzione dello spostamento della struttura sia in direzione X, che in direzione Y. Lo spostamento lungo X, ovvero il lato dell'edificio che presenta solo una campata ha subito una riduzione di spostamento massimo del 93.03%, passando da uno spostamento massimo di 0.0804 m a 0.0056 m. Mentre in direzione Y, dunque lungo il lato maggiore della struttura, dove sono presenti le tre campate, si è passati da uno spostamento massimo di 0.0728 m ad uno spostamento massimo di 0.0024 m, ottenendo una riduzione del 96.70%.

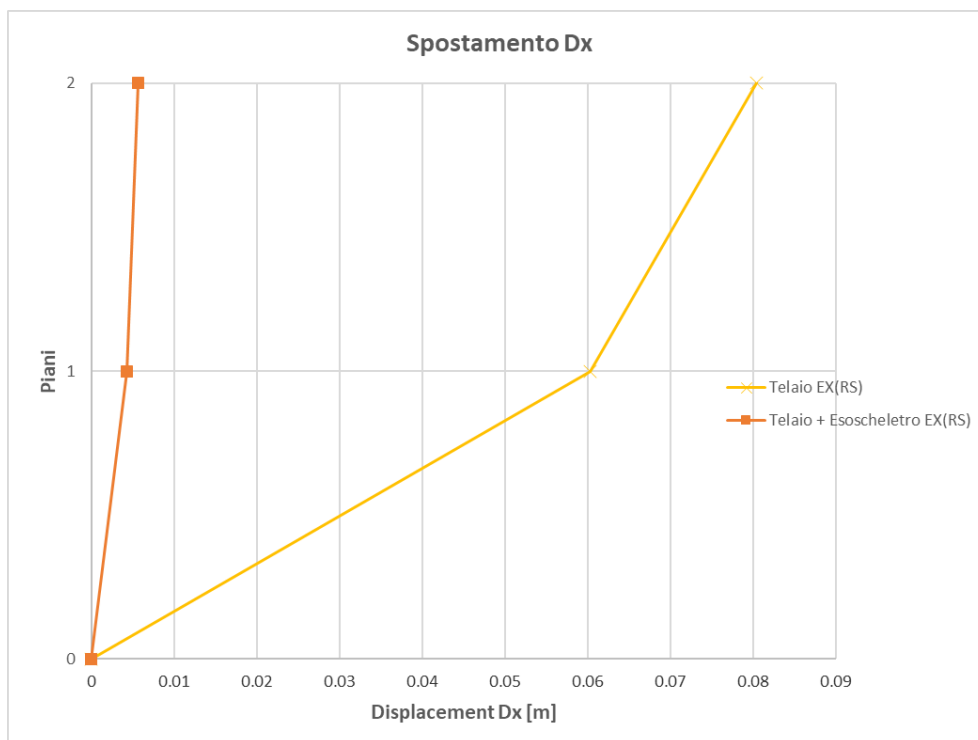


Grafico 6 - Spostamento di piano in direzione X

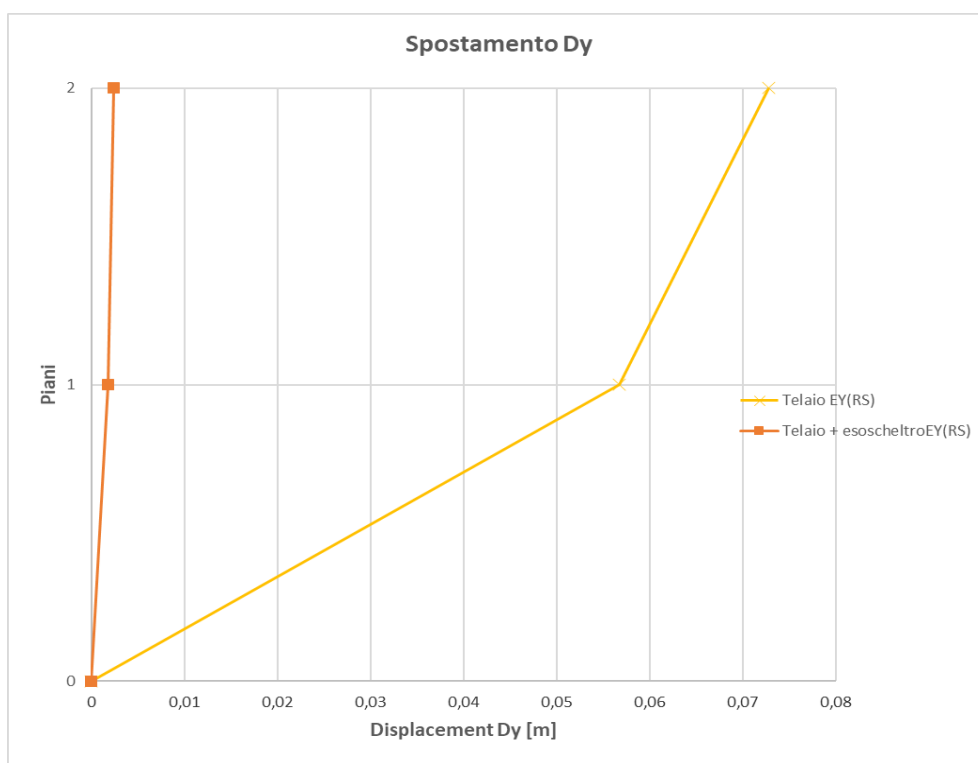


Grafico 7 - Spostamenti di piano in direzione Y

I miglioramenti sono evidenti anche per quanto riguarda gli spostamenti di interpiano. Esso si è ridotto in direzione X del 92.87% per quanto il piano terra e del 93.53% relativamente al piano primo. Le riduzioni di spostamento di interpiano sono ancora più evidenti in direzione Y, dove per il piano terra è stata del 96.82% e per il piano primo del 96.91%.

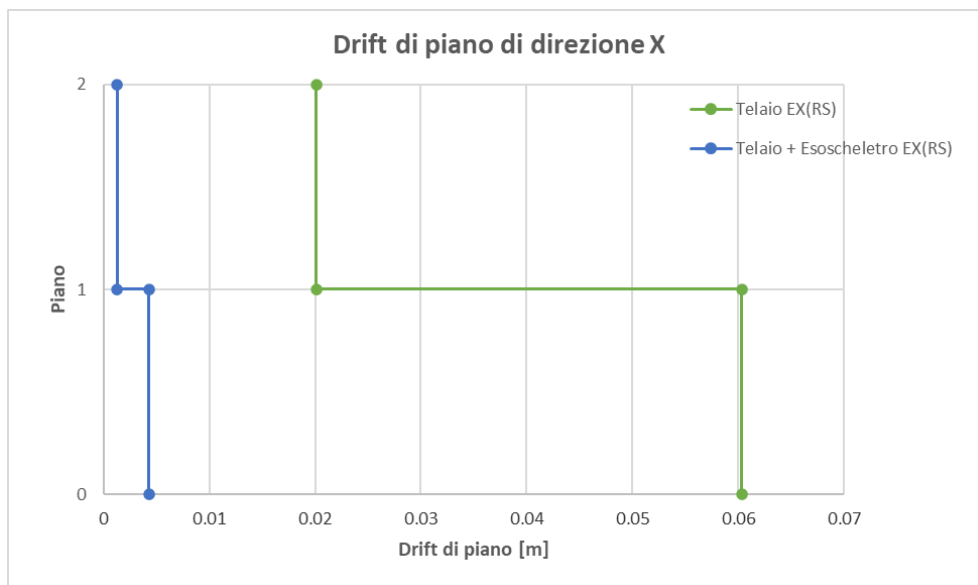


Grafico 8 - Drift di piano in direzione X

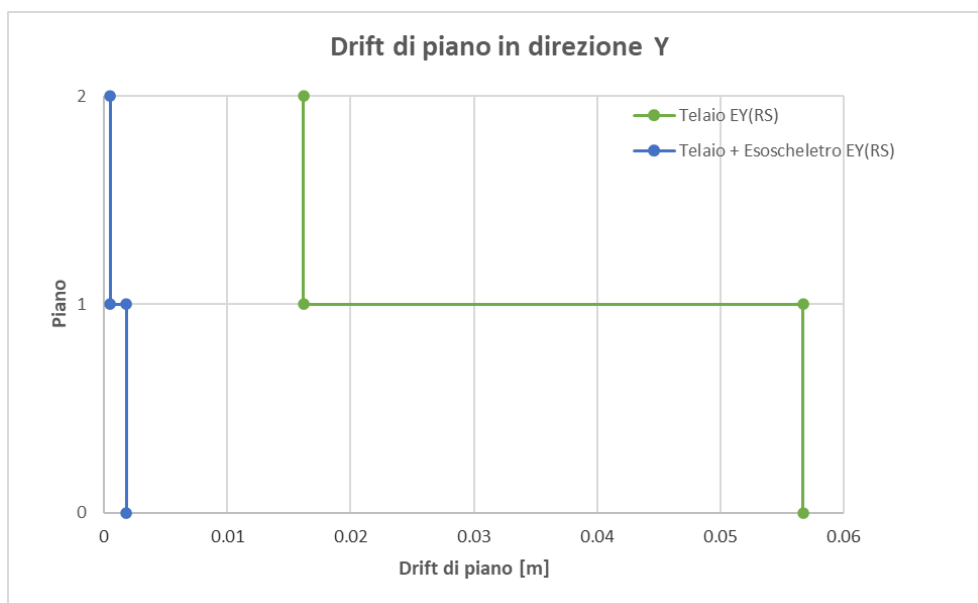


Grafico 9 - Drift di piano in direzione Y

I dati mostrano che la presenza dell'esoscheletro strutturale in legno riduce notevolmente gli spostamenti della struttura e i drift di interpiano riducendo di conseguenza la probabilità di frattura e collasso degli elementi strutturali grazie all'incremento di rigidezza che esso dona alla costruzione in c.a..

È interessante valutare anche come variano le forze di taglio applicate ai piani.

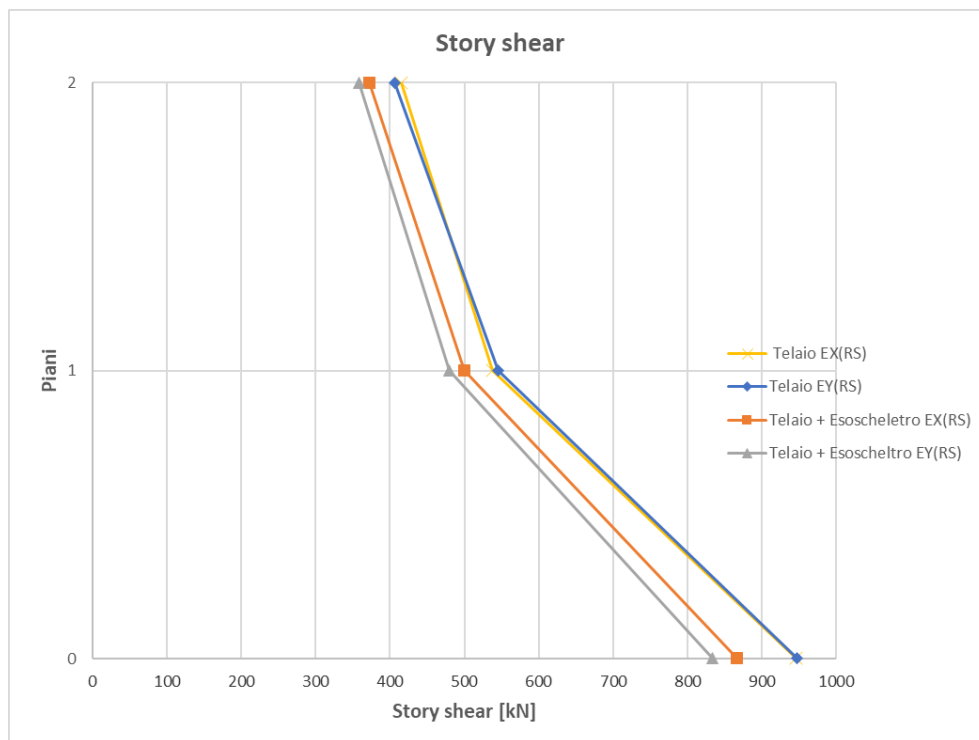


Grafico 10 - Story shear

Come viene mostrato la presenza dell'esoscheletro riduce le forze di taglio applicate ai piani; questo indica che la struttura aggiunta sta effettivamente assorbendo e redistribuendo le forze a cui l'edificio è soggetto. La riduzione di forze di taglio ai piani è del 10.40% in direzione X e 11.90% in direzione Y. Messi a paragone e analizzati i dati è evidente come l'applicazione di una soluzione di retrofitting come quella descritta, porti giovamento alla struttura esistente soggetta a sisma.

5.3. Analisi non lineari

Per l'implementazione dell'analisi Pushover, anche definita analisi di spinta o analisi statica non lineare, essendo essa non lineare è necessario definire dei modelli che descrivano i legami costitutivi sforzo – deformazione dei materiali che compongono la costruzione. Per il caso studio oggetto di ricerca si fa riferimento al cemento C20/25, l'acciaio B450C delle barre di armatura, legno lamellare GL36h e lega di alluminio 6060. La scelta di una corretta schematizzazione del comportamento di un materiale è fondamentale per l'ottenimento di risultati accurati; vengono ora illustrate le assunzioni fatte relativamente al comportamento reologico del calcestruzzo e delle relative barre di armatura.

Per descrivere al meglio il comportamento del calcestruzzo è stato utilizzato il modello di Kent & Park, sviluppato nel 1973 e in seguito, esteso da Scott. Esso permette di prendere in considerazione il contributo del confinamento, fattore molto importante in caso di applicazione di carichi ciclici (i.e.: terremoto).

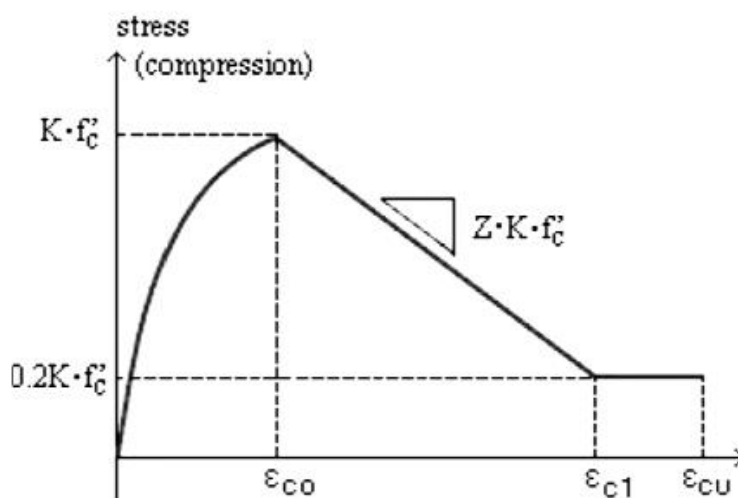


Figura 96 - Diagramma sforzo deformazione di Kent & Park

I parametri che vengono proposti dal diagramma sono i seguenti:

ϵ : deformazione della fibra di calcestruzzo

ϵ_{c0} : deformazione per lo sforzo massimo

ϵ_{cr} : deformazione all'inizio dello scarico

ϵ_{cu} : deformazione al punto finale del percorso di carico

f'_c : resistenza di compressione sui cilindri

Z: pendenza della curva di softening

K: aumento della resistenza dovuto dal confinamento laterale

Per descrivere il comportamento non lineare delle barre di acciaio che costituiscono le armature è utilizzato il modello realizzato nel 1973 da Menegotto e Pinto e modificato nel 1983 da Filippou et al.. Questo modello prende in considerazione la deformazione isotropa, dell'acciaio, causata dall'incrudimento.

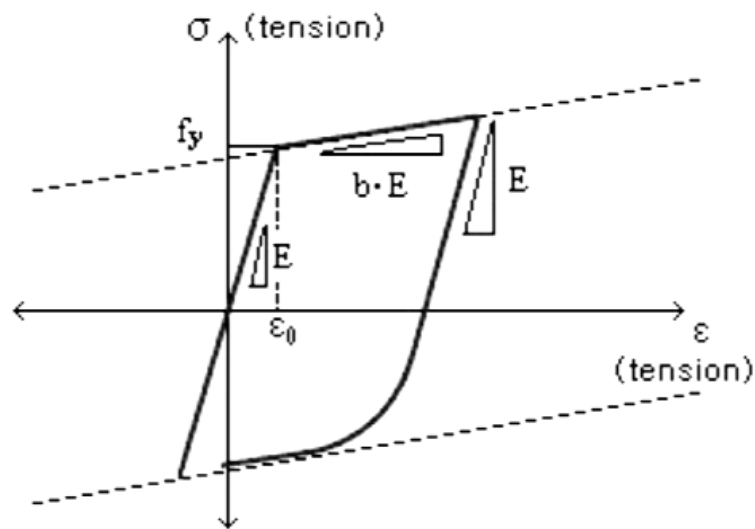


Figura 97 - Diagramma sforzo-deformazione di Menegotto & Pinto

I parametri riportati sul diagramma si riferiscono a:

b: fattore di riduzione della rigidezza dopo lo snervamento

f_y : valore di snervamento dell'acciaio da armatura

E: modulo elasticità dell'acciaio

Per quanto riguarda l'esoscheletro la scelta dei materiali è ricaduta sul legno lamellare GL36h e sulla lega di alluminio 6060. Il legno lamellare è un materiale strutturale che si compone da sottili fogli di legno, anche definiti lamelle, incollati l'uno sull'altro. Solitamente le lamelle di legno sono caratterizzate da una grana che corre nella stessa direzione in ogni strato.

L'incollaggio di questi strati, gli dona un'elevata versatilità e permette di ottenere una tipologia di legno con una resistenza maggiore rispetto al comune legno massiccio. Infatti, il legno lamellare risulta meno soggetto a deformazioni, dovute per esempio alle variazioni di umidità, come invece accade per il legno massiccio. Ulteriore aspetto positivo nell'utilizzo del legno lamellare è la sostenibilità; esso può essere realizzato con legno derivante da fonti sostenibili e la sua capacità di assorbire carbonio lo rende anche benefico da un punto di vista ambientale.

Il legno, anche quello lamellare è un materiale anisotropo, il che significa che le sue proprietà meccaniche differiscono in base alla direzione delle fibre, per lo svolgimento dello studio a causa delle limitazioni del software MidasGen relative alla trattazione del legno si è assunto che il legno utilizzato è isotropo.

Mentre le lamine di spessore 6 mm che donano rigidità all'esoscheletro sono lega di alluminio 6060, una lega popolare della serie 6000.

La serie 6000 comprende tutte le leghe di alluminio contenenti come principali elementi della lega silicio e magnesio. La lega 6060 è caratterizzata da una buona resistenza alla corrosione e una moderata resistenza meccanica.

5.3.1. Analisi statica non lineare

Relativamente alle analisi statiche non lineari, MidasGen permette di eseguirle seguendo strade differenti:

1. in maniera semi-automatica, ovvero dalla finestra di Pushover:
 - 1.1. a plasticità concentrata;
 - 1.2. a plasticità diffusa.
2. Mediante un time history statica non lineare :
 - 2.1. a plasticità diffusa.

Per lo svolgimento di tale lavoro di ricerca per l'analisi del solo telaio sono state utilizzate tutte le metodologie offerte dal software, per comprendere al meglio il comportamento del modello oggetto di analisi.

Successivamente, per la valutazione del sistema composto da telaio ed esoscheletro si è utilizzato solamente l'analisi Pushover con modello a fibre, per un'analisi più precisa ed accurata.

La vera differenza tra le opzioni proposte da MidasGen nell'esecuzione dell'analisi Pushover riguarda la discretizzazione del modello, ma in tutte le metodologie i carichi utilizzati per lo svolgimento sono i medesimi.

Ai sensi delle NTC2018, l'analisi pushover deve essere eseguita considerando almeno due differenti distribuzioni di forze orizzontali, ricadenti una nelle distribuzioni principali, e l'altra nelle distribuzioni secondarie, rispettivamente definiti da normativa Gruppo 1 e Gruppo 2.

Per la distribuzione di carico principale, ovvero quella appartenente al Gruppo 1: viene utilizzata la distribuzione che potrebbe essere applicata in ogni casistica andando a utilizzare l'andamento delle forze ottenuto a seguito dell'implementazione dell'analisi dinamica lineare. Per l'applicazione di questa distribuzione mediante MidasGen convertiamo carichi nodali applicati al modello, in forze inerziali, tramite i comandi 'Nodal results of RS' e 'convert to nodal loads'. Il secondo gruppo di caricamento utilizzato, invece, è la prima voce proposta da normativa, ovvero una distribuzione uniforme di forze, derivanti da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione stessa.

Per ogni gruppo di caricamento sono stati successivamente definiti i casi di carico, in direzione X e Y. Inoltre, per rendere i risultati delle varie analisi di Pushover confrontabili tra di loro è stato preso in considerazione lo stesso nodo maestro (Master Node), il numero 16, il medesimo numero di step incrementali, 30, e lo stesso massimo spostamento di riferimento, 0.35 m.

Name : Description :

General Control

Increment Steps (nstep) :

☐ Consider P-Delta Effect

Initial Load

☒ Use Initial Load

☒ Cumulative Reaction / Story Shear by Initial Load

Increment Method

☐ Load Control ☒ Displacement Control

Control Option

☐ Global

Max. Translational Displacement : m

☒ Master Node

Node : Direction :

Max. Displacement : m

Analysis Stopping Condition

☐ Limit Inter-Story Deformation Angle : / [rad]

☒ Maximum Drift of All Vertical Elements

☐ Drift at the Center of Floor Diaphragm (Story Center)

☐ Drift calculated by Average Displacement of Story

Load Pattern

Load Pattern

Load Case Scale Factor :

Load	Scale
1C_X	1

Add

Modify

Delete

Figura 98 - Caso di carico 1C in direzione X

Name : Description :

General Control

Increment Steps (nstep) :

☐ Consider P-Delta Effect

Initial Load

☒ Use Initial Load

☐ Cumulative Reaction / Story Shear by Initial Load

Increment Method

☐ Load Control ☒ Displacement Control

Control Option

☐ Global

Max. Translational Displacement : m

☒ Master Node

Node : Direction :

Max. Displacement : m

Analysis Stopping Condition

☐ Limit Inter-Story Deformation Angle : 1 / [rad]

☒ Maximum Drift of All Vertical Elements

☐ Drift at the Center of Floor Diaphragm (Story Center)

☐ Drift calculated by Average Displacement of Story

Load Pattern

Load Pattern

Load Case Scale Factor :

Load	Scale
1C_Y	1

Add

Modify

Delete

Figura 99 - Caso di carico 1C in direzione Y

Name : Description :

General Control

Increment Steps (nstep) :

☐ Consider P-Delta Effect

Initial Load

☒ Use Initial Load

☐ Cumulative Reaction / Story Shear by Initial Load

Increment Method

☐ Load Control ☒ Displacement Control

Control Option

☐ Global

Max. Translational Displacement : m

☒ Master Node

Node : Direction :

Max. Displacement : m

Analysis Stopping Condition

☐ Limit Inter-Story Deformation Angle : / [rad]

☒ Maximum Drift of All Vertical Elements

☐ Drift at the Center of Floor Diaphragm (Story Center)

☐ Drift calculated by Average Displacement of Story

Load Pattern

Load Pattern

Direction Scale Factor :

Load	Scale
DX	1

Add
Modify
Delete

Figura 100 - Caso di carico 2A in direzione X

Name : Description :

General Control

Increment Steps (nstep) :

☐ Consider P-Delta Effect

Initial Load

☒ Use Initial Load

☐ Cumulative Reaction / Story Shear by Initial Load

Increment Method

☐ Load Control ☒ Displacement Control

Control Option

☐ Global

Max. Translational Displacement : m

☒ Master Node

Node : Direction :

Max. Displacement : m

Analysis Stopping Condition

☐ Limit Inter-Story Deformation Angle : / [rad]

☒ Maximum Drift of All Vertical Elements

☐ Drift at the Center of Floor Diaphragm (Story Center)

☐ Drift calculated by Average Displacement of Story

Load Pattern

Load Pattern

Direction Scale Factor :

Load	Scale
DY	1

Add
Modify
Delete

Figura 101 - Caso di carico 2A in direzione Y

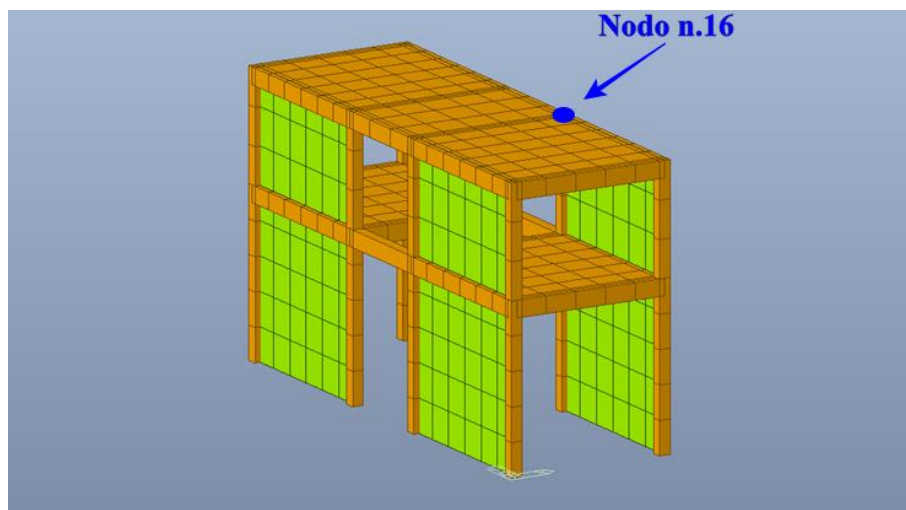


Figura 102 - Schematizzazione nodo di riferimento

5.3.1.1. A plasticità concentrate

I modelli ad inelasticità concentrata sono anche definiti modelli a cerniere plastiche, questo è dovuto al fatto che in questa tipologia di modello si concentrano le inelasticità nelle cosiddette “cerniere plastiche”.

Un modello ad elementi finiti consiste in un modello elastico-lineare, composto da elementi caratterizzati alle estremità, o dove risulta necessario, da un comportamento elasto-plastico o più genericamente non-lineare: la cerniera plastica.

L'utilizzo della metodologia a cerniere plastiche è computazionalmente meno onerosa rispetto all'approccio che vede l'uso di modelli che presentano inelasticità distribuita lungo lo sviluppo dei vari elementi, ovvero i modelli a fibre.

L'adeguata assegnazione delle cerniere plastiche, con la corretta distinzione tra comportamento fragile e duttile è un aspetto fondamentale per un'accurata simulazione del comportamento del materiale.

Durante lo svolgimento del presente lavoro di ricerca l'analisi statica non lineare a plasticità concentrate è stata utilizzata per l'analisi del comportamento della sola struttura in cemento armato.

In fase di generazione e assegnazione delle cerniere plastiche al modello oggetto di studio si è fatta distinzione tra quelle che caratterizzano le travi e quelle che caratterizzano i pilastri. Per la definizione delle plasticità delle travi sono state prese

in considerazione solamente le componente a taglio F_z e la componente a flessione M_y , poiché essendo che l'oggetto di studio è un telaio in cemento armato caratterizzato da impalcati rigidi, questo comporta che le travi presenti siano parallele all'asse X e Y, e dunque la presenza di impalcati rigidi non consente lo sviluppo di spostamenti relativi tra il nodo i e il nodo J, ovvero inizio e fine della trave.

La definizione di cerniera plastica per l'elemento trave differisce dalla tipologia dell'elemento pilastro essendo quest'ultimo un elemento verticale. Per la creazione delle cerniere plastiche dei pilastri sono prese in considerazione le componenti a taglio F_y e F_z e quelle a flessione M_z e M_y .

Add/Modify Pushover Hinge Properties

Name : Description :

Element Type

☒ Beam/Column ☐ Wall

☐ Truss ☐ General Link

☐ Point Spring Support

Material Type

☒ RC / SRC (encased)

☐ Steel / SRC (filled)

☐ Masonry

Wall Type

☐ Membrane

☐ Plate

Definition

☒ Moment - Rotation (M-Theta)

☐ Moment - Curvature (M-Phi Lumped)

☐ Consider Hinge Length

☐ Moment - Curvature (M-Phi Distributed)

Hinge Type

☒ Skeleton Model

☐ Fiber Model

Axial-Moment Interaction Type

☒ None ☐ P-M Interaction

☐ P-M-M in Status Determination

Fiber Section

☐ Auto Generation ☒ User Defined

Section :

Fiber Name :

Axial-Shear Interaction Type of RC

☒ None ☐ P-Q Interaction

Component Properties

Component	Hinge Location	Skeleton Curve	Properties...
☐ Fx	I&J-end	Eurocode 8 : 2004	Properties...
☐ Fy	I&J-end	Eurocode 8 : 2004	Properties...
☒ Fz	I&J-end	Eurocode 8 : 2004	Properties...
☐ Mx	I&J-end	Trilinear Type	Properties...
☒ My	I&J-end	Eurocode 8 : 2004	Properties...
☐ Mz	I&J-end	Eurocode 8 : 2004	Properties...

Figura 103 - Definizione cerniera plastica per le travi

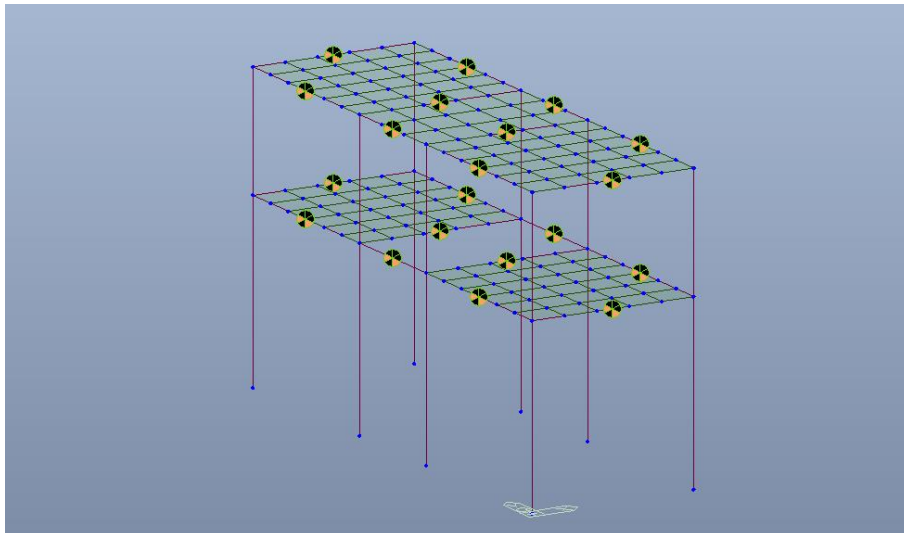


Figura 104 - Assegnazione cerniere plastiche alle travi

Add/Modify Pushover Hinge Properties

Name : Description :

Element Type

☒ Beam/Column ☐ Wall
☐ Truss ☐ General Link
☐ Point Spring Support

Material Type

☒ RC / SRC (encased)
☐ Steel / SRC (filled)
☐ Masonry

Wall Type

☒ Membrane
☐ Plate

Definition

☒ Moment - Rotation (M-Theta)
☐ Moment - Curvature (M-Phi Lumped)
☐ Consider Hinge Length
☐ Moment - Curvature (M-Phi Distributed)

Hinge Type

☒ Skeleton Model
☐ Fiber Model

Axial-Moment Interaction Type

☐ None ☐ P-M Interaction
☒ P-M-M in Status Determination

Axial-Shear Interaction Type of RC

☒ None ☐ P-Q Interaction

Fiber Section

☐ Auto Generation ☒ User Defined
Section :
Fiber Name :

Component Properties

Component	Hinge Location	Skeleton Curve	
☐ Fx	I&J-end	Eurocode 8 : 2004	Properties...
☒ Fy	I&J-end	Eurocode 8 : 2004	Properties...
☒ Fz	I&J-end	Eurocode 8 : 2004	Properties...
☐ Mx	I&J-end	Trilinear Type	Properties...
☒ My	I&J-end	Eurocode 8 : 2004	Properties...
☒ Mz	I&J-end	Eurocode 8 : 2004	Properties...

Figura 105 - Definizione cerniere plastiche pilastri

Directional Properties of Pushover Hinge : Eurocode 8 : 2004

Input Method

☒ Auto-Calculation
☐ User Input

Shape of FEMA Curve

☒ General Type
☐ Perfect Plastic Type

Strength Loss

☒ Yes
☐ No

Figure

Total Strength Loss at Point E, -E

No

Figure

Yield Rotation Analysis Option

☐ Dy Update
☒ Du Update

Properties

Type

☐ Symmetric
☒ Asymmetric

Class of cross section

☐ Auto
☒ Class1
☐ Class2
☐ Class3

☐ User Defined

	F/FY	D/DY
-E	-0.2	-8
-D	-0.2	-1.01
-C	-1	-1.01
-B	-1	-1
A	0	0
B	1	1
C	1	1.01
D	0.2	1.01
E	0.2	8

Primary Curve

Yield Strength (FY)

(+)	(-)	
1	1	kN

Yield Strain (DY)

☐ User Defined

(+)	(-)
1	1

Compliance Criteria

	(+)	(-)
Damage Limitation (DL)	1 *DY	1 *DY
Significant Damage (SD)	1 *DY	1 *DY
Near Collapse (NC)	1 *DY	1 *DY

Initial Stiffness

☐ 6EI/L
☐ 3EI/L
☐ 2EI/L
☐ User

(+)

1

(-)

1

kN

☒ Elastic Stiffness : GAs

Figura 106 - Cerniera plastica a taglio

Directional Properties of Pushover Hinge : Eurocode 8 : 2004

Input Method: ☒ Auto-Calculation ☐ User Input

Shape of FEMA Curve: ☒ General Type ☐ Perfect Plastic Type

Strength Loss: ☒ Yes ☐ No

Total Strength Loss at Point E, -E: Yield Rotation Analysis Option: ☐ Dy Update ☒ Du Update

Properties

Type: ☐ Symmetric ☒ Asymmetric

Class of cross section: ☐ Auto ☒ Class1 ☐ Class2 ☐ Class3

☐ User Defined

	M/MY	D/DY
-E	-0.2	-12
-D	-0.2	-9
-C	-1.001	-9
-B	-1	-1
A	0	0
B	1	1
C	1.001	9
D	0.2	9
E	0.2	12

Yield Strength (MY):

(+)	(-)
1	1

 kN*m

Yield Rotation (DY): ☐ User Defined

(+)	(-)
DY 1	1
DU 9	9

 [rad]

Primary Curve:

Compliance Criteria:

	(+)	(-)
Damage Limitation (DL)	1 *DY	1 *DY [rad]
Significant Damage (SD)	0.75 *DU	0.75 *DU [rad]
Near Collapse (NC)	1 *DU	1 *DU [rad]

Initial Stiffness: ☐ 6EI/L ☐ 3EI/L ☐ 2EI/L ☒ User (+) 1 (-) 1 kN*m

☐ Elastic Stiffness :

Figura 107 - Cerniera plastica a flessione

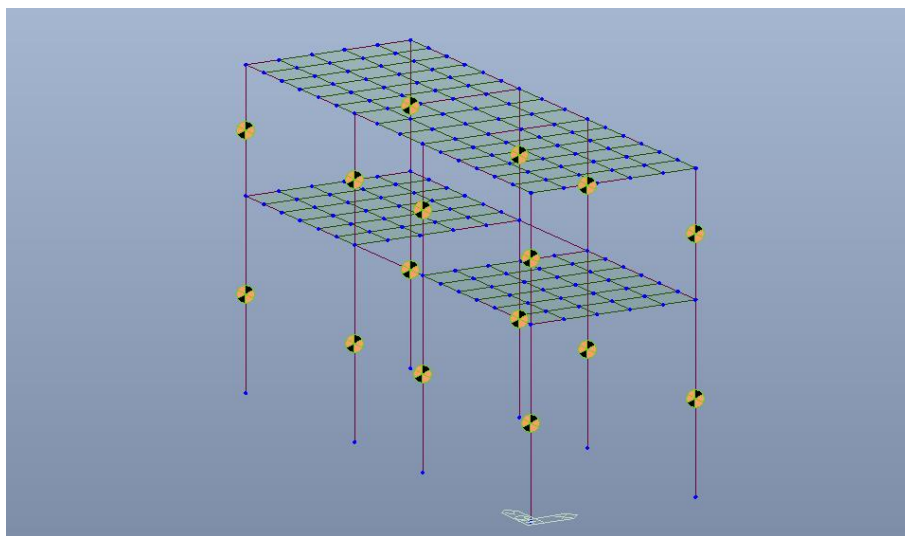


Figura 108 - Assegnazione cerniere plastiche pilastri

Definite le cerniere plastiche per ogni elemento e i casi di carico è possibile eseguire l'analisi pushover e ottenere le curve di capacità che permettono di comprendere il comportamento dell'edificio.

5.3.1.1.1. Risultati

A seguito dell'esecuzione dell'analisi pushover si ottiene la curva di capacità che indica il comportamento della struttura in esame sottoposta ai carichi che le sono stati applicati.

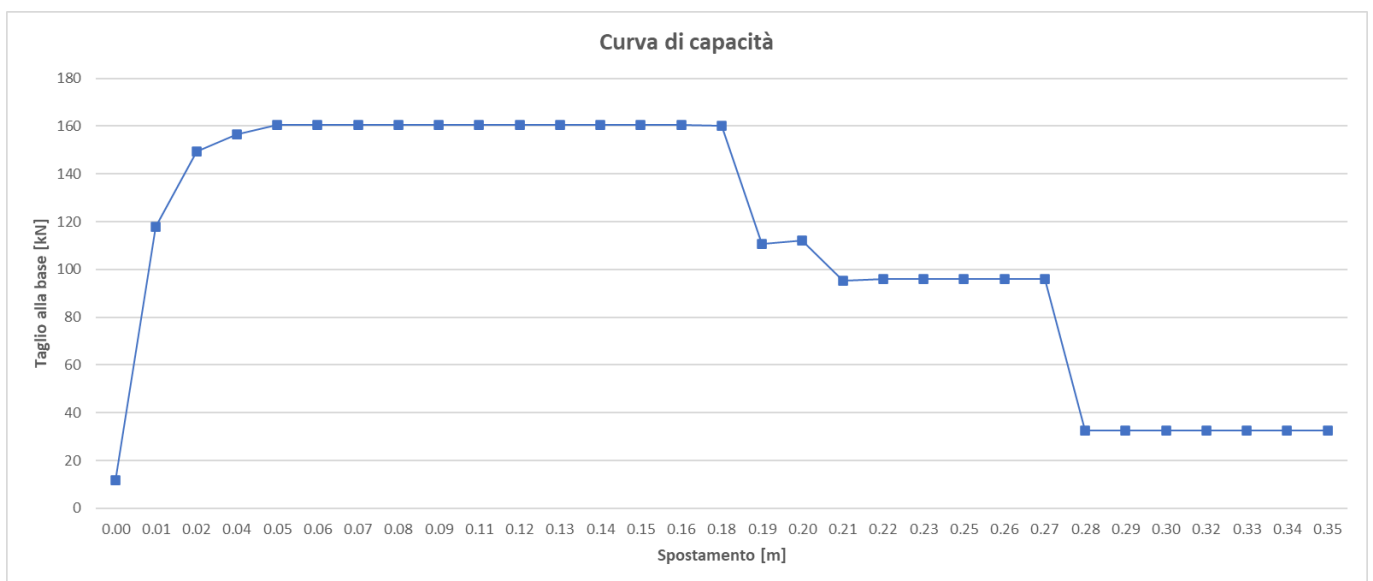


Grafico 11 - Curva di capacità per caricamento 1C in direzione X

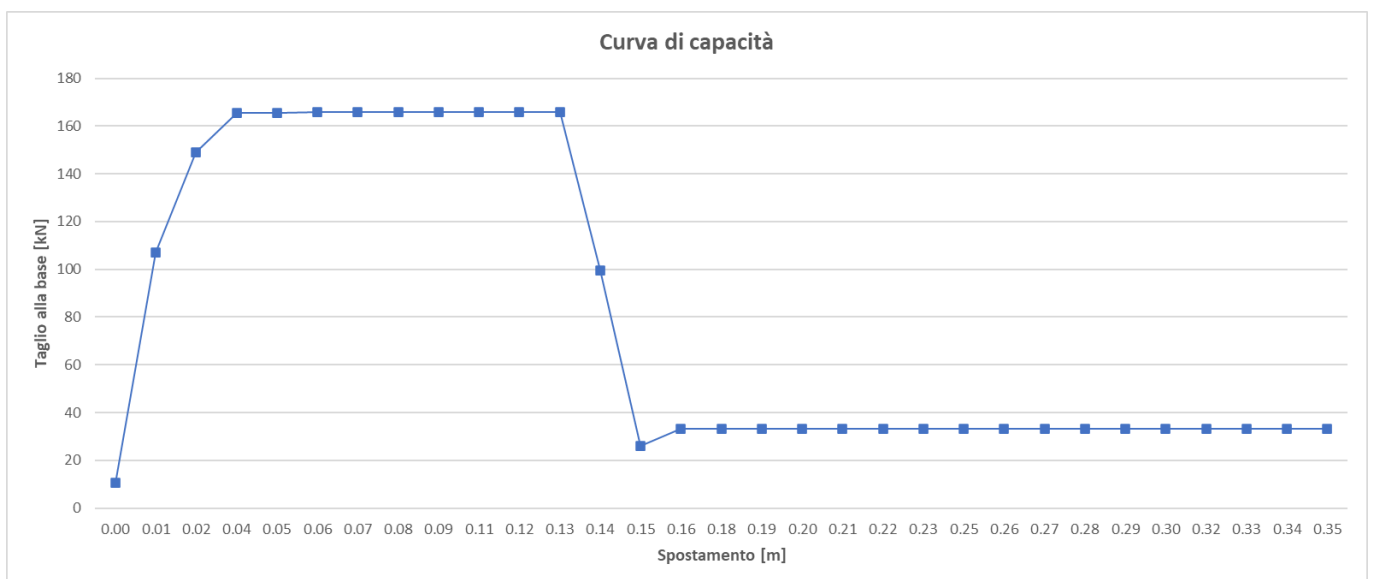


Grafico 12 - Curva di capacità per caricamento 1C in direzione Y

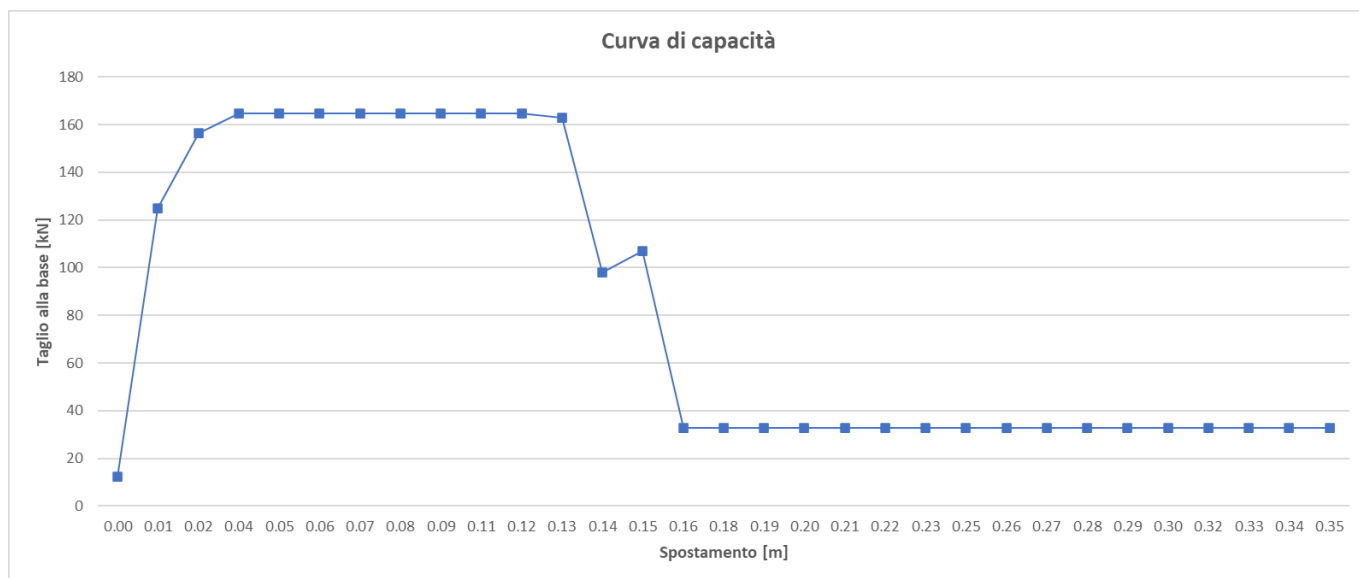


Grafico 13 - Curva di capacità per caricoamento 2A in direzione X

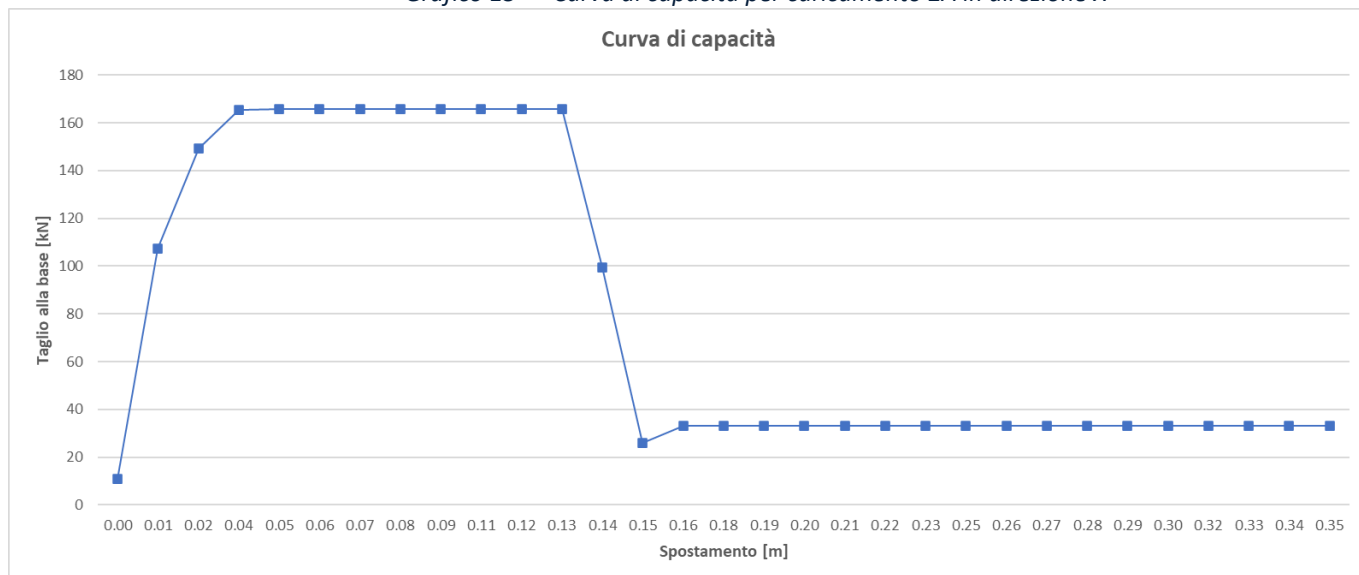


Grafico 14 - Curva di capacità per caricoamento 2A in direzione Y

Dalle curve di capacità ottenute a seguito dell'analisi del modello in scala 1:1 si nota che il taglio alla base risulta essere maggiore per la combinazione di carico 1 C lungo Y, questo è dovuto dalla percentuale di massa che viene mobilitata dalla struttura, che è leggermente maggiore rispetto a quella in direzione X come possiamo leggere dalla Tabella 1.

Analizzando infatti le caratteristiche modali della struttura a grandezza naturale è evidente che la massa mobilitata in direzione Y è leggermente superiore a quella mobilitata lungo X.

Le curve di pushover che si ottengono a seguito dell'analisi statica non lineare sul modello del telaio in c.a. a cerniere plastiche concentrate mostrano che per ogni caso di carico la struttura raggiunge un taglio alla base, in direzione X di 160 kN e in direzione Y di 168 kN, presenta un tratto di snervamento con la formazione delle cerniere plastiche e il successivo collasso dovuta alla rottura degli elementi strutturali.

5.3.1.2. A plasticità diffusa

Il software MidasGen consente l'esecuzione di analisi non lineari, oltre che utilizzando un modello a plasticità concentrate, anche facendo riferimento ad un modello a inelasticità distribuite, attraverso l'approccio definito "a fibre".

Tale metodo, nonostante sia caratterizzato da elevate tempistiche computazionali rispetto ad un modello a plasticità concentrate, assicura l'ottenimento di risultati con una precisione più elevata.

L'uso di questo approccio consiste nella suddivisione delle varie sezioni in un certo numero di fibre, alla quale viene associata una determinata risposta non lineare (deformazione e stato tensionale), lungo una singola direzione, delle singole fibre in cui la sezione viene ripartita, in base al materiale che la compone.

Se il numero di fibre che compongono l'elemento è sufficientemente elevato, la distribuzione delle non linearità meccanica dovute ai materiali sulla superficie della sezione viene accuratamente rappresentata, anche in situazioni di forte deformazione plastica, a differenza di un modello che considera solo specifici punti dove concentrare le plasticità.

La non linearità che descrive il comportamento delle fibre dipende dalla definizione dei legami costitutivi dei materiali componenti.

L'utilizzo di un modello a fibre permette di cogliere meglio l'effetto del confinamento del calcestruzzo dovuto alla presenza delle staffe, ma l'aspetto negativo nell'utilizzo di questo modello è che non si può utilizzare per elementi tozzi in quanto non viene considerata la deformabilità a taglio, e anche a livello computazionale risulta essere molto pesante.

Per la costruzione delle sezioni a fibre degli elementi come prima cosa vanno definiti i parametri che meglio descrivono il legame costitutivo del materiale.

Per descrivere il legame costitutivo del cemento si utilizza il modello di Kent & Park e per l'acciaio il modello di Menegotti & Pinto.

Relativamente al calcestruzzo andiamo a definire tramite Midas due modelli con caratteristiche differenti che descrivono il comportamneto del cemento confinato e di quello non confinato:

- Calcestruzzo confinato:

Le armature presenti negli elementi di calcestruzzo portano ad un miglioramento delle proprietà deformanti, portando ad avere delle deformazioni ultime con $\epsilon_{Cu} = 5-6\%$, come conseguenza dell'aumento della duttilità.

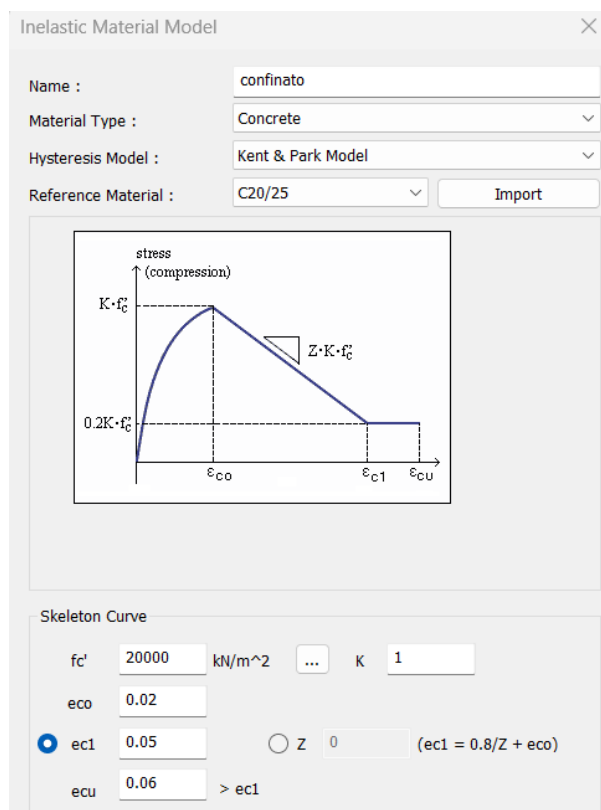


Figura 109 - Legame costitutivo e parametri del cls confinato in MidasGen

- Calcestruzzo non confinato:

Il calcestruzzo del copriferro è caratterizzato da un comportamento non confinato, ovvero che non risulta resistente nel momento in cui vengono raggiunti dei valori di deformazione maggiori a $\varepsilon_{Cu} = 3,5 \%$.

Il modello di riferimento è quindi quello di Kent & Park, con i parametri che descrivono il calcestruzzo non confinato.

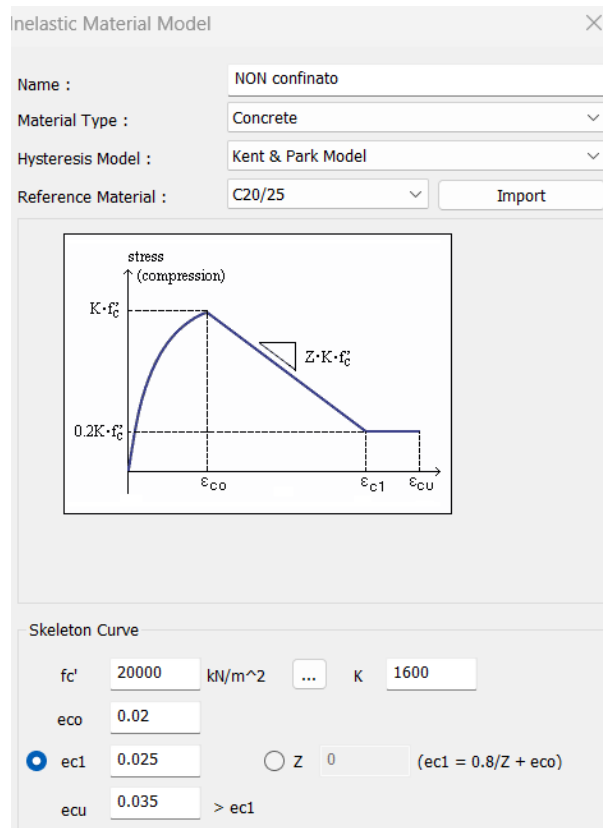


Figura 110 - Parametri del cls non confinato in MidasGen

- Acciaio:

Per quanto riguarda l'acciaio il legame sforzo-deformazione è descritto dal modello di Menegotti & Pinto:

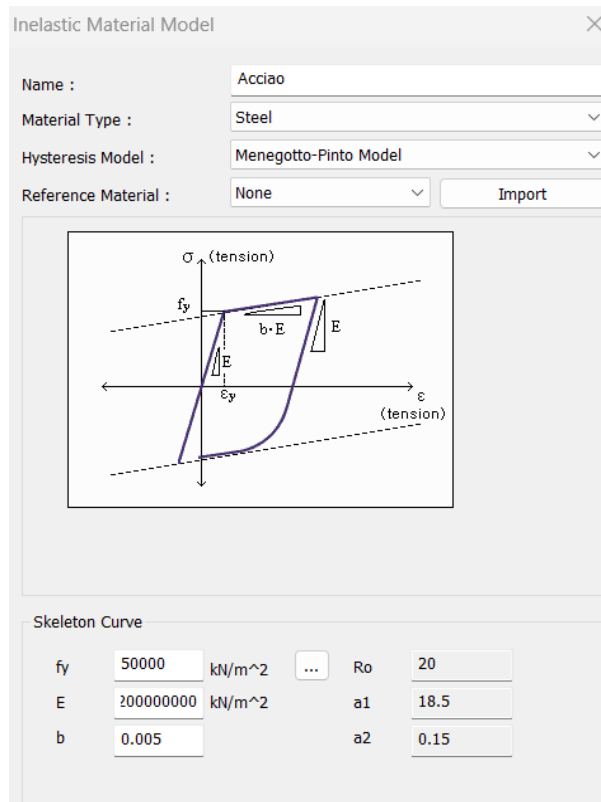


Figura 111 - Diagramma sforzo-deformazione dell'acciaio in MidasGen

Il calcestruzzo del copriferro è caratterizzato da un comportamento non confinato, ovvero che non risulta resistente nel momento in cui vengono raggiunti dei valori di deformazione maggiori a $\epsilon_{Cu} = 3,5 \%$.

Il modello di riferimento è quindi quello di Kent & Park, con i parametri che descrivono il calcestruzzo non confinato.

SEZIONE A FIBRE:

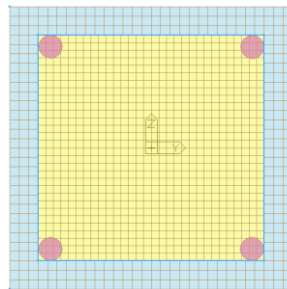
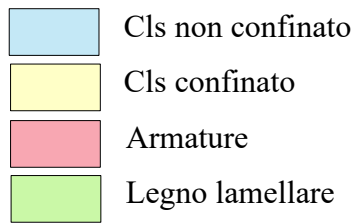


Figura 112 - Sezione a fibre pilastro 30x30 cm

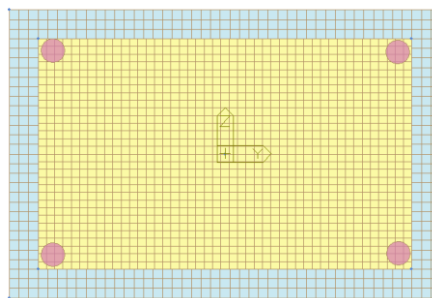


Figura 113 - Sezione a fibre travi 45x30 cm

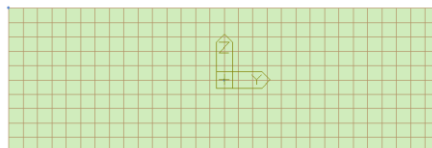


Figura 114 - Sezione a fibre esoscheletro 30x10 cm

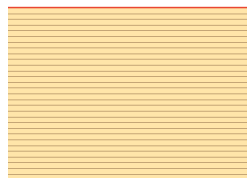


Figura 115 - Stralcio sezione a fibre foglio lega di alluminio 6060

Una volta create le fibre che costituiscono le sezioni è importante definire e assegnare le cerniere plastiche per il modello a plasticità diffuse.

Add/modify inelastic hinge properties

Name :

Description

Element Type
☒ Beam-Column ☐ Wall
☐ Truss ☐ General Link

Material Type
☒ RC/SRC (encased)
☐ Steel/SRC (filled)

Wall Type
☐ Membrane
☐ Plate

Definition
☐ Moment - Rotation (M-Theta)
☒ Moment - Curvature (M-Phi Distributed) ...

Hinge type
☐ Skeleton Model
☒ Fiber Model

Interaction type
☒ None
☐ P-M in Strength Calculation
☐ P-M-M in status determination

Fiber Section
☐ Auto Generation ☒ User Defined
 Section :
 Fiber Name ...

Component Properties

Component	No. of Sections	Hysteresis Model	
☒ Fx	3	Kinematic Hardening	Properties...
☐ Fy	3	Kinematic Hardening	Properties...
☐ Fz	3	Kinematic Hardening	Properties...
☐ Mx	3	Kinematic Hardening	Properties...
☒ My	3	Kinematic Hardening	Properties...
☒ Mz	3	Kinematic Hardening	Properties...

Figura 116 - Assegnazione proprietà non lineari al pilastro

Add/modify inelastic hinge properties

Name :

Description

Element Type
☒ Beam-Column ☐ Wall
☐ Truss ☐ General Link

Material Type
☒ RC/SRC (encased)
☐ Steel/SRC (filled)

Wall Type
☐ Membrane
☐ Plate

Definition
☐ Moment - Rotation (M-Theta)
☒ Moment - Curvature (M-Phi Distributed)

Hinge type
☐ Skeleton Model
☒ Fiber Model

Interaction type
☒ None
☐ P-M in Strength Calculation
☐ P-M-M in status determination

Fiber Section
☐ Auto Generation ☒ User Defined
Section:
Fiber Name:

Component Properties

Component	No. of Sections	Hysteresis Model	
☒ Fx	3	Kinematic Hardening	Properties...
☐ Fy	3	Kinematic Hardening	Properties...
☐ Fz	3	Kinematic Hardening	Properties...
☐ Mx	3	Kinematic Hardening	Properties...
☒ My	3	Kinematic Hardening	Properties...
☒ Mz	3	Kinematic Hardening	Properties...

Figura 117 - Assegnazione proprietà non lineari alla trave

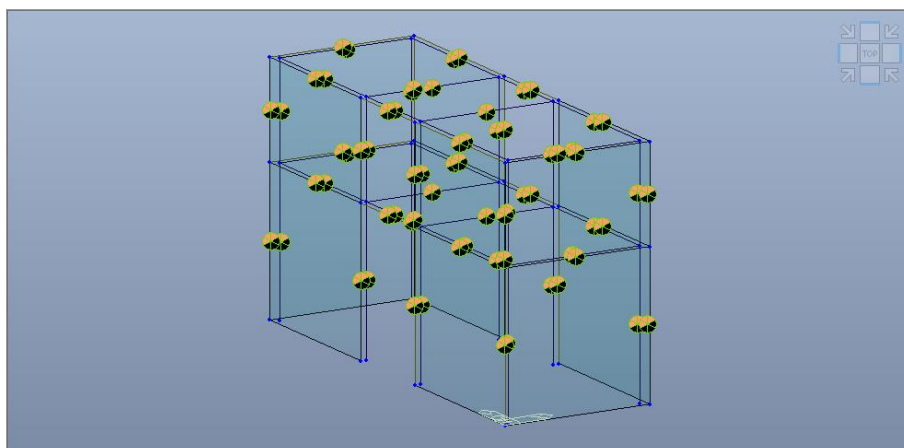


Figura 118 - Assegnazione non linearità modello a fibre

La teoria dell'analisi pushover non cambia da analisi non lineare a plasticità concentrata e a plasticità diffusa, e anche gli step da seguire sono i medesimi se l'analisi viene svolta dalla finestra Midas dedicata esclusivamente all'analisi statica non lineare.

Le opzioni da impostare cambiano nel caso in cui l'analisi Pushover venga svolta come un'analisi Time History statica non lineare; in questo caso un passaggio fondamentale consiste nella definizione dei casi di carico.

MidasGen permette di scegliere tra tre metodologie differenti:

- Non Linear Static;
- Non Linear Direct Integration;
- Modal.

Dovendo svolgere un'analisi statica non lineare si è optato per la prima metodologia: Non Linear Static.

Essa necessita della definizione di una funzione di incremento per l'applicazione dei carichi statici; una volta che questa funzione è stata definita è possibile stabilire in quanti incrementi di step vengono applicati i carichi.

Questa procedura permettere di applicare prima i carichi statici facendo riferimento ad un'opportuna funzione moltiplicatore e successivamente si eseguirà l'analisi statica non lineare vera e propria.

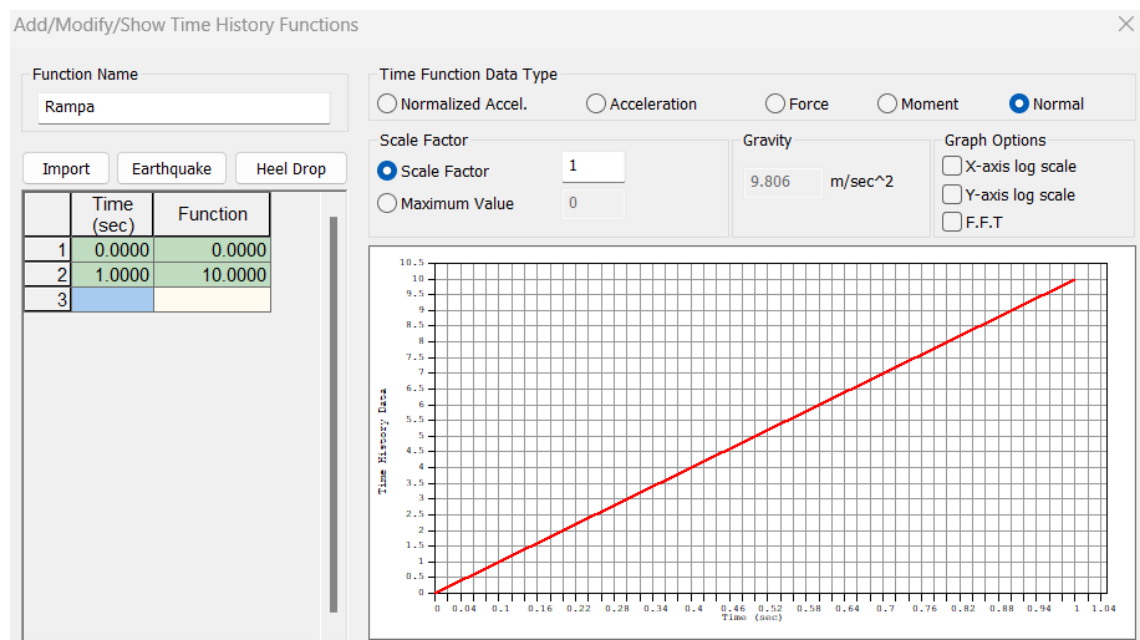


Figura 119 - Funzione 'Rampa' per l'applicazione dei carichi statici

L'analisi pushover come time history statica non lineare è stata eseguita solamente per la struttura in c.a.

L'ottenimento di curve di capacità aggiuntive riferite al modello in c.a. ha permesso di verificare che il modello alla base di tutto e l'analisi pushover sono eseguite in maniera corretta dato che il taglio alla base ottenuto ha lo stesso valore.

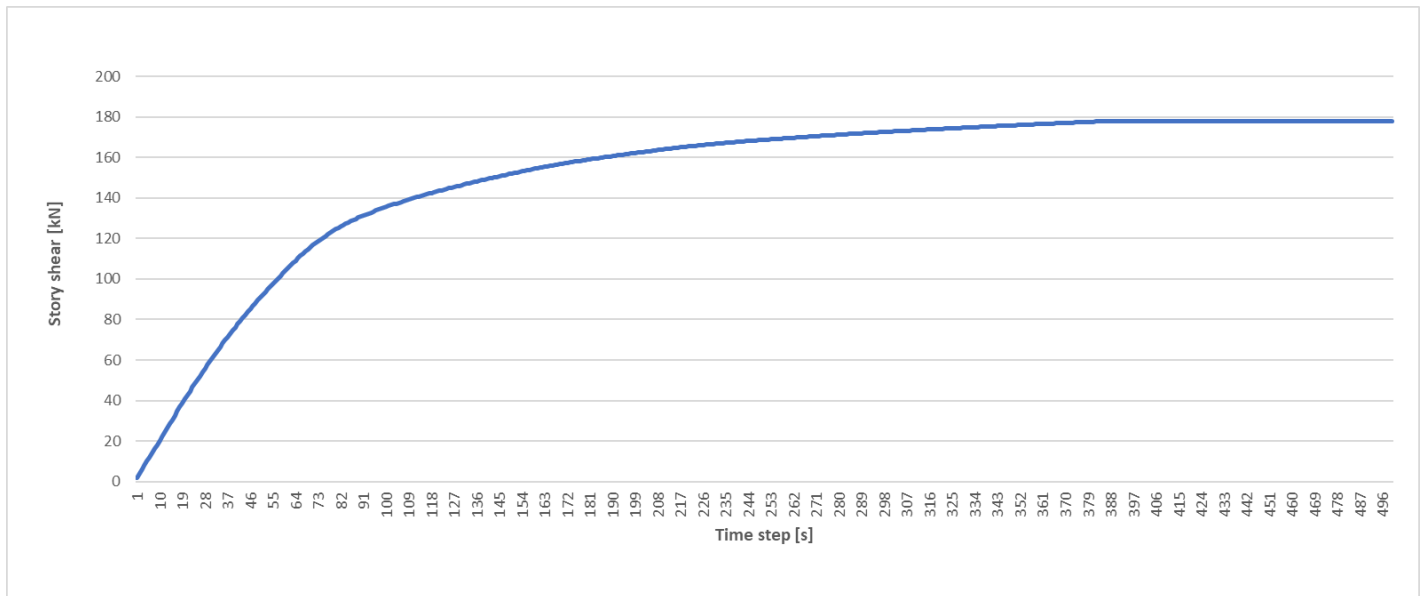


Grafico 15 - Curva Story shear- Time step in direzione X

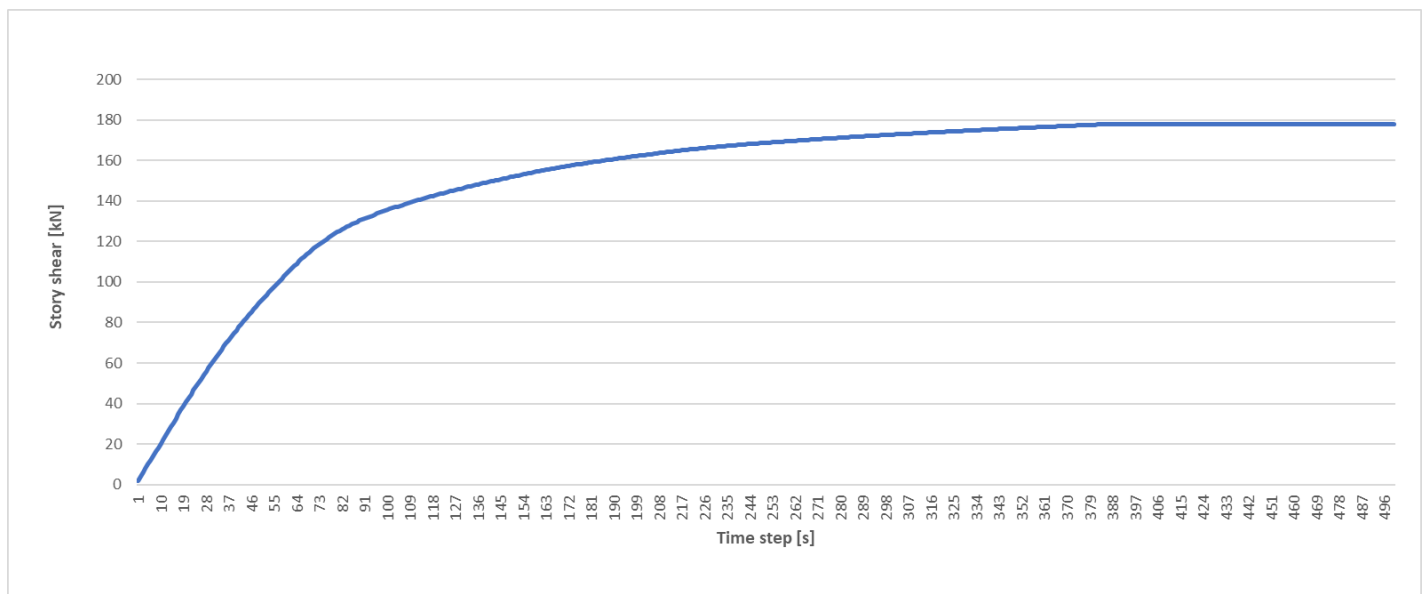


Grafico 16 - Curva Story shear- Time step in direzione Y

5.3.1.2.1. Risultati

In questo capitolo viene seguito il confronto tra le curve di capacità del telaio nudo e del telaio con esoscheletro strutturale applicato.

Mettendo a paragone le curve di pushover ottenute a seguito dell'implementazione dell'analisi statica non lineare, si può notare come l'applicazione della tecnica di retrofitting apporti un miglioramento nel comportamento della struttura.

Il grafico, infatti riporta che a seguito dell'incremento di rigidezza della struttura essa riesca a sopportare una forza di taglio superiore. Analizzando nel dettaglio tutte le tipologie di caricamento che sono state applicate:

- per il gruppo di caricamento 1C in direzione X, la forza di taglio che viene sopportata dalla struttura è aumentata passando da un valore di circa 173.00 kN ad un valore di 190.51 kN. In termini percentuale del 10.12 %;
- per il gruppo di caricamento 1C in direzione Y, la forza di taglio che viene sopportata dalla struttura è aumentata del 22.48%, passando da 175.03 kN a 214.38 kN;
- per il gruppo di caricamento 2A in direzione X, l'incremento di forza di taglio sopportata dall'edificio dovuta all'installazione del retrofitting è stata del 12.58%, ovvero si è passati da un valore di 173.64 kN a 195.50 kN;
- per il gruppo di caricamento 2A in direzione Y, l'aggiunta dell'esoscheletro ha permesso di aumentare la forza di taglio del 19.08 %, passando da 175.50 kN a 209.00 kN.

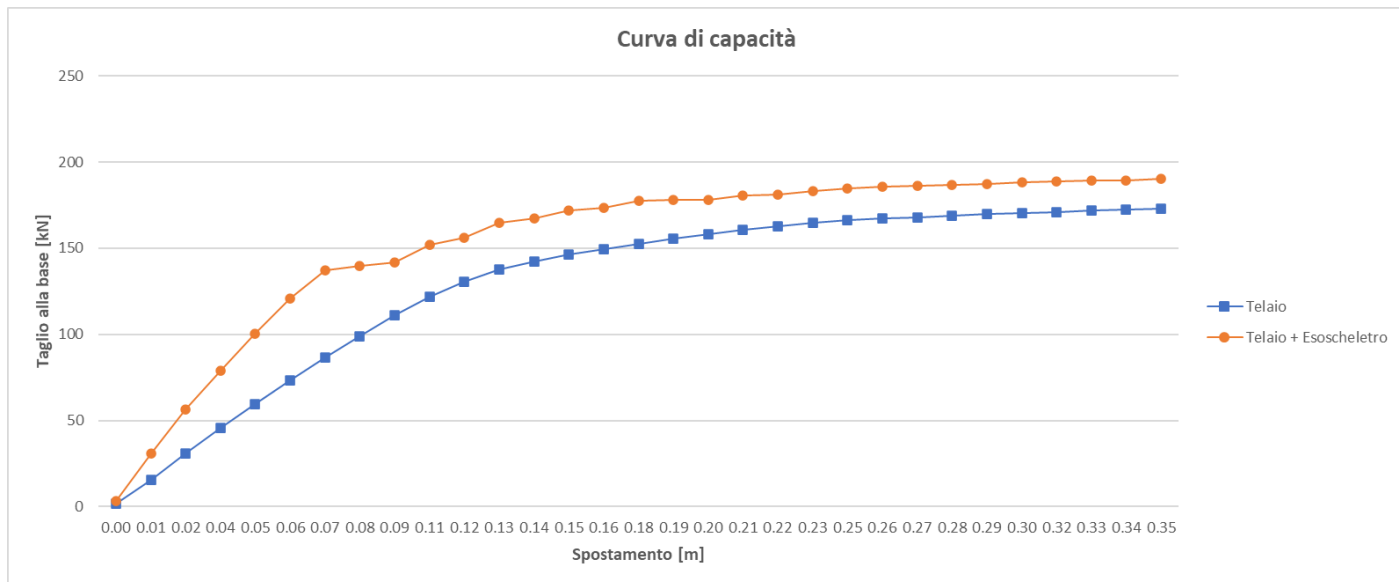


Grafico 17 - Confronto curve di capacità caricamento 1C in direzione X

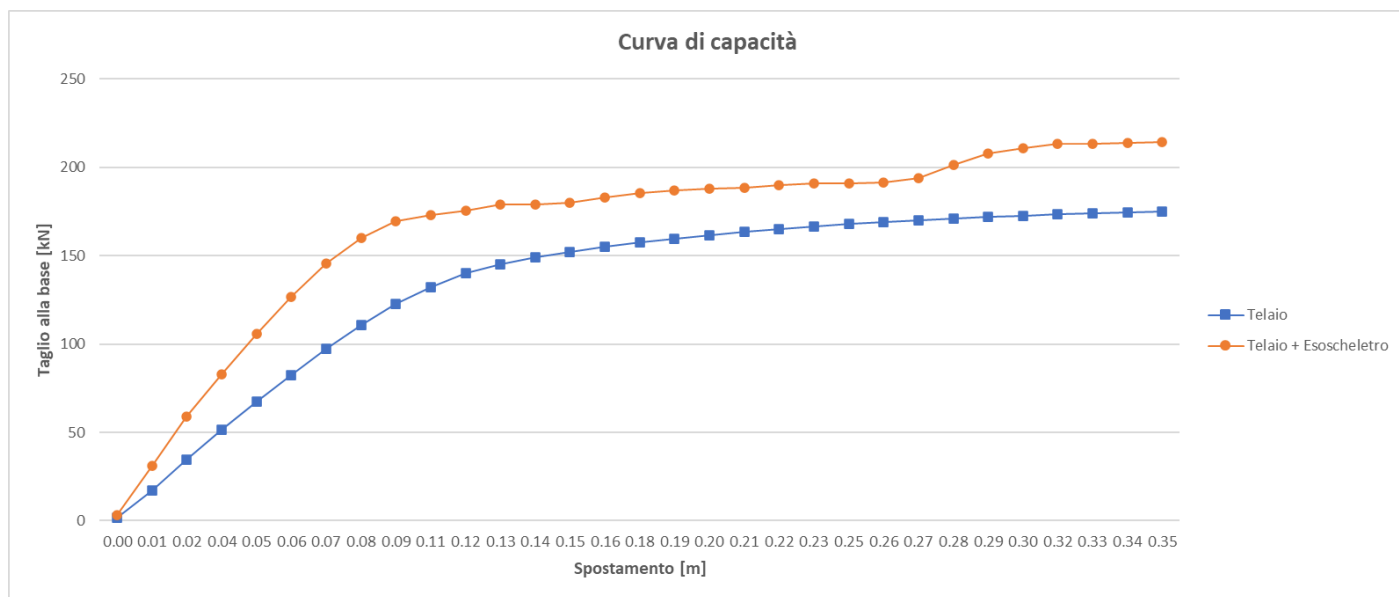


Grafico 18 - Confronto curve di capacità caricamento 1C in direzione Y

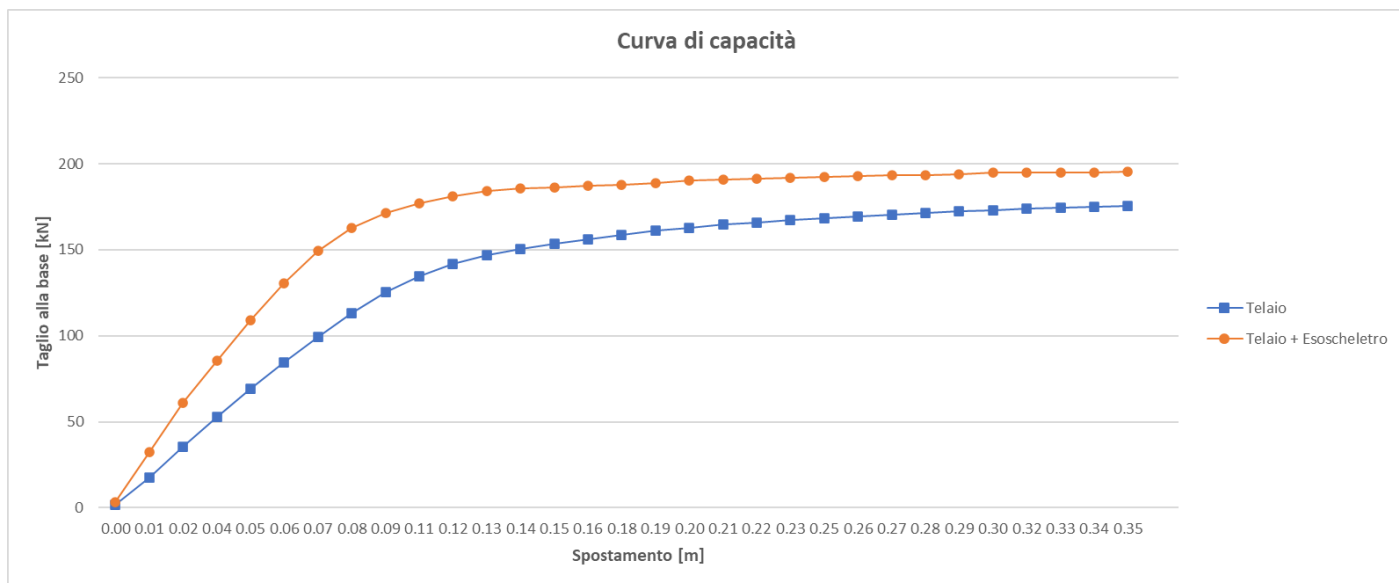


Grafico 19 - Confronto curve di capacità caricamento 2A in direzione X

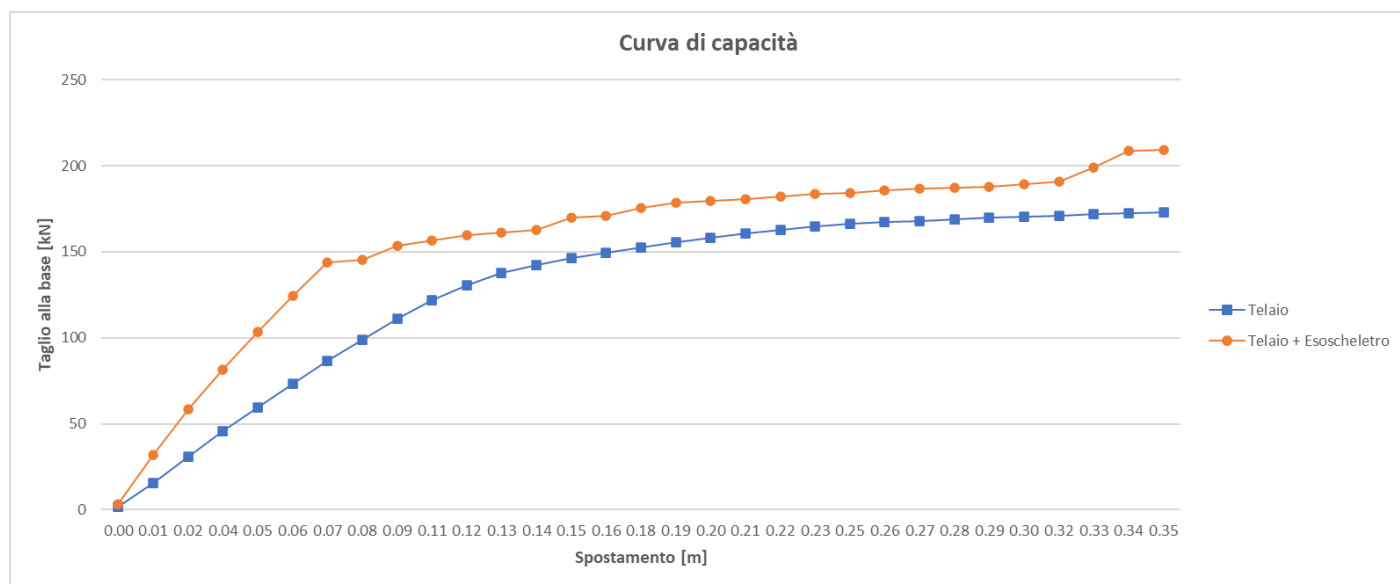


Grafico 20 - Confronto curve di capacità caricamento 2A in direzione Y

In prima analisi si può notare le differenze che vi sono tra le curve di capacità in presenza e in assenza di esoscheletro. In particolare, si può notare le differenze nei valori massimi di taglio a parità di spostamento massimo considerato.

Per capire meglio come la vulnerabilità della costruzione è variata è utile calcolare sia in direzione X che in direzione Y, l'indice di vulnerabilità sismica (IVS).

IVS		
	Telaio	Telaio + Esoscheletro
X	0.43	0.49
Y	0.46	0.55

Tabella 7 - Indici vulnerabilità sismica

Gli indici calcolati mostrano che in entrambe le direzioni vi è stato un incremento della resistenza della struttura nei confronti delle sollecitazioni, ma che nonostante l'opera di miglioramento strutturale l'edificio non risulta adeguato sismicamente ($IVS < 1$). In particolare, in direzione X l'IVS ha avuto un incremento del 13.95% mentre in direzione Y del 19.56%.

5.3.1.3. Modello a plasticità concentrate e modello a fibre.

Dall'analisi delle curve di pushover riportate nei precedenti paragrafi (*Paragrafo 5.3.1.1.1.* e *Paragrafo 5.3.1.2.1.*) è evidente come per il medesimo tipo di analisi

Pushover le curve di capacità ottenute riportano delle differenze tra il modello a plasticità concentrate e quello a plasticità diffuse, nonostante si parli della stessa struttura.

L'analisi Pushover stima la risposta non lineare di una struttura sottoposta a sollecitazioni laterali, come quelle indotte dai terremoti.

Quando si parla di modelli a plasticità concentrata e diffusa, si fa riferimento al modo in cui la struttura assorbe e dissipa energia quando è sottoposta a carichi. A seguito dello svolgimento dell'analisi si ottiene la curva di pushover che mostra il comportamento della struttura in termini di forza-spostamento.

Il modello a plasticità concentrate presuppone che la deformazione plastica avvenga in punti specifici, poiché la non linearità è confinata nelle cerniere plastiche, ovvero regioni dove ci si aspetta che si sviluppino deformazioni plastiche sotto azioni di carico. L'uso delle cerniere plastiche semplifica l'analisi, permettendo di calcolare facilmente i momenti e le rotazioni plastiche, senza però considerare la continua variazione di resistenza lungo gli elementi strutturali. Poiché la plasticità è limitata a queste cerniere, la loro formazione comporta la perdita significativa nel sopportare ulteriori sollecitazioni in quella località.

In questi casi la curva di capacità può mostrare un decadimento più rapido della capacità portante. Questo è dettato dal fatto che una volta che vi è la formazione delle cerniere plastiche, la struttura non è più in grado di sopportare ulteriori carichi senza subire danni significativi.

I modelli a fibre, ovvero in cui le plasticità sono diffuse, consentono un'analisi più dettagliata e una distribuzione più realistica e continua delle deformazioni lungo gli elementi strutturali, riflettendo meglio il comportamento del materiale e delle sezioni degli elementi che compongono il modello.

Nei modelli a plasticità diffusa gli elementi sono discretizzati in fibre, che possono entrare in regime plastico a diversi livelli di carico basandosi su il comportamento reologico della tipologia di materiale che gli viene assegnato, fornendo un quadro più preciso del danneggiamento della sezione e della struttura. Poiché esse possono giungere al cedimento in modi e tempi differenti lungo l'altezza della sezione, non tutte le fibre raggiungono la plasticità contemporaneamente e dunque l'edificio può mantenere una capacità portante significativa anche dopo che alcune fibre hanno

raggiunto il cedimento. Questo consente di catturare una distribuzione più realistica del comportamento non lineare lungo gli elementi strutturali e di rappresentare la diffusione della plasticità su tutto l'elemento anziché concentrarla in singole zone come avviene durante l'uso di modelli a plasticità concentrata. Tale approccio consente alla struttura di sopportare carichi oltre il primo cedimento locale che si verifica, poiché altre fibre all'interno della sezione possono resistere a ulteriori sollecitazioni. Di conseguenza la curva di pushover per una struttura rappresentata a plasticità diffusa tende ad essere più uniforme e stabile una volta raggiunto il valore di forza massima.

In conclusione, facendo un confronto delle curve che si ottengono a seguito dell'utilizzo dei due modelli, la curva pushover derivante da modelli a plasticità concentrata mostra un picco ben definito seguito da un calo repentino della capacità portante, che rappresenta la formazione delle cerniere plastiche e il conseguente esaurimento della capacità di rotazione, come è evidente dalle curve riportate nel *Paragrafo 5.3.1.1.1.*; mentre la curva pushover di un modello a fibra tende a mostrare un plateau dopo il picco, o una discesa più morbida, a causa della maggiore duttilità e della capacità della struttura di ridistribuire i carichi a elementi ancora non danneggiati, come riportato dai risultati del *Paragrafo 5.3.1.2.1.*.

5.3.2. Time History dinamica non lineare

Il software strutturale MidasGen consente lo svolgimento di 'Time History Analysis' dinamica non lineare.

L'analisi Time History non lineare dinamica (NTLHA) è una metodologia sofisticata utilizzata per valutare la risposta strutturale alle sollecitazioni sismiche in modo dettagliato. A differenza delle analisi statiche non lineari, come l'analisi Pushover, la NLTHA considera la variabilità temporale dell'azione sismica e la risposta dinamica della struttura. Per simulare le sollecitazioni dinamiche che si generano in presenza di un evento sismico si fa riferimento agli accelerogrammi, che vengono applicati alla base del modello per generare le forze inerziali dinamiche e per valutare la risposta della struttura si utilizzano algoritmi di integrazione temporale. L'analisi tiene conto della sequenza degli eventi,

dell'accumulo di danni e della variazione delle proprietà meccaniche dovute alla non linearità. Le risposte vengono ottenute attraverso iterazioni successive, che assicurano l'equilibrio dinamico ad ogni passo temporale.

I risultati ottenuti a seguito di una NLTHA forniscono un quadro dettagliato della prestazione sismica della struttura. Si ricava una curva di risposta temporale che mostra l'evoluzione nel tempo delle grandezze di interesse, come spostamenti. Si possono identificare i modi ei punti di cedimento, valutare l'accumulo di danni e comprendere il comportamento complessivo della struttura durante eventi sismici. Queste informazioni sono fondamentali per valutare se la struttura soddisfa i criteri di prestazione sismica richiesti e per identificare le eventuali necessità di intervento di rinforzo o miglioramento sismico.

L'analisi NTLHA implementata per lo svolgimento del presente lavoro di ricerca si basa sull'applicazione degli accelerogrammi del terremoto di El Centro, precedentemente utilizzati per ricavare lo spettro di risposta per lo svolgimento dell'analisi modale con spettro. Gli accelerogrammi presi in considerazione rappresentano le componenti orizzontali del sisma in direzione X e Y.

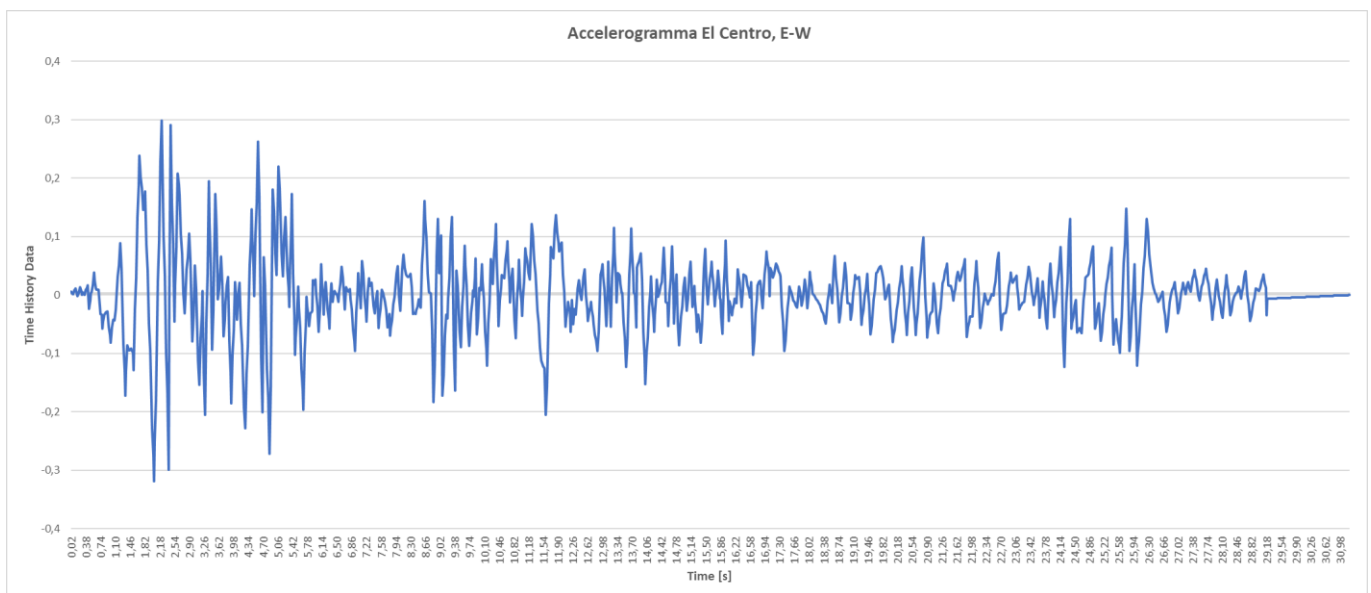


Grafico 21 - Accelerogramma direzione E-W

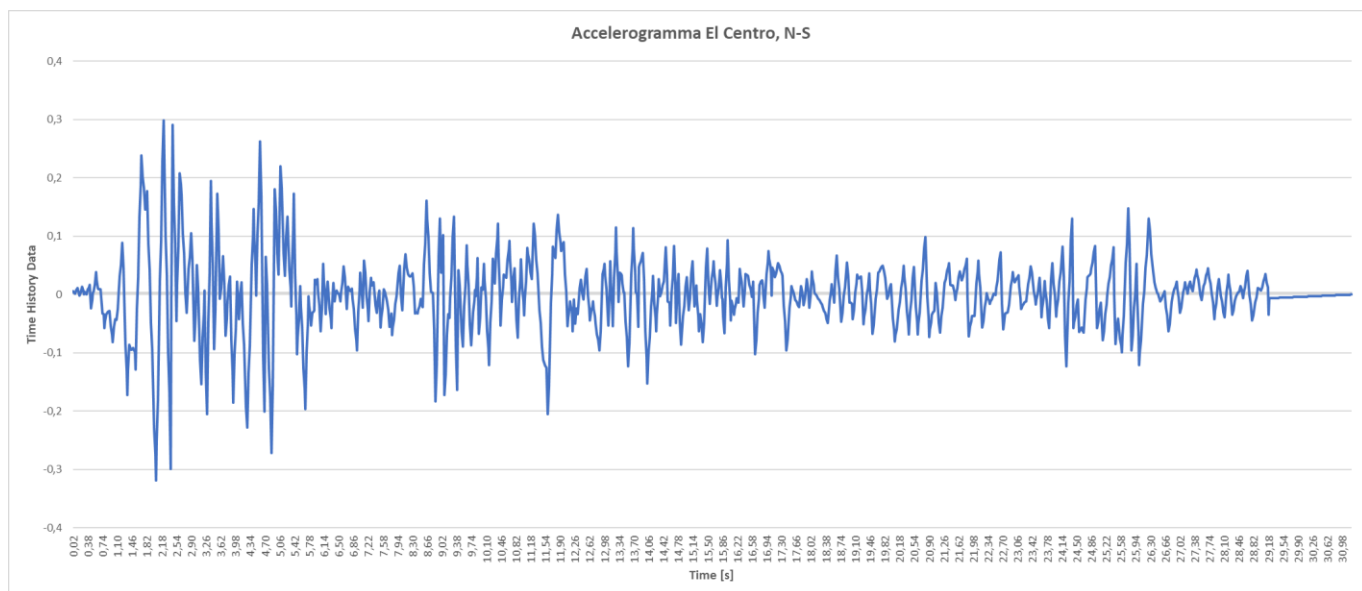


Grafico 22 - Accelerogramma direzione N-S

Trattandosi di un'analisi non lineare, si fa riferimento anche in questo caso ad un modello a fibre e le leggi costitutive che definiscono il comportamento reologico dei materiali che compongono la struttura sono quelli visti in precedenza per l'analisi Pushover con modello a fibre (*Paragrafo 5.3.1.2.*).

Anche in questo caso l'analisi viene prima svolta sul solo telaio in cemento armato e successivamente su sistema composto da telaio e esoscheletro.

I casi di carico definiti per poter svolgere questa tipologia di analisi sono principalmente due: uno relativo ai carichi statici e uno relativo ai carichi dinamici. Inoltre, per ogni caso di carico, essendo questa un'analisi dinamica, è necessario definire una funzione che descriva come questo è applicato alla struttura.

I casi di carico e le rispettive funzioni sono: il carico definito 'Initial Load' che viene applicato seguendo la funzione 'Rampa', e il carico 'Non linear' che invece viene applicato secondo la funzione 'Ground Acceleration'.

'Initial load' e di conseguenza anche la funzione 'Rampa', hanno il compito di applicare alla struttura i carichi statici, ovvero i carichi permanenti strutturali (G1) e non strutturali.

Add/Modify Time History Load Cases

General

Name : Initial Load Description :

Analysis Type
☐ Linear
☒ Nonlinear

Analysis Method
☐ Modal
☐ Direct Integration
☒ Static

Time History Type
☒ Transient
☐ Periodic

Increment Steps : 1
 Step Number Increment for Output : 1

Initial Load (Global Control)
☐ Use Initial Load (Defined in TMHS Global Control)

☐ Cumulate D/V/A Results ☐ Keep Final Step Loads Constant

Geometric Nonlinearity Type
☒ None ☐ Large Displacements

Static Loading Control
 Time functions assigned by the user are ignored.
 Increment Method
☒ Load Control ☐ Displacement Control

Control Option
 Scale Factor : 1

Output Option
☐ Cumulate Load Increment History for Output

Time Integration Parameters
 Newmark Method : Gamma 0.5 Beta 0.25
☒ Constant Acceleration ☐ Linear Acceleration ☐ User Input

Nonlinear Analysis Control Parameters
☒ Perform Iteration

Figura 120 - Caso di carico 'Initial load'

Per il caso di carico del sisma invece si sceglie l'impostazione 'Non linear' e la funzione 'Ground motion' che simulano il sisma e quindi il movimento del terreno facendo riferimento agli accelerogrammi. Il caso di carico 'Non linear' permette di implementare un tipo di analisi non lineare, ovvero della storia temporale non lineare, seguendo il metodo dell'integrazione diretta ed eseguendo un'analisi della cronologia temporale di tipo transitorio quindi sulla base del singolo caricamento di una funzione. Lo smorzamento su cui si basa è quello 'mass & stiffness proportional', che consiste nel calcolare i coefficienti di smorzamento proporzionali alla massa e alla rigidezza definendo i periodi modali per i quali si vuole calcolare i rapporti di smorzamento.

Nel corso dell'analisi viene esaminato ogni passo temporale per monitorare l'evoluzione delle risposte strutturali; il calcolo iterativo delle risposte strutturali ad ogni intervallo di tempo, permette di tener conto delle variazioni delle proprietà

meccaniche dovute alle non linearità. L'integrazione temporale fa riferimento al metodo di Newmark, che richiede i parametri Gamma e Beta, e si basa su un'accelerazione costante, ovvero si presuppone che l'accelerazione rimanga invariata durante l'intervallo di tempo di ciascun passo temporale, e che i valori di Gamma e Beta siano rispettivamente 0.5 e 0.25.

Add/Modify Time History Load Cases

General
 Name : non linear Description :
 Analysis Type: ☐ Linear ☒ Nonlinear
 Analysis Method: ☐ Modal ☒ Direct Integration ☐ Static
 Time History Type: ☒ Transient ☐ Periodic
 End Time : 35 sec Time Increment : 0.02 sec
 Step Number Increment for Output : 1

Initial Load (Global Control)
☒ Use Initial Load (Defined in TMHS Global Control)
 *. Perform Nonlinear Static Analysis for Initial Load
☐ Cumulate D/V/A Results ☒ Keep Final Step Loads Constant

Geometric Nonlinearity Type
☒ None ☐ Large Displacements

Damping
 Damping Method : Mass & Stiffness Proportional
 Mass and Stiffness Coefficients
 Damping Type : ☐ Direct Specification : ☒ Mass Proportional ☒ Stiffness Proportional
☒ Calculate from Modal Damping : 0.9006859518348 0.0017444687057
 Coefficients Calculation
☐ Frequency [Hz] : 0 0
☒ Period [sec] : 0.5614 0.1362
 Damping Ratio : 0.05 0.05
 Show Damping Ratio ...

Time Integration Parameters
 Newmark Method : Gamma 0.5 Beta 0.25
☒ Constant Acceleration ☐ Linear Acceleration ☐ User Input

Nonlinear Analysis Control Parameters
☒ Perform Iteration Iteration Controls...
 Damping Matrix Update : ☒ No ☐ Yes Description

Figura 121 - Definizione casi di carico per analisi Time History non lineare

Essendo un'analisi dinamica la funzione 'Ground Acceleration' associa al caso di carico precedentemente descritto 'Non linear' le funzioni in direzione X e Y, ovvero gli accelerogrammi sulla quale si vuole basare l'analisi, in questo caso gli accelerogrammi del terremoto verificatosi ad El Centro sia in direzione est-ovest (EW), che in direzione nord-sud (NS).

Ground Acceleration

Time History Load Case Name
non lin

Function for Direction-X
Function Name : elcentro NS
Scale Factor : 1
Arrival Time : 0 sec

Function for Direction-Y
Function Name : ELCENTRO E
Scale Factor : 1
Arrival Time : 0 sec

Function for Direction-Z
Function Name : NONE
Scale Factor : 1
Arrival Time : 0 sec

Figura 122 - Definizione dell'accelerazione del suolo

Dall'esecuzione di questa analisi vediamo come la struttura oscilla nell'intervallo di tempo in cui si verifica l'evento sismico. Vengono confrontati gli spostamenti che si verificano in direzione X e Y, del solo telaio in c.a. e del sistema composto da telaio ed esoscheletro.

5.3.2.1. Risultati

I risultati ottenuti dall'esecuzione dell'analisi dinamica non lineare sono molto precisi ed accurati, e permettono di comprendere il comportamento dell'edificio soggetto alle sollecitazioni dovute al movimento del terreno durante un terremoto.

I risultati analizzati si concentrano sugli spostamenti massimi registrati, essendo uno degli indicatori più critici della risposta della struttura all'evento sismico.

I dati relativi agli spostamenti della struttura sono illustrati attraverso grafici temporali che evidenziano l'evoluzione degli spostamenti nel tempo, in risposta agli accelerogrammi applicati.

Graficando gli spostamenti verificatisi in sommità, prendendo come riferimento il nodo 16 del modello del telaio in c.a., si nota che le oscillazioni e quindi gli spostamenti in direzione X e Y si sono fortemente ridotti a seguito dell'applicazione dell'esoscheletro strutturale.

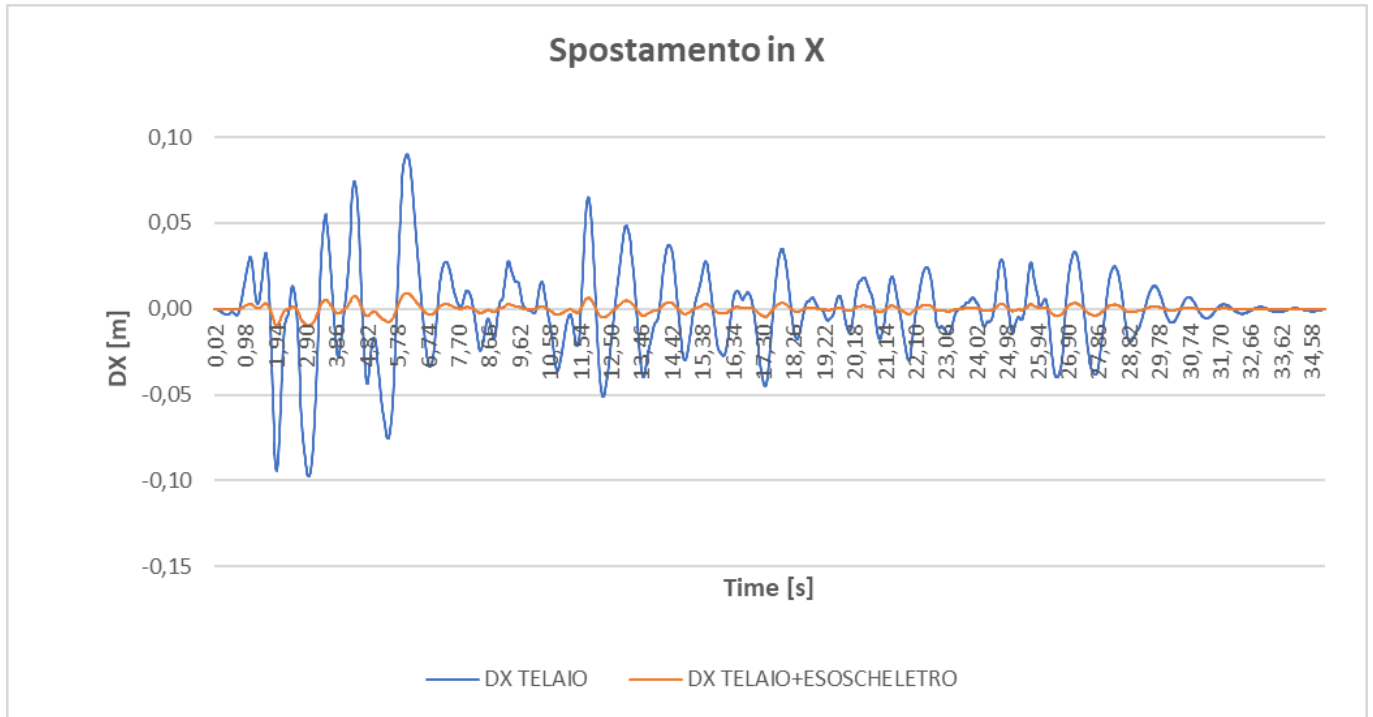


Grafico 23 - Spostamenti in direzione X

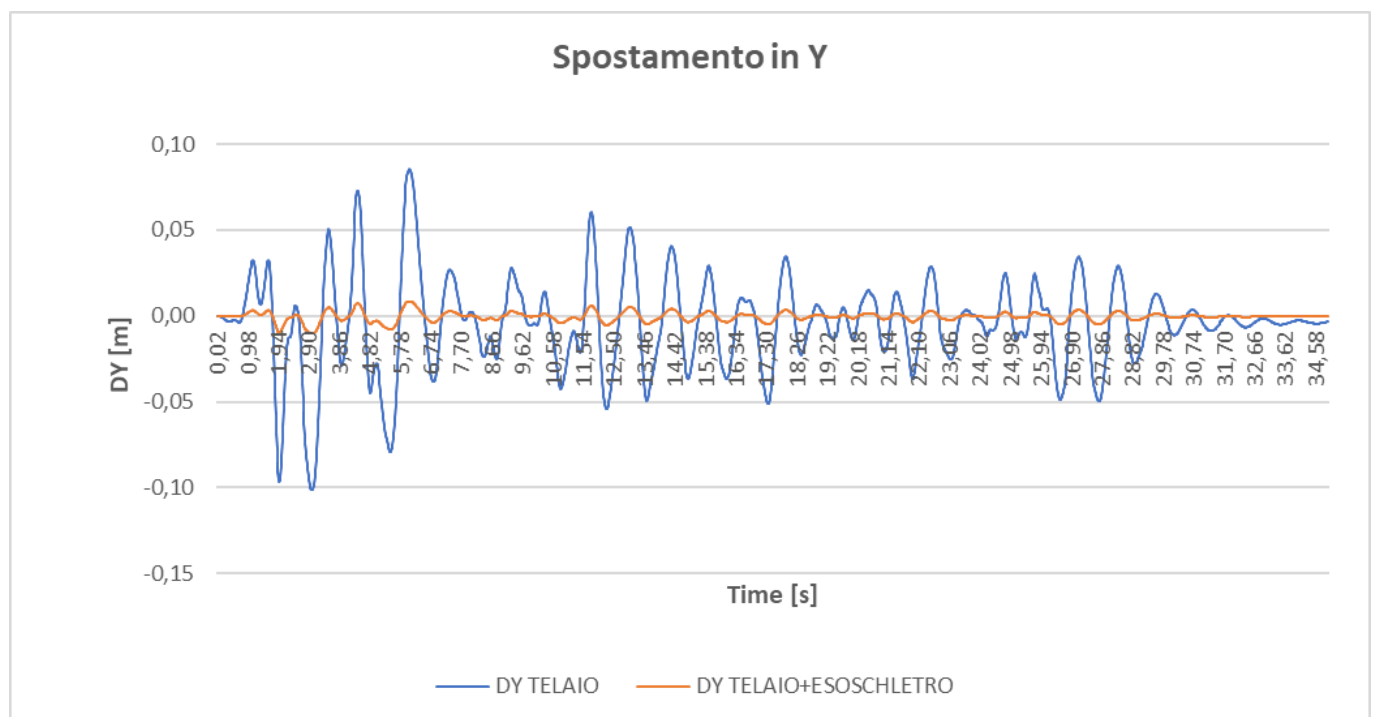


Grafico 24 - Spostamento in direzione Y

I grafici mostrano chiaramente la differenza negli spostamenti della struttura prima e dopo l'integrazione dell'esoscheletro. Facendo una valutazione più precisa la riduzione dello spostamento dovuta all'applicazione dell'esoscheletro è, in termini percentuale, dell'80 %.

L'analisi rivela che l'esoscheletro non solo ha ridotto gli spostamenti assoluti, ma ha anche contribuito a una distribuzione più uniforme degli spostamenti tra i vari piani della struttura. Questa uniformità è indice di una migliore ripartizione delle forze inerziali durante il sisma, e potenzialmente di una riduzione del rischio di danni concentrati e di cedimenti progressivi.

Si può quindi affermare che anche a seguito dei risultati acquisiti dall'analisi Time History dinamica non lineare grazie all'aggiunta dell'esoscheletro l'edificio risulta meno vulnerabile agli eventi sismici, oltre che più sicura per i suoi occupanti.

6. Conclusioni

Negli ultimi tempi il tema della sicurezza strutturale degli edifici nei confronti di eventi sismici è diventato sempre più rilevante. In particolare, in Europa, dove gran parte del patrimonio costruito risale ad epoche in cui non vi erano ancora normative di progettazione che proponessero criteri sismici ed energetici.

Con il passare degli anni serie di eventi catastrofici hanno causato danni significativi e perdite del patrimonio costruito ma soprattutto di vite; di conseguenza, vi è stato un forte aumento di richieste di intervento al fine di migliorare le prestazioni delle costruzioni in caso di terremoto.

Oggi esistono diverse soluzioni per intervenire sulle costruzioni, ma la maggior parte di esse sono molto costose e non garantiscono l'operabilità e l'utilizzo della struttura durante i lavori, creando una situazione scomoda per gli occupanti.

In risposta a tali problematiche il presente lavoro di tesi partecipa all'iniziativa RESUME (Resilient and SUsustainable envelope for vulnerable buildings din seisMic affected areas at the time of climatE crises) proposta da ERIES (Engineering Research Infrastructures for European Synergies). Il progetto RESUME si pone l'obiettivo di testare in laboratorio una soluzione di miglioramento strutturale innovativo che consiste in un esoscheletro di materiale ligneo da applicare esternamente alla struttura, per ridurre la vulnerabilità sismica ed inoltre ovviare ai disagi che una tecnica di retrofitting interno potrebbe portare agli occupanti dell'edificio. L'innovazione di questa proposta è data dall'uso di materiali sostenibili, come il legno lamellare e inoltre alla possibilità di utilizzare questa soluzione non solo per portare giovamento in termini strutturali, ma anche dal punto di vista energetico.

Lo studio di ERIES è svolto in Macedonia a Skopje, nel laboratorio di IZIIS (Institute of earthquake engineering and engineering seismology), dove si trova una piattaforma vibrante a sei gradi di libertà che permette di simulare al meglio l'evento sismico. Essendo un test eseguito in laboratorio, per problematiche logistiche legate allo spostamento di provini in cemento armato, il test fisico è svolto su un telaio in c.a. in scala 1:3; i risultati ottenuti vengono successivamente

scalati, seguendo i rapporti di scalatura di Froude per avere dei dati paragonabili al comportamento di un edificio reale.

In quest'ambito il presente lavoro di ricerca analizza il comportamento del telaio in c.a., in scala 1:1, pre e post applicazione dell'esoscheletro per poter valutare come l'aggiunta di questa struttura di retrofitting innovativa porti giovamento agli edifici esistenti; con lo scopo di fornire dei risultati confrontabili a quelli ottenuti in laboratorio su tavola vibrante.

Tutto il lavoro trattato in questa tesi è stato svolto virtualmente, partendo dalla modellazione parametrica del telaio fino alle analisi strutturali e alla valutazione dei risultati.

Le analisi strutturali sono state eseguite tramite il software MidasGen, in quanto oltre ad essere interoperabile con il programma Dynamo utilizzato per la modellazione parametrica, ha permesso di svolgere analisi statiche e dinamiche, lineari e non lineari sia con modelli a plasticità diffusa, sia con modelli a plasticità concentrata. Ogni analisi è stata eseguita prima sul solo telaio in c.a. e successivamente sul sistema composto da telaio ed esoscheletro.

Per poter valutare la vulnerabilità strutturale dell'edificio si sono svolte prima le analisi lineari e successivamente quelle non lineari. Le analisi lineari permettono di ottenere risultati più rapidamente perché caratterizzate da oneri computazionali inferiori rispetto alle analisi non lineari. Esse consentono di ottenere velocemente un primo risultato, che permette di comprendere se vi sono anomalie nel modello o quali sono i punti critici della struttura; successivamente se non sono emerse problematiche si passa alle analisi non lineari, che permettono di catturare tutti quegli aspetti che le analisi lineari non valutano (i.e.: plasticizzazione dei materiali) in maniera più precisa è approfondita, ma anche con tempistiche e risorse decisamente superiori.

La prima analisi svolta è l'analisi modale, o analisi dinamica lineare (*Paragrafo 5.1.*), che ha permesso di comprendere il comportamento dinamico della struttura, ricavando i modi di vibrare e i periodi ad essi associati.

I modi di vibrare principali sono i primi 3 e mostrano che, sia per la sola struttura in c.a. sia per la struttura con esoscheletro, i primi due modi di vibrare sono traslazionali, modo 1 traslazionale in direzione X e modo 2 traslazionale in

direzione Y, mentre il modo 3 è rotazionale. Le percentuali di masse sollecitate per ogni modo per entrambi modelli sono del 98 %, si nota quindi che nonostante con l'applicazione dell'esoscheletro la massa del sistema subisce un incremento il comportamento dell'edificio non varia; quelli che variano sono invece i periodi di vibrare.

Con l'aggiunta dell'esoscheletro i periodi di vibrare della struttura diminuiscono per il modo 1 del 64.62%, per il modo 2 del 75.54% e per il modo 3 del 74.25 %.

Modo di vibrare	Periodo [s]	
	Telaio	Telaio + esoscheletro
1	0.4486	0.1587
2	0.4321	0.1057
3	0.4086	0.1052

Tabella 8 - Periodo-Modi di vibrare

Questa diminuzione è dovuta all'aumento di rigidità che viene dotata dalla struttura di retrofitting, e che quindi riduce anche oscillazioni e spostamenti del telaio. Gli spostamenti del telaio e i drift di interpiano sono stati analizzati in seguito all'analisi spettrale (*Paragrafo 5.2.*); anche dai risultati ottenuti da essa è evidente che la struttura aggiunta esternamente al telaio porta ad un incremento di rigidità con la diminuzione dello spostamento in sommità dell'edificio, in termini percentuali del 93% in direzione X e del 96 % in direzione Y.

	Telaio	Telaio + Esoscheletro
Spostamento in X [m]	0.0804	0.0056
Spostamento in Y [m]	0.0728	0.0024

Tabella 9 - Spostamenti in sommità

Valutando il drift di interpiano a livello percentuale otteniamo le stesse viste per gli spostamenti: in direzione X lo spostamento di interpiano si riduce del 93%, mentre in direzione Y del 96%.

Story Drift [m]				
	Telaio		Telaio + Esoscheletro	
	P. Terra	P. Primo	P. Terra	P. Primo
X	0.0603	0.0201	0.0043	0.0013
Y	0.0567	0.0162	0.0018	0.0005

Tabella 10 - Story Drift

L'analisi pushover a plasticità diffusa ha invece permesso di valutare il taglio che la struttura è in grado di sopportare; anche in questo caso il master node a cui si fa riferimento è il numero 16, e per rendere i risultati comparabili tra di loro si è considerato uno spostamento del 'master node' di 0.35 m per ogni gruppo di caricamento e per ogni modello.

Taglio [kN]				
Gruppi di caricamento	1C_X	1C_Y	2A_X	2A_Y
Telaio	173.00	175.03	173.64	175.50
Telaio + Esoscheletro	190.51	214.38	195.50	209.00

Tabella 11 - Taglio

Per lo spostamento del nodo 16 di 0.35 m la forza di taglio necessaria per raggiungere lo spostamento determinato è aumentata del 12% in direzione X e del 21% in direzione Y. A seguito dell'analisi pushover sono stati definiti gli indici di vulnerabilità strutturale, il quale hanno confermato la riduzione della vulnerabilità sismica in entrambe le direzioni.

In coerenza con i risultati elencati fino ad ora anche l'analisi Time History dinamica non lineare (*Paragrafo 5.3.2.*) dimostra che anche simulando il movimento del terreno causato dall'evento sismico l'applicazione della tecnica di retrofitting, analizzata decrementa gli spostamenti dell'edificio, in direzione X e Y, in media del 90% circa.

Al termine dello svolgimento di tutte le analisi, è evidente che l'utilizzo di un esoscheletro strutturale in materiale ligneo con applicati di pannelli di alluminio, come quello che è stato analizzato, porti notevoli miglioramenti al comportamento dell'edificio. Esso conferisce un incremento di rigidezza al sistema, che di

conseguenza porta ad un aumento dell'azione sismica che agisce sulla struttura; ma la maggior parte di queste sollecitazioni l'esoscheletro le scarica su di sé riducendo le sollecitazioni che altrimenti gioverebbero unicamente sulla struttura esistente. In questo modo, come viene evidenziato dai dati ottenuti dalle molteplici analisi svolte, vi è un aumento sia delle caratteristiche di rigidezza, sia della resistenza del sistema, oltre che una riduzione dell'entità degli spostamenti e dei drift di interpiano; ciò comporta una diminuzione nella formazione delle cerniere plastiche e di conseguenza dei danni all'edificio.

In attesa dei test in laboratorio è possibile affermare che la soluzione di retrofitting oggetto studiata in laboratorio virtuale ha dato esiti positivi, che dovranno essere validati dagli studi dei provini reali su tavola vibrante.

L'esecuzione di uno studio in ambiente virtuale, come quello portato avanti con il presente studio, permette non solo di generare dei risultati preliminari di quello che succederà in laboratorio, ma anche di acquisire informazioni utili ad organizzare la parte logistica dell'esperimento, per esempio permette di stimare in anticipo il quantitativo di materiali da comprare per la realizzazione del provino, il peso del prototipo, e quindi a capire se un provino di tale dimensioni rimane entro i limiti di peso che vengono sopportati dalla piattaforma vibrante, e come questo prototipo può essere movimentato all'interno del laboratorio. Quindi la modellazione della struttura e le relative analisi strutturali in campo virtuale sono una risorsa, oltre che per eseguire una valutazione strutturale, anche per organizzare al meglio e in maniera sicura l'esperimento in sé.

6.1. Sviluppi futuri

L'argomento di studio intrapreso è molto ampio e si prospettano differenti sviluppi futuri.

Possibili applicazioni future potrebbero essere relative a modellazioni comparative sia per aggiornare le dimensioni delle sezioni e i materiali che costituiscono l'esoscheletro, sia per verificare la struttura in termini di resistenza e spostamenti con esoscheletri che comprendano non solo elementi shall (i.e. fogli di alluminio), ma anche controventi diagonali.

Ulteriori sviluppi e comparazioni verranno sviluppate a seguito all'ottenimento dei risultati dell'analisi del modello fisico in scala 1:3 su tavola vibrante, sviluppata nel laboratorio IZIIS a Skopje (Macedonia). Un aspetto molto interessante è la comparazione tra i vari risultati, quelli ottenuti in laboratorio, quelli ottenuti tramite software utilizzando un modello tridimensionale in scala 1:3, e i risultati frutto di questa tesi. Questo processo di confronto e validazione tra i risultati delle diverse analisi e dei diversi modelli è fondamentale per stabilire la validità e l'efficacia, non sono della tecnica di miglioramento strutturale oggetto di esame, ma anche i vari software utilizzati per portare avanti lo studio.

Inoltre, per appurare l'efficacia della soluzione proposta sarebbe interessante testarla su diverse tipologie di strutture.

Riferimenti

- [1] Commissione Europea, «Energy-efficient building: Priorities and actions,» 2011. [Online]. Available: https://ec.europa.eu/energy/sites/ener/files/documents/2011_energy_efficient_buildings_action_plan.pdf. [Consultato il giorno 1 maggio 2022].
- [2] G. Margani, G. Evola, C. Tardo e E. M. Marino , «Energy, Seismic, and Architectural Renovation of RC Framed Buildings with Prefabricated Timber Panels,» *Sustainability*, 2020.
- [3] D. A. Bournas , «Concurrent seismic and energy retrofitting of RC and masonry buildings envelopes using inorganic textile-based composites combined with insulation materials: A new concept,» *Composites Part B Engineering*, pp. 166-179, 2018.
- [4] C. Europea, «Fit for 55 - Delivering the EU's 2030 Climate Target Policy Package,» 2021.
- [5] S. S. Zuluaga , S. Kallioras e A. Tsiavos, «Optimization of Synergetic Seismic and Energy Retrofitting Based on Timber Beams and Bio-Based Infill Panels: Application to an Existing Masonry Building in Switzerland,» *Buildings*, vol. 12, n. 1126, 2022.
- [6] L. Martelli , L. Restuccia e G. A. Ferro , «The exoskeleton: a solution for seismic retrofitting of existing buildings,» *Procedia Structural Integraty*, pp. 294-304, 2020.
- [7] G. Di Lorenzo , E. Colacurcio, A. Di Filippo, A. Formisano , A. Massimilla e R. Landolfo, «STATE-OF-THE-ART ON STEEL EXOSKELETONS FOR SEISMIC RETROFIT OF EXISTING RC BUILDINGS,» *International Journal of Earthquake Engineering*, pp. 34-49, 2020.
- [8] G. Scuderi , «Adaptive Building exoskeletons: A biomimetic model for rehabilitation of sociale housing,» *International Journal of Architectural Research*, vol. 9, pp. 134-143, 2015.
- [9] Y. Bozorgnia e V. V. Bertero, *Earthquake Engineering: From Engineering Seismology to Performance-Based Engineering*, CRC PRESS, 2004.
- [10] A. S. Elnashai e L. Di Sarno, *Fundamentals of Earthquake Engineering*, WILEY, 2008.
- [11] R. W. Clough e J. Peinzien, *Dynamics of structure*, Berkley: Computers & Structures, Inc, 2003.
- [12] M. R. Lindeburg e K. M. McMullin, *Seismic Design of Builging Structures: A Professionals Introduction to Earthquake Forces and Design Details*, 1997.
- [13] M. Mignardi, «Analisi pushover tridimensionali di strutture in c.a. regolari in pianta,» Tesi di Laurea , Università di Bologna , 2010-2011.
- [14] M. d. I. e. d. Trasporti, *Norme Tecniche per le Costruzioni*, 2018.
- [15] H. Krawinler, «Pushover Analysis: Why, How, When, and When not to use,» in *Structural Engineers Association of California* .
- [16] G. Fenves , S. Mojtahedi e R. B. Reimer, «Effect of Contraction Joints on Earthquake Response of an Arch Dam,» *Journal of Structural Engineering*, vol. 118, 1992.
- [17] D. Vamvatsikos e A. C. Cornell, «Incremental dynamic analysis,» 2002.
- [18] T. Kostas , «Algorithms for Visual Design Using the Processing Language,» 2009.
- [19] R. Aish e R. Woodbury, «Multi-Level Interaction in Parametric Design,» 2005.

- [20] B. Ingels , «Yes is more: An Archicomic on Architectural Evolution,» 2009.
- [21] C. Belmond, «Informal,» 2002.
- [22] G. Gardani e G. Angjeliu, «Considerazioni sull'interoperabilità tra modelli BIM e l'analisi strutturale degli edifici storici,» 2010-201.
- [23] R. Bairrao e C. T. Vaz, «Shaking table testing of civil engineering structures- The LNEC 3D simulator experiece,» in *12WCEEE2000*, 2000.
- [24] P. Candeias , C. A. Costa e E. Coelho , «Shaking table tests of 1:3 reduced scale models of four-story unreinforced masonry buildings,» in *13 World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, Canada , 2004.
- [25] S. Hussain, H. Shakeel, A. Ali, R. Muhammad e N. Ahmad , «Shaking Table Testing of a Low-Rise Reinforced Concrete Intermediate Moment Resisting Frame.,» *Buildins*, 1 Dicembre 2022.
- [26] M. Antoniou, N. Nikitas , I. Anastasopoulos e R. Fuentes, «Scaling laws for shaking table testing concrete tunnels accounting for post-cracking lining response,» 2020.
- [27] G. M. Calvi, L. Sousa e C. Ruggeri, «Energy Efficiency and Seismic Resilience: A Common Approach,» *Multi-Hazard Approaches to Civil Infrastructures Engineering*, 2016.
- [28] V. Pertile , A. Stella , L. De Stefani e R. Scotta , «Seismic and Energy Integrated Retrofitting of Existing Buildings with an Innovative ICF_Based System: Design Principles and Case Studies,» *Sustainability*, 2021.
- [29] Z. Li, X. Xiaofeng, T. Guangwu e H. Xuefeng, «Design Scheme of Seismic Testing System for Long-span Brigdes Structures,» in *Proceedings of International on Vibration Engineering* , Dalian, China , 1998.
- [30] T. Chaudat, K. Pilakoutas, P. Papastergiou e M. A. Ciupala, «Shaking tables test on RC retrofitted frame with FRP,» in *First European Conference on Earthquake and Seismology*, Geneva , Settembre 2006.
- [31] B. Bayhan, «Numerical simulation of shaking table tests on 3D reinforced concrete structures,» *Structural Engineering and Mechanics* , pp. 151-171, 2013.
- [32] «Direttiva Sull'efficienza energetica degli edifici (EPDB) 2018/844,» [Online]. Available: <https://eur-lex.europa.eu/legal-content/IT/TXT/?uri=CELEX:32018L0844>. [Consultato il giorno 1 maggio 2023].

Ringraziamenti

Giunti al termine del mio percorso di studi desidero dedicare un ringraziamento a tutti coloro, in questi ultimi anni mi sono stati accanto e hanno lasciato un segno indelebile della loro presenza in questo mio percorso.

Inizio ringraziando il mio relatore, il Prof. Marco Domaneschi, le mie correlatrici, la Prof.ssa Valentina Villa e l'Arch. Laura Sardone per avermi dato l'opportunità di lavorare ad un progetto tanto importante quanto innovativo.

Un ringraziamento speciale è rivolto alla mia correlatrice Laura che con la sua instancabile disponibilità ed estrema pazienza mi ha supportata e incoraggiata a portare a termine questo lavoro di tesi.

Un sentito grazie va alla mia famiglia, a mamma, papà e alle mie sorelle; al loro costante sostegno, ed ai loro insegnamenti senza i quali oggi non sarei ciò che sono. Mi avete dato la possibilità di seguire e realizzare le mie passioni con la massima libertà senza mai privarmi di nulla, e per questo vi ringrazio di cuore. Avete creduto in me con estrema pazienza come nessun altro avrebbe potuto fare.

A Carlo che ha sopportato tutti i miei momenti di sconforto e più di un paio di pianti isterici; alla grande pazienza che ha sempre con me, a come si impegna sempre per aiutarmi a trovare una soluzione ai problemi che incontro e all'enorme affetto che mi dà. Riconosco che questo percorso è stato impegnativo anche per te, ma lo hai affrontato nel migliore dei modi, grazie!

Ad Alessandro, che per cinque anni è stato mio compagno di banco, di studio e di lavori di gruppo; all'unica persona che ha veramente affrontato accanto a me tutto questo percorso accademico, e nella quale ho trovato un grande amico. È stato un vero piacere condividere con te questo viaggio, ti voglio bene.

Grazie a Carlotta, Cecilia, Davide, Gherardo, Fulvio e tutti i miei amici che mi sono stati vicini e che mi scuseranno se non li menziono tutti. Grazie essere stati miei complici, ognuno a modo suo, in questo viaggio intenso ed entusiasmante.

Ed infine, desidero ringraziare me stessa; la mia determinazione mi ha permesso di non arrendermi nei momenti di crisi, e oggi posso dire con orgoglio di essere soddisfatta del traguardo da me raggiunto.

