

ALMA MATER STUDIORUM – UNIVERSITÀ DI BOLOGNA

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

**CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE
CURRICULUM STRUTTURE**

**TESI DI LAUREA
IN
PROGETTI DI STRUTTURE M**

**ANALISI DELLA PERFORMANCE SISMICA DI UN EDIFICIO
ESISTENTE IN C.A. MEDIANTE METODO SLAMA E VALUTAZIONE
DELLE PERDITE ECONOMICHE ATTESE**

CANDIDATO:

Daniele Isidori

RELATORE:

Chiar.mo Prof. Ing. Marco Savoia

CORRELATRICE:

Ing. Lucia Praticò

Anno Accademico 2020/2021

Sessione III

Indice

Premessa.....	1
1 – Introduzione	3
2 – Descrizione del caso di studio: edificio multipiano in cemento armato	8
2.1 – Caratteristiche geometriche dell’edificio: sezioni e armature.....	10
2.2 – Caratteristiche meccaniche dei materiali dell’edificio	15
2.3 – Analisi dei carichi: combinazione sismica	16
3 – Applicazione della metodologia SLaMA all’edificio esistente.....	18
3.1 – Capacità degli elementi: metodologia e assunzioni generali	20
3.1.1 – Travi.....	21
3.1.1.1 – Capacità flessionale.....	22
3.1.1.2 – Capacità tagliante	28
3.1.1.3 – Calcolo del momento equivalente di colonna	32
3.1.2 – Pilastri	33
3.1.2.1 – Capacità flessionale.....	34
3.1.2.2 – Capacità tagliante	40
3.1.3 – Nodi trave-pilastro	44
3.1.3.1 – Capacità a taglio-trazione.....	44
3.1.3.2 – Calcolo del momento equivalente di colonna	45
3.2 – Capacità del telaio	46
3.2.1 – Gerarchia delle resistenze	48
3.2.2 – Curve di capacità.....	53
3.2.2.1 – Meccanismo Beam-Sway	54
3.2.2.2 – Meccanismo Column-Sway	56
3.2.2.3 – Meccanismo Mixed-Sway.....	59
3.2.2.4 – Meccanismo Mixed-Sway (nodi trave-pilastro esclusi).....	62
3.3 – Analisi e confronto dei risultati	66

4 – Tecnologie di rinforzo strutturale applicate all’edificio esistente	70
4.1 – Rinforzo sismico mediante Concrete Jacketing (C.J.)	70
4.2 – Rinforzo sismico mediante Fiber Reinforced Polymers (F.R.P.).....	73
4.3 – Applicazione della metodologia SLaMA all’edificio rinforzato.....	75
4.3.1 – Pilastri rinforzati con Concrete Jacketing (C.J.)	76
4.3.1.1 – Capacità flessionale.....	77
4.3.1.2 – Capacità tagliante	79
4.3.2 – Pilastri rinforzati con Fiber Reinforced Polymers (F.R.P.)	81
4.3.2.1 – Capacità flessionale.....	82
4.3.2.2 – Capacità tagliante	85
4.3.3 – Gerarchia delle resistenze	88
4.3.3.1 – Edificio rinforzato con Concrete Jacketing (C.J.).....	88
4.3.3.2 – Edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers (F.R.P.)	90
4.3.4 – Curve di capacità.....	93
4.3.4.1 – Edificio rinforzato con Concrete Jacketing (C.J.).....	93
4.3.4.2 – Edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers (F.R.P.)	95
4.4 – Analisi e confronto dei risultati	98
5 – Calcolo delle perdite economiche attese	103
5.1 – Calcolo delle perdite economiche applicato al caso dell’edificio esistente	106
5.2 – Calcolo delle perdite economiche applicato al caso dell’edificio rinforzato con Concrete Jacketing (C.J.).....	110
5.3 – Calcolo delle perdite economiche applicato al caso dell’edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers (F.R.P.)	114
6 – Analisi e confronto dei risultati fra l’edificio esistente e gli edifici rinforzati.....	119
7 – Conclusioni.....	124
References	125
Lista delle figure.....	129
Lista delle tabelle	131

Premessa

Nel territorio italiano, circa a metà del secolo scorso, una grande quantità di edifici in cemento armato con struttura a telaio è stata realizzata, in accordo con la Normativa dell'epoca, per resistere unicamente alle azioni verticali presentando un'elevata vulnerabilità nei riguardi delle azioni orizzontali causate dal sisma. I cambiamenti apportati dalle più recenti Normative, emanate a seguito di rilevanti eventi sismici avvenuti nel paese, volgono l'attenzione alla problematica della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti, rendendo l'analisi del comportamento di questi ultimi un tema di grande rilevanza ed attualità. In questo contesto, viene selezionato un edificio esistente, che rientra nella categoria di edifici citati in precedenza, per il quale viene valutata la capacità e vengono stimate le perdite economiche causate dall'azione sismica. Nel presente lavoro di tesi, si utilizzano delle metodologie di calcolo semplificate che, essendo caratterizzate da semplicità, rapidità e bassa onerosità di calcolo, rappresentano al giorno d'oggi una robusta alternativa da utilizzare in fase di valutazione progettuale preliminare.

In una prima fase di lavoro quindi, è stata studiata la risposta dell'edificio caso di studio nei riguardi delle sollecitazioni da sisma con la finalità di determinarne la vulnerabilità e mettere in luce i possibili punti deboli sui quali intervenire. Tale fase di analisi è stata eseguita mediante una metodologia semplificata denominata SLaMA che permette di ricavare analiticamente la curva di capacità dell'edificio dalla conoscenza delle capacità dei singoli elementi strutturali. Trattandosi di una metodologia semplificata, i risultati ottenuti sono stati posti a confronto con quelli ricavati dalla modellazione ad elementi finiti su software di calcolo con la finalità di validare il metodo semplificato.

Nella seconda fase, sono state proposte due diverse opzioni di rinforzo strutturale per l'edificio esistente realizzante mediante la tecnologia del Concrete Jacketing e delle Fiber Reinforced Polymers. E' stata poi ripetuta l'applicazione della metodologia SLaMA per le due proposte di rinforzo strutturale formulate, finalizzata a valutare il miglioramento in termini di risposta sismica rispetto al caso dell'edificio esistente. I risultati ottenuti sono stati anche in questo caso confrontati e validati nei riguardi di quelli ricavati dalla modellazione degli edifici su software di calcolo.

Nella terza fase di lavoro, viene proposto il calcolo delle perdite economiche causate da possibili eventi sismici mediante la metodologia semplificata introdotta nel Sisma Bonus Italiano. In questo caso, i risultati ottenuti per le diverse configurazioni di edifici sono stati

confrontati con quelli ricavati mediante una metodologia più raffinata di analisi delle perdite economiche per verificare la corrispondenza e l'accuratezza del parametro di perdita calcolato. Nella fase conclusiva, vengono proposti vari confronti tra i risultati più significativi ottenuti nelle diverse fasi, in modo da evidenziare i vantaggi e gli svantaggi dell'utilizzo di metodologie semplificate per la valutazione della vulnerabilità sismica del costruito.

1 – Introduzione

Il presente lavoro di tesi affronta due tematiche di rilevante importanza nel contesto dell'analisi della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in cemento armato. Il primo di essi tratta il tema della valutazione della performance sismica e delle possibili proposte di rinforzo strutturale formulate per tali edifici, mentre il secondo tratta il tema del calcolo delle perdite economiche attese a valle dell'accadimento di possibili eventi sismici. Le tematiche introdotte risultano fortemente collegate e dipendenti l'una dall'altra, poiché a monte di qualsiasi considerazione riguardante la valutazione delle perdite economiche sismiche è necessaria la conoscenza delle proprietà strutturali e della conseguente performance dell'edificio considerato, che influenza inevitabilmente la quantificazione dei danni prodotti dal sisma.

Il tema della vulnerabilità sismica degli edifici esistenti è un argomento che riveste un'importanza strategica soprattutto se relazionato al contesto italiano, vista la frequente attività sismica nel paese (in particolare, se rapportata alla propria estensione territoriale) e l'accadimento di eventi anche distruttivi come nei casi di Umbria e Marche (1997), Abruzzo (2009) e Emilia Romagna, Lombardia e Veneto (2012) che hanno causato negli anni perdite monetarie per oltre 150 miliardi di euro a causa dei costi di recupero e ricostruzione post-sisma. Tali circostanze e le relative conseguenze a livello socio-economico hanno evidenziato la necessità di un approccio proattivo verso delle strategie di riduzione del rischio sismico, piuttosto che un approccio passivo basato sulla riparazione dei danni e sulla ricostruzione post-evento (Giovinazzi et al., 2017). Sull'esempio di paesi come la Nuova Zelanda, anche l'Italia ha avviato un processo di adeguamento sismico per gli edifici non progettati sismicamente: in Italia, infatti, nel secolo scorso (soprattutto tra gli anni '50 e '70) un grande numero di edifici in cemento armato con struttura a telaio è stato progettato in assenza di una adeguata normativa in materia di progettazione nei riguardi delle azioni sismiche, e quindi unicamente per sviluppare una risposta nei confronti dei carichi gravitazionali (Di Sarno et al., 2011). Le caratteristiche tipiche di tali edifici sono l'assenza di dettagli costruttivi adeguati in corrispondenza delle zone critiche degli elementi strutturali e la mancanza di qualsiasi principio relativo alla più recente progettazione in capacità (gerarchia delle resistenze). Una conseguenza diretta di tali aspetti è la significativa mancanza di duttilità sia a livello locale che globale, che conduce a prestazioni strutturali inadeguate anche sotto moderata eccitazione sismica. La maggior parte degli edifici esistenti, progettati secondo il Metodo delle Tensioni Ammissibili, mantiene un elevato grado di incertezza nei riguardi della risposta anelastica e non è in grado di soddisfare il più recente approccio prestazionale agli Stati Limite volto a fare in modo che la

struttura resista a intensità di scuotimento relativamente rare, calcolate secondo l'analisi probabilistica di pericolosità sismica (Cornell, 1968; McGuire, 2004).

In tale contesto si delinea l'importanza della valutazione della performance degli edifici esistenti nei riguardi delle azioni sismiche, che può essere affrontata mediante l'ausilio di specifici software di calcolo attraverso strumenti di analisi non lineare, oppure tramite l'utilizzo di metodologie semplificate. L'impiego di queste ultime risulta di primaria importanza vista la necessità ricorrente di effettuare una valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici su larga scala che risulta non compatibile con la conduzione di analisi approfondite caratterizzate da una particolare onerosità dal punto di vista tempistico, economico e computazionale. Tali necessità richiedono alle metodologie di analisi di possedere due parametri fondamentali: la facilità e la velocità di utilizzo, e conseguentemente la riduzione dello sforzo di calcolo. Negli ultimi anni in Italia, anche nelle analisi a scala di un singolo edificio, si richiede sempre di più l'utilizzo di metodologie semplificate da impiegare in una fase preliminare di valutazione della progettazione di un intervento di rinforzo sismico in una struttura esistente. Di recente sono stati sviluppati vari metodi analitici semplificati per la valutazione della vulnerabilità sismica degli edifici come ad esempio il metodo SP-BELA (Simplified-Pushover-Based-Earthquake-Loss-Assessment) di Borzi et al. (2008), il metodo RE.SIS.TO ("Resistenza Sismica Totale") di Mazzotti et al. 2013, il modello POST (PushOver on Shear Type models) applicato in Del Gaudio et al. (2016) e la metodologia SLAMA (Simplified Lateral Mechanism Analysis) proposta da Pampanin (2017), e perfezionata da Gentile et al. (2019), introdotta dalle linee guida neozelandesi nel 2006 (NZSEE2006) per la valutazione della vulnerabilità sismica di edifici esistenti e notevolmente integrata e migliorata nell'attuale versione (NZSEE 2017). L'applicazione dettagliata di quest'ultima metodologia viene sviluppata nel presente lavoro di tesi con l'intento di identificare la performance sismica di un edificio esistente localizzato nel territorio italiano in una zona interessata da una rilevante attività sismica. Viene inoltre stimata la capacità sismica dello stesso edificio rinforzato mediante due differenti tecnologie, per valutarne l'effettivo miglioramento di comportamento nei riguardi delle sollecitazioni orizzontali. La procedura può essere intesa come un'analisi non lineare di tipo Pushover condotta interamente "a mano", nella quale la curva di capacità della struttura in esame è calcolata sfruttando principi base di analisi strutturale in campo plastico.

Nella sua applicazione ad un sistema strutturale a telaio in c.a., il metodo parte dalla valutazione della capacità dei singoli elementi strutturali utilizzando i concetti base dell'analisi sezionale; successivamente viene valutata l'interazione tra i vari componenti strutturali adiacenti tra loro, in sub-assemblaggi trave-colonna, valutando l'effettiva gerarchia di resistenze (Pampanin et al.,

2007) e determinando gli elementi ai quali è ascrivibile il collasso di ogni sub-assemblaggio. I risultati relativi a questi schemi parziali vengono “assemblati” per arrivare a determinare la curva di capacità del sistema SDOF equivalente al telaio, secondo la definizione fornita in Priestley et al., (2007). Il processo è impostato coerentemente con il meccanismo plastico atteso, così come suggerito dall’analisi degli schemi parziali. La curva di capacità della struttura è calcolata sommando opportunamente le curve di capacità dei singoli sistemi resistenti considerando gli effetti torsionali (Paulay 2001).

Dopo aver applicato tale metodologia semplificata al caso di studio, le curve di capacità corrispondenti all’edificio considerato sono state confrontate con quelle ricavate mediante analisi Pushover dalla modellazione nel software ad elementi finiti Midas-GEN e presentate nella tesi di Sagazio (2021) che rappresenta, nella fase di analisi dei risultati, una stima più corretta della reale capacità laterale dell’edificio con la quale validare l’applicazione del metodo semplificato.

I risultati ottenuti per una costruzione esistente relativamente al comportamento sotto azioni sismiche costituiscono il punto di partenza per la valutazione dei danni conseguenti all’accadimento di tale fenomeno. Al giorno d’oggi, una corretta quantificazione delle perdite economiche sismiche attese è di fondamentale importanza per lo sviluppo sostenibile e duraturo di comunità localizzate in aree sismiche: la possibilità di stimare la perdita di vite umane, le perdite monetarie e le risorse temporali necessarie per il recupero della funzionalità degli edifici può aiutare le parti interessate a definire un ordine di priorità degli interventi finalizzati alla prevenzione delle catastrofi ed ad un aumento di qualità e sicurezza delle strutture. Alla luce di questa evidenza, una moderna progettazione sismica di nuove costruzioni o la progettazione di interventi sulle strutture esistenti deve necessariamente essere impostata sulla base della conoscenza delle perdite economiche attese, in modo da finalizzare il processo sia all’ottimizzazione delle risorse economiche, che all’efficienza della costruzione dal punto di vista strutturale. Il ruolo delle perdite economiche attese sta quindi diventando fondamentale per quantificare e confrontare le prestazioni dell’edificio nella sua vita di riferimento. Tra le più robuste applicazioni di stima delle perdite economiche causate dagli eventi sismici il Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) ha presentato il Performance-Based Earthquake Engineering (PBEE) nell’ambito di una metodologia che coinvolge quattro fasi distinte: analisi del pericolo, analisi strutturale, analisi dei danni e analisi delle perdite. Nell’ambito dell’applicazione di tale metodologia le caratteristiche strutturali dell’edificio vengono associate al livello di pericolosità del sito in esame e alla probabilità di accadimento e superamento di una determinata intensità sismica. La fase di analisi strutturale viene quindi

condotta sulla base delle informazioni derivate dall'analisi di pericolosità per ricavare i parametri della domanda sismica e della capacità della struttura. Tali parametri vengono utilizzati nella terza fase per determinare le misure del danno post-sisma che a loro volta forniranno in quarta fase la stima economica necessaria per riportare la struttura allo stato pre-evento. In quest'ultima fase, alla valutazione dei danni che si verificano a causa dell'evento sismico, vengono aggiunte le altre possibili fonti di perdita che dovrebbero essere prese in considerazione come parametri utili per valutare la prestazione sismica dell'edificio e su cui basare le decisioni in merito. Anche in questo caso è possibile notare come il coinvolgimento dell'analisi strutturale realizzata mediante software di calcolo rischi di aumentare l'onerosità del procedimento dal punto di vista computazionale: a tale proposito sono state proposte metodologie semplificate (Welch et al. 2012; Ligabue et al. 2017) e strumenti informatici (ad esempio PACT, ATC 58 2012). Nonostante i diversi punti strategici introdotti in precedenza, l'implementazione della valutazione delle perdite economiche nell'attuale pratica di progettazione è ancora impegnativa. Le difficoltà sorgono nel calcolo delle perdite annuali attese (PAM) che coinvolgono la valutazione delle prestazioni dell'edificio e un significativo sforzo di calcolo non rendendo l'applicazione adatta nella pratica comune di progettazione. Da tale evidenza nasce la necessità urgente di semplificare la comunicazione del rischio sismico delle costruzioni e la tematica del calcolo delle perdite annuali attese come strumento di supporto alla progettazione delle nuove strutture e degli interventi di miglioramento sismico su quelle esistenti. I primi tentativi sono stati fatti in Italia nel 2004, mediante l'introduzione di un indice di sicurezza dato dal rapporto tra la capacità e la domanda espressa in accelerazione di picco al suolo (PGA), e in Nuova Zelanda nel 2006 dove le linee guida della Società Neozelandese per l'Ingegneria Sismica per la valutazione degli edifici esistenti (NZSEE 2006) hanno proposto un sistema di classificazione per il rischio sismico delle costruzioni basato sull'indice di sicurezza sismica allo stato limite ultimo. Tali metodologie tuttavia non tengono in conto direttamente la valutazione del parametro PAM. Anche se attualmente sono state formulate recenti metodologie molto raffinate di valutazione delle perdite, ciò che effettivamente mancava era un approccio semplice e adatto per l'applicazione nella comune pratica di progettazione senza la necessità di eseguire simulazioni dispendiose in termini di tempo. Per colmare questa lacuna, una vera e propria linea guida per la valutazione del rischio sismico delle costruzioni (D.M. 58 del 28/02/2017) è stata recentemente emanata in Italia per affrontare la classificazione del rischio sismico delle costruzioni esistenti e coinvolgere in maniera diretta il calcolo del PAM come parametro necessario per la definizione della classe di rischio della costruzione. Tale decreto ministeriale di interesse nazionale molto attuale viene

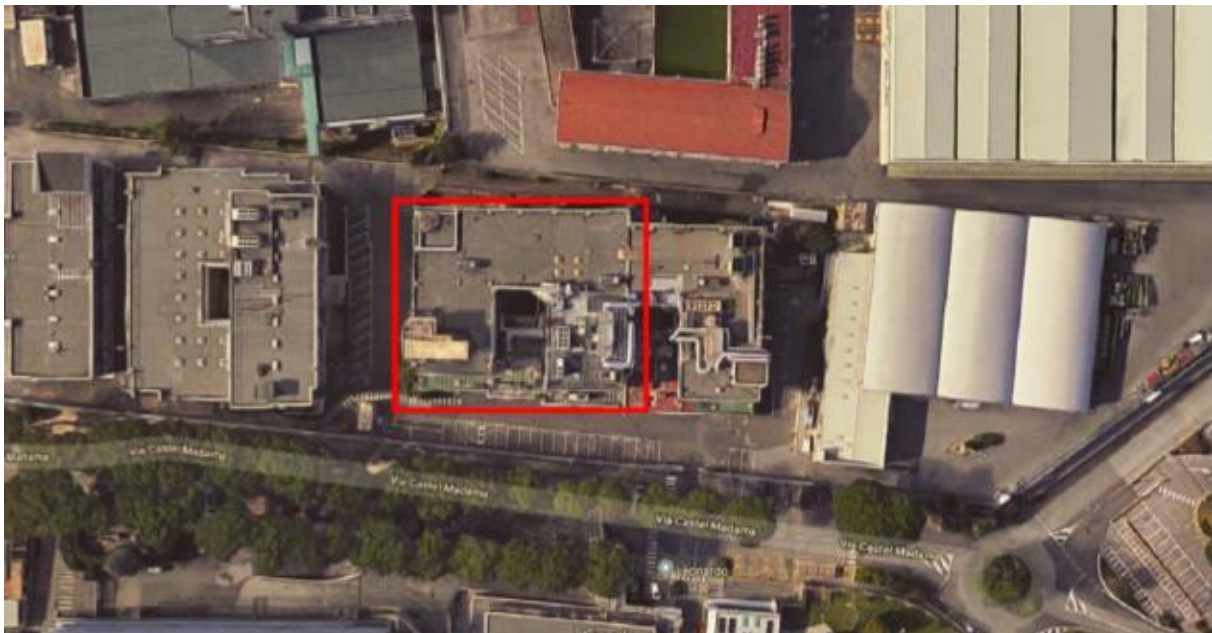
comunemente identificato come Sisma Bonus Italiano e rappresenta la metodologia sviluppata nel presente lavoro di tesi per il calcolo delle perdite economiche associate ai danni prodotti dagli eventi sismici sugli edifici esistenti. Il documento definisce otto Classi di Rischio, con rischio crescente dalla lettera A+ alla lettera G. La determinazione della classe di appartenenza di un edificio può essere condotta secondo due metodi, tra loro alternativi, l'uno convenzionale e l'altro semplificato, quest'ultimo con un ambito applicativo limitato. Il metodo convenzionale è concettualmente applicabile a qualsiasi tipologia di costruzione e la sua applicazione ad un caso reale viene svolta nel presente lavoro di tesi. Il metodo semplificato si basa su una classificazione macrosismica dell'edificio, è indicato per una valutazione speditiva della Classe di Rischio dei soli edifici in muratura e può essere utilizzato sia per una valutazione preliminare indicativa, sia per valutare, limitatamente agli edifici in muratura, la classe di rischio in relazione all'adozione di interventi di tipo locale. Per la determinazione della Classe di Rischio si fa seguito riferimento a due parametri: la Perdita Annuale Media attesa (PAM), che tiene in considerazione le perdite economiche associate ai danni agli elementi, strutturali e non, e riferite al costo di ricostruzione (CR) dell'edificio privo del suo contenuto, e l'indice di sicurezza (IS-V) della struttura definito come il rapporto tra l'accelerazione di picco al suolo (PGA, Peak Ground Acceleration) che determina il raggiungimento dello Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), e la PGA che la norma indica, nello specifico sito in cui si trova la costruzione e per lo stesso stato limite. L'indice di sicurezza (IS-V) della struttura è meglio noto ai tecnici con la denominazione di "Indice di Rischio". L'articolazione dal punto di vista computazionale del metodo convenzionale è stata svolta nel presente lavoro di tesi per stimare l'entità delle perdite economiche causate dagli eventi sismici associate all'edificio esistente e alle proposte di edificio rinforzato. Per validare il calcolo delle perdite eseguito con la metodologia semplificata proposta nel Sisma Bonus italiano i risultati vengono confrontati con quelli proposti nella tesi di Sagazio (2021) e calcolati, per lo stesso edificio, mediante una differente metodologia di stima delle perdite economiche basata su principi di progettazione e valutazione dello spostamento diretto (DDBD, "Direct displacement-based design").

2 – Descrizione del caso di studio: edificio multipiano in cemento armato

L'edificio selezionato come caso di studio è un edificio multipiano in cemento armato realizzato negli anni 70' e localizzato nella zona Appenninica italiana ad una latitudine di 44.147 ed una longitudine di 10.495. L'edificio esistente non è stato progettato con adeguati criteri antisismici, per cui non presenta i dettagli costruttivi richiesti dalle Normative attuali per garantire duttilità alla struttura.

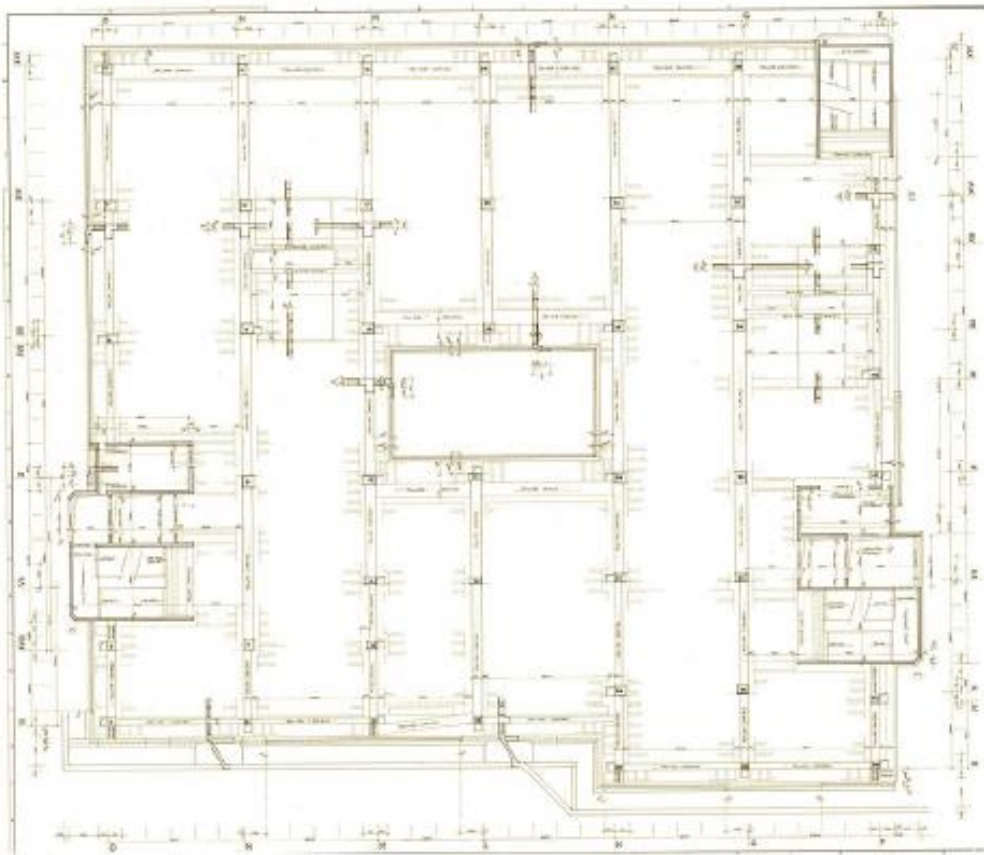
Trattandosi di un edificio con livello di prestazione ordinario ($V_N=50$ anni) e per cui si prevede normale affollamento (Classe 2) viene individuato un periodo di riferimento per l'azione sismica V_R pari a 50 anni secondo le indicazioni fornite dalle NTC 2018 (paragrafo 2.4.3.). Il suolo di fondazione dell'edificio viene classificato come appartenente alla Categoria C – “Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti” secondo la classificazione fornita dalle NTC 2018 (paragrafo 3.2.2.), mentre si individua per la superficie topografica la categoria T1 - “Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i < 15^\circ$ ” secondo la classificazione fornita dalle NTC 2018.

Viene riportata di seguito una vista dall'alto dell'edificio oggetto di studio.



1 - Vista dall'alto dell'edificio

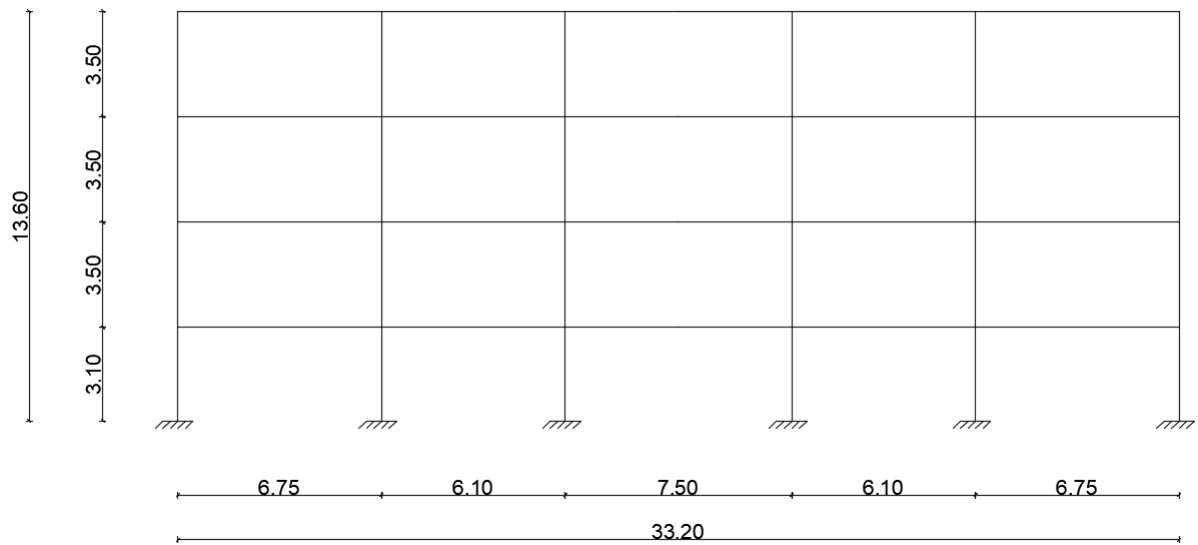
Oltre alla vista dall'alto dell'edificio analizzato viene riportata nell'immagine seguente la pianta del primo dei quattro piani dell'edificio in questione.



2 - Pianta del primo piano dell'edificio

Come è possibile notare anche dalla pianta del primo piano dell'edificio riportata, esso è costituito da una struttura intelaiata a travi e pilastri e soddisfa sostanzialmente i requisiti di regolarità in pianta ed in altezza definiti dalle NTC 2018 (paragrafo 7.2.1.). Per questa motivazione si decide di approssimare lo studio del comportamento dell'edificio soggetto ad azione sismica a quello del comportamento di un telaio tipico interno, che viene estrapolato dalla struttura dell'edificio stesso.

Le caratteristiche geometriche in termini di lunghezza delle campate ed altezza dei piani del telaio estrapolato vengono riportate nell'immagine seguente (quote in metri).



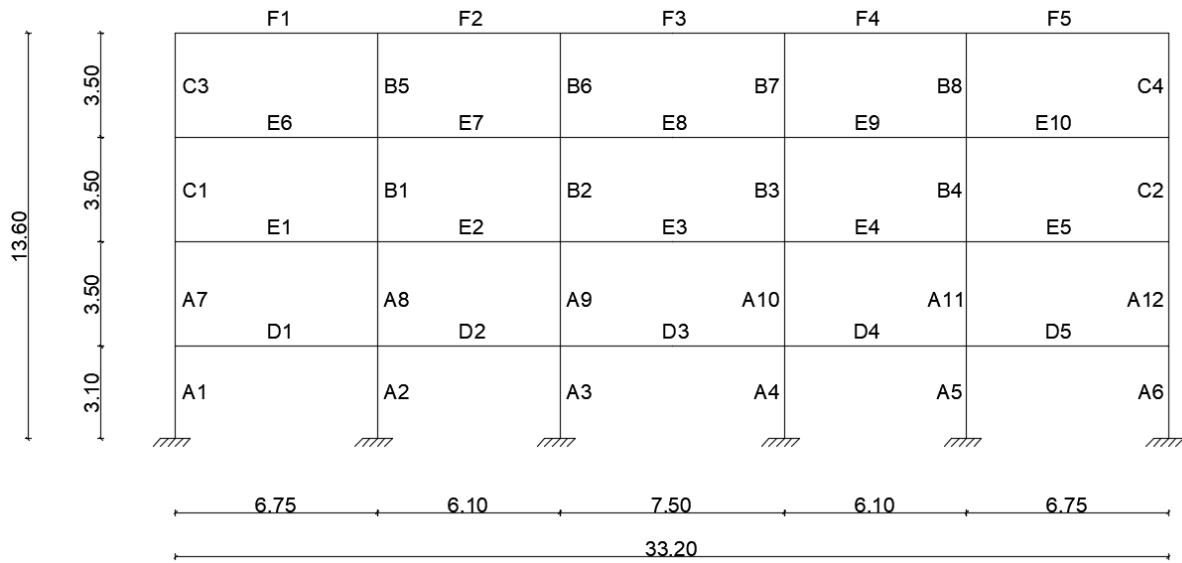
3 - Telaio tipico interno dell'edificio

2.1 – Caratteristiche geometriche dell'edificio: sezioni e armature

In questo paragrafo si procede alla definizione delle sezioni degli elementi strutturali in cemento armato costituenti il telaio estrapolato dall'edificio analizzato. In particolare vengono presentate di seguito le caratteristiche in termini di geometria ed armatura di tutti i pilastri e di tutte le travi appartenenti al telaio tipico: sono state individuate tre diverse tipologie di pilastri, denominate A,B e C e variabili l'una dall'altra per geometria o armatura e tre differenti tipologie di travi, denominate D,E ed F variabili secondo le stesse modalità.

L'ordine numerico assegnato agli elementi strutturali, che procede in ordine crescente da sinistra verso destra, permetterà di individuare agevolmente le travi ed i pilastri che saranno in seguito oggetto di studio.

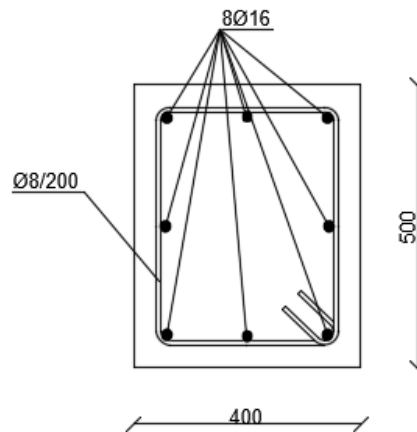
Viene riportata un'immagine di sintesi relativa alla nomenclatura utilizzata per gli elementi strutturali costituenti il telaio tipico dell'edificio.



4 - Nomenclatura degli elementi strutturali

Si procede a questo punto andando ad elencare per ciascuna tipologia di elemento strutturale (pilastri A, B, C e travi D, E, F) le caratteristiche geometriche in termini di dimensioni della sezione, armatura longitudinale ed armatura trasversale.

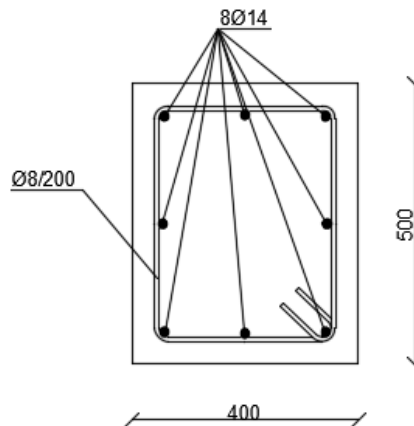
PILASTRO A:



B [mm]	H [mm]	c [mm]	A _s (Long.)		A _{sw} (Staffe)	
			N° ferri	Area [mm ²]	N° ferri	Area [mm ²]
400	500	40	8Ø16	1608,5	Ø8/200	100,5/200

Tabella 1 - Sezione ed armature pilastro A

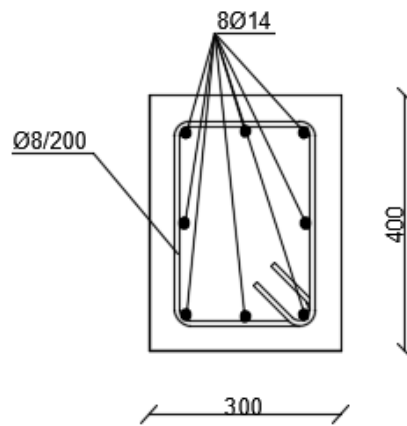
PILASTRO B:



B [mm]	H [mm]	c [mm]	A _s (Long.)		A _{sw} (Staffe)	
			N° ferri	Area [mm ²]	N° ferri	Area [mm ²]
400	500	40	8Ø14	1231,5	Ø8/200	100,5/200

Tabella 2 - Sezione ed armature pilastro B

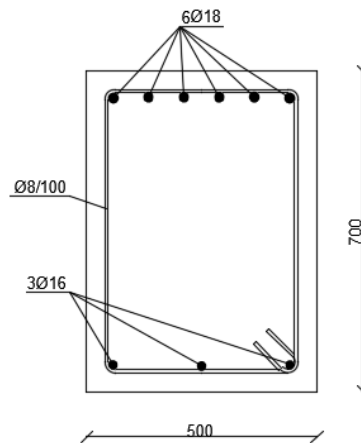
PILASTRO C:



B [mm]	H [mm]	c [mm]	A _s (Long.)		A _{sw} (Staffe)	
			N° ferri	Area [mm ²]	N° ferri	Area [mm ²]
300	400	40	8Ø14	1231,5	Ø8/200	100,5/200

Tabella 3 - Sezione ed armature pilastro C

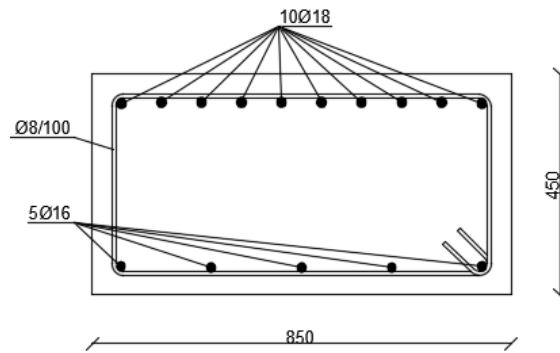
TRAVE D:



B [mm]	H [mm]	c [mm]	A _s ' (Long. sup.)		A _s (Long. inf.)		A _{sw} (Staffe)	
			N° ferri	Area [mm ²]	N° ferri	Area [mm ²]	N° ferri	Area [mm ²]
500	700	40	6Ø18	1526,8	3Ø16	603,2	Ø8/100	100,5/100

Tabella 4 - Sezione ed armature trave D

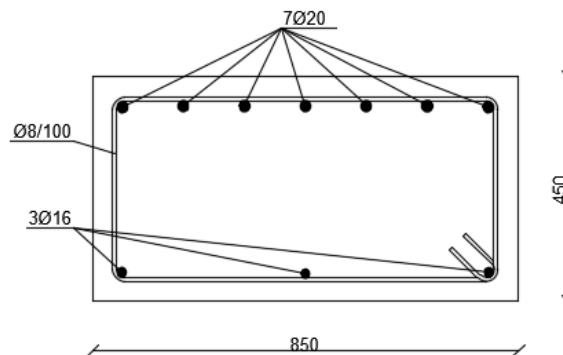
TRAVE E:



B [mm]	H [mm]	c [mm]	A _s ' (Long. sup.)		A _s (Long. inf.)		A _{sw} (Staffe)	
			N° ferri	Area [mm ²]	N° ferri	Area [mm ²]	N° ferri	Area [mm ²]
850	450	40	10Ø18	2544,7	5Ø16	1005,3	Ø8/100	100,5/100

Tabella 5 - Sezione ed armature trave E

TRAVE F:



B [mm]	H [mm]	c [mm]	A _s ' (Long. sup.)		A _s (Long. inf.)		A _{sw} (Staffe)	
			N° ferri	Area [mm ²]	N° ferri	Area [mm ²]	N° ferri	Area [mm ²]
850	450	40	7Ø20	2199,1	3Ø16	603,2	Ø8/100	100,5/100

Tabella 6 - Sezione ed armature trave F

2.2 – Caratteristiche meccaniche dei materiali dell’edificio

Nel presente paragrafo vengono elencate le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti il telaio tipico in esame. Trattandosi di una costruzione esistente, ai valori medi delle resistenze dei materiali ottenuti mediante prove distruttive e non distruttive sarà necessario applicare successivamente i fattori di confidenza determinati in funzione del livello di conoscenza acquisito in base ai rilievi, alle indagini sui dettagli strutturali e alle prove sui materiali come indicato nella Circolare 21 Gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP. (paragrafo C8.5.4.2 relativo alle costruzioni esistenti in calcestruzzo armato o acciaio).

Data l’elevata numerosità di rilievi visivi eseguiti sull’edificio, l’abbondanza di disegni relativi alla carpenteria originale e le diverse tipologie di prove eseguite in sito (carotaggi, saggi su elementi strutturali, indagini pacometriche, prelievi di armatura e prove endoscopiche) è stato determinato per il telaio un livello di conoscenza LC3: Conoscenza accurata, secondo la classificazione fornita dalle NTC 2018 (paragrafo 8.5.4). Il conseguente fattore di confidenza da applicare alle proprietà meccaniche dei materiali risulta $FC=1$, come definito dalle NTC 2018.

Per effettuare la determinazione delle proprietà meccaniche relative al calcestruzzo impiegato per la realizzazione dell’edificio sono state effettuate delle prove di carotaggio tramite le quali è stato possibile individuare una resistenza caratteristica media a compressione del calcestruzzo pari a 20 MPa; conseguentemente è stata definita per il calcestruzzo dell’edificio una classe pari a C20/25, di cui si riportano di seguito le caratteristiche meccaniche più rilevanti ricavate dai risultati della prova di carotaggio divisi per il fattore di confidenza FC unitario.

Calcestruzzo C20/25	
f_c [MPa]	20
ε_{cu} [1]	0,0035
E_c [MPa]	29962

Tabella 7 - Proprietà meccaniche del calcestruzzo

Relativamente all’acciaio utilizzato per le barre di armatura longitudinali e trasversali, è stato possibile ricavare le caratteristiche meccaniche medie mediante i risultati di prove di trazione eseguite sul materiale che hanno fornito un valore della tensione di snervamento media pari a 490 MPa e della tensione di rottura media pari a 742,32 MPa.

Per l'acciaio d'armatura è stata individuata una classe pari a FeB44k le cui proprietà meccaniche, ricavate dai risultati della prova di trazione divisi per il fattore di confidenza FC unitario, vengono riportate di seguito.

Acciaio FeB44k	
f_y [MPa]	490
f_u [MPa]	742,32
ϵ_{su} [/]	0,12
E_c [MPa]	206000

Tabella 8 - Proprietà meccaniche dell'acciaio

Si precisa in questa fase come, nella successiva determinazione della capacità flessionale e tagliente degli elementi strutturali relativi al telaio tipico, siano stati posti come unitari i coefficienti di sicurezza relativi ai materiali calcestruzzo (γ_c) ed acciaio (γ_s): tale ipotesi risulta giustificata dalla tipologia di analisi che si intende effettuare sulla struttura, volta non ad eseguire una fase di verifica di sicurezza della stessa, ma a cogliere un comportamento strutturale tanto più simile possibile a quello riscontrabile nella realtà.

In sintesi, le proprietà meccaniche dei materiali utilizzate nel calcolo delle capacità flessionali e taglianti dei singoli elementi strutturali risultano essere quelle precedentemente riportate in Tabella 7 e Tabella 8.

2.3 – Analisi dei carichi: combinazione sismica

L'analisi dei carichi relativa al telaio tipico è stata eseguita sulla base delle indicazioni fornite dalle NTC 2018 (paragrafo 2.5.3.). In particolare gli effetti dell'azione sismica sono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum_j \psi_{2j} * Q_{kj}$$

dove:

- Il termine G_1 rappresenta i carichi permanenti portanti costituiti dal peso proprio degli elementi strutturali.

- Il termine G_2 rappresenta i carichi permanenti portati costituiti dai tamponamenti perimetrali e dagli impianti.
- Il termine ψ_{2j} rappresenta i coefficienti di combinazione delle azioni.
- Il termine Q_{kj} rappresenta i carichi variabili costituiti dal carico relativo alla destinazione d'uso dell'edificio.

I risultati ottenuti dall'analisi dei carichi in termini di masse di piano vengono riportati nella tabella seguente.

Masse di piano del telaio tipico	
Piano	Massa di piano [KN]
4° Piano	1675
3° Piano	2041
2° Piano	2048
1° Piano	2022
Piano Terra	46
Totale	7786

Tabella 9 - Masse di piano del telaio tipico

I risultati ottenuti in termini di sforzo assiale agente su ciascun pilastro del telaio tipico in combinazione sismica, ricavati mediante le aree di influenza, vengono riportati nella tabella seguente.

Sforzo assiale nei pilastri		
Piano	Pilastro	N [KN]
Terra	A1-A6	938,0
	A2-A5	1591,0
	A3-A4	1614,0
1	A7-A12	678,1
	A8-A11	1189,8
	A9-A10	1200,7
2	C1-C2	412,8
	B1-B4	781,8
	B2-B3	780,4
3	C3-C4	162,1
	B5-B8	364,9
	B6-B7	361,4

Tabella 10 - Sforzo assiale nei pilastri del telaio tipico

3 – Applicazione della metodologia SLaMA all’edificio esistente

Sulla base della conoscenza di tutte le caratteristiche geometriche e meccaniche del telaio oggetto di studio si è proceduto all’applicazione della metodologia SLaMA per la determinazione della curva di capacità dell’edificio esistente, come mostrato in Del Vecchio et al. (2017). Tale metodologia costituisce un procedimento analitico-meccanico semplificato che consente di eseguire un’analisi Pushover manuale senza l’utilizzo di un software di calcolo. Il metodo prevede diversi step di analisi, dalla definizione delle proprietà non lineari delle cerniere plastiche degli elementi strutturali, all’individuazione del meccanismo di collasso globale più verosimile per la struttura in esame.

A partire dallo studio di diversi lavori di ricerca che descrivono i principi del metodo (Del Vecchio et al. 2017, Gentile et al. 2017, Gentile et al. 2018, Pampanin in *Advances in Assessment and Modeling of Earthquake Loss* 2021), sono stati individuati gli step principali di analisi per l’applicazione all’edificio esistente. Come già menzionato, per validare il metodo, i risultati riportati in questo capitolo vengono confrontati con le curve di capacità ottenute mediante analisi Pushover eseguite con software di calcolo in Sagazio (2021), sullo stesso edificio caso studio.

In prima analisi è stata svolta la determinazione della capacità dei singoli elementi strutturali componenti il telaio tipico quali travi, pilastri e nodi trave-pilastro utilizzando i concetti base dell’analisi sezionale. Per le prime due tipologie di componenti strutturali è stata determinata la capacità degli elementi sia nei riguardi delle sollecitazioni flessionali che relativamente alle sollecitazioni taglienti, mentre per i nodi trave-pilastro è stata valutata la capacità degli elementi relativamente al meccanismo di taglio-trazione. Al completamento di questa prima fase il comportamento di ciascun elemento strutturale è descritto dalla relativa curva Momento-Rotazione ($M - \theta$).

Successivamente, analizzando tutti i sub-assemblaggi trave-pilastro, è stata valutata l’interazione fra le diverse componenti strutturali adiacenti ricavando, per ciascun sub-assemblaggio, l’effettiva gerarchia delle resistenze e conseguentemente l’elemento al quale risulta ascrivibile il collasso del sub-assemblaggio considerato. In questa fase, con la finalità di determinare per ciascun sub-assemblaggio la gerarchia delle resistenze riscontrabile nella realtà in caso di evento sismico, le capacità dei diversi elementi e la domanda sismica sono stati rappresentati nello stesso diagramma di performance sismica ($M - N$): in particolare, le

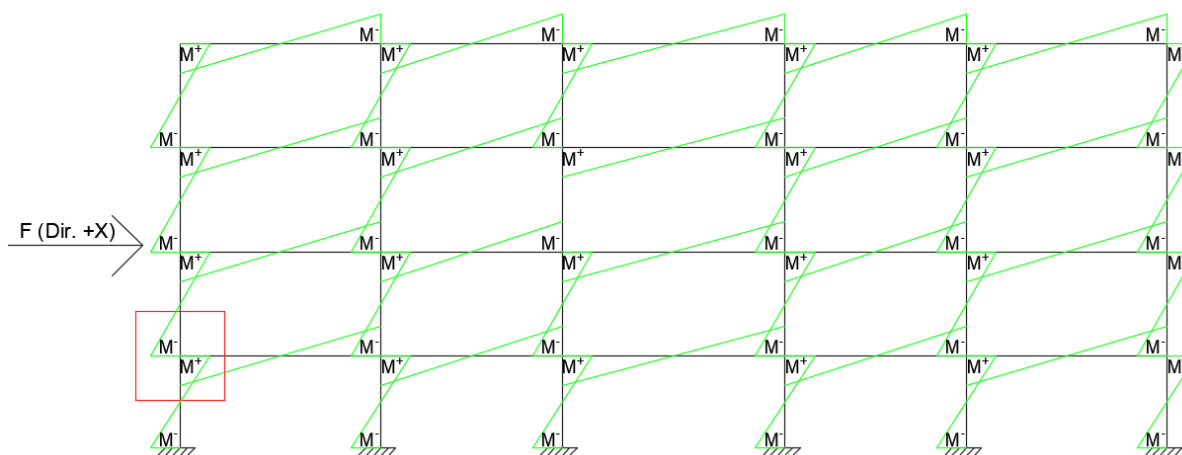
capacità sono state espresse mediante un unico parametro cioè il momento equivalente di colonna, mentre la domanda sismica è stata modellata come funzione dello sforzo assiale dovuto ai carichi gravitazionali e della variazione di sforzo assiale dovuto all'applicazione della forza orizzontale F (azione sismica). I risultati relativi ai sub-assemblaggi parziali sono stati poi assemblati sulla base di condizioni di equilibrio e congruenza per arrivare a determinare la curva di capacità forza-spostamento del telaio tipico (Gentile et al. 2017).

Una volta ottenuti i risultati relativi alla gerarchia delle resistenze dei singoli sub-assemblaggi, è possibile formulare diverse ipotesi riguardanti il meccanismo di collasso atteso e la relativa curva di capacità forza-spostamento (NZSEE/MBIE 2016). Si definiscono, in particolare, un meccanismo Beam-Sway (limite superiore della resistenza) caratterizzato dalla formazione di cerniere plastiche alle estremità delle travi e alla base dei pilastri del telaio tipico; un meccanismo Column-Sway (limite inferiore della resistenza) caratterizzato dalla formazione di cerniere plastiche alle estremità dei pilastri di un piano del telaio tipico, ed un meccanismo Mixed-Sway (intermedio) caratterizzato dalla compresenza di cerniere plastiche nelle travi e nei pilastri e rotture a taglio-trazione nei pannelli nodali.

Nei paragrafi seguenti viene mostrata per esteso la determinazione della capacità di un elemento strutturale per tipologia fra quelli presenti nel telaio tipico analizzato: in particolare viene selezionata la trave D1, il pilastro A1 e il nodo trave-pilastro 1, dove convergono gli elementi trave e pilastro considerati.

I risultati delle operazioni mostrate, che sono state poi ripetute per ciascun sub-assemblaggio relativo al telaio tipico, vengono sintetizzati in tabelle al termine dell'analisi di ciascun elemento strutturale.

Il sub-assemblaggio oggetto dell'analisi viene individuato in rosso nell'immagine seguente in cui viene riportato l'andamento qualitativo relativo al diagramma del momento atteso negli elementi strutturali per la sollecitazione sismica ipotizzata, modellata come una forza F orizzontale agente nella direzione longitudinale del telaio tipico con verso positivo (da sinistra verso destra).



5 - Sub-assemblaggio considerato e andamento qualitativo del diagramma del momento flettente

3.1 – Capacità degli elementi: metodologia e assunzioni generali

Nel presente paragrafo vengono illustrate tutte le assunzioni generali e le ipotesi che sono state utilizzate nel calcolo della capacità flessionale e tagliante delle travi e dei pilastri del telaio tipico e nel calcolo della capacità dei nodi trave-pilastro nei riguardi del meccanismo di taglio-trazione. In particolare si afferma quanto segue.

- Nel calcolo della capacità flessionale della generica sezione in cemento armato ordinario, sia in riferimento alla valutazione della sicurezza nei confronti dello Stato Limite di Esercizio che alla determinazione delle condizioni di rottura allo Stato Limite Ultimo, viene utilizzato il “Metodo dell’equilibrio” con l’introduzione di quattro ipotesi principali:
 - 1) Conservazione delle sezioni piane.
 - 2) Introduzione di una legge di legame costitutivo σ - ϵ per il calcestruzzo: legame elastico-lineare allo SLE, diagramma parabola-rettangolo approssimato a diagramma “Stress Block” allo SLU.
 - 3) Calcestruzzo non reagente a trazione.
 - 4) Perfetta aderenza tra acciaio e calcestruzzo.
- La resistenza a flessione delle travi viene confrontata con la resistenza a taglio con la finalità di indagare possibili rotture premature di tipo fragile. Nel caso in cui la resistenza a taglio domini il comportamento della trave viene calcolata e considerata la capacità rotazionale dell’elemento relativa a tale meccanismo. Nel caso in cui la

resistenza a flessione domini il comportamento della trave, oltre alla capacità rotazionale a snervamento e ultima per flessione, viene calcolata anche la capacità rotazionale dell'elemento nei riguardi del meccanismo di instabilità delle barre di armatura longitudinale (Del Vecchio et al. 2017).

- La resistenza a flessione dei pilastri viene calcolata considerando la presenza dello sforzo assiale e confrontata con la resistenza a taglio con la finalità di indagare possibili rotture premature di tipo fragile. Nel caso in cui la resistenza a taglio domini il comportamento del pilastro viene calcolata e considerata la capacità rotazionale dell'elemento relativa a tale meccanismo. Nel caso in cui la resistenza a flessione domini il comportamento del pilastro, oltre alla capacità rotazionale a snervamento e ultima per flessione, viene calcolata anche la capacità rotazionale dell'elemento nei riguardi del meccanismo di instabilità delle barre di armatura longitudinale (Del Vecchio et al. 2017).
- La capacità del nodo trave-colonna nei riguardi del meccanismo di taglio-trazione è stata valutata considerando la resistenza a compressione del calcestruzzo, la geometria del nodo trave-colonna e il tipo di armatura longitudinale. Tale resistenza a taglio del giunto è stata poi convertita in momento equivalente di colonna per poter applicare la gerarchia delle resistenze a livello del singolo sub-assemblaggio. Nel calcolo della capacità dei nodi trave-pilastro nei riguardi del meccanismo di taglio-trazione è stato considerato un valore della rotazione corrispondente al punto di snervamento pari a 0,5% per i nodi esterni e 0,75% per i nodi interni, mentre è stato considerato un valore della rotazione corrispondente al punto ultimo pari a 0,1% per i nodi esterni e 1,5% per i nodi interni (Del Vecchio et al. 2017).

3.1.1 – Travi

Nel presente paragrafo viene riportato un esempio delle operazioni eseguite per la determinazione della capacità flessionale e tagliante delle travi del telaio oggetto di studio: in particolare si riporta step-by-step il procedimento svolto per determinare la capacità della trave D1 della struttura. In riferimento alla capacità flessionale della trave si riporta il calcolo eseguito per la sezione della stessa soggetta a momento positivo (sezione di sinistra) generato dalla distribuzione di sollecitazioni flessionali ottenuta ipotizzando l'azione sismica agente lungo la direzione longitudinale del telaio tipico con verso positivo, come definita in precedenza. Una volta completata la procedura per la determinazione della capacità dell'elemento, verrà riportata

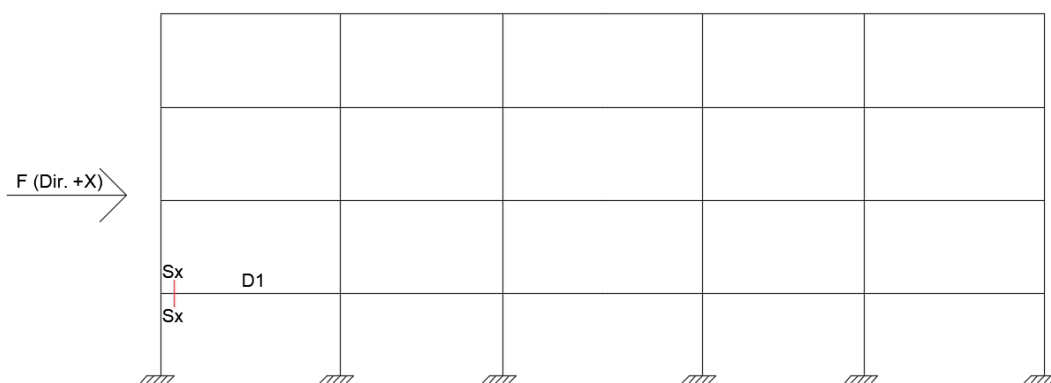
una tabella riassuntiva con i risultati ottenuti per tutte le travi del telaio tipico in termini di capacità flessionale, capacità tagliante e tipologia di meccanismo di rottura.

Nella tabella seguente vengono riportate le caratteristiche geometriche relative alla trave D1 del telaio tipico.

Trave D1	
H [mm]	700
B [mm]	500
c [mm]	40
d [mm]	660
L [mm]	6750

Tabella 11 - Caratteristiche geometriche trave D1

Oltre a ciò viene mostrata nell'immagine seguente la localizzazione della trave oggetto di studio e la sezione per la quale viene svolta la determinazione della capacità flessionale e della capacità tagliante.



6 - Localizzazione trave D1

3.1.1.1 – Capacità flessionale

Si procede alla determinazione della capacità flessionale della trave D1.

- Punto di snervamento:

Dati:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_y}{E_s} = \frac{490}{206000} = 0,0024$$

Equilibrio alla traslazione:

$$C_c + C'_s = T_s \rightarrow \frac{1}{2} * x * B * \sigma_c + A'_s * \sigma'_s = A_s * f_y$$

Sistema da risolvere:

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 2 * \frac{A_s * f_y - A'_s * \sigma'_s}{B * \sigma_c} = 2 * \frac{603,2 * 490 - 1526,8 * 40,1}{500 * 10,8} = 86,8 \text{ mm} \\ \sigma'_s = E_s * \varepsilon'_s = E_s * \left(\frac{x - c}{d - x} \right) * \varepsilon_{sy} = 206000 * \left(\frac{86,8 - 40}{660 - 86,8} \right) * 0,0024 = 40,1 \text{ MPa} \\ \sigma_c = E_c * \varepsilon_c = E_c * \left(\frac{x}{d - x} \right) * \varepsilon_{sy} = 29962 * \left(\frac{86,8}{660 - 86,8} \right) * 0,0024 = 10,8 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = f_y = 490 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_c = \left(\frac{x}{d - x} \right) * \varepsilon_{sy} = \left(\frac{86,8}{660 - 86,8} \right) * 0,0024 = 0,0004$$

$$\varepsilon'_s = \left(\frac{x - c}{d - x} \right) * \varepsilon_{sy} = \left(\frac{86,8 - 40}{660 - 86,8} \right) * 0,0024 = 0,0002$$

Equilibrio alla rotazione:

$$\begin{aligned} M_y &= T_s * \left(d - \frac{x}{3} \right) + C'_s * \left(\frac{x}{3} - c \right) = A_s * f_y * \left(d - \frac{x}{3} \right) + A'_s * \sigma'_s * \left(\frac{x}{3} - c \right) = \\ &= 603,2 * 490 * \left(660 - \frac{86,8}{3} \right) + 1526,8 * 40,1 * \left(\frac{86,8}{3} - 40 \right) = \\ &= 185,8 \text{ kN} * \text{m} \end{aligned}$$

$$\chi_y = \frac{\varepsilon_{sy}}{d - x} = \frac{0,0024}{660 - 86,8} = 0,0042 \frac{1}{\text{m}}$$

- Punto ultimo:

Dati:

$$\varepsilon_{cu} = 0,0035$$

Equilibrio alla traslazione:

$$C_c + C'_s = T_s \rightarrow 0,8 * x * B * f_c + A'_s * \sigma'_s = A_s * f_y$$

Sistema da risolvere:

$$\left\{ \begin{array}{l} x = \frac{A_s * f_y - A'_s * \sigma'_s}{0,8 * B * f_c} = \frac{603,2 * 490 - 1526,8 * 12,4}{0,8 * 500 * 20} = 39,3 \text{ mm} \\ \sigma'_s = E_s * \varepsilon'_s = E_s * \left(\frac{c - x}{x}\right) * \varepsilon_{cu} = 206000 * \left(\frac{40 - 39,3}{39,3}\right) * 0,0035 = 12,4 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = f_y = 490 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = E_c * \varepsilon_{cu} = 29962 * 0,0035 = 104,9 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{su} = 0,12$$

$$\varepsilon'_s = \left(\frac{c - x}{x}\right) * \varepsilon_{cu} = \left(\frac{40 - 39,3}{39,3}\right) * 0,0035 = 0,0001$$

Equilibrio alla rotazione:

$$\begin{aligned} M_u &= T_s * (d - 0,4 * x) + C'_s * (c - 0,4 * x) = \\ &= A_s * f_y * (d - 0,4 * x) + A'_s * \sigma'_s * (c - 0,4 * x) = \\ &= 603,2 * 490 * (660 - 0,4 * 39,3) + 1526,8 * 12,4 * (40 - 0,4 * 39,3) = \\ &= 190,9 \text{ kN} * \text{m} \end{aligned}$$

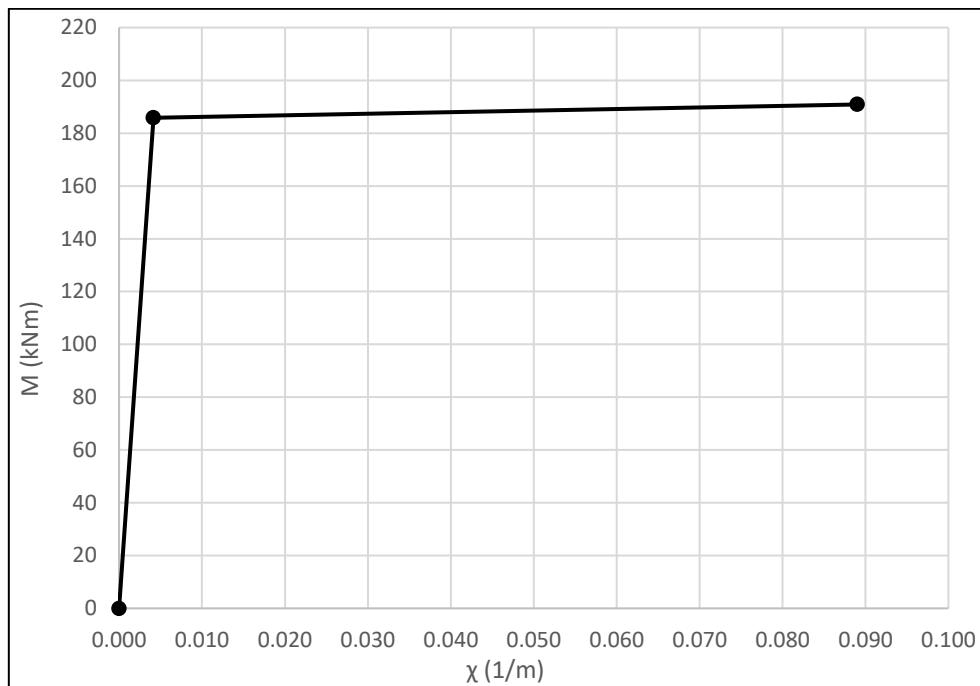
$$\chi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{0,0035}{39,3} = 0,0890 \frac{1}{\text{m}}$$

I risultati ottenuti in termini di capacità flessionale per la trave D1, espressa mediante momento e curvatura allo snervamento e momento e curvatura ultimi, vengono riportati nella tabella seguente.

Trave D1 (M- χ)			
M_y [KN * m]	χ_y [1/m]	M_u [KN * m]	χ_u [1/m]
185,8	0,0042	190,9	0,0890

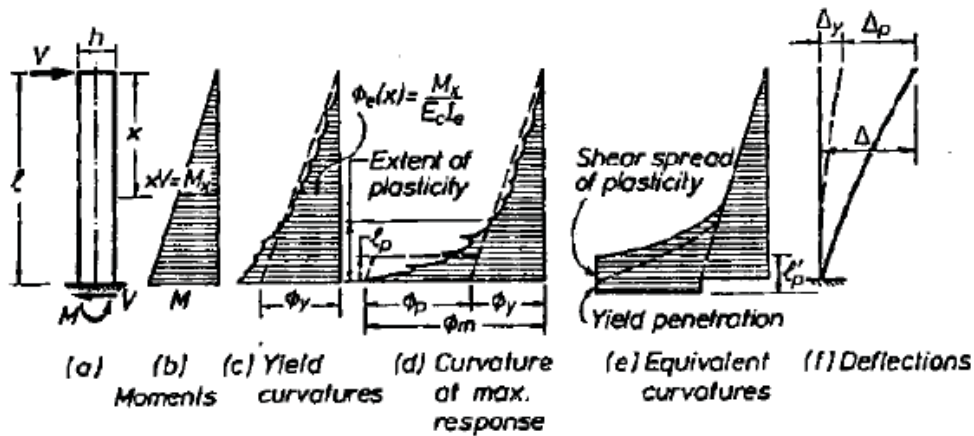
Tabella 12 - Capacità flessionale trave D1 (M- χ)

I risultati relativi alla trave D1 sono stati rappresentati anche nel seguente diagramma Momento-Curvatura.



7 – Diagramma Momento-Curvatura trave D1

Una volta ricavato tramite analisi sezionale il diagramma Momento-Curvatura della sezione soggetta a momento positivo della trave D1, si è proceduto alla determinazione del corrispondente diagramma Momento-Rotazione. Seguendo la procedura indicata in Del Vecchio et al. (2017), il diagramma Momento-Rotazione può essere ottenuto integrando il profilo di curvatura elastico e plastico relativo ad uno schema a mensola ideale in cui viene definita la lunghezza della cerniera plastica L_p . Lo schema di riferimento viene riportato nell'immagine seguente.



8 - Schema a mensola ideale per la determinazione del diagramma M- θ

Il parametro di rotazione θ viene definito come rapporto tra lo spostamento Δ valutato all'estremità dell'elemento e la posizione del punto di flesso L_V , identificata nella sezione di mezzzeria della trave analizzata. Vista la differenza in termini di schema statico tra le travi del telaio tipico e quello dello schema a mensola ideale che si vuole adottare, si è considerato di scomporre le travi del telaio in due mensole equivalenti aventi ciascuna una lunghezza pari alla metà dell'elemento considerato. Si riporta di seguito il calcolo della rotazione corrispondente al punto di snervamento e al punto ultimo per la trave D1.

$$\Delta_y = \chi_y * \frac{(L_V)^2}{3} = 0,0042 * \frac{(3,375)^2}{3} = 0,0158 \text{ m}$$

$$L_p = k * L_V + L_{sp} = 0,08 * 3375 + 172,4 = 442,4 \text{ mm}$$

dove:

$$k = 0,2 * \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0,08 \rightarrow 0,2 * \left(\frac{742,32}{400} - 1 \right) = 0,17 > 0,08 \rightarrow k = 0,08$$

$$L_{sp} = 0,022 * f_y * d_b = 0,022 * 490 * 16 = 172,4 \text{ mm}$$

$$\Delta_p = (\chi_u - \chi_y) * L_p * L_V = (0,0890 - 0,0042) * 442,4 * 3375 = 0,1270 \text{ m}$$

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p = 0,0158 + 0,1270 = 0,1425 \text{ m}$$

$$\theta_y = \frac{\Delta_y}{L_V} = \frac{0,0158}{3,375} = 0,0047 \text{ rad}$$

$$\theta_u = \frac{\Delta_u}{L_V} = \frac{0,1425}{3,375} = 0,0422 \text{ rad}$$

Con la finalità di ottenere un valore di rotazione ultima maggiormente accurato è stata calcolata la capacità dell'elemento nei riguardi del meccanismo di instabilità delle barre longitudinali mediante la formulazione proposta da Berry and Eberhard (2005) e riportata in Gentile et al. (2018), per verificare se questo limitasse la capacità rotazionale dell'elemento. In questo caso, essendo $\theta_{bb} > \theta_u$, tale meccanismo non limita la capacità rotazionale dell'elemento, come viene mostrato di seguito.

$$\theta_{bb} = \frac{3,25 * \left(1 + k_{e,bb} * \rho_{eff} * \frac{d_b}{D}\right) * \left(1 - \frac{N}{A_g * f_c}\right) * \left(1 + \frac{L_V}{10 * D}\right)}{100} =$$

$$= \frac{3,25 * \left(1 + \frac{3375}{10 * 700}\right)}{100} = 0,0482 \text{ rad}$$

dove:

$$k_{e,bb} = 0 \text{ essendo } \frac{s}{d_b} = \frac{100}{16} = 6,25 \geq 6, \text{ altrimenti } k_{e,bb} = 40$$

$$N = 0 \text{ N}$$

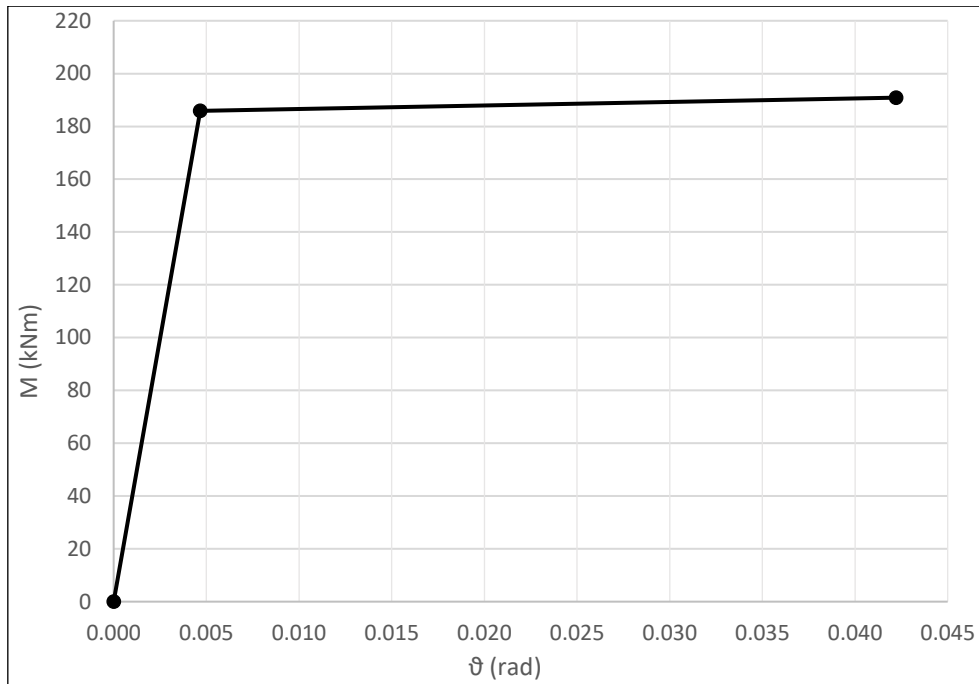
$$D = H = 700 \text{ mm}$$

I risultati ottenuti in termini di capacità flessionale per la trave D1, espressa mediante momento e rotazione allo snervamento e momento e rotazione ultimi, vengono riportati nella tabella seguente.

Trave D1 (M-θ)			
M_y [KN * m]	θ_y [rad]	M_u [KN * m]	θ_u [rad]
185,8	0,0047	190,9	0,0422

Tabella 13 - Capacità flessionale trave D1 (M-θ)

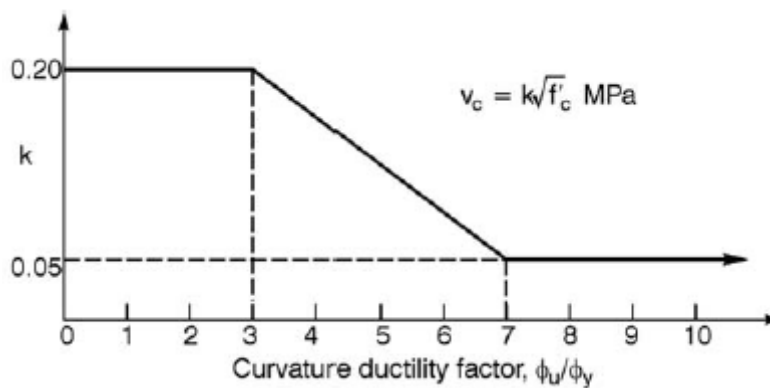
I risultati relativi alla trave D1 sono stati rappresentati anche nel seguente diagramma Momento-Rotazione.



9 - Diagramma Momento-Rotazione trave D1

3.1.1.2 – Capacità tagliante

Di seguito si è proceduto al calcolo della capacità tagliante della trave D1. Come evidenziato in Del Vecchio et al. (2017), il modello di resistenza al taglio proposto nelle linee guida NZSEE/MBIE (2016) tiene conto della degradazione della resistenza al taglio nelle regioni a cerniera plastica per mezzo del fattore di degradazione γ che si applica solo al contributo di resistenza al taglio fornito del calcestruzzo V_c . L'andamento del fattore γ viene riportato nell'immagine seguente.



10 - Andamento del fattore di degradazione γ per le travi

La resistenza al taglio V_p delle travi nella regione della cerniera plastica viene espressa come somma di un contributo relativo al calcestruzzo V_c e uno relativo all'armatura a taglio presente nella trave V_s . L'equazione utilizzata per la determinazione della capacità tagliante è la seguente.

$$V_p = 0,85 * (V_c + V_s) = 0,85 * \left(\alpha * \beta * \gamma * \sqrt{f_c} * B * d + \frac{A_{sw} * f_{yt} * d}{s} \right) =$$

dove:

$$1 \leq \alpha = 3 - \frac{L_V}{\frac{H}{2}} = 3 - \frac{3375}{\frac{700}{2}} = -6,643 < 1 \rightarrow \alpha = 1$$

$$\beta = 0,5 + 20 * \rho_l = 0,5 + 20 * \frac{A_{sl}}{B * d} = 0,5 + 20 * \frac{603,2 + 1526,8}{500 * 660} = 0,622$$

$$\gamma = 0,2 \text{ (per } V_{p,max})$$

$$\gamma = 0,05 \text{ (per } V_{p,min})$$

$$A_{sw} = 100,5 \text{ mm}^2$$

Si ottiene:

$$\begin{aligned} V_{p,max} &= 0,85 * (V_{c,max} + V_s) = \\ &= 0,85 * \left(1 * 0,622 * 0,2 * \sqrt{20} * 500 * 660 + \frac{100,5 * 490 * 660}{100} \right) = 432,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

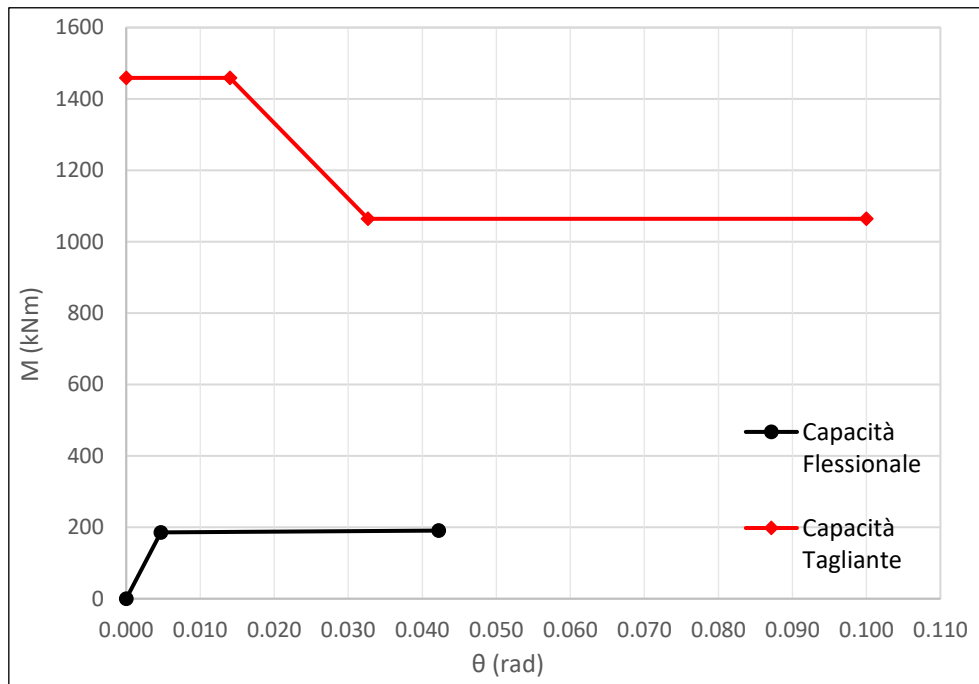
$$\begin{aligned} V_{p,min} &= 0,85 * (V_{c,max} + V_s) = \\ &= 0,85 * \left(1 * 0,622 * 0,05 * \sqrt{20} * 500 * 660 + \frac{100,5 * 490 * 660}{100} \right) = 315,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

Ottenuti $V_{p,max}$ e $V_{p,min}$ si è proceduto moltiplicando la massima e minima capacità a taglio per la lunghezza dello schema a mensola equivalente L_V adottato in precedenza, in modo da poter esprimere la capacità a taglio in termini di corrispondente momento flettente agente nella trave. Seguendo tale modalità è possibile rappresentare la capacità flessionale e tagliante ottenuta per la trave nel medesimo diagramma Momento-Rotazione per valutare mediante un confronto grafico se la rottura dell'elemento avvenga per flessione o per taglio. I risultati in termini di momento corrispondente alla capacità tagliante dell'elemento sono i seguenti:

$$M_{p,max} = V_{p,max} * L_V = 432,3 * 3,375 = 1459,1 \text{ kN} * \text{m}$$

$$M_{p,min} = V_{p,min} * L_V = 315,3 * 3,375 = 1064,2 \text{ kN} * \text{m}$$

Si riportano quindi nel medesimo diagramma Momento-Rotazione i risultati ottenuti in termini di capacità flessionale e tagliante per la trave D1.



11 - Capacità flessionale e capacità tagliante trave D1

Dall'andamento delle capacità è possibile notare come non avvenga alcuna intersezione tra le due curve e conseguentemente come la crisi dell'elemento trave D1 in corrispondenza della sezione di sinistra soggetta a momento positivo avvenga prima per flessione piuttosto che per taglio.

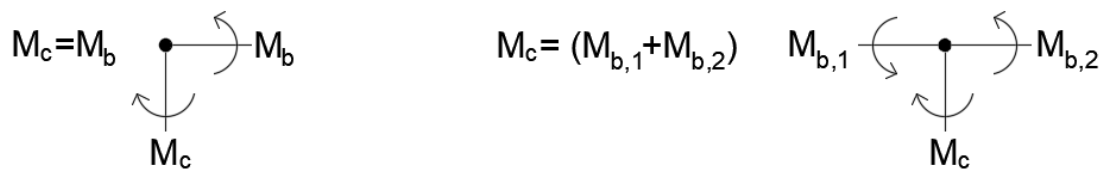
Il procedimento seguito per la sezione di sinistra della trave D1 è stato ripetuto anche per la sezione di destra della stessa trave e successivamente esteso a tutti gli elementi trave appartenenti al telaio tipico. Nella tabella seguente vengono sintetizzati i risultati ottenuti per tutte le travi del telaio tipico: è possibile notare come la capacità tagliante, calcolata seguendo le indicazioni delle linee guida NZSEE/MBIE (2016), non limiti in nessun caso la capacità delle travi e come quindi le stesse raggiungano tutte il punto corrispondente alla crisi dell'elemento per flessione.

Trave	Sez.	Segno soll.	My [kN*m]	θ_y [rad]	Mu [kN*m]	θ_u [rad]	θ_{bb} [rad]
D1	Sx	+	185,8	0,0047	190,9	0,0422	0,0422
	Dx	-	458,9	0,0052	470,6	0,0262	0,0485
D2	Sx	+	185,8	0,0042	190,9	0,0369	0,0467
	Dx	-	458,9	0,0047	470,6	0,0245	0,0491
D3	Sx	+	185,8	0,0052	190,9	0,0453	0,0499
	Dx	-	458,9	0,0057	470,6	0,0281	0,0524
D4	Sx	+	185,8	0,0042	190,9	0,0369	0,0467
	Dx	-	458,9	0,0047	470,6	0,0245	0,0491
D5	Sx	+	185,8	0,0047	190,9	0,0422	0,0422
	Dx	-	458,9	0,0052	470,6	0,0262	0,0485
E1	Sx	+	189,3	0,0078	195,2	0,0443	0,0568
	Dx	-	466,4	0,0088	472,9	0,0287	0,0595
E2	Sx	+	189,3	0,0070	195,2	0,0414	0,0545
	Dx	-	466,4	0,0080	472,9	0,0267	0,0570
E3	Sx	+	189,3	0,0087	195,2	0,0476	0,0595
	Dx	-	466,4	0,0098	472,9	0,0309	0,0623
E4	Sx	+	189,3	0,0070	195,2	0,0414	0,0545
	Dx	-	466,4	0,0080	472,9	0,0267	0,0570
E5	Sx	+	189,3	0,0078	195,2	0,0443	0,0568
	Dx	-	466,4	0,0088	472,9	0,0287	0,0595
E6	Sx	+	189,3	0,0078	195,2	0,0443	0,0568
	Dx	-	466,4	0,0088	472,9	0,0287	0,0595
E7	Sx	+	189,3	0,0070	195,2	0,0414	0,0545
	Dx	-	466,4	0,0080	472,9	0,0267	0,0570
E8	Sx	+	189,3	0,0087	195,2	0,0476	0,0595
	Dx	-	466,4	0,0098	472,9	0,0309	0,0623
E9	Sx	+	189,3	0,0070	195,2	0,0414	0,0545
	Dx	-	466,4	0,0080	472,9	0,0267	0,0570
E10	Sx	+	189,3	0,0078	195,2	0,0443	0,0568
	Dx	-	466,4	0,0088	472,9	0,0287	0,0595
F1	Sx	+	114,9	0,0075	121,8	0,0479	0,0578
	Dx	-	404,9	0,0087	410,8	0,0305	0,0598
F2	Sx	+	114,9	0,0068	121,8	0,0448	0,0558
	Dx	-	404,9	0,0078	410,8	0,0285	0,0574
F3	Sx	+	114,9	0,0084	121,8	0,0515	0,0600
	Dx	-	404,9	0,0096	410,8	0,0328	0,0626
F4	Sx	+	114,9	0,0068	121,8	0,0448	0,0558
	Dx	-	404,9	0,0078	410,8	0,0285	0,0574
F5	Sx	+	114,9	0,0075	121,8	0,0479	0,0578
	Dx	-	404,9	0,0087	410,8	0,0305	0,0598

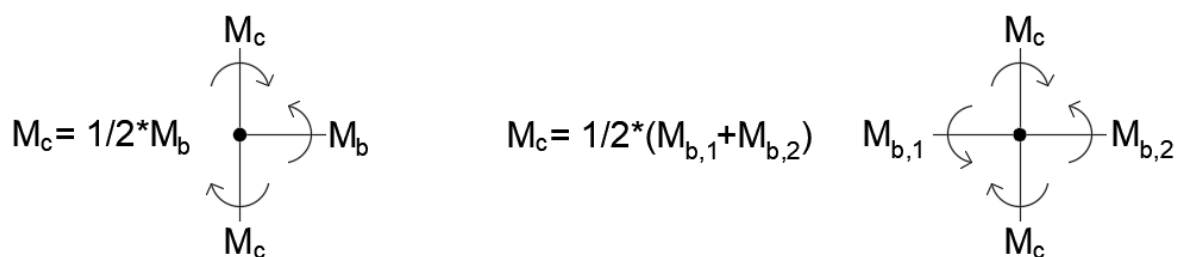
Tabella 14 - Capacità delle travi del telaio tipico

3.1.1.3 – Calcolo del momento equivalente di colonna

A questo punto, in vista della successiva applicazione della gerarchia delle resistenze da effettuare per ciascun sub-assemblaggio trave-pilastro, è necessario convertire le capacità ottenute per ciascuna trave del telaio tipico in un parametro che ne consenta il confronto con le capacità degli altri elementi della struttura. Il parametro scelto, seguendo la procedura proposta in Calvi et al. (2002), è il momento equivalente di colonna, cioè il valore del momento nel pilastro corrispondente al raggiungimento di una determinata capacità negli altri membri del telaio. Applicando tale concetto alle travi del telaio tipico, il momento equivalente di colonna rappresenterà il momento nel pilastro corrispondente alla formazione della cerniera plastica nelle travi adiacenti al pilastro stesso. La determinazione dei momenti equivalenti di colonna è stata svolta seguendo la procedura proposta in Gentile et al. (2018) e viene riassunta nelle immagini seguenti riferite rispettivamente ai nodi in sommità e ai nodi ai piani inferiori del telaio tipico considerato.



12 - Momento equivalente di colonna per le travi alla sommità del telaio



13 - Momento equivalente di colonna per le travi ai piani inferiori del telaio

Nella tabella seguente vengono riportati i risultati ottenuti in termini di momento equivalente di colonna per le travi del telaio tipico convergenti nei diversi pilastri.

Piano	Pilastro	Mc [kN*m]
Terra	A1	92,9
	A2	322,3
	A3	322,3
	A4	322,3
	A5	322,3
	A6	229,4
1	A7	94,6
	A8	327,8
	A9	327,8
	A10	327,8
	A11	327,8
	A12	233,2
2	C1	94,6
	B1	327,8
	B2	327,8
	B3	327,8
	B4	327,8
	C2	233,2
3	C3	114,9
	B5	519,7
	B6	519,7
	B7	519,7
	B8	519,7
	C4	404,9

Tabella 15 - Momenti equivalenti di colonna per le travi

3.1.2 – Pilastri

Le operazioni eseguite per determinare la capacità flessionale e la capacità tagliante delle travi sono state adattate e ripetute anche per i pilastri del telaio analizzato. Nel presente paragrafo viene riportato un esempio delle operazioni eseguite per la determinazione della capacità flessionale e tagliante dei pilastri del telaio oggetto di studio: in particolare si riporta step-by-step il procedimento svolto per determinare le capacità del pilastro A1 della struttura situato al piano terra. In riferimento alla capacità flessionale del pilastro si riporta il calcolo eseguito per la sezione dello stesso soggetta a momento positivo (sezione di sommità) generato dalla distribuzione di sollecitazioni flessionali ottenuta ipotizzando l'azione sismica agente lungo la direzione longitudinale del telaio tipico con verso positivo, come definita in precedenza al Capitolo 3. Una volta completata la procedura per la determinazione della capacità dell'elemento, viene riportata una tabella riassuntiva con i risultati ottenuti per tutti i pilastri del telaio tipico in termini di capacità flessionale, capacità tagliante e tipologia di meccanismo di

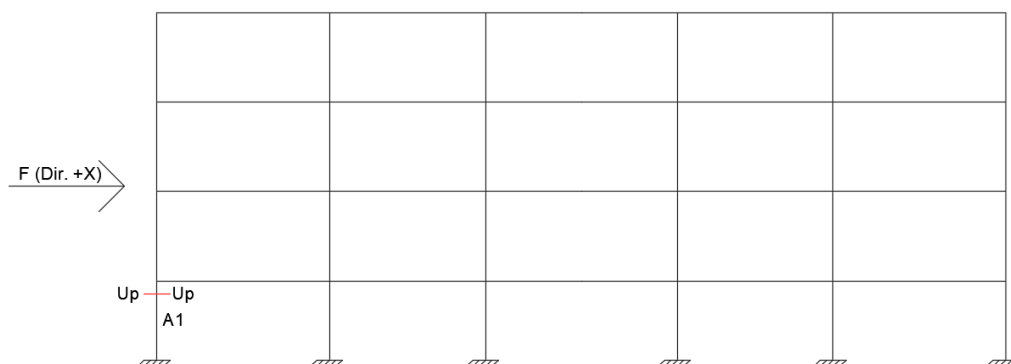
rottura (nel presente capitolo non viene introdotto alcun paragrafo riguardante la determinazione del momento equivalente di colonna poiché questo viene direttamente determinato mediante l'analisi dei pilastri).

Nella tabella seguente vengono riportate le caratteristiche geometriche relative al pilastro A1 del telaio tipico.

Pilastro A1	
H [mm]	400
B [mm]	500
c [mm]	40
d [mm]	360
L [mm]	3100

Tabella 16 - Caratteristiche geometriche pilastro A1

Oltre a ciò viene mostrata nell'immagine seguente la localizzazione del pilastro oggetto di studio e la sezione per la quale viene svolta la determinazione della capacità flessionale e della capacità tagliante.



14 - Localizzazione pilastro A1

3.1.2.1 – Capacità flessionale

Si procede a questo punto alla determinazione della capacità flessionale del pilastro A1. Si nota come le espressioni utilizzate per l'analisi sezionale siano differenti rispetto a quelle utilizzate per le travi a causa della presenza della sollecitazione di sforzo normale (sezione pressoinflessa).

- Punto di snervamento:

Dati:

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_y}{E_s} = \frac{490}{206000} = 0,0024$$

Equilibrio alla traslazione:

$$C_c + C'_s = T_s + N \rightarrow \frac{1}{2} * x * B * \sigma_c + A'_s * \sigma'_s = A_s * f_y + N$$

Sistema da risolvere:

$$\left\{ \begin{array}{l} x = 2 * \frac{A_s * f_y + N - A'_s * \sigma'_s}{B * \sigma_c} = 2 * \frac{804,2 * 490 + 938000 - 804,2 * 170,8}{500 * 36,8} = 122,7 \text{ mm} \\ \sigma'_s = E_s * \varepsilon'_s = E_s * \left(\frac{x - c}{d - x} \right) * \varepsilon_{sy} = 206000 * \left(\frac{122,7 - 40}{360 - 122,7} \right) * 0,0024 = 170,8 \text{ MPa} \\ \sigma_c = E_c * \varepsilon_c = E_c * \left(\frac{x}{d - x} \right) * \varepsilon_{sy} = 29962 * \left(\frac{122,7}{360 - 122,7} \right) * 0,0024 = 36,8 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = f_y = 490 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_c = \left(\frac{x}{d - x} \right) * \varepsilon_{sy} = \left(\frac{122,7}{360 - 122,7} \right) * 0,0024 = 0,0012$$

$$\varepsilon'_s = \left(\frac{x - c}{d - x} \right) * \varepsilon_{sy} = \left(\frac{122,7 - 40}{360 - 122,7} \right) * 0,0024 = 0,0008$$

Equilibrio alla rotazione:

$$\begin{aligned} M_y &= T_s * \left(d - \frac{x}{3} \right) + C'_s * \left(\frac{x}{3} - c \right) + N * \left(\frac{H}{2} - \frac{x}{3} \right) = \\ &= A_s * f_y * \left(d - \frac{x}{3} \right) + A'_s * \sigma'_s * \left(\frac{x}{3} - c \right) + N * \left(\frac{H}{2} - \frac{x}{3} \right) = \\ &= 804,2 * 490 * \left(360 - \frac{122,7}{3} \right) + 804,2 * 170,8 * \left(\frac{122,7}{3} - 40 \right) + 938000 * \end{aligned}$$

$$* \left(\frac{400}{2} - \frac{122,7}{3} \right) = 243,6 \text{ kN} * m$$

$$\chi_y = \frac{\varepsilon_{sy}}{d - x} = \frac{0,0024}{360 - 122,7} = 0,0100 \frac{1}{m}$$

- Punto ultimo:

Dati:

$$\varepsilon_{cu} = 0,0035$$

Equilibrio alla traslazione:

$$C_c + C'_s = T_s \rightarrow 0,8 * x * B * f_c + A'_s * \sigma'_s = A_s * f_y + N$$

Sistema da risolvere:

$$\left\{ \begin{array}{l} x = \frac{A_s * f_y + N - A'_s * \sigma'_s}{0,8 * B * f_c} = \frac{804,2 * 490 + 938000 - 804,2 * 477,1}{0,8 * 500 * 20} = 118,2 \text{ mm} \\ \sigma'_s = E_s * \varepsilon'_s = E_s * \left(\frac{x - c}{x} \right) * \varepsilon_{cu} = 206000 * \left(\frac{118,2 - 40}{118,2} \right) * 0,0035 = 477,1 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = f_y = 490 \text{ MPa}$$

$$\sigma_c = E_c * \varepsilon_{cu} = 29962 * 0,0035 = 104,9 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{su} = 0,12$$

$$\varepsilon'_s = \left(\frac{x - c}{x} \right) * \varepsilon_{cu} = \left(\frac{118,2 - 40}{118,2} \right) * 0,0035 = 0,0023$$

Equilibrio alla rotazione:

$$\begin{aligned} M_u &= T_s * (d - 0,4 * x) + C'_s * (0,4 * x - c) + N * \left(\frac{H}{2} - 0,4 * x \right) = \\ &= A_s * f_y * (d - 0,4 * x) + A'_s * \sigma'_s * (0,4 * x - c) + N * \left(\frac{H}{2} - 0,4 * x \right) = \\ &= 804,2 * 490 * (360 - 0,4 * 118,2) + 804,2 * 477,1 * (0,4 * 118,2 - 40) \end{aligned}$$

$$+938000 * \left(\frac{400}{2} - 0,4 * 118,2 \right) =$$

$$= 237,8 \text{ kN} * \text{m}$$

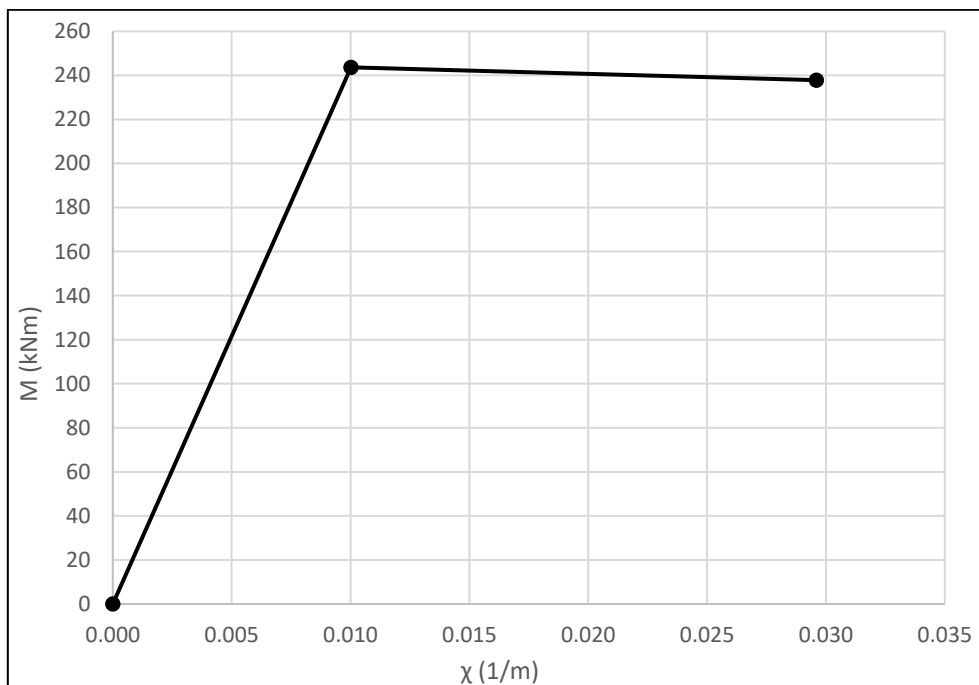
$$\chi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{x} = \frac{0,0035}{118,2} = 0,0296 \frac{1}{m}$$

I risultati ottenuti in termini di capacità flessionale per il pilastro A1, espressa mediante momento e curvatura allo snervamento e momento e curvatura ultimi, vengono riportati nella tabella seguente.

Pilastro A1 (M-χ)			
M_y [KN * m]	χ_y [1/m]	M_u [KN * m]	χ_u [1/m]
243,6	0,0100	237,8	0,0296

Tabella 17 - Capacità flessionale pilastro A1 (M- χ)

I risultati relativi al pilastro A1 sono stati rappresentati anche nel seguente diagramma Momento-Curvatura.



15 - Diagramma Momento-Curvatura pilastro A1

Una volta ricavato il diagramma Momento-Curvatura della sezione soggetta a momento positivo del pilastro A1 tramite analisi sezionale, si è proceduto alla determinazione del corrispondente diagramma Momento-Rotazione: anche in questo caso è stata seguita la procedura indicata in Del Vecchio et al. (2017) e precedentemente utilizzata nel calcolo del diagramma Momento-Rotazione delle travi. Per i pilastri, lo schema di riferimento che viene considerato per la determinazione del diagramma Momento-Rotazione è del tipo incastro-incastro scorrevole di lunghezza L_V pari alla metà della lunghezza del pilastro analizzato. Il calcolo delle rotazioni per il pilastro A1 ha fornito i seguenti risultati.

$$\Delta_y = \chi_y * \frac{(L_V)^2}{3} = 0,0100 * \frac{(1,55)^2}{3} = 0,0080 \text{ m}$$

$$L_P = k * L_V + L_{Sp} = 0,08 * 1550 + 172,48 = 296,5 \text{ mm}$$

dove:

$$\rightarrow k = 0,2 * \left(\frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \leq 0,08 \rightarrow 0,2 * \left(\frac{742,32}{400} - 1 \right) = 0,17 > 0,08 \rightarrow k = 0,08$$

$$\rightarrow L_{Sp} = 0,022 * f_y * d_b = 0,022 * 490 * 16 = 172,5 \text{ mm}$$

$$\Delta_p = (\chi_u - \chi_y) * L_P * L_V = (0,0296 - 0,0100) * 296,5 * 1550 = 0,0090 \text{ m}$$

$$\Delta_u = \Delta_y + \Delta_p = 0,0080 + 0,0090 = 0,0170 \text{ m}$$

$$\theta_y = \frac{\Delta_y}{L_V} = \frac{0,0080}{1550} = 0,0052 \text{ rad}$$

$$\theta_u = \frac{\Delta_u}{L_V} = \frac{0,0170}{1550} = 0,0110 \text{ rad}$$

Anche in questo caso è stata calcolata la capacità dell'elemento nei riguardi del meccanismo di instabilità delle barre longitudinali mediante la formulazione proposta da Berry and Eberhard (2005) e riportata in Gentile et al. (2018), per verificare se questo limitasse la capacità rotazionale dell'elemento. Anche in questo caso, essendo $\theta_{bb} > \theta_u$, tale meccanismo non limita la capacità rotazionale dell'elemento, come viene mostrato di seguito.

$$\theta_{bb} = \frac{3,25 * \left(1 + k_{e,bb} * \rho_{eff} * \frac{d_b}{D} \right) * \left(1 - \frac{N}{A_g * f_c} \right) * \left(1 + \frac{L_V}{10 * D} \right)}{100} =$$

$$= \frac{3,25 * \left(1 - \frac{938000}{200000 * 20} \right) * \left(1 + \frac{3375}{10 * 700} \right)}{100} = 0,0345 \text{ rad}$$

dove:

$$k_{e,bb} = 0 \text{ essendo } \frac{s}{d_b} = \frac{200}{16} = 12,5 \geq 6, \text{ altrimenti } k_{e,bb} = 40$$

$$N = 938000 \text{ N}$$

$$A_g = B * H = 500 * 400 = 200000 \text{ mm}^2$$

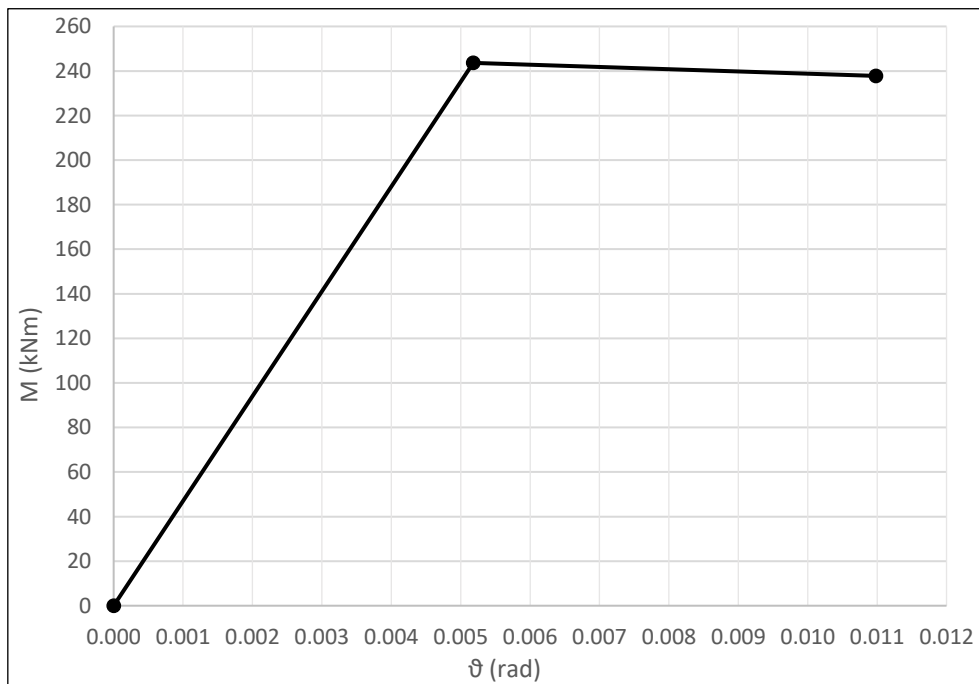
$$D = H = 700 \text{ mm}$$

I risultati ottenuti in termini di capacità flessionale per il pilastro A1, espressa mediante momento e rotazione allo snervamento e momento e rotazione ultimi, vengono riportati nella tabella seguente.

Pilastro A1 (M-θ)			
M_y [KN * m]	θ_y [rad]	M_u [KN * m]	θ_u [rad]
243,6	0,0052	237,8	0,0110

Tabella 18 - Capacità flessionale pilastro A1 (M-θ)

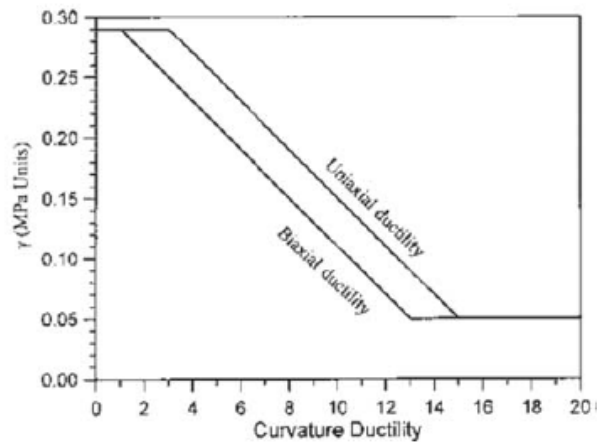
I risultati relativi al pilastro A1 sono stati rappresentati anche nel seguente diagramma Momento-Rotazione.



16 - Diagramma Momento-Rotazione pilastro A1

3.1.2.2 – Capacità tagliante

Di seguito si è proceduto alla determinazione della capacità tagliante del pilastro. Come mostrato in Del Vecchio et al. (2017), il modello di resistenza al taglio suggerito nelle linee guida NZSEE/MBIE (2016) per pilastri di calcestruzzo armato tiene conto del contributo di resistenza fornito dal calcestruzzo, dall'armatura a taglio in acciaio e dallo sforzo normale di compressione N . Come precedentemente introdotto in riferimento al calcolo della capacità tagliante delle travi, la degradazione della resistenza del contributo del calcestruzzo viene valutata tramite il coefficiente di degradazione γ , di cui si riporta di seguito l'andamento al variare della duttilità in curvatura dell'elemento.



17 - Andamento del fattore di degradazione γ per i pilastri

La determinazione della capacità tagliante del pilastro A1 ha fornito i seguenti risultati.

$$V_p = 0,85 * (V_c + V_s + V_n) = 0,85 * \left(\alpha * \beta * \gamma * \sqrt{f_c} * B * d + \frac{A_{sw} * f_{yt} * d}{s} + N * \frac{H - x}{L} \right)$$

dove:

$$1 \leq \alpha = 3 - \frac{L_V}{H} = 3 - \frac{1550}{400} = -4,75 < 1 \rightarrow \alpha = 1$$

$$\beta = 0,5 + 20 * \rho_l = 0,5 + 20 * \frac{A_{sl}}{B * d} = 0,5 + 20 * \frac{804,2 + 804,2}{500 * 360} = 0,678$$

$$\gamma = 0,2 \text{ (per } V_{p,max})$$

$$\gamma = 0,05 \text{ (per } V_{p,min})$$

$$A_{sw} = 100,5 \text{ mm}^2$$

$$N = 938000 \text{ N}$$

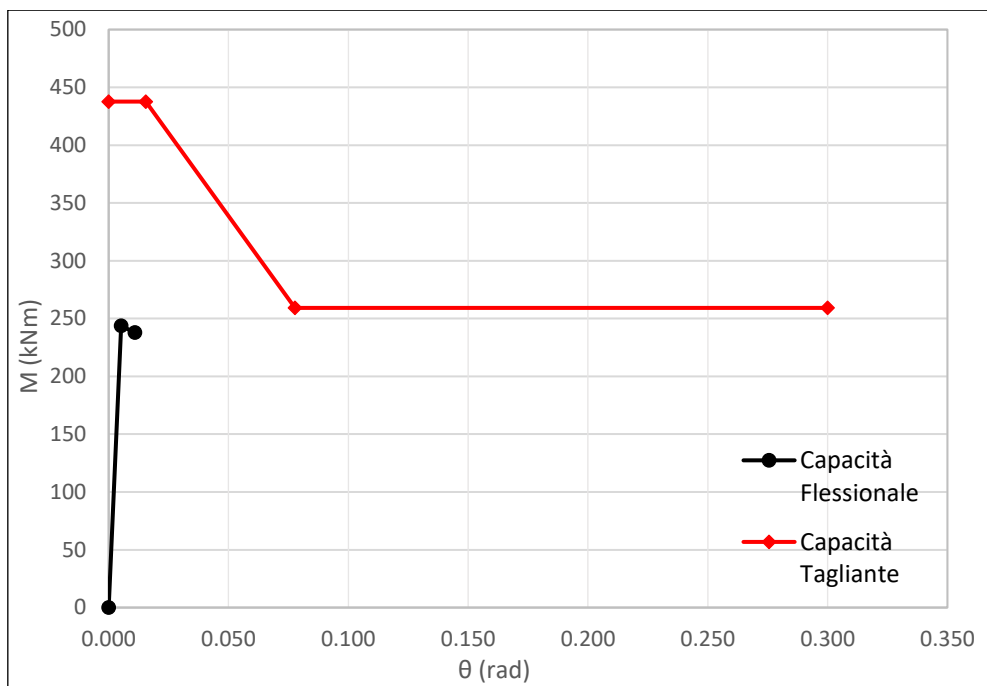
Si ottiene:

$$\begin{aligned} V_{p,max} &= 0,85 * (V_{c,max} + V_s + V_n) = \\ &= 0,85 * (1 * 0,678 * 0,2 * \sqrt{20} * 500 * 360 + \frac{100,5 * 490 * 360}{200} + 938000 * \\ &\quad * \frac{400 - 122,706}{3100}) = 282,3 \text{ kN} \\ V_{p,min} &= 0,85 * (V_{c,max} + V_s + V_n) = \\ &= 0,85 * (1 * 0,678 * 0,05 * \sqrt{20} * 500 * 360 + \frac{100,5 * 490 * 360}{200} + 938000 * \\ &\quad * \frac{400 - 122,706}{3100}) = 167,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

Anche in questo caso la capacità tagliante dell'elemento viene moltiplicata per la lunghezza L_V riferita al modello a incastro-incastro scorrevole considerato, in modo da ottenere il valore della capacità tagliante del pilastro A1 espressa in termini di momento nel pilastro.

$$\begin{aligned} M_{p,max} &= V_{p,max} * L_V = 282,3 * 1,55 = 437,7 \text{ kN} * m \\ M_{p,min} &= V_{p,min} * L_V = 167,2 * 1,55 = 259,2 \text{ kN} * m \end{aligned}$$

Si riportano quindi nel medesimo diagramma Momento-Rotazione i risultati ottenuti in termini di capacità flessionale e tagliante per la trave D1.



18 - Capacità flessionale e tagliante pilastro A1

Dall'andamento mostrato in Figura 18 è possibile notare come non avvenga alcuna intersezione tra le due curve e conseguentemente come la crisi dell'elemento pilastro A1 in corrispondenza della sezione di sommità soggetta a momento positivo avvenga prima per flessione piuttosto che per taglio.

Il procedimento eseguito per la sezione di sommità del pilastro A1 è stato ripetuto anche per la sezione di base dello stesso pilastro e successivamente esteso a tutti gli elementi pilastro appartenenti al telaio tipico.

Nella tabella seguente vengono sintetizzati i risultati ottenuti per tutti i pilastri del telaio tipico: è possibile notare come la capacità tagliante, calcolata seguendo le indicazioni delle linee guida NZSEE/MBIE (2016), non limiti in nessun caso la capacità dei pilastri e come quindi gli stessi raggiungano tutti il punto corrispondente alla crisi dell'elemento per flessione.

I risultati ottenuti per i pilastri del telaio tipico sono i seguenti.

Pilastro	Sez.	Segno soll.	My [kN*m]	θ_y [rad]	Mu [kN*m]	θ_u [rad]	θ_{bb} [rad]
A1	Up	+	243,6	0,0052	237,8	0,0110	0,0345
	Low	-	243,6	0,0052	237,8	0,0110	0,0345
A2	Up	+	334,6	0,0057	286,2	0,0077	0,0271
	Low	-	334,6	0,0057	286,2	0,0077	0,0271
A3	Up	+	337,7	0,0057	287,1	0,0076	0,0269
	Low	-	337,7	0,0057	287,1	0,0076	0,0269

A4	Up	+	337,7	0,0057	287,1	0,0076	0,0269
	Low	-	337,7	0,0057	287,1	0,0076	0,0269
A5	Up	+	334,6	0,0057	286,2	0,0077	0,0271
	Low	-	334,6	0,0057	286,2	0,0077	0,0271
A6	Up	+	243,6	0,0052	237,8	0,0110	0,0345
	Low	-	243,6	0,0052	237,8	0,0110	0,0345
A7	Up	+	205,6	0,0056	205,6	0,0146	0,0388
	Low	-	205,6	0,0056	205,6	0,0146	0,0388
A8	Up	+	279,3	0,0061	261,7	0,0102	0,0328
	Low	-	279,3	0,0061	261,7	0,0102	0,0328
A9	Up	+	280,9	0,0061	262,6	0,0101	0,0326
	Low	-	280,9	0,0061	262,6	0,0101	0,0326
A10	Up	+	280,9	0,0061	262,6	0,0101	0,0326
	Low	-	280,9	0,0061	262,6	0,0101	0,0326
A11	Up	+	279,3	0,0061	261,7	0,0102	0,0328
	Low	-	279,3	0,0061	261,7	0,0102	0,0328
A12	Up	+	205,6	0,0056	205,6	0,0146	0,0388
	Low	-	205,6	0,0056	205,6	0,0146	0,0388
B1	Up	+	199,4	0,0056	197,2	0,0129	0,0375
	Low	-	199,4	0,0056	197,2	0,0129	0,0375
B2	Up	+	199,2	0,0056	197,0	0,0129	0,0376
	Low	-	199,2	0,0056	197,0	0,0129	0,0376
B3	Up	+	199,2	0,0056	197,0	0,0129	0,0376
	Low	-	199,2	0,0056	197,0	0,0129	0,0376
B4	Up	+	199,4	0,0056	197,2	0,0129	0,0375
	Low	-	199,4	0,0056	197,2	0,0129	0,0375
B5	Up	+	136,1	0,0052	138,5	0,0196	0,0426
	Low	-	136,1	0,0052	138,5	0,0196	0,0426
B6	Up	+	135,6	0,0052	137,9	0,0196	0,0425
	Low	-	135,6	0,0052	137,9	0,0196	0,0425
B7	Up	+	135,6	0,0052	137,9	0,0196	0,0425
	Low	-	135,6	0,0052	137,9	0,0196	0,0425
B8	Up	+	136,1	0,0052	138,5	0,0196	0,0426
	Low	-	136,1	0,0052	138,5	0,0196	0,0426
C1	Up	+	102,6	0,0079	99,9	0,0175	0,0426
	Low	-	102,6	0,0079	99,9	0,0175	0,0426
C2	Up	+	102,6	0,0079	99,9	0,0175	0,0426
	Low	-	102,6	0,0079	99,9	0,0175	0,0426
C3	Up	+	73,6	0,0073	74,0	0,0239	0,0479
	Low	-	73,6	0,0073	74,0	0,0239	0,0479
C4	Up	+	73,6	0,0073	74,0	0,0239	0,0479
	Low	-	73,6	0,0073	74,0	0,0239	0,0479

Tabella 19 - Capacità dei pilastri del telaio tipico

3.1.3 – Nodi trave-pilastro

Nel presente paragrafo viene riportato un esempio delle operazioni eseguite per la determinazione della capacità di resistenza al meccanismo di taglio-trazione dei nodi trave-pilastro del telaio oggetto di studio: in particolare si riporta step-by-step il procedimento svolto per determinare la capacità del nodo trave-pilastro 1 della struttura, nel quale convergono la trave D1 ed il pilastro A1 di cui si è precedentemente determinata la capacità.

Una volta completata la procedura per la determinazione della resistenza al meccanismo di taglio-trazione del nodo in esame, si riporta una tabella riassuntiva con i risultati ottenuti per tutti gli altri nodi trave-pilastro nei riguardi della capacità allo stesso meccanismo di rottura (numerazione dei nodi trave-pilastro in ordine crescente da sinistra verso destra per ciascun piano).

Nella tabella seguente vengono riportate le caratteristiche geometriche relative al nodo 1 del telaio tipico.

Nodo 1 – Piano 1	
H _j [mm]	400
B _j [mm]	500
c [mm]	40
d [mm]	360

Tabella 20 - Caratteristiche geometriche del nodo trave-pilastro 1

3.1.3.1 – Capacità a taglio-trazione

Come mostrato in Del Vecchio et al. (2017), per i nodi trave-colonna interni ed esterni del telaio tipico la forza di taglio orizzontale che può essere assorbita dal nodo trave-pilastro nei riguardi del meccanismo di taglio-trazione è fornita dalla seguente equazione, basata sulla teoria del Cerchio di Mohr applicata al pannello del giunto sottoposto alle azioni esterne trasmesse dai membri dell'intelaiatura. L'applicazione dell'equazione al nodo trave-pilastro 1 del telaio tipico ha fornito il seguente risultato.

$$V_{pjh} = v_{jh} * B_j * H_j = \sqrt{p_t^2 + p_t * f_v} * B_j * H_j = \sqrt{1,34^2 + 1,34 * 4,69} * 500 * 400 = \\ = 568939 N$$

dove:

$$p_t = K * \sqrt{f_c} = 0,3 * \sqrt{20} = 1,34 \text{ MPa}$$

$$f_v = \frac{N_g}{A_g} = \frac{N_g}{B_j * H_j} = \frac{938000}{500 * 400} = 4,69 \text{ MPa}$$

3.1.3.2 – Calcolo del momento equivalente di colonna

Anche in questo caso, ottenuta la resistenza del nodo trave-pilastro nei riguardi del meccanismo di taglio-trazione in termini di forza di taglio, si procede andando a convertire tale forza nel corrispondente momento equivalente di colonna, in modo da poter successivamente confrontare la medesima grandezza determinata per le travi e per i pilastri nella valutazione della gerarchia delle resistenze. La determinazione del corrispondente momento di colonna viene eseguita sulla base delle indicazioni fornite delle linee guida NZSEE (2017) (paragrafo C5.5.4.4), e conduce ai seguenti risultati.

$$\varphi = \frac{2 * l'_b * L_C - 1,8 * d * L_V}{L_V * 0,9 * d * A_g * (L_C - H_b)} = \frac{2 * 3175 * 4000 - 1,8 * 360 * 3375}{3375 * 0,9 * 360 * 500 * 400 * (4000 - 700)} =$$

$$= 16,17$$

dove:

$$l'_b = L_V - \frac{H_j}{2} = 3375 - \frac{400}{2} = 3175 \text{ mm}$$

$$L_C = \frac{L_{pil,sup.}}{2} + \frac{L_{pil,inf.}}{2} + H_b = \frac{3500}{2} + \frac{3100}{2} + 700 = 4000 \text{ mm}$$

$$L_V = 3375 \text{ mm}$$

$$M_{col.} = \frac{\sqrt{p_t^2 + p_t * f_v}}{\varphi} = \frac{\sqrt{1,34^2 + 1,34 * 4,69}}{16,17} = 176 \text{ kN * m}$$

L'operazione di determinazione della capacità dei nodi trave-pilastro del telaio tipico nei riguardi del meccanismo di taglio-trazione ha fornito i seguenti risultati.

Piano	Nodo	V _{pjh} [kN]	M _{col} [kN*m]	θ _y [rad]	θ _u [rad]
1	1	568,9	176	0,005	0,01
	2	706,3	218,5	0,0075	0,015
	3	710,7	219,8	0,0075	0,015
	4	710,7	219,8	0,0075	0,015
	5	706,3	218,5	0,0075	0,015
	6	568,9	176	0,005	0,01
2	1	503,4	97,2	0,005	0,01
	2	625,5	120,7	0,0075	0,015
	3	627,8	121,1	0,0075	0,015
	4	627,8	121,1	0,0075	0,015
	5	625,5	120,7	0,0075	0,015
	6	503,4	97,2	0,005	0,01
3	1	303,9	57,6	0,005	0,01
	2	389,6	102,4	0,0075	0,015
	3	389,3	102,3	0,0075	0,015
	4	389,3	102,3	0,0075	0,015
	5	389,6	120,4	0,0075	0,015
	6	303,9	57,6	0,005	0,01
4	1	228,1	85	0,005	0,01
	2	291	156,5	0,0075	0,015
	3	290	156,1	0,0075	0,015
	4	290	156,1	0,0075	0,015
	5	291	156,5	0,0075	0,015
	6	228,1	85	0,005	0,01

Tabella 21 - Capacità dei nodi trave-pilastro del telaio tipico

3.2 – Capacità del telaio

Nel presente capitolo vengono descritte le operazioni eseguite per determinare la curva di capacità del telaio tipico. In particolare, dopo aver valutato l'effettiva gerarchia delle resistenze dei singoli sub-assemblaggi, vengono ipotizzati differenti meccanismi di collasso possibili, ad ognuno dei quali viene associata la corrispondente curva di capacità del telaio tipico in caso di accadimento del singolo meccanismo di collasso.

I meccanismi di collasso ipotizzati per il telaio tipico, e proposti nelle NZSEE/MBIE (2016), sono i seguenti:

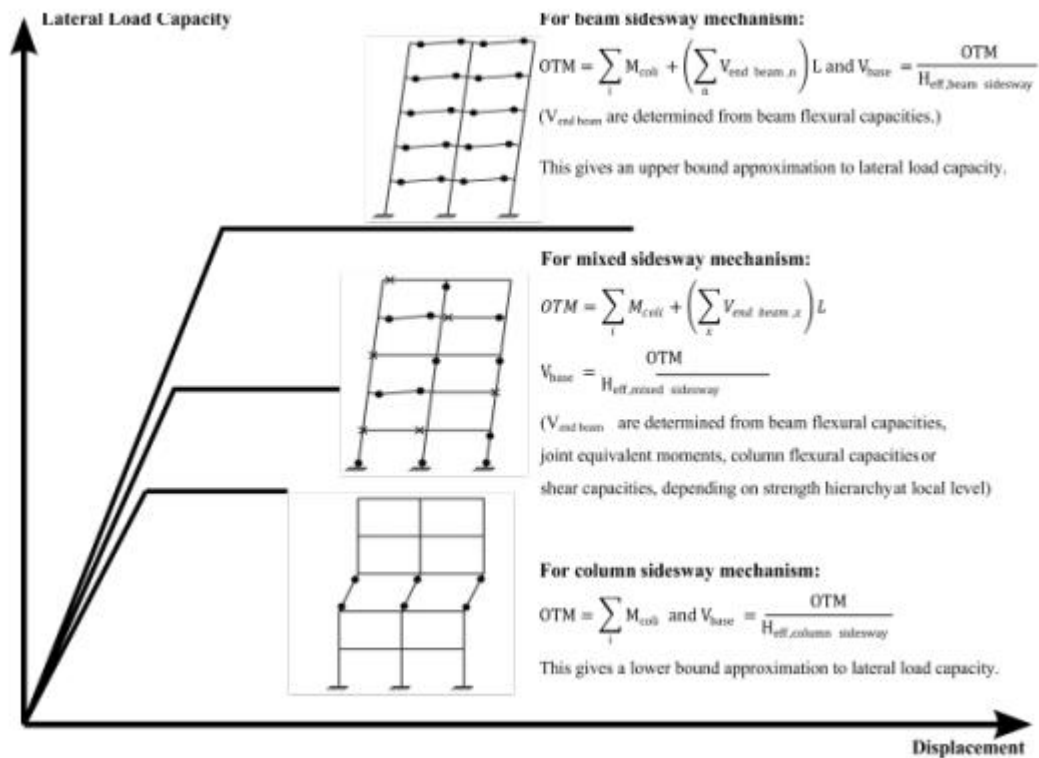
- Meccanismo Beam-Sway (limite superiore della resistenza), in cui viene ipotizzata la formazione di cerniere plastiche nelle travi del telaio tipico e alla base dei pilastri.

- Meccanismo Column-Sway (limite inferiore della resistenza), in cui viene ipotizzata la formazione di cerniere plastiche nei soli pilastri di un piano del telaio tipico.
- Meccanismo Mixed-Sway, in cui viene ipotizzata la formazione di cerniere plastiche nelle travi e nei pilastri del telaio tipico e la rottura dei nodi trave-pilastro causata dal meccanismo di taglio-trazione. In ciascun sub-assemblaggio l'elemento a cui sarà ascrivibile il collasso viene individuato dalla conoscenza dei risultati ottenuti con la gerarchia delle resistenze del singolo sub-assemblaggio.

Ai meccanismi di collasso proposti nelle NZSEE/MBIE (2016) viene aggiunto un ulteriore meccanismo del tipo Mixed-Sway, mediante il quale sarà possibile effettuare il confronto della curva di capacità ricavata mediante metodologia SLaMA con quella proposta in Sagazio (2021), ottenuta dalla modellazione del medesimo telaio tipico sul software di calcolo Midas-GEN; i dettagli di calcolo relativi alla determinazione della curva di capacità e al confronto fra le due curve verranno presentati nei paragrafi successivi. Il meccanismo introdotto presenta le seguenti caratteristiche:

- Meccanismo Mixed-Sway (nodi trave-pilastro esclusi), in cui viene ipotizzata la formazione di cerniere plastiche nelle travi e nei pilastri del telaio tipico mentre viene esclusa la rottura dei nodi trave-pilastro causata dal meccanismo di taglio trazione. In ciascun sub-assemblaggio l'elemento a cui sarà ascrivibile il collasso viene individuato dalla conoscenza dei risultati ottenuti con la gerarchia delle resistenze del singolo sub-assemblaggio in cui viene esclusa la presenza dei nodi trave-pilastro.

Nell'immagine seguente vengono sintetizzati i meccanismi ipotizzati per il telaio tipico con una rappresentazione qualitativa delle corrispondenti curve di capacità di un telaio in calcestruzzo armato, come riportato nelle NZSEE/MBIE (2016).



19 - Curve di capacità proposte nelle NZSEE/MBIE (2016)

3.2.1 – Gerarchia delle resistenze

In questo paragrafo viene descritta la procedura per la valutazione della gerarchia delle resistenze per ciascun sub-assemblaggio del telaio tipico. Nei paragrafi relativi alla determinazione della capacità delle travi (3.1.1), dei pilastri (3.1.2) e dei nodi trave-pilastro (3.1.3) le capacità degli elementi sono state espresse mediante un unico parametro come proposto in Calvi et al. (2002), cioè il momento equivalente di colonna: in questo modo è possibile confrontare la capacità dei diversi membri dell'intelaiatura nei riguardi delle differenti sollecitazioni (Del Vecchio et al. 2017). Per ciascun caso, viene individuato il valore del momento nella colonna corrispondente al raggiungimento di una determinata capacità negli altri membri del sub-assemblaggio considerato (la capacità corrispondente allo sviluppo di una cerniera plastica nella trave, alla rottura del nodo trave-pilastro per il meccanismo di taglio-trazione, ...).

Il meccanismo associato al valore di momento più basso nella colonna avviene per primo rispetto a tutti gli altri e caratterizza di conseguenza la gerarchia delle resistenze.

Una volta valutate le capacità degli elementi del telaio tipico, è possibile rappresentare in un diagramma di interazione momento nella colonna-carico assiale (o dominio delle prestazioni M-N) le diverse capacità degli elementi per il singolo sub-assemblaggio. Per valutare la sequenza di rottura utilizzando il dominio delle prestazioni in cui sono state introdotte le diverse capacità, è necessario introdurre anche la domanda sismica. Questa viene definita in funzione dello sforzo assiale dovuto ai carichi verticali e della variazione di sforzo assiale causata dall'applicazione della forza orizzontale F nella direzione longitudinale del telaio tipico con verso positivo, introdotta al Capitolo 3.

Esplicitando l'equazione relativa alla domanda sismica, viene evidenziata la relazione lineare fra lo sforzo assiale ed il momento agente nelle colonne indotto dalla forza F: è quindi possibile rappresentare nello stesso dominio delle prestazioni tutte le capacità degli elementi del singolo sub-assemblaggio e la corrispondente domanda sismica. L'intersezione della domanda e della capacità di ogni elemento fornisce la sequenza del meccanismo di rottura in un particolare sub-assemblaggio. Le capacità a flessione e a taglio degli elementi sono calcolate con le formulazioni presentate nei paragrafi precedenti 3.1.1. (Travi), 3.1.2 (Pilastri) e 3.1.3 (Nodi trave-pilastro), considerando di volta in volta la variazione del carico assiale indotta dalla presenza della forza sismica F rispetto al caso di soli carichi gravitazionali.

La domanda sismica rappresentata dalla variazione del carico assiale in funzione della forza orizzontale F agente sul telaio, può essere espressa tramite l'Eq. C5.74 delle NZSEE (2017) come:

$$N_{sism.} = N_g \pm \Delta N = N_g \pm \alpha * F = N_g \pm \frac{2}{3} * \frac{H}{L} * F = N_g \pm \frac{2}{3} * \frac{H}{L} * \frac{F}{V_c} * V_c$$

dove:

N_g , rappresenta il valore dello sforzo normale dovuto ai soli carichi verticali.

$\alpha = \frac{2}{3} * \frac{H}{L} = \frac{2}{3} * \frac{13,6}{32,2} = 0,273$, è un parametro dipendente dalla geometria del telaio.

$\frac{F}{V_c} = 4$, nel caso di telai regolari come indicato in Kam et al. (2011).

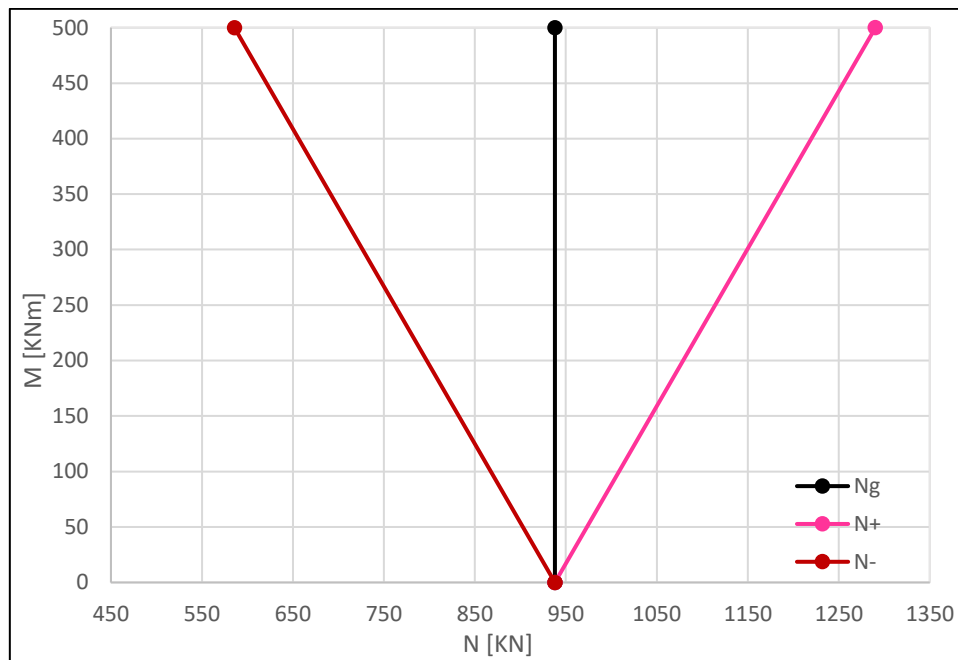
La determinazione del dominio di prestazione, svolta per il sub-assemblaggio 1 oggetto dell'analisi, ha prodotto i seguenti risultati:

$$V_c = \frac{M}{L_v} = \frac{500}{1,55} = 322,6 \text{ kN}$$

$$N_+ = N_g + \alpha * F = N_g + \frac{2}{3} * \frac{H}{L} * \frac{F}{V_c} * V_c = 938 + 0,273 * 4 * 322,580 = 1290,2 \text{ kN}$$

$$N_- = N_g - \alpha * F = N_g - \frac{2}{3} * \frac{H}{L} * \frac{F}{V_c} * V_c = 938 - 0,273 * 4 * 322,580 = 585,7 \text{ kN}$$

La domanda sismica ottenuta viene rappresentata nel dominio di prestazione M-N, che assume la forma seguente:



20 - Domanda sismica per il sub-assemblaggio 1

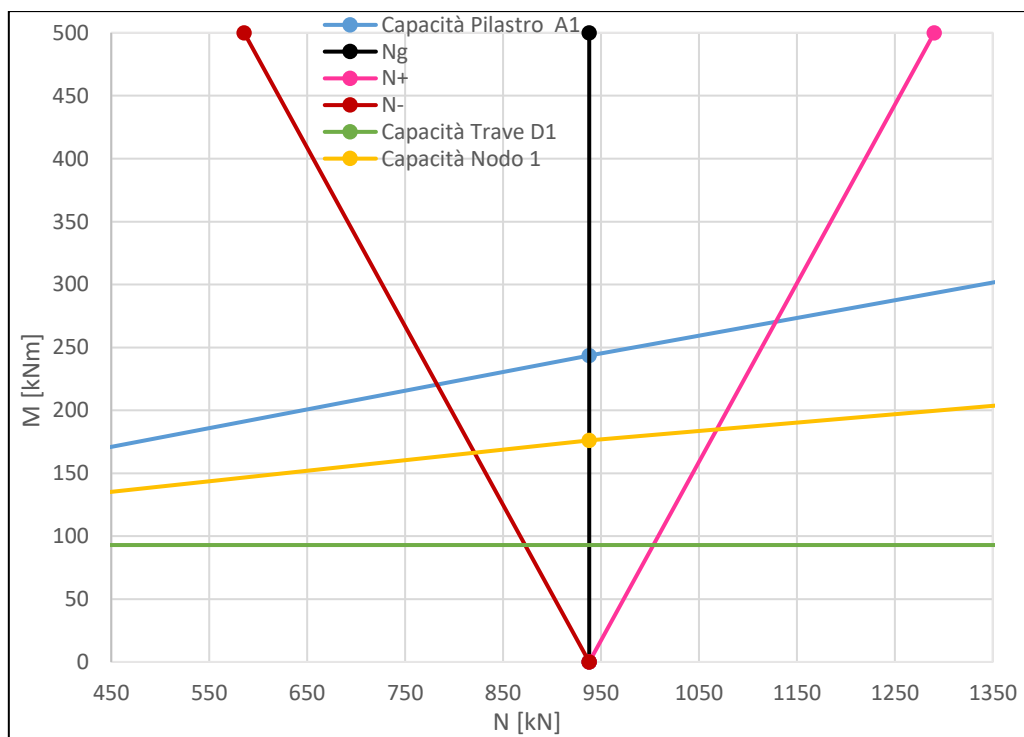
Risulta importante notare come, nella rappresentazione della domanda sismica nel dominio delle performance, sia stata riportata sia la retta rappresentante la variazione positiva di sforzo assiale (che aumenta il livello di compressione nel pilastro), sia quella rappresentante la variazione negativa di sforzo assiale (che diminuisce il livello di compressione nel pilastro) rispetto al valore di sforzo assiale dovuto ai soliti carichi gravitazionali. L'introduzione di entrambe le rette consente di tenere in conto della variazione di sforzo assiale sul pilastro causata da un sisma che può agire in entrambi i versi nella direzione del telaio. La retta da selezionare di volta in volta fra le due, e su cui viene valutata la gerarchia delle resistenze, è individuata dal verso dell'azione sismica F, che produce in determinati pilastri una diminuzione dello sforzo di compressione ed in altri un aumento dello stesso. Per il verso ipotizzato nel Capitolo 3, cioè positivo da sinistra verso destra, la forza sismica F produce una diminuzione

dello sforzo di compressione nei tre pilastri della metà di sinistra del telaio tipico, mentre produce un aumento dello sforzo di compressione nei tre pilastri della metà di destra.

Tale procedura di determinazione della domanda sismica è stata effettuata per tutti i sub-assemblaggi appartenenti ai pilastri esterni del telaio tipico, mentre per la determinazione del dominio di prestazione per i sub-assemblaggi appartenenti ai pilastri interni è possibile assumere la seguente formulazione, come mostrato in Gentile et al. (2018).

$$N_{sism.} = N_g \pm 0,2 * N_g$$

Una volta ottenuta la domanda sismica e le capacità degli elementi espresse in termini del parametro momento equivalente di colonna, si può completare la rappresentazione del dominio delle prestazioni. La figura seguente mostra il dominio riferito al sub-assemblaggio 1 oggetto di studio.



21 - Dominio delle prestazioni per il sub-assemblaggio 1

Come è possibile notare dal diagramma precedente, nel caso del sub-assemblaggio 1 la formazione della cerniera plastica nella trave anticipa sia la rottura del nodo per taglio-trazione che la formazione della cerniera plastica nel pilastro, sia nel caso di variazione positiva dello

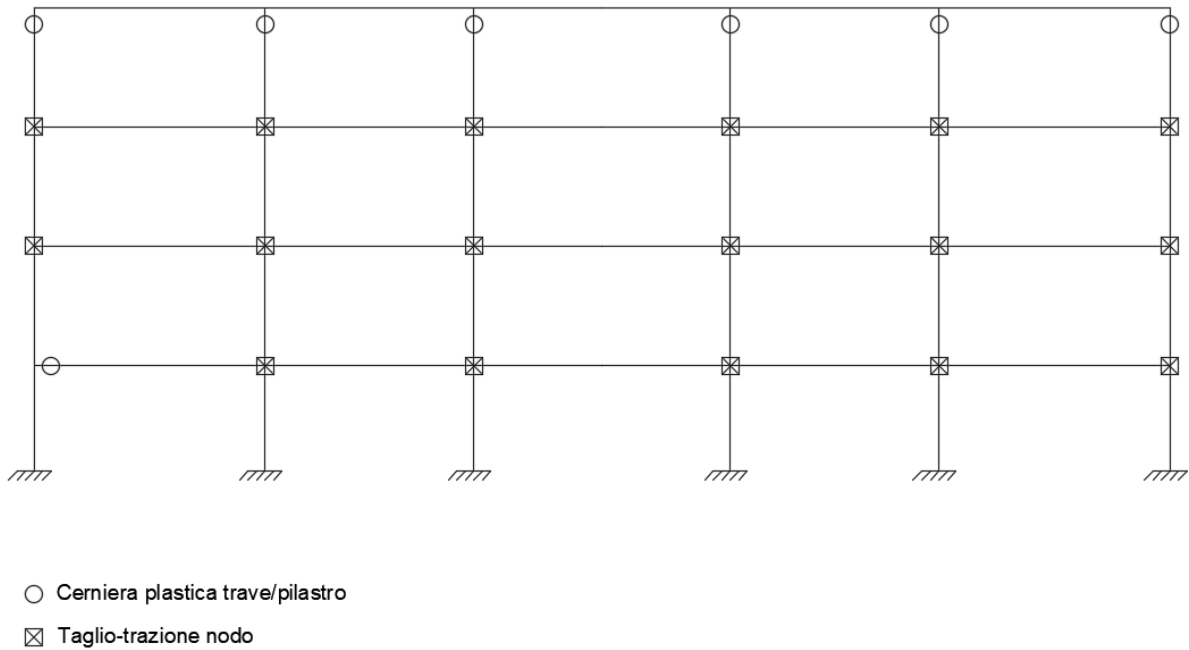
sforzo di compressione sia nel caso di variazione negativa dello stesso (caso considerato per il verso della forza sismica F).

L'operazione precedente eseguita nel diagramma di prestazione è stata svolta per ciascun sub-assemblaggio del telaio tipico, ed ha fornito i risultati riportati nella tabella seguente.

Piano	Sub-Assemblaggio	Mcol [kN*m]	Meccanismo di rottura
1	1	92,9	Cerniera plastica nella trave
	2	210,0	Taglio-trazione nel nodo
	3	211,4	Taglio-trazione nel nodo
	4	228	Taglio-trazione nel nodo
	5	226,4	Taglio-trazione nel nodo
	6	184,3	Taglio-trazione nel nodo
2	1	93,3	Taglio-trazione nel nodo
	2	118,1	Taglio-trazione nel nodo
	3	118,1	Taglio-trazione nel nodo
	4	123,1	Taglio-trazione nel nodo
	5	122,9	Taglio-trazione nel nodo
	6	99,5	Taglio-trazione nel nodo
3	1	54,2	Taglio-trazione nel nodo
	2	100,7	Taglio-trazione nel nodo
	3	100,6	Taglio-trazione nel nodo
	4	103,7	Taglio-trazione nel nodo
	5	103,8	Taglio-trazione nel nodo
	6	57,9	Taglio-trazione nel nodo
4	1	68,1	Cerniera plastica nel pilastro
	2	133,0	Cerniera plastica nel pilastro
	3	132,5	Cerniera plastica nel pilastro
	4	138,7	Cerniera plastica nel pilastro
	5	139,3	Cerniera plastica nel pilastro
	6	79,2	Cerniera plastica nel pilastro

Tabella 22 - Meccanismi di rottura per ciascun sub-assemblaggio

Oltre a ciò, si riporta un'immagine di sintesi dove viene evidenziato mediante uno schema indicativo, per ciascun sub-assemblaggio, l'elemento caratterizzante la gerarchia delle resistenze e a cui risulta quindi imputabile il collasso del sub-assemblaggio considerato.



22 - Gerarchia delle resistenze per l'edificio esistente

La figura precedente consente di individuare una tendenza del telaio tipico a raggiungere la crisi nei singoli sub-assemblaggi a causa del meccanismo di taglio-trazione nel nodo, che anticipa lo sviluppo della cerniera nella trave e nel pilastro sia nella direzione di spinta che in quella di trazione. Tale tendenza risulta riscontrabile nei sub-assemblaggi trave-colonna di edifici esistenti progettati con dettagli sismici non conformi agli attuali codici, soprattutto nei riguardi della quantità di armatura trasversale nelle colonne ed in corrispondenza dei pannelli nodali.

3.2.2 – Curve di capacità

Nel presente paragrafo vengono mostrate le operazioni effettuate per ricavare le curve di capacità del telaio tipico riferite ai quattro possibili meccanismi di collasso considerati. Vengono presentate nell'ordine le operazioni eseguite per la determinazione della curva di capacità relativa al meccanismo Beam-Sway, Column-Sway, Mixed-Sway e Mixed-Sway (nodi trave-pilastro esclusi).

3.2.2.1 – Meccanismo Beam-Sway

Il meccanismo Beam-Sway rappresenta il limite superiore della capacità laterale del telaio tipico e presuppone che le cerniere plastiche si siano formate in corrispondenza di tutte le travi e alla base delle colonne del telaio analizzato.

Si tratta di un meccanismo verosimile per edifici ben progettati, nel quale vengono evitate le rotture fragili dei nodi trave-pilastro e le crisi degli elementi per taglio e, mediante l'applicazione della gerarchia delle resistenze, si verifica la plasticizzazione nelle travi e alla base dei pilastri dell'edificio. Tale meccanismo di collasso, coinvolgendo un numero elevato di cerniere plastiche, consente un'elevata dissipazione dell'energia accumulata dall'edificio durante l'evento sismico.

Il momento di ribaltamento $OTM_{,1}$ dovuto al meccanismo considerato viene espresso come somma delle capacità flessionali delle colonne alla base del telaio $M_{col,i}$ e dei tagli di trave $V_{end,beam,n}$ moltiplicati per la lunghezza orizzontale del telaio L . L'espressione del momento di ribaltamento proposta dalle NZSEE/MBIE (2016) per il meccanismo Beam-Sway è la seguente:

$$\begin{aligned} OTM_{,1} &= \sum_i M_{col,i} + \left(\sum_n V_{end,beam,n} \right) * L = 1841,2 + (366,8) * 33,2 = \\ &= 14018,0 \text{ kN} * m \end{aligned}$$

dove:

$\sum_i M_{col,i} = 1841,2 \text{ kN} * m$, rappresenta la sommatoria delle capacità flessionali delle colonne di base calcolate considerando la variazione di carico assiale positiva o negativa a seconda del verso di applicazione dell'azione sismica. I valori di capacità relativi a ciascuna colonna vengono ricavati direttamente dalla Tabella 11.

$\sum_n V_{end,beam,n} = \frac{M_{b,dx} + M_{b,sx}}{L_b} = 366,8 \text{ kN}$, rappresenta la sommatoria dei tagli di trave per ciascun piano del telaio tipico espressi come rapporto tra la somma dei momenti di colonna (corrispondenti alla formazione della cerniera plastica nella trave) valutati in corrispondenza della massima capacità flessionale e la lunghezza della trave considerata.

$L = 33,2 \text{ m}$, rappresenta la lunghezza orizzontale del telaio tipico analizzato.

Dopo aver valutato il momento di ribaltamento $OTM_{,1}$ dovuto al meccanismo Beam-Sway considerato è possibile ricavare il taglio alla base come rapporto fra il momento di ribaltamento $OTM_{,1}$ e l'altezza effettiva del telaio H_{eff} .

$$V_{b,1} = \frac{OTM_{,1}}{H_{eff}} = \frac{14018,0}{8,364} = 1676,0 \text{ kN}$$

dove:

$V_{b,1} = 1676,0 \text{ kN}$, rappresenta il taglio alla base dovuto al meccanismo Beam-Sway.

$OTM_{,1} = 14018,0 \text{ kN} * m$, rappresenta il momento di ribaltamento.

$H_{eff} = [0,64 - 0,0125 * (n - 4)] * H = [0,64 - 0,0125 * (2)] * 13,6 = 8,364 \text{ m}$,

rappresenta la quota effettiva alla quale si immagina applicata la forza sismica F e viene calcolata mediante l'espressione proposta nelle linee guida NZSEE/MBIE (2006).

Una volta determinato il taglio alla base $V_{b,1}$, con la finalità di rappresentare la curva di capacità relativa al meccanismo considerato, è necessario determinare lo spostamento del telaio nei punti significativi del comportamento non lineare. Tali spostamenti vengono valutati secondo la seguente modalità (Del Vecchio et al.,2017):

$$\Delta_y = \min(\theta_{y,b}) * H_{eff} = 0,0042 * 8,364 = 0,035 \text{ m}$$

$$\Delta_u = \min(\theta_{u,b}) * H_{eff} = 0,0245 * 8,364 = 0,204 \text{ m}$$

dove:

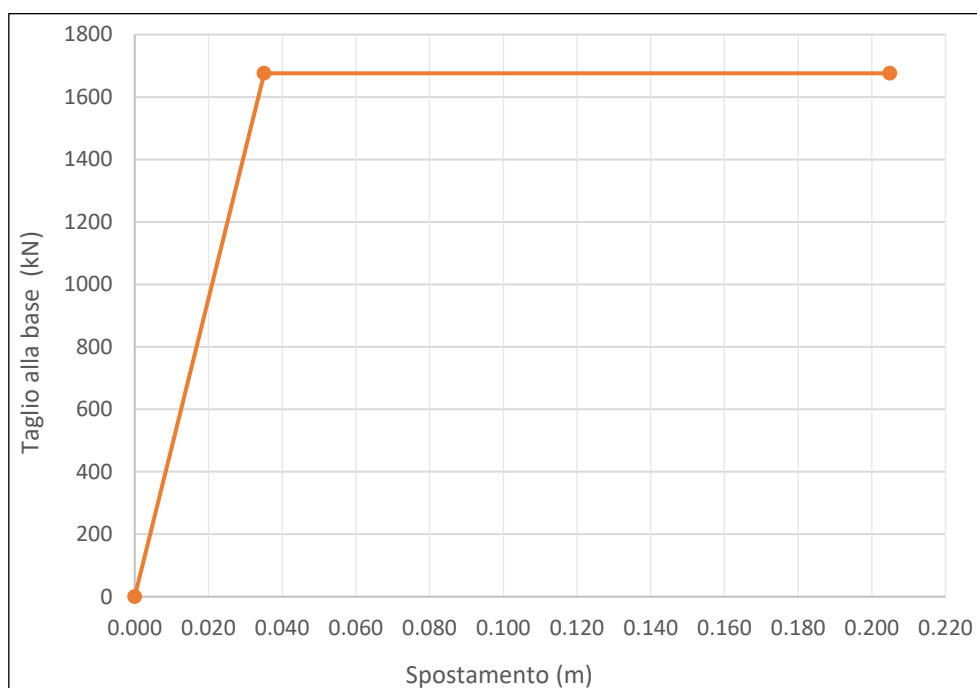
$\min(\theta_{y,b})$ e $\min(\theta_{u,b})$ rappresentano il minimo valore della rotazione al punto di snervamento e al punto ultimo ricavati fra quelli relativi a tutti gli elementi che partecipano al meccanismo, in questo caso le travi del telaio tipico. Dal punto di vista concettuale tale scelta indica come la curva di capacità venga, in maniera conservativa, rappresentata sulla base degli spostamenti relativi al primo elemento partecipante al meccanismo che raggiunge rispettivamente lo snervamento o il punto ultimo.

I risultati ottenuti per il meccanismo Beam-Sway vengono riportati nella tabella seguente.

Meccanismo Beam-Sway			
$V_{b,1}$ [kN]	Δ_y [m]	$V_{b,1}$ [kN]	Δ_u [m]
1676,0	0,035	1676,0	0,204

Tabella 23 - Taglio alla base e spostamenti per il meccanismo Beam-Sway

La curva di capacità ottenuta per il meccanismo di Beam-Sway viene rappresentata nel grafico seguente.



23 - Curva di capacità per il meccanismo Beam-Sway

3.2.2.2 – Meccanismo Column-Sway

Il meccanismo Column-Sway rappresenta il limite inferiore della capacità laterale del telaio tipico e presuppone che le cerniere plastiche si siano formate in corrispondenza di tutti i pilastri appartenenti ad un piano del telaio analizzato.

Tale meccanismo rappresenta tipicamente la rottura di un edificio esistente progettato con criteri non adeguati, nel quale la crisi fragile dei pilastri anticipa la crisi delle travi del telaio. Essendo caratterizzato da una scarsa capacità dissipativa, cioè dalla formazione di un numero molto basso di cerniere plastiche, il meccanismo Column-Sway rappresenta l'ipotesi di collasso più dannosa per gli edifici multipiano in cemento armato.

Il piano nel quale si verifica il meccanismo è in generale il più debole fra quelli appartenenti al telaio tipico, e cioè quello caratterizzato dalla minore capacità rispetto agli altri. Dall'analisi della Tabella 19 relativa alle capacità dei pilastri del telaio considerato, il piano debole viene individuato nell'ultimo piano: tuttavia, in virtù della scarsa capacità del terzo piano e considerando anche l'effetto del cambio di sezione fra i pilastri esterni localizzato in corrispondenza di quest'ultimo, si decide di considerare il terzo piano come piano debole e si procede alla determinazione della curva di capacità immaginando l'accadimento del collasso in corrispondenza di quest'ultimo.

Questo viene confermato anche dalle analisi condotte in Sagazio (2021), in cui si è osservata una crisi per piano debole al terzo piano.

Il momento di ribaltamento $OTM_{,2}$ dovuto al meccanismo Column-Sway considerato viene espresso in questo caso come somma delle capacità flessionali delle colonne del terzo piano del telaio $M_{col,3,i}$ secondo l'espressione proposta dalle NZSEE/MBIE (2016):

$$OTM_{,2} = \sum_i M_{col,3,i} = 1001,3 \text{ kN} * m$$

dove:

$\sum_i M_{col,3,i} = 1001,3 \text{ kN} * m$, rappresenta la sommatoria delle capacità flessionali delle colonne del terzo piano calcolate considerando la variazione di carico assiale positiva o negativa a seconda del verso di applicazione dell'azione sismica. I valori di capacità relativi a ciascuna colonna vengono ricavati direttamente dalla Tabella 11.

Dopo aver valutato il momento di ribaltamento $OTM_{,2}$ dovuto al meccanismo Column-Sway considerato è possibile ricavare il taglio alla base come rapporto fra il momento di ribaltamento $OTM_{,2}$ e l'altezza effettiva del telaio H_{eff} . Nel caso del meccanismo Column-Sway risulta:

$$V_{b,2} = \frac{OTM_{,2}}{H_{eff}} = \frac{1001,3}{6,8} = 147,2 \text{ kN}$$

dove:

$V_{b,2} = 147,2 \text{ kN}$, rappresenta il taglio alla base dovuto al meccanismo Column-Sway.

$OTM_{,2} = 1001,3 \text{ kN} * m$, rappresenta il momento di ribaltamento.

$H_{eff} = 0,5 * H = 0,5 * 13,6 = 6,8 m$, rappresenta la quota effettiva alla quale si immagina applicata la forza sismica F e viene calcolata mediante l'espressione proposta nelle linee guida NZSEE/MBIE (2006).

Una volta determinato il taglio alla base $V_{b,2}$, con la finalità di rappresentare la curva di capacità relativa al meccanismo Column-Sway considerato, è necessario determinare lo spostamento del telaio nei punti significativi del comportamento non lineare. Tali spostamenti vengono valutati secondo la seguente modalità (Del Vecchio et al.,2017):

$$\Delta_y = \min(\theta_{y,c}) * H_{eff} = 0,0052 * 6,8 = 0,035 m$$

$$\Delta_u = \min(\theta_{u,c}) * H_{eff} = 0,0076 * 6,8 = 0,052 m$$

dove:

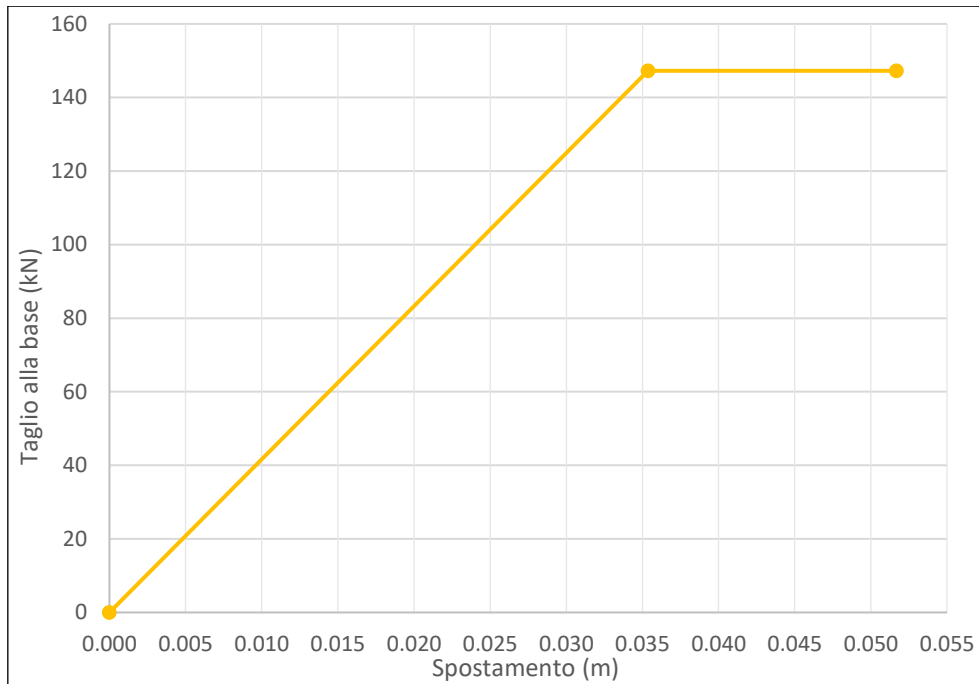
$\min(\theta_{y,c})$ e $\min(\theta_{u,c})$ rappresentano il minimo valore della rotazione al punto di snervamento e al punto ultimo ricavati fra quelli relativi a tutti gli elementi che partecipano al meccanismo, in questo caso i pilastri del telaio tipico. Dal punto di vista concettuale tale scelta indica come la curva di capacità venga, in maniera conservativa, rappresentata sulla base degli spostamenti relativi al primo elemento partecipante al meccanismo che raggiunge rispettivamente lo snervamento o il punto ultimo.

I risultati ottenuti per il meccanismo Column-Sway vengono riportati nella tabella seguente.

Meccanismo Column-Sway			
$V_{b,2}$ [kN]	Δ_y [m]	$V_{b,2}$ [kN]	Δ_u [m]
147,2	0,035	147,2	0,052

Tabella 24 - Taglio alla base e spostamenti per il meccanismo Column-Sway

La curva di capacità ottenuta per il meccanismo Column-Sway viene rappresentata nel grafico seguente.



24 - Curva di capacità per il meccanismo Column-Sway

3.2.2.3 – Meccanismo Mixed-Sway

Il meccanismo Mixed-Sway rappresenta la stima più raffinata della capacità laterale del telaio tipico in esame e presuppone che le cerniere plastiche si siano formate in corrispondenza delle travi, dei pilastri e dei nodi trave-pilastro appartenenti al telaio analizzato secondo l'ordine stabilito per ciascun sub-assemblaggio dalla gerarchia delle resistenze determinata al paragrafo 3.2.1.. La maggiore accuratezza del presente meccanismo di rottura rispetto ai meccanismi Beam-Sway e Column-Sway è dettata dalla possibilità di ottenere la curva di capacità cogliendo per ciascun sub-assemblaggio l'elemento maggiormente vulnerabile e non ipotizzandolo a priori. Pertanto, tale meccanismo consente di rappresentare anche il comportamento di edifici non progettati con criteri antisismici adeguati (la cui curva di capacità tende a quella individuata dal meccanismo Column-Sway) ed il comportamento di edifici progettati secondo la Normativa vigente (la cui curva di capacità tende a quella individuata dal meccanismo Beam-Sway).

Il momento di ribaltamento OTM_3 dovuto al meccanismo Beam-Sway considerato viene espresso come somma delle capacità flessionali delle colonne alla base del telaio $M_{col,i}$ e dei tagli di trave $V_{end,beam,n}$ moltiplicati per la lunghezza orizzontale del telaio L . L'espressione del momento di ribaltamento proposta nelle NZSEE/MBIE (2016) è la seguente:

$$OTM_{,3} = \sum_i M_{col,i} + \left(\sum_n V_{end,beam,n} \right) * L = 1841,2 + (130,6) * 33,2 =$$

$$= 6178,4 \text{ kN} * \text{m}$$

dove:

$\sum_i M_{col,i} = 1841,2 \text{ kN} * \text{m}$, rappresenta la sommatoria delle capacità flessionali delle colonne di base calcolate considerando la variazione di carico assiale positiva o negativa a seconda del verso di applicazione dell'azione sismica. I valori per ciascuna colonna vengono ricavati direttamente dalla Tabella 11.

$\sum_n V_{end,beam,n} = \frac{M_{b,dx} + M_{b,sx}}{L_b} = 130,6 \text{ kN}$, rappresenta la sommatoria dei tagli di trave per ciascun piano del telaio tipico espressi come rapporto tra la somma dei momenti di colonna (corrispondenti alla crisi dell'elemento individuato mediante la gerarchia delle resistenze) valutati in corrispondenza della massima capacità flessionale e la lunghezza della trave considerata.

$L = 33,2 \text{ m}$, rappresenta la lunghezza orizzontale del telaio tipico analizzato.

Dopo aver valutato il momento di ribaltamento $OTM_{,3}$ dovuto al meccanismo Mixed-Sway considerato è possibile ricavare il taglio alla base come rapporto fra il momento di ribaltamento $OTM_{,3}$ e l'altezza effettiva del telaio H_{eff} .

$$V_{b,3} = \frac{OTM_{,3}}{H_{eff}} = \frac{6178,4}{9,067} = 681,4 \text{ kN}$$

dove:

$V_{b,3} = 681,4 \text{ kN}$, rappresenta il taglio alla base dovuto al meccanismo Mixed-Sway.

$OTM_{,3} = 6178,4 \text{ kN} * \text{m}$, rappresenta il momento di ribaltamento.

$H_{eff} = \frac{2}{3} * H = \frac{2}{3} * 13,6 = 9,067 \text{ m}$, rappresenta la quota effettiva alla quale si immagina applicata la forza sismica F calcolata mediante l'espressione proposta nelle NZSEE/MBIE (2006).

Una volta determinato il taglio alla base $V_{b,3}$, con la finalità di rappresentare la curva di capacità relativa al meccanismo considerato, è necessario determinare lo spostamento del telaio nei punti significativi del comportamento non lineare. Tali spostamenti vengono valutati secondo la seguente modalità (Del Vecchio et al. 2017):

$$\Delta_y = \min(\theta_y) * H_{eff} = 0,0042 * 9,067 = 0,038 \text{ m}$$

$$\Delta_u = \min(\theta_u) * H_{eff} = 0,0068 * 9,067 = 0,062 \text{ m}$$

dove:

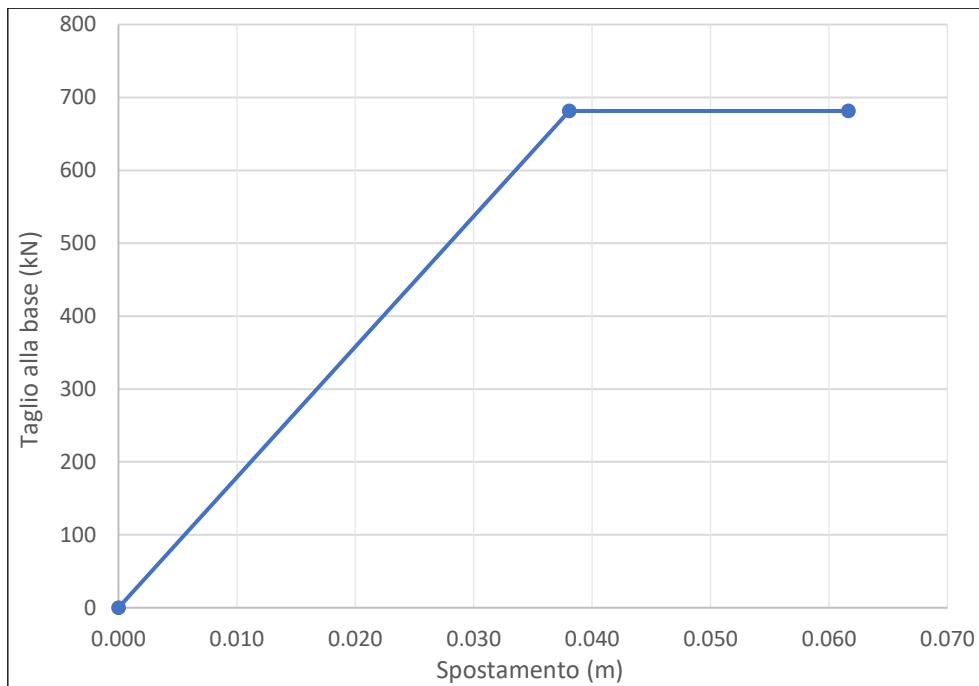
$\min(\theta_y)$ e $\min(\theta_u)$ rappresentano il minimo valore della rotazione al punto di snervamento e al punto ultimo ricavati fra tutti gli elementi che partecipano al meccanismo, in questo caso le travi, i pilastri e nodi trave-pilastro del telaio tipico. Dal punto di vista concettuale tale scelta indica come la curva di capacità venga, in maniera conservativa, rappresentata sulla base degli spostamenti relativi al primo elemento partecipante al meccanismo che raggiunge rispettivamente lo snervamento o il punto ultimo.

I risultati ottenuti per il meccanismo Mixed-Sway vengono riportati nella tabella seguente.

Meccanismo Mixed-Sway			
$V_{b,3} [kN]$	$\Delta_y [m]$	$V_{b,3} [kN]$	$\Delta_u [m]$
681,4	0,038	681,4	0,062

Tabella 25 - Taglio alla base e spostamenti per il meccanismo Mixed-Sway

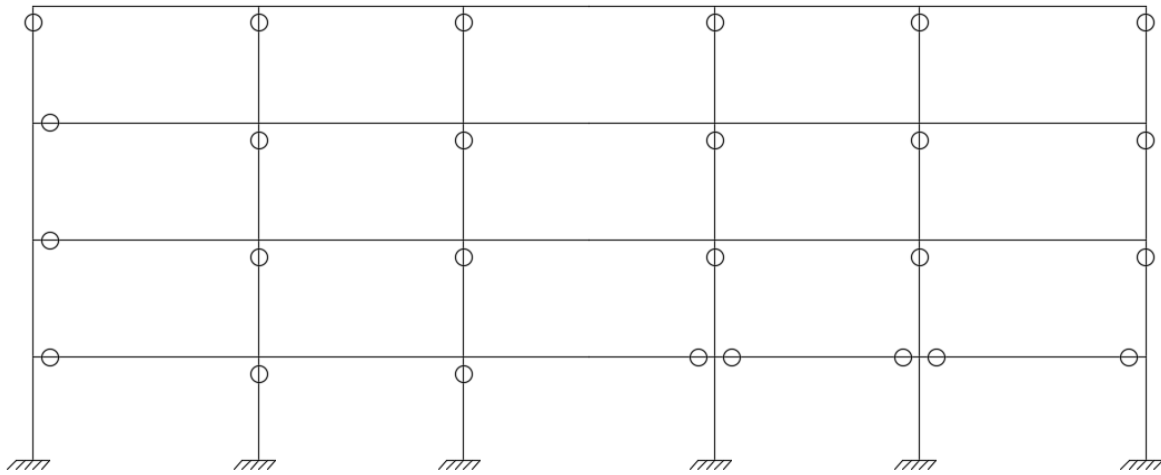
La curva di capacità ottenuta per il meccanismo Mixed-Sway viene rappresentata nel grafico seguente.



25 - Curva di capacità per il meccanismo Mixed-Sway

3.2.2.4 – Meccanismo Mixed-Sway (nodi trave-pilastro esclusi)

In aggiunta ai tre meccanismi già presentati e consigliati nelle NZSEE/MBIE (2016) si è proceduto al calcolo di un quarto meccanismo e della corrispondente curva di capacità: il meccanismo Mixed-Sway (nodi trave-pilastro esclusi) rappresenta un meccanismo analogo al meccanismo Mixed-Sway a cui però viene esclusa la possibilità di rottura dei pannelli nodali. Di conseguenza tale meccanismo presuppone che le cerniere plastiche si siano formate in corrispondenza delle travi e dei pilastri appartenenti al telaio analizzato. Si riporta nell'immagine seguente il risultato dell'applicazione della gerarchia delle resistenze ottenuta per il telaio tipico escludendo la possibilità di rottura dei nodi trave-pilastro.



○ Cerniera plastica trave/pilastro

26 - Gerarchia delle resistenze per il meccanismo Mixed-Sway (nodi trave-pilastro esclusi)

La scelta di proporre un ulteriore meccanismo è stata dettata principalmente da due differenti aspetti: il primo, di natura teorica, ha portato alla definizione di un meccanismo nel quale venisse esclusa la rottura per taglio-trazione dei nodi trave-colonna poiché la formula utilizzata per il calcolo di questi ultimi (paragrafo 3.1.3) ne penalizza fortemente la capacità, portando tali elementi ad essere nella quasi totalità del telaio tipico quelli ai quali risulta ascrivibile il collasso dei sub-assemblaggi dopo la valutazione della gerarchia delle resistenze. Il secondo aspetto invece, di natura pratica, ha portato all'esclusione dei pannelli nodali con la finalità di ricavare una curva di capacità che potesse essere confrontata con quella ricavata dalla modellazione del medesimo telaio tipico sul software di calcolo Midas-GEN, nel quale non è stata considerata la rottura dei nodi trave-pilastro (si veda Sagazio, 2021).

Le operazioni eseguite per la determinazione della curva di capacità ricalcano quelle mostrate nel caso del meccanismo Mixed-Sway, e vengono riportate di seguito.

$$OTM_{,4} = \sum_i M_{col,i} + \left(\sum_n V_{end,beam,n} \right) * L = 1841,2 + (184,2) * 33,2 =$$

$$= 7955,8 \text{ kN} * \text{m}$$

dove:

$\sum_i M_{col,i} = 1841,2 \text{ kN} * \text{m}$, rappresenta la sommatoria delle capacità flessionali delle colonne di base calcolate considerando la variazione di carico assiale positiva o negativa a seconda del

verso di applicazione dell'azione sismica. I valori per ciascuna colonna vengono ricavati direttamente dalla Tabella 11.

$\sum_n V_{end,beam,n} = \frac{M_{b,dx} + M_{b,sx}}{L_b} = 184,2 \text{ kN}$, rappresenta la sommatoria dei tagli di trave per ciascun piano del telaio tipico espressi come rapporto tra la somma dei momenti di colonna (corrispondenti alla crisi dell'elemento individuato mediante la gerarchia delle resistenze con esclusione dei nodi trave-pilastro) valutati in corrispondenza della massima capacità flessionale e la lunghezza della trave considerata.

$L = 33,2 \text{ m}$, rappresenta la lunghezza orizzontale del telaio tipico analizzato.

Dopo aver valutato il momento di ribaltamento $OTM_{,4}$ dovuto al meccanismo Mixed-Sway (nodi trave-pilastro esclusi) considerato è possibile ricavare il taglio alla base come rapporto fra il momento di ribaltamento $OTM_{,4}$ e l'altezza effettiva del telaio H_{eff} .

$$V_{b,4} = \frac{OTM_{,4}}{H_{eff}} = \frac{7955,8}{9,067} = 877,5 \text{ kN}$$

dove:

$V_{b,4} = 877,5 \text{ kN}$, rappresenta il taglio alla base dovuto al meccanismo Mixed-Sway (nodi trave-pilastro esclusi).

$OTM_{,4} = 7955,8 \text{ kN} * \text{m}$, rappresenta il momento di ribaltamento.

$H_{eff} = \frac{2}{3} * H = \frac{2}{3} * 13,6 = 9,067 \text{ m}$, rappresenta la quota effettiva alla quale si immagina applicata la forza sismica F calcolata mediante l'espressione proposta nelle NZSEE/MBIE (2006).

Una volta determinato il taglio alla base $V_{b,4}$, con la finalità di rappresentare la curva di capacità relativa al meccanismo considerato, è necessario determinare lo spostamento del telaio nei punti significativi del comportamento non lineare. Tali spostamenti vengono valutati secondo la seguente modalità (Del Vecchio et al.,2017):

$$\Delta_y = \min(\theta_y) * H_{eff} = 0,0042 * 9,067 = 0,038 \text{ m}$$

$$\Delta_u = \min(\theta_u) * H_{eff} = 0,0068 * 9,067 = 0,062 \text{ m}$$

dove:

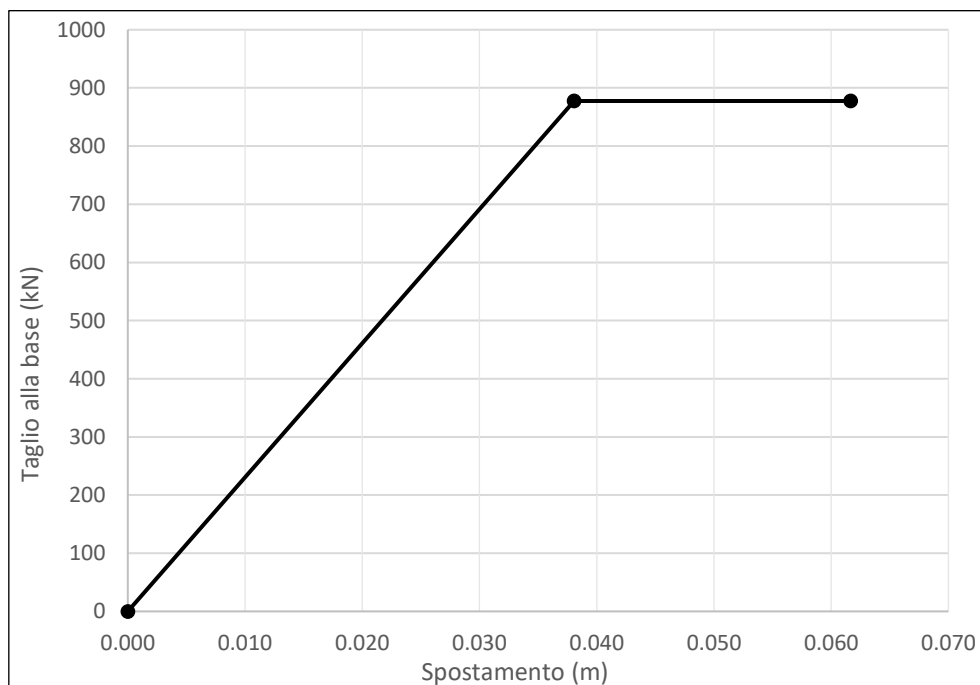
$\min(\theta_y)$ e $\min(\theta_u)$ rappresentano il minimo valore della rotazione al punto di snervamento e al punto ultimo ricavati fra tutti gli elementi che partecipano al meccanismo, in questo caso le travi e i pilastri del telaio tipico. Dal punto di vista concettuale tale scelta indica come la curva di capacità venga, in maniera conservativa, rappresentata sulla base degli spostamenti relativi al primo elemento partecipante al meccanismo che raggiunge rispettivamente lo snervamento o il punto ultimo.

I risultati ottenuti per il meccanismo Mixed-Sway (nodi trave-pilastro esclusi) vengono riportati nella tabella seguente.

Meccanismo Mixed-Sway (nodi trave-pilastro esclusi)			
$V_{b,4}$ [kN]	Δ_y [m]	$V_{b,4}$ [kN]	Δ_u [m]
877,5	0,038	877,5	0,062

Tabella 26 - Taglio alla base e spostamenti per il meccanismo Mixed-Sway (nodi trave-pilastro esclusi)

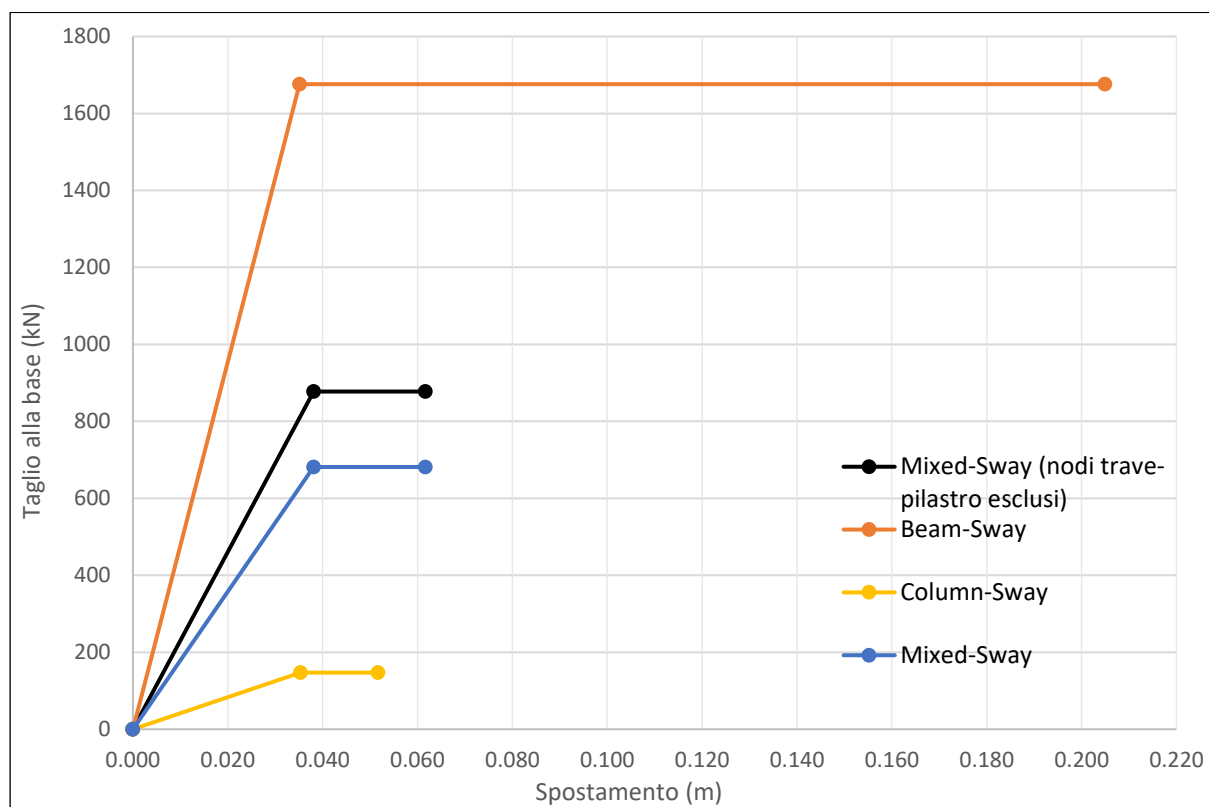
La curva di capacità ottenuta per il meccanismo Mixed-Sway (nodi trave-pilastro esclusi) viene rappresentata nel grafico seguente.



27 - Curva di capacità per il meccanismo Mixed-Sway (nodi trave-pilastro esclusi)

3.3 – Analisi e confronto dei risultati

Nel presente paragrafo vengono mostrati ed analizzati i risultati ottenuti in termini di curve di capacità associate ai quattro meccanismi analizzati. Per permettere una maggiore chiarezza nella lettura dei risultati, si riportano nello stesso grafico le quattro curve di capacità ottenute per i quattro meccanismi di collasso indagati.



28 - Curve di capacità per i quattro meccanismi analizzati

Come anticipato nella trattazione teorica relativa alla metodologia SLaMA (Capitolo 3) è possibile notare come la curva relativa al meccanismo Beam-Sway, che prende in considerazione il collasso delle sole travi, rappresenti il limite superiore della resistenza laterale del telaio tipico, mentre la curva relativa al meccanismo Column-Sway, che coinvolge unicamente i pilastri relativi ad un solo piano del telaio tipico, rappresenti il limite inferiore della resistenza stessa. Come atteso, tutti i meccanismi compresi fra i due appena citati, inclusi i due meccanismi Mixed-Sway considerati per il telaio tipico, si collocano nello spazio compreso fra il limite superiore ed inferiore della resistenza andando ad individuare le curve di

capacità relative ai possibili meccanismi di rottura comprendenti elementi del telaio (travi, pilastri e nodi trave-pilastro) combinati in maniere differenti.

Si riporta di seguito una tabella di confronto in termini di taglio alla base massimo e duttilità per il meccanismo Beam-Sway e per il meccanismo Column-Sway e la differenza percentuale in riferimento al secondo meccanismo.

	Beam-Sway	Column-Sway	Differenza [%]
Taglio alla base massimo [kN]	1676	147,2	+1038,6
Duttilità μ [/]	5,82	1,48	+293,2

Tabella 27 - Confronto taglio alla base massimo e duttilità per i meccanismi Beam-Sway e Column-Sway

Dall'analisi dei risultati mostrati in tabella è possibile notare come, nel passaggio tra il meccanismo rappresentativo del comportamento di un edificio progettato senza adeguati criteri antisismici (meccanismo Column-Sway) e il meccanismo rappresentativo del comportamento di un edificio progettato con tali criteri (meccanismo Beam Sway) si assista ad un notevole incremento della capacità laterale dell'edificio (di circa 10 volte superiore) e della duttilità (di circa 3 volte superiore).

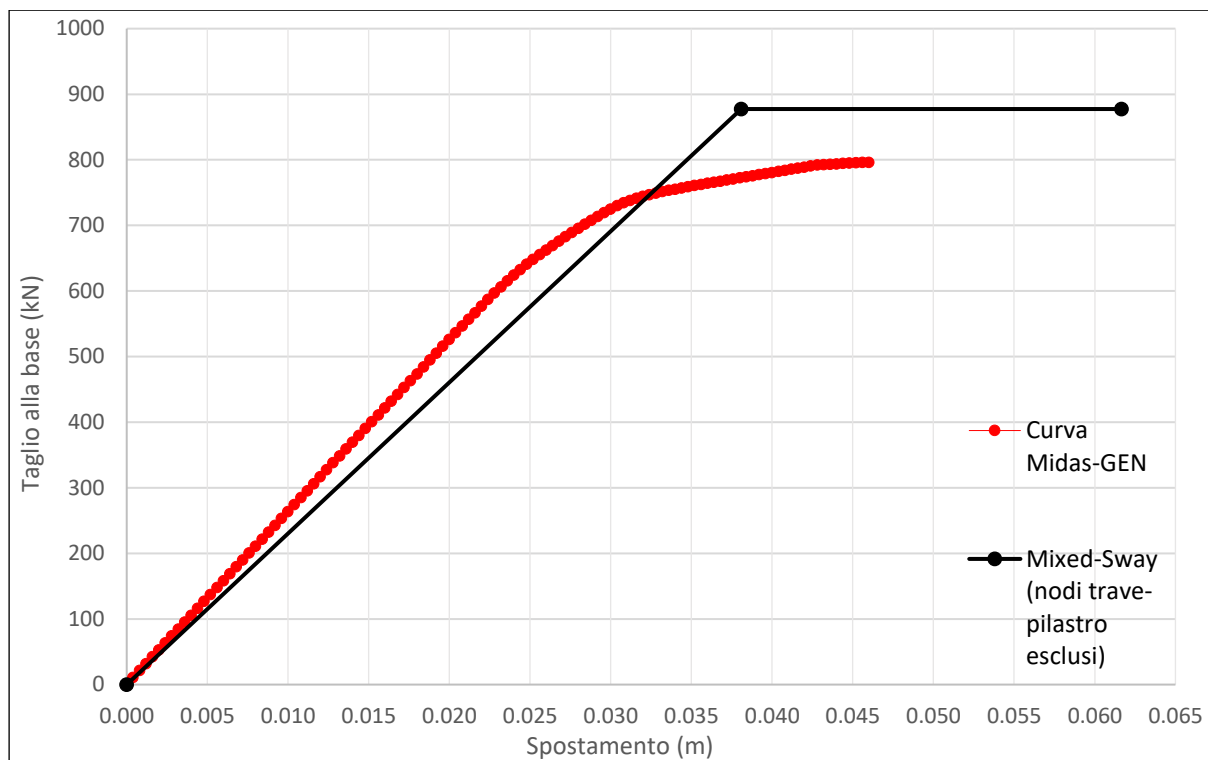
Un ulteriore risultato significativo, anticipato nel paragrafo 3.2.2, può essere ricavato osservando le curve di capacità relative ai meccanismi Mixed-Sway (nodi trave-pilastro esclusi), e Mixed-Sway: la curva di capacità relativa a quest'ultimo meccanismo infatti, prendendo in considerazione gli elementi maggiormente deboli del telaio in esame cioè i nodi-trave pilastro, presenta un taglio alla base inferiore rispetto a quello relativo al meccanismo Mixed-Sway (nodi trave-pilastro esclusi), fornendo una stima minore della capacità del telaio tipico e quindi più realistica ed in favore di sicurezza. Si riporta di seguito una tabella di confronto dei risultati ottenuti per il meccanismo Mixed-Sway (nodi trave-pilastro esclusi) e per il meccanismo Mixed-Sway in termini di taglio alla base massimo e duttilità.

	Mixed-Sway (n.t.p.e.)	Mixed-Sway	Differenza [%]
Taglio alla base massimo [kN]	877,5	681,4	+28,8
Duttilità μ [/]	1,63	1,63	0

Tabella 28 - Confronto taglio alla base massimo e duttilità per i meccanismi Mixed-Sway (nodi trave-pilastro esclusi) e Mixed-Sway

Dall'analisi dei risultati è possibile notare come il taglio alla base massimo relativo al meccanismo Mixed-Sway (nodi trave-pilastro esclusi) sia superiore del 28,8% rispetto al taglio alla base massimo relativo al meccanismo Mixed-Sway: trascurando quindi la possibile rottura dei pannelli nodali, l'edificio sviluppa un aumento di quasi un terzo della propria capacità nei riguardi delle azioni laterali. Per quanto riguarda il valore di duttilità invece è possibile notare come questo si mantenga uguale nel caso di entrambi i meccanismi poiché i punti significativi della curva di capacità (corrispondenti ai valori di spostamento Δ_y e Δ_u individuati dallo snervamento e dalla rottura del primo elemento che partecipa al meccanismo) sono stati individuati a partire dai valori di rotazione corrispondenti allo snervamento della trave D2 e alla rottura del pilastro 4 e cioè ad elementi presenti in entrambi i meccanismi analizzati. Dal punto di vista dell'entità degli spostamenti Δ_y e Δ_u quindi, l'aver considerato o meno la rottura dei nodi trave-pilastro non ha condotto ad alcuna modifica dell'andamento della curva di capacità e conseguentemente di duttilità. Al contrario, l'aver considerato e successivamente trascurato la possibile rottura per taglio-trazione dei nodi trave-pilastro nell'applicazione della metodologia SLaMA ha fornito un'apprezzabile variazione in termini di taglio alla base massimo e conseguentemente di capacità in resistenza dell'edificio.

A questo punto, con la finalità di verificare la correttezza dei risultati ottenuti relativamente alle curve di capacità ricavate mediante la metodologia SLaMA viene introdotta nel seguente grafico la curva di capacità relativa al medesimo telaio analizzato calcolata mediante il software di calcolo Midas-GEN in Sagazio (2021). Risulta fondamentale precisare come tale curva di capacità, ricavata su software di calcolo senza considerare la possibile rottura dei nodi trave-pilastro, sarà confrontata con la curva ricavata mediante metodologia SLaMA in presenza della stessa ipotesi, cioè quella relativa al meccanismo Mixed-Sway (nodi trave-pilastro esclusi). Le curve di capacità vengono riportate nel grafico seguente.



29 - Confronto curva di capacità Metodo SLaMA e Midas-GEN per l'edificio esistente

Si riporta nella tabella seguente il confronto eseguito per le due curve analizzate in termini di taglio alla base massimo, duttilità e differenza percentuale in riferimento al valore esatto (Midas-GEN).

	Metodo SLaMA	Midas-GEN	Differenza [%]
Taglio alla base massimo [kN]	877,5	795,7	+10,3
Duttilità μ [/]	1,631	1,484	+9,9

Tabella 29 - Confronto taglio alla base massimo e duttilità delle curve di capacità Metodo SLaMA e Midas-GEN

Da un confronto grafico delle curve di capacità e dai risultati ottenuti relativamente al taglio alla base massimo e alla duttilità ricavata per il telaio tipico, è possibile notare come l'applicazione del metodo SLaMA fornisca in questo caso un'ottima stima della curva di capacità dell'edificio, con errori percentuali relativi alle due grandezze analizzate che si attestano attorno al 10%. Si rileva inoltre una sovrastima di entrambe le quantità.

4 – Tecnologie di rinforzo strutturale applicate all'edificio esistente

Nel presente capitolo vengono introdotte le diverse tecniche di rinforzo strutturale considerate in questo studio, volte a migliorare la risposta dell'edificio nei riguardi delle azioni orizzontali. Le tecniche di rinforzo locale che vengono introdotte con questa finalità mirano a migliorare le caratteristiche dell'edificio esistente in termini di resistenza ma soprattutto duttilità e capacità dissipative dei componenti strutturali: una particolare attenzione, di conseguenza, verrà posta al concetto di confinamento del calcestruzzo che trova una larga applicazione nelle NTC 2018 come tecnica di aumento di duttilità per gli elementi soggetti all'azione sismica. Le tecniche di rinforzo strutturale, che vengono di seguito introdotte, sono state applicate ai pilastri dell'edificio esistente, con l'idea di incrementare le caratteristiche meccaniche di tali elementi e scongiurare l'eventualità che, in caso di evento sismico, si manifesti per l'edificio un meccanismo di collasso di piano debole: tale meccanismo di collasso, che si manifesta con lo sviluppo di cerniere plastiche localizzate all'estremità di tutti i pilastri di uno stesso piano, rappresenta per l'edificio il limite inferiore della resistenza, come mostrato in precedenza (paragrafo 3.3) in riferimento al meccanismo Column-Sway.

Nei paragrafi successivi vengono mostrate le tecnologie di rinforzo proposte per il miglioramento sismico dell'edificio caso studio. L'applicazione viene modellata in linea con le proposte progettuali formulate in Sagazio (2021), per condurre un confronto diretto sui risultati ottenuti.

4.1 – Rinforzo sismico mediante Concrete Jacketing (C.J.)

La tecnologia del Concrete Jacketing, cioè dell'incamiciatura in calcestruzzo armato, è una delle tecniche maggiormente utilizzate nell'ambito del rinforzo sismico degli edifici esistenti grazie alla sua facilità di esecuzione in opera. Tale tecnologia di rinforzo consiste nell'applicazione di uno strato di calcestruzzo all'esterno del perimetro dell'elemento strutturale esistente nel quale avviene il posizionamento di un'armatura longitudinale e trasversale aggiuntiva rispetto a quella già presente nell'elemento. L'applicazione di tale tecnologia di rinforzo garantisce all'elemento strutturale un aumento della capacità portante e deformativa, della rigidità e della resistenza nei confronti delle sollecitazioni a sforzo

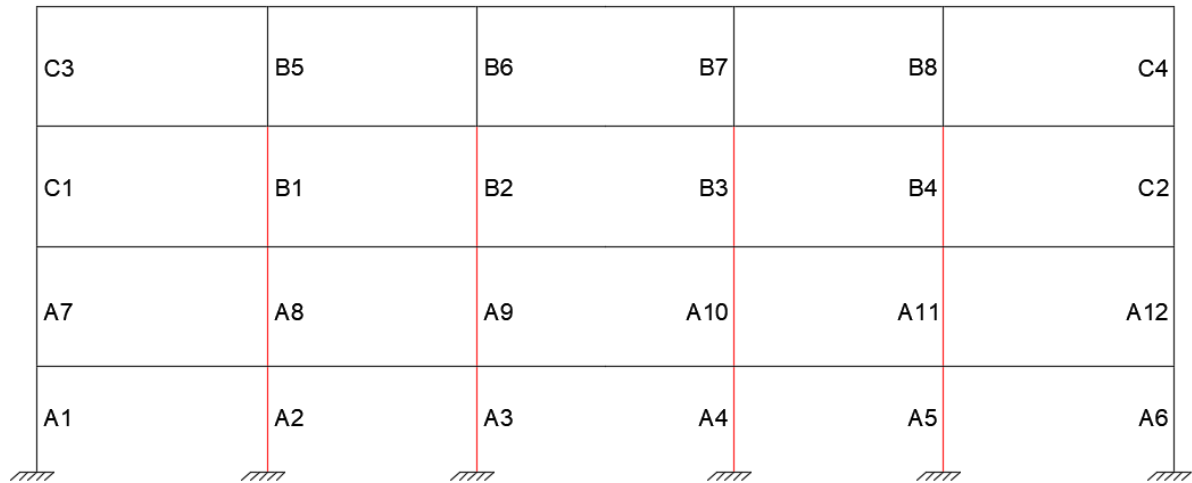
normale, taglio e flessione. Si riportano delle immagini relative all'applicazione di tale tecnologia di rinforzo per un edificio esistente.



30 - Tecnologia del Concrete Jacketing

Nell'ambito dell'applicazione di tale tecnologia di rinforzo all'edificio esistente considerato, si è considerato di realizzare l'incamiciatura in calcestruzzo armato per i pilastri interni appartenenti ai primi tre piani del telaio tipico analizzato, applicando per ciascuno di essi uno strato di calcestruzzo di classe C20/25 (stessa classe del calcestruzzo esistente) di spessore pari a 12 cm, un'armatura longitudinale di acciaio di classe FeB44k (stessa classe dell'acciaio esistente) costituita da 8Ø12 e un'armatura trasversale della stessa classe, diametro e passo dell'armatura esistente, costituita cioè da staffe Ø8/200 mm.

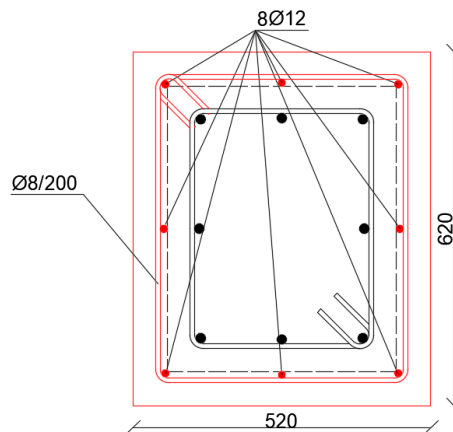
Si riporta un'immagine relativa alla localizzazione e alla nomenclatura dei pilastri del telaio tipico interessati dalla tecnica di rinforzo (evidenziati in rosso).



31 - Pilastri rinforzati con Concrete Jacketing

Oltre a ciò si riportano di seguito le immagini delle sezioni dei pilastri ottenute dopo l'applicazione della tecnologia di rinforzo con Concrete Jacketing e le rispettive caratteristiche geometriche e di armatura (sezione e armature esistenti in nero, sezione e armature aggiunte mediante rinforzo con Concrete Jacketing in rosso).

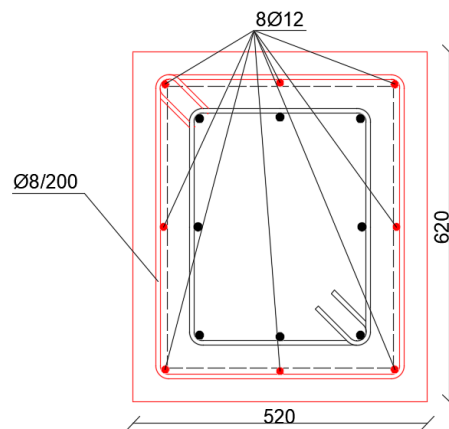
PILASTRI A:



B [mm]	H [mm]	c [mm]	A _s (Long.)		A _{sw} (Staffe)	
			N° ferri	Area [mm ²]	N° ferri	Area [mm ²]
520	620	40	8Ø16	1608,5	Ø8/200	100,5/200
			+ 8Ø12	+ 904,8		

Tabella 30 - Caratteristiche dei pilastri A dopo l'applicazione del Concrete Jacketing

PILASTRI B:



B [mm]	H [mm]	c [mm]	A _s (Long.)		A _{sw} (Staffe)	
			N° ferri	Area [mm ²]	N° ferri	Area [mm ²]
520	620	40	8Ø14	1231,5	Ø8/200	100,5/200
			+ 8Ø12	+ 904,8		

Tabella 31 - Caratteristiche dei pilastri B dopo l'applicazione del Concrete Jacketing

4.2 – Rinforzo sismico mediante Fiber Reinforced Polymers (F.R.P.)

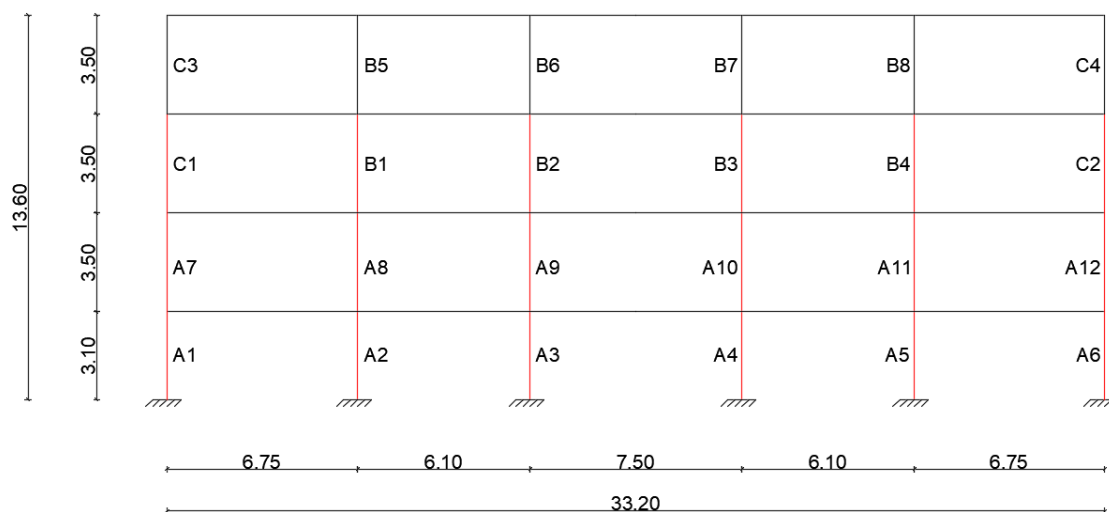
La tecnologia di rinforzo delle Fiber Reinforced Polymers costituisce una valida tecnica di rinforzo sismico per gli edifici esistenti in cemento armato perché garantisce un elevato confinamento. Si tratta di tessuto composito realizzato mediante fibre di materiali caratterizzati da elevate proprietà meccaniche, come fibra di carbonio, fibra di vetro o fibra aramidica. Dal punto di vista costruttivo la tecnologia F.R.P. viene realizzata disponendo il materiale di rinforzo lungo la superficie esterna dell'elemento strutturale in cemento armato garantendo per esso un'elevata azione di confinamento. L'applicazione di tale materiale composito costituito da fibre che si sviluppano in una particolare direzione garantisce un aumento di resistenza alle armature che si sviluppano lungo la direzione parallela a quella di disposizione delle fibre. Tale tecnologia può essere quindi utilizzata sia per aumentare la capacità tagliante dell'elemento (disponendo le fibre in direzione parallela alle staffe), sia per aumentarne la capacità flessionale (disponendo le fibre in direzione parallela alle armature longitudinali). Indipendentemente dalla direzione di disposizione delle fibre costituenti il materiale di rinforzo, questo garantisce un elevato aumento di duttilità alle parti degli elementi strutturali ai quali viene applicato.

Si riporta un'immagine relative all'applicazione di tale tecnologia di rinforzo per un edificio esistente.



32 - Tecnologia delle Fiber Reinforced Polymers

Con la finalità di sfruttare al meglio le capacità delle fibre rinforzanti appena introdotte, in termini di aumento di resistenza e duttilità e scongiurare il rischio di accadimento di una crisi dell'edificio esistente per meccanismi di piano o per crisi fragili dei pilastri (taglio), si ipotizza di disporre tale tecnologia di rinforzo nei pilastri appartenenti ai primi tre piani dell'edificio. Nell'immagine seguente viene riportata la localizzazione e la nomenclatura dei pilastri interessati dall'applicazione della tecnologia di rinforzo F.R.P. (evidenziati in rosso).



33 - Pilastri rinforzati con Fiber Reinforced Polymers

La modellazione di tale tecnologia di rinforzo su foglio di calcolo, necessaria in seguito per determinare la capacità dell'edificio rinforzato mediante la metodologia SLaMA, è stata realizzata variando il passo delle staffe Ø8 presenti nelle zone dei pilastri in cui è stato disposto il rinforzo con F.R.P. La zona in cui viene predisposta la tecnologia di rinforzo risulta essere quella direttamente a ridosso dei nodi trave-pilastro (zone critiche dei pilastri) e viene identificata da una lunghezza pari a $\frac{1}{4}$ della lunghezza totale del pilastro analizzato. Considerando il contributo fornito dalla presenza della fibra rinforzante per i pilastri A e B (caratterizzati da una sezione di dimensione 400x500 mm) il passo equivalente delle staffe da adottare risulta pari a 7,25 mm, mentre per i pilastri C (caratterizzati da una sezione di dimensione 300x400 mm) il passo equivalente calcolato risulta pari a 33,33 mm, come mostrato in Sagazio (2021).

Una volta introdotte le due diverse proposte di rinforzo sismico ipotizzate per il telaio tipico, si procede all'applicazione della metodologia SLaMA per determinare la capacità delle strutture rinforzate nei riguardi delle azioni sismiche.

4.3 – Applicazione della metodologia SLaMA all'edificio rinforzato

In questa sezione viene descritta l'applicazione della metodologia SLaMA per valutare la capacità delle due varianti di edificio rinforzato proposte. Ripercorrendo il processo logico seguito in precedenza nella determinazione della capacità dell'edificio esistente, è stata determinata inizialmente la capacità degli elementi strutturali ai quali sono state applicate le tecnologie di rinforzo Concrete Jacketing e Fiber Reinforced Polymers. In particolare, si è proceduto determinando la capacità dei pilastri rinforzati in modo da valutare il beneficio in termini di resistenza e duttilità dovuto all'applicazione di tali tecnologie. Per gli elementi non rinforzati, cioè le travi, i pilastri rimanenti e i nodi trave-pilastro, sono stati mantenuti validi i risultati ottenuti dall'analisi effettuata sull'edificio esistente ai paragrafi 3.1.1 (Travi), 3.1.2 (Pilastri) e 3.1.3 (Nodi trave-pilastro).

Si è proceduto, quindi, alla valutazione della gerarchia delle resistenze a livello del singolo sub-assemblaggio: tale gerarchia è necessariamente modificata in alcuni sub-assemblaggi rispetto al caso dell'edificio esistente, visto l'aumento di capacità sviluppato dai pilastri rinforzati grazie alle tecnologie di rinforzo applicate.

Una volta ottenuta la gerarchia delle resistenze per l'edificio rinforzato con Concrete Jacketing e per l'edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers si è proceduto al calcolo delle curve

di capacità degli edifici considerando il meccanismo di collasso maggiormente rappresentativo del possibile comportamento strutturale dell'edificio, cioè il meccanismo Mixed-Sway, regolato a livello dei singoli sub-assemblaggi dai risultati ricavati dall'applicazione della gerarchia delle resistenze. Il meccanismo di collasso ipotizzato per gli edifici rinforzati non tiene in conto tuttavia della possibile rottura dei nodi trave-pilastro per il meccanismo di taglio-trazione, in modo da ottenere delle curve di capacità da poter confrontare con quelle ricavate mediante il software di calcolo Midas-GEN in Sagazio (2021), e modellate considerando la medesima ipotesi.

Nei paragrafi seguenti vengono mostrate in dettaglio le operazioni appena elencate riguardo la determinazione della capacità degli elementi strutturali rinforzati e la definizione delle nuove curve di capacità degli edifici.

4.3.1 – Pilastri rinforzati con Concrete Jacketing (C.J.)

Le operazioni eseguite per determinare la capacità flessionale e la capacità tagliante dei pilastri rinforzati con Concrete Jacketing ripercorrono quelle eseguite nella determinazione della capacità dei pilastri dell'edificio esistente. Nel presente paragrafo viene riportato un esempio delle operazioni eseguite per la determinazione della capacità flessionale e tagliante del pilastro A2 della struttura a cui è stato applicato il rinforzo strutturale costituito da Concrete Jacketing. In riferimento alla capacità flessionale del pilastro, si riporta il calcolo eseguito per la sezione dello stesso soggetta a momento positivo (sezione di sommità) generato dalla distribuzione di sollecitazioni flessionali ottenuta ipotizzando l'azione sismica agente lungo la direzione longitudinale del telaio tipico con verso positivo, come definita in precedenza al Capitolo 3. Una volta completata la procedura per la determinazione della capacità dell'elemento, viene riportata una tabella riassuntiva con i risultati ottenuti per i pilastri rinforzati del telaio tipico in termini di capacità flessionale, capacità tagliante e tipologia di meccanismo di rottura (nel presente capitolo non viene introdotto alcun paragrafo riguardante la determinazione del momento equivalente di colonna poiché questo viene direttamente determinato mediante l'analisi dei pilastri).

Nella tabella seguente vengono riportate le caratteristiche geometriche relative al pilastro A2 del telaio tipico rinforzato con Concrete Jacketing.

Pilastro A2 rinforzato con C.J.	
H [mm]	520
B [mm]	620
c [mm]	40
d [mm]	480
L [mm]	3100

Tabella 32 - Caratteristiche geometriche pilastro A2 rinforzato con Concrete Jacketing

Oltre alle caratteristiche geometriche appena introdotte, vengono riportate nella tabella seguente le nuove armature predisposte per il pilastro, che vanno ad aggiungersi a quelle presenti nel pilastro esistente.

Armature pilastro A2 rinforzato con C.J.			
A_s (Long.)		A_{sw} (Staffe)	
N° ferri	Area [mm²]	N° ferri	Area [mm²]
8Ø16	1608,5	Ø8/200	100,5/200
+	+		
8Ø12	904,8		

Tabella 33 - Armature pilastro A2 rinforzato con Concrete Jacketing

4.3.1.1 – Capacità flessionale

Definite le caratteristiche geometriche e di armatura, si è proceduto alla determinazione della capacità flessionale in termini di diagramma Momento-Curvatura relativo al pilastro A2 rinforzato con Concrete Jacketing. Anche in questo caso la procedura seguita è basata sull'analisi sezionale del pilastro a cui viene apportata una modifica: il calcolo della curvatura ultima χ_u , eseguito nei riguardi dell'edificio esistente sulla base della semplice analisi sezionale, è stato in questo caso eseguito considerando il contributo del confinamento del calcestruzzo fornito dalla presenza del rinforzo applicato al pilastro. La modalità di quantificazione di tale contributo viene definita dalle NTC 2018 (paragrafo 4.1.2.1.2.1.) e si riportano di seguito i risultati ottenuti per il pilastro A2 appartenente all'edificio rinforzato con Concrete Jacketing.

La pressione efficace di confinamento σ_2 è pari a:

$$\sigma_2 = \alpha * \sigma_l = 0,2 * 0,51 = 0,10 \text{ MPa}$$

dove:

$$\alpha = \alpha_n * \alpha_s = 0,32 * 0,63 = 0,2$$

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum b_i^2}{6 * b_x * b_y} = 1 - \frac{970400}{6 * 540 * 440} = 0,32$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 * b_x}\right) * \left(1 - \frac{s}{2 * b_y}\right) = \left(1 - \frac{200}{2 * 540}\right) * \left(1 - \frac{200}{2 * 440}\right) = 0,63$$

Per sezioni rettangolari:

$$\sigma_{l,x} = \frac{A_{sw,x} * f_{yk}}{b_y * s} = \frac{100,5 * 490}{440 * 200} = 0,56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{l,y} = \frac{A_{sw,y} * f_{yk}}{b_x * s} = \frac{100,5 * 490}{540 * 200} = 0,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_l = \sqrt{\sigma_{l,x} * \sigma_{l,y}} = \sqrt{0,56 * 0,46} = 0,51 \text{ MPa}$$

La deformazione del calcestruzzo confinato viene definita come:

$$\varepsilon_{cu,2,c} = \varepsilon_{cu} * + \left(0,2 * \frac{\sigma_2}{f_{cd}}\right) = 0,0035 * + \left(0,2 * \frac{0,10}{20}\right) = 0,0045$$

E conseguentemente la curvatura della sezione corrispondente risulta:

$$\chi_{ccu} = \frac{\varepsilon_{cu,2,c}}{x_{ult.}} = \frac{0,0045}{160,4 * 10^{-3}} = 0,0282 \frac{1}{m}$$

Una volta ottenuto il valore di curvatura ultima, corrispondente in questo caso alla curvatura della sezione calcolata considerando il contributo fornito dal confinamento del calcestruzzo, si è proceduto all'analisi della sezione seguendo le modalità illustrate al paragrafo 3.1.2.1. per ricavare il valore di momento e curvatura allo snervamento e momento ultimo. I risultati vengono riportati nella tabella seguente.

Pilastro A2 rinforzato con C.J. (M-χ)			
M_y [KN * m]	χ_y [1/m]	M_u [KN * m]	χ_u [1/m]
525,9	0,0075	514,8	0,0282

Tabella 34 - Capacità flessionale pilastro A2 rinforzato con Concrete Jacketing (M- χ)

Una volta ottenuta la capacità del pilastro rinforzato in termini di diagramma Momento-Curvatura si è proceduto alla determinazione del corrispondente Diagramma Momento-Rotazione con la medesima procedura utilizzata al paragrafo 3.1.2.1. e proposta in Del Vecchio et al. (2017). I risultati ottenuti sono i seguenti.

Pilastro A2 rinforzato con C.J. (M-θ)			
$M_y [KN * m]$	$\theta_y [rad]$	$M_u [KN * m]$	$\theta_u [rad]$
525,9	0,0039	514,8	0,0100

Tabella 35 - Capacità flessionale pilastro A2 rinforzato con Concrete Jacketing (M-θ)

Dopo aver ricavato la capacità del pilastro rinforzato A2 in termini di Momento-Rotazione è stata calcolata la capacità dello stesso nei riguardi del meccanismo di instabilità delle barre longitudinali mediante la formulazione proposta da Berry and Eberhard (2005) e riportata in Gentile et al. (2018), per verificare se questo limitasse la capacità rotazionale dell'elemento. In questo caso $\theta_{bb} = 0,0318 > \theta_u = 0,0100$ e di conseguenza tale meccanismo non limita la capacità rotazionale dell'elemento per flessione.

Come è possibile notare dal confronto della capacità flessionale ottenuta per il pilastro A2 rinforzato con Concrete Jacketing e quella ricavata per il pilastro A2 esistente (Tabella 19) l'applicazione della tecnologia di rinforzo fornisce al pilastro un aumento in termini di momento ultimo pari al 79,8% e in termini di rotazione ultima pari al 29,9%: a livello del singolo elemento strutturale quindi, la tecnologia di rinforzo del Concrete Jacketing risulta più adatta per ottenere un aumento di resistenza dell'elemento piuttosto che un aumento di duttilità.

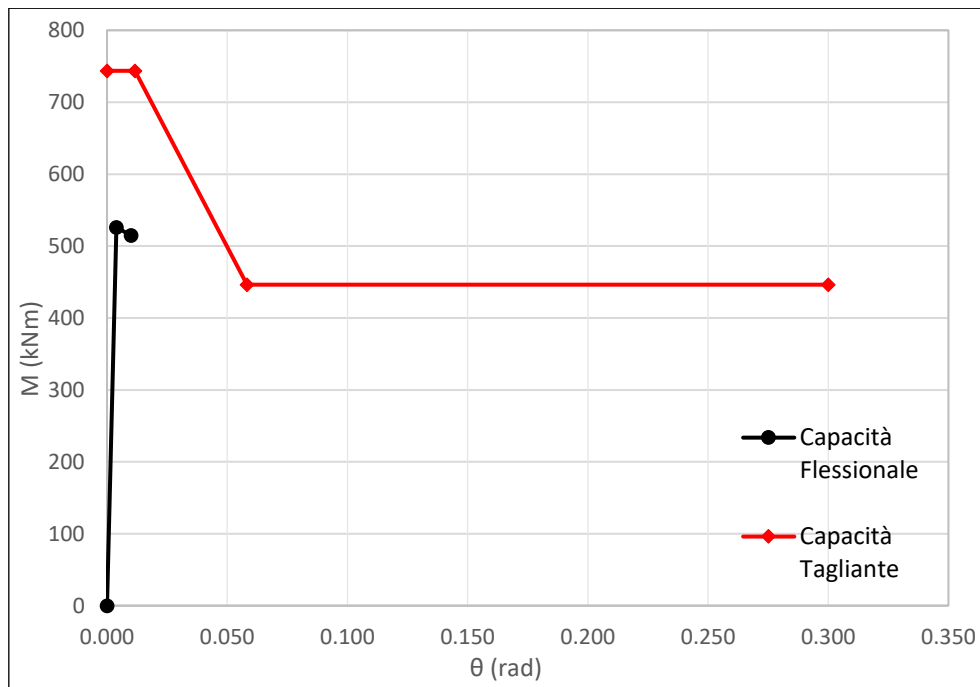
4.3.1.2 – Capacità tagliante

Una volta valutata la capacità flessionale per il pilastro A2 rinforzato con Concrete Jacketing è stata valutata la capacità tagliante dello stesso pilastro, con le modalità proposte per l'edificio esistente al paragrafo 3.1.2.2. I risultati ottenuti in termini di momento nel pilastro associato alla crisi dello stesso per taglio sono i seguenti.

$$M_{p,max} = V_{p,max} * L_V = 479,8 * 1,55 = 743,7 \text{ kN} * \text{m}$$

$$M_{p,min} = V_{p,min} * L_V = 287,9 * 1,55 = 446,3 \text{ kN} * \text{m}$$

La capacità flessionale e tagliante del pilastro A2 rinforzato vengono riportate nel seguente grafico per stabilire quale meccanismo sia responsabile della crisi dell'elemento. Non verificandosi alcuna intersezione tra la capacità flessionale e la capacità tagliante il pilastro sviluppa in questo caso una crisi per flessione prima che avvenga la crisi dello stesso per taglio.



34 - Capacità flessionale e tagliante del pilastro A2 rinforzato con Concrete Jacketing

La procedura eseguita per la determinazione delle capacità del pilastro A2 rinforzato con Concrete Jacketing è stata ripetuta per tutti gli altri pilastri rinforzati ed ha fornito i risultati riportati nella tabella seguente.

Pilastro	Sez.	Segno soll.	My [kN*m]	θ_y [rad]	Mu [kN*m]	θ_u [rad]	θ_{bb} [rad]
A2	Up	+	525,9	0,0039	514,8	0,0100	0,0318
	Low	-	525,9	0,0039	514,8	0,0100	0,0318
A3	Up	+	530,2	0,0039	517,8	0,0099	0,0316
	Low	-	530,2	0,0039	517,8	0,0099	0,0316
A4	Up	+	530,2	0,0039	517,8	0,0099	0,0316
	Low	-	530,2	0,0039	517,8	0,0099	0,0316
A5	Up	+	525,9	0,0039	514,8	0,0100	0,0318
	Low	-	525,9	0,0039	514,8	0,0100	0,0318
A8	Up	+	450,1	0,0042	455,0	0,0136	0,0354
	Low	-	450,1	0,0042	455,0	0,0136	0,0354
A9	Up	+	452,2	0,0042	456,9	0,0136	0,0353
	Low	-	452,2	0,0042	456,9	0,0136	0,0353
A10	Up	+	452,2	0,0042	456,9	0,0136	0,0353
	Low	-	452,2	0,0042	456,9	0,0136	0,0353
A11	Up	+	450,1	0,0042	455,0	0,0136	0,0354
	Low	-	450,1	0,0042	455,0	0,0136	0,0354
B1	Up	+	370,4	0,0040	379,4	0,0179	0,0382
	Low	-	370,4	0,0040	379,4	0,0179	0,0382
B2	Up	+	370,2	0,0040	379,1	0,0179	0,0382
	Low	-	370,2	0,0040	379,1	0,0179	0,0382
B3	Up	+	370,2	0,0040	379,1	0,0179	0,0382
	Low	-	370,2	0,0040	379,1	0,0179	0,0382
B4	Up	+	370,4	0,0040	379,4	0,0179	0,0382
	Low	-	370,4	0,0040	379,4	0,0179	0,0382

Tabella 36 - Capacità pilastri rinforzati con Concrete Jacketing

4.3.2 – Pilastri rinforzati con Fiber Reinforced Polymers (F.R.P.)

Le operazioni eseguite per determinare la capacità flessionale e la capacità tagliante dei pilastri rinforzati con Fiber Reinforced Polymers ricalcano quelle eseguite nella determinazione della capacità dei pilastri dell'edificio esistente e dell'edificio rinforzato con Concrete Jacketing. Nel presente paragrafo viene riportato un esempio delle operazioni eseguite per la determinazione della capacità flessionale e tagliante del pilastro A1 della struttura a cui è stato applicato il rinforzo strutturale costituito da Fiber Reinforced Polymers. In riferimento alla capacità flessionale del pilastro si riporta il calcolo eseguito per la sezione dello stesso soggetta a momento positivo (sezione di sommità) generato dalla distribuzione di sollecitazioni flessionali ottenuta ipotizzando l'azione sismica agente lungo la direzione longitudinale del telaio tipico con verso positivo, come definita in precedenza al Capitolo 3. Completata la procedura per la determinazione della capacità dell'elemento, viene riportata una tabella riassuntiva con i

risultati ottenuti per i pilastri rinforzati del telaio tipico in termini di capacità flessionale, capacità tagliante e tipologia di meccanismo di rottura (nel presente capitolo non viene introdotto alcun paragrafo riguardante la determinazione del momento equivalente di colonna poiché questo viene direttamente determinato mediante l'analisi dei pilastri).

Nella tabella seguente vengono riportate le caratteristiche geometriche relative al pilastro A1 del telaio tipico rinforzato con Fiber Reinforced Polymers, che coincidono con quelle considerate per l'analisi del pilastro A1 effettuata per l'edificio esistente.

Pilastro A1 rinforzato con F.R.P.	
H [mm]	400
B [mm]	500
c [mm]	40
d [mm]	360
L [mm]	3100

Tabella 37 - Caratteristiche geometriche pilastro A1 rinforzato con Fiber Reinforced Polymers

Oltre alle caratteristiche geometriche appena introdotte vengono riportate nella tabella seguente le armature relative al pilastro A2 analizzato: rispetto al caso dell'edificio esistente non viene considerata alcuna variazione di armatura longitudinale ma, al contrario, la modellazione della fibra rinforzante viene effettuata mediante la variazione del passo delle staffe Ø8 presenti nel pilastro in prossimità dei pannelli nodali. Come anticipato al paragrafo 4.2, per il pilastro A1 il passo delle staffe viene ridotto da 200 a 7,25 mm.

Armature pilastro A1 rinforzato con F.R.P.			
A_s (Long.)		A_{sw} (Staffe)	
N° ferri	Area [mm²]	N° ferri	Area [mm²]
8Ø16	1608,5	Ø8/7,25	100,5/7,25

Tabella 38 - Armature pilastro A1 rinforzato con Fiber Reinforced Polymers

4.3.2.1 – Capacità flessionale

Definite le caratteristiche geometriche e di armatura, si è proceduto alla determinazione della capacità flessionale in termini di diagramma Momento-Curvatura relativo al pilastro A1 rinforzato con Fiber Reinforced Polymers. Anche in questo caso la procedura seguita è basata sull'analisi sezionale del pilastro a cui viene apportata la modifica introdotta al paragrafo 4.3.1:

il calcolo della curvatura ultima χ_u , eseguito nei riguardi dell'edificio esistente sulla base della semplice analisi sezionale, è stato in questo caso eseguito considerando il contributo in termini di confinamento del calcestruzzo fornito dalla presenza del rinforzo applicato al pilastro. La modalità di quantificazione di tale contributo viene definita dalle NTC 2018 (paragrafo 4.1.2.1.2.1.) e si riportano di seguito i risultati ottenuti per il pilastro A1 appartenente all'edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers.

La pressione efficace di confinamento σ_2 è pari a:

$$\sigma_2 = \alpha * \sigma_l = 0,3 * 18,53 = 5,60 \text{ MPa}$$

dove:

$$\alpha = \alpha_n * \alpha_s = 0,31 * 0,98 = 0,3$$

$$\alpha_n = 1 - \frac{\sum b_i^2}{6 * b_x * b_y} = 1 - \frac{557600}{6 * 420 * 320} = 0,31$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 * b_x}\right) * \left(1 - \frac{s}{2 * b_y}\right) = \left(1 - \frac{7,25}{2 * 420}\right) * \left(1 - \frac{7,25}{2 * 320}\right) = 0,98$$

Per sezioni rettangolari:

$$\sigma_{l,x} = \frac{A_{sw,x} * f_{yk}}{b_y * s} = \frac{100,5 * 490}{320 * 7,25} = 21,23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{l,y} = \frac{A_{sw,y} * f_{yk}}{b_x * s} = \frac{100,5 * 490}{420 * 7,25} = 16,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_l = \sqrt{\sigma_{l,x} * \sigma_{l,y}} = \sqrt{21,23 * 16,18} = 18,53 \text{ MPa}$$

La deformazione del calcestruzzo confinato viene definita come:

$$\varepsilon_{cu,2,c} = \varepsilon_{cu} * + \left(0,2 * \frac{\sigma_2}{f_{cd}}\right) = 0,0035 * + \left(0,2 * \frac{5,60}{20}\right) = 0,0595$$

E conseguentemente la curvatura della sezione corrispondente risulta:

$$\chi_{ccu} = \frac{\varepsilon_{cu,2,c}}{x_{ult.}} = \frac{0,0595}{118,2 * 10^{-3}} = 0,5037 \frac{1}{m}$$

Ottenuto il valore di curvatura ultima, corrispondente in questo caso alla curvatura della sezione calcolata considerando il contributo fornito dal confinamento del calcestruzzo, si è proceduto all'analisi della sezione seguendo le modalità illustrate al paragrafo 3.1.2.1. per ricavare il valore di momento e curvatura allo snervamento e momento ultimo. I risultati vengono riportati nella tabella seguente.

Pilastro A1 rinforzato con F.R.P. (M-χ)			
M_y [KN * m]	χ_y [1/m]	M_u [KN * m]	χ_u [1/m]
243,6	0,0100	237,8	0,5037

Tabella 39 - Capacità flessionale pilastro A1 rinforzato con Fiber Reinforced Polymers (M- χ)

Ottenuta la capacità del pilastro rinforzato in termini di diagramma Momento-Curvatura si è proceduto alla determinazione del corrispondente Diagramma Momento-Rotazione con la medesima procedura utilizzata al paragrafo 3.1.2.1. e proposta in Del Vecchio et al. (2017). I risultati ottenuti sono i seguenti.

Pilastro A1 rinforzato con F.R.P. (M-θ)			
M_y [KN * m]	θ_y [rad]	M_u [KN * m]	θ_u [rad]
243,6	0,0052	237,8	0,1515

Tabella 40 - Capacità flessionale pilastro A1 rinforzato con Fiber Reinforced Polymers (M- θ)

Ottenuta la capacità del pilastro rinforzato A1 in termini di Momento-Rotazione è stata calcolata la capacità dello stesso nei riguardi del meccanismo di instabilità delle barre longitudinali mediante la formulazione proposta da Berry and Eberhard (2005) e riportata in Gentile et al. (2018), per verificare se questo limitasse la capacità rotazionale dell'elemento. Si ottiene:

$$\theta_{bb} = \frac{3,25 * \left(1 + k_{e,bb} * \rho_{eff} * \frac{d_b}{D}\right) * \left(1 - \frac{N}{A_g * f_c}\right) * \left(1 + \frac{L_V}{10 * D}\right)}{100} =$$

$$= \frac{3,25 * \left(1 + 40 * 0,68 * \frac{0,016}{0,4}\right) * \left(1 - \frac{938000}{0,2 * 20}\right) * \left(1 + \frac{1,55}{10 * 0,4}\right)}{100} = 0,0720 \text{ rad}$$

dove:

$$k_{e,bb} = 0 \text{ se } \frac{s}{d_b} = \frac{7,25}{16} = 0,45 \geq 6, \text{ altrimenti } k_{e,bb} = 40$$

$$\rho_{eff.} = 0,68$$

$$N = 938000 \text{ N}$$

$$D = H = 700 \text{ mm}$$

In questo caso, essendo $\theta_{bb} = 0,0720 < \theta_u = 0,1515$, il meccanismo di instabilità limita la rotazione ultima dell'elemento per flessione, e sarà quindi necessario considerare come valore di rotazione ultima il valore di θ_{bb} .

Come è possibile notare dal confronto della capacità flessionale ottenuta per il pilastro A1 rinforzato con Fiber Reinforced Polymers e quella ricavata per il pilastro A1 esistente (Tabella 19) l'applicazione della tecnologia di rinforzo fornisce al pilastro un aumento in termini di rotazione ultima pari al 554,5%, mentre non fornisce alcun aumento in termini di momento ultimo: a livello del singolo elemento strutturale quindi, la tecnologia di rinforzo delle Fiber Reinforced Polymers risulta più adatta per ottenere un aumento di duttilità dell'elemento piuttosto che un aumento di resistenza.

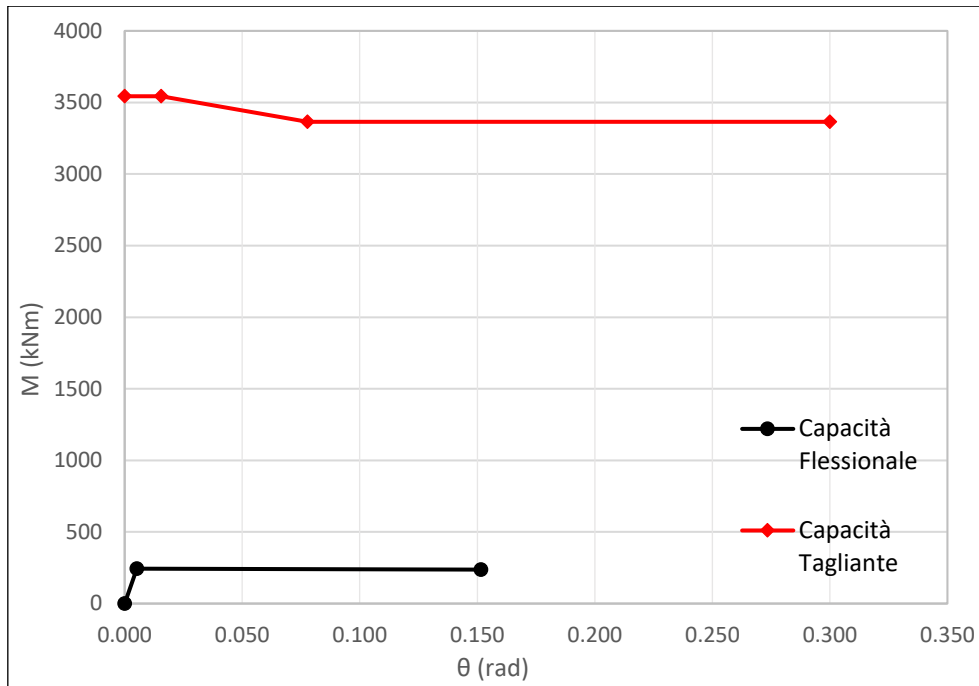
4.3.2.2 – Capacità tagliante

Valutata la capacità flessionale per il pilastro A1 rinforzato con Fiber Reinforced Polymers è stata valutata la capacità tagliante dello stesso pilastro, con le modalità proposte per l'edificio esistente al paragrafo 3.1.2.2. I risultati ottenuti in termini di momento nel pilastro associato alla crisi dello stesso per taglio sono i seguenti.

$$M_{p,max} = V_{p,max} * L_V = 2286,1 * 1,55 = 3543,5 \text{ kN} * \text{m}$$

$$M_{p,min} = V_{p,min} * L_V = 2171 * 1,55 = 3365,0 \text{ kN} * \text{m}$$

La capacità flessionale e tagliante del pilastro A1 rinforzato vengono riportate nel seguente grafico per stabilire quale meccanismo sia responsabile della crisi dell'elemento. Non verificandosi alcuna intersezione tra la capacità flessionale e la capacità tagliante il pilastro sviluppa in questo caso una crisi per flessione prima che avvenga la crisi dello stesso per taglio.



35 - Capacità flessionale e tagliante del pilastro A1 rinforzato con Fiber Reinforced Polymers

La procedura eseguita per la determinazione delle capacità del pilastro A1 rinforzato con Fiber Reinforced Polymers è stata ripetuta per tutti gli altri pilastri rinforzati ed ha fornito i risultati riportati nella tabella seguente.

Pilastro	Sez.	Segno soll.	My [kN*m]	θ_y [rad]	Mu [kN*m]	θ_u [rad]	θ_{bb} [rad]
A1	Up	+	243,6	0,0052	237,8	0,1515	0,0720
	Low	-	243,6	0,0052	237,8	0,1515	0,0720
A2	Up	+	334,6	0,0057	286,2	0,0912	0,0567
	Low	-	334,6	0,0057	286,2	0,0912	0,0567
A3	Up	+	337,7	0,0057	287,1	0,0899	0,0561
	Low	-	337,7	0,0057	287,1	0,0899	0,0561
A4	Up	+	337,7	0,0057	287,1	0,0899	0,0561
	Low	-	337,7	0,0057	287,1	0,0899	0,0561
A5	Up	+	334,6	0,0057	286,2	0,0912	0,0567
	Low	-	334,6	0,0057	286,2	0,0912	0,0567
A6	Up	+	243,6	0,0052	237,8	0,1515	0,0720
	Low	-	243,6	0,0052	237,8	0,1515	0,0720
A7	Up	+	205,6	0,0056	205,6	0,2066	0,0810
	Low	-	205,6	0,0056	205,6	0,2066	0,0810
A8	Up	+	279,3	0,0061	261,7	0,1280	0,0685
	Low	-	279,3	0,0061	261,7	0,1280	0,0685
A9	Up	+	280,9	0,0061	262,6	0,1268	0,0682
	Low	-	280,9	0,0061	262,6	0,1268	0,0682
A10	Up	+	280,9	0,0061	262,6	0,1268	0,0682
	Low	-	280,9	0,0061	262,6	0,1268	0,0682
A11	Up	+	279,3	0,0061	261,7	0,1280	0,0685
	Low	-	279,3	0,0061	261,7	0,1280	0,0685
A12	Up	+	205,6	0,0056	205,6	0,2066	0,0810
	Low	-	205,6	0,0056	205,6	0,2066	0,0810
C1	Up	+	102,1	0,0079	99,9	0,0713	0,0573
	Low	-	102,1	0,0079	99,9	0,0713	0,0573
B1	Up	+	199,4	0,0056	197,2	0,1745	0,0733
	Low	-	199,4	0,0056	197,2	0,1745	0,0733
B2	Up	+	199,2	0,0056	197,0	0,1748	0,0734
	Low	-	199,2	0,0056	197,0	0,1748	0,0734
B3	Up	+	199,2	0,0056	197,0	0,1748	0,0734
	Low	-	199,2	0,0056	197,0	0,1748	0,0734
B4	Up	+	199,4	0,0056	197,2	0,1745	0,0733
	Low	-	199,4	0,0056	197,2	0,1745	0,0733
C2	Up	+	102,1	0,0079	99,94	0,0713	0,0573
	Low	-	102,1	0,0079	99,94	0,0713	0,0573

Tabella 41 - Capacità pilastri rinforzati con Fiber Reinforced Polymers

Dai risultati riportati in Tabella 41 relativi alla capacità dei pilastri rinforzati mediante la tecnologia del Fiber Reinforced Polymers è possibile notare come la rotazione ultima θ_u venga limitata dalla rotazione θ_{bb} corrispondente al meccanismo di instabilità delle armature longitudinali per tutti i pilastri rinforzati. Nella successiva valutazione della gerarchia delle resistenze e della curva di capacità relativa al telaio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers

verrà quindi considerato come valore di rotazione ultima relativo a tali pilastri quello corrispondente a θ_{bb} .

4.3.3 – Gerarchia delle resistenze

A questo punto, dopo aver ottenuto le capacità degli elementi strutturali rinforzati e conoscendo quelle relative agli elementi mantenuti analoghi al caso dell'edificio esistente, si è proceduto alla determinazione della gerarchia delle resistenze per l'edificio rinforzato con Concrete Jacketing e per l'edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers. Come anticipato al paragrafo 4.3 infatti, le curve di capacità considerate rappresentative del comportamento strutturale dei due edifici rinforzati sono quelle associate al meccanismo Mixed-Sway, che è regolato in ogni sub-assemblaggio del telaio dalla gerarchia delle resistenze. Risulta fondamentale ricordare come al meccanismo Mixed-Sway, caratterizzato dalla possibile crisi di diverse tipologie di elementi strutturali, viene in questo caso esclusa la possibilità di crisi dei nodi trave-pilastro con la finalità di confrontare i risultati ottenuti con quelli ricavati mediante la modellazione degli stessi edifici rinforzati nel software di calcolo Midas-GEN e proposta in Sagazio (2021).

Seguendo il procedimento definito al paragrafo 3.2.1. è stata quindi determinata in prima analisi la gerarchia delle resistenze necessaria alla definizione del meccanismo Mixed-Sway per entrambi gli edifici rinforzati. Si riportano nelle tabelle e nelle immagini seguenti i risultati ottenuti.

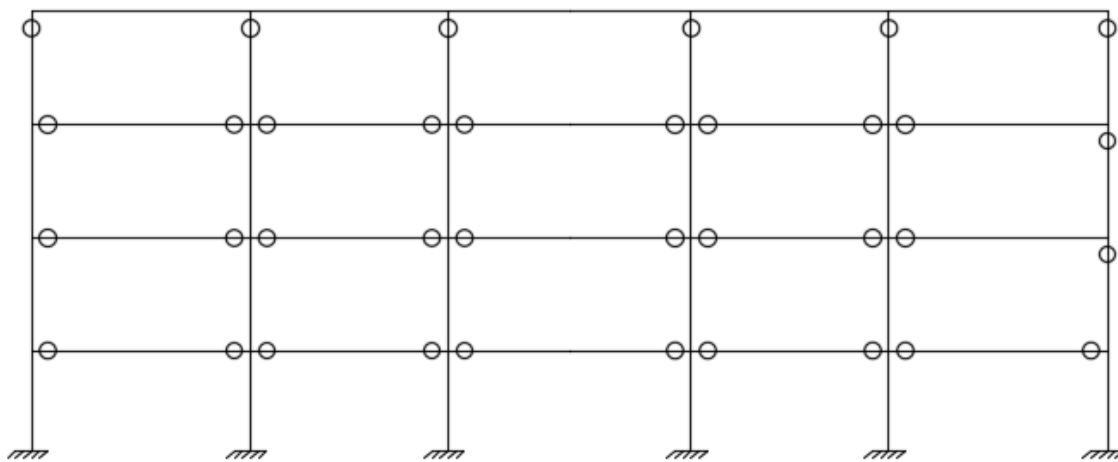
4.3.3.1 – Edificio rinforzato con Concrete Jacketing (C.J.)

L'applicazione della gerarchia per l'edificio rinforzato mediante tecnologia del Concrete Jacketing ha fornito i seguenti risultati.

Piano	Sub-Assemblaggio	Mcol [kN*m]	Meccanismo di rottura
1	1	92,9	Cerniera plastica nella trave
	2	322,3	Cerniera plastica nella trave
	3	322,3	Cerniera plastica nella trave
	4	322,3	Cerniera plastica nella trave
	5	322,3	Cerniera plastica nella trave
	6	229,4	Cerniera plastica nella trave
2	1	94,6	Cerniera plastica nella trave
	2	327,8	Cerniera plastica nella trave
	3	327,8	Cerniera plastica nella trave
	4	327,8	Cerniera plastica nella trave
	5	327,8	Cerniera plastica nella trave
	6	225,9	Cerniera plastica nel pilastro
3	1	94,6	Cerniera plastica nella trave
	2	327,8	Cerniera plastica nella trave
	3	327,8	Cerniera plastica nella trave
	4	327,8	Cerniera plastica nella trave
	5	327,8	Cerniera plastica nella trave
	6	108,9	Cerniera plastica nel pilastro
4	1	69,1	Cerniera plastica nel pilastro
	2	133,0	Cerniera plastica nel pilastro
	3	132,6	Cerniera plastica nel pilastro
	4	138,7	Cerniera plastica nel pilastro
	5	139,3	Cerniera plastica nel pilastro
	6	79,2	Cerniera plastica nel pilastro

Tabella 42 - Gerarchia delle resistenze per l'edificio rinforzato con Concrete Jacketing

Di seguito viene fornita la rappresentazione grafica della gerarchia delle resistenze ricavata.



○ Cerniera plastica trave/pilastro

36 - Gerarchia delle resistenze per l'edificio rinforzato con Concrete Jacketing

Dall'analisi dei risultati relativi alla gerarchia delle resistenze per l'edificio rinforzato con Concrete Jacketing è possibile notare come il rinforzo adoperato nei pilastri interni dei primi tre piani dell'edificio eviti la possibile formazione delle cerniere plastiche in tali elementi, spostando la crisi all'elemento trave di ciascun sub-assemblaggio. Nei pilastri dove tale tecnica di rinforzo non è stata adottata, cioè per tutti quelli appartenenti all'ultimo piano dell'edificio, la formazione della cerniera plastica si è mantenuta in tali elementi. Questo risultato evidenzia una tendenza dei pilastri rinforzati con Concrete Jacketing a migliorare notevolmente il comportamento strutturale in termini di resistenza alle sollecitazioni flessionali.

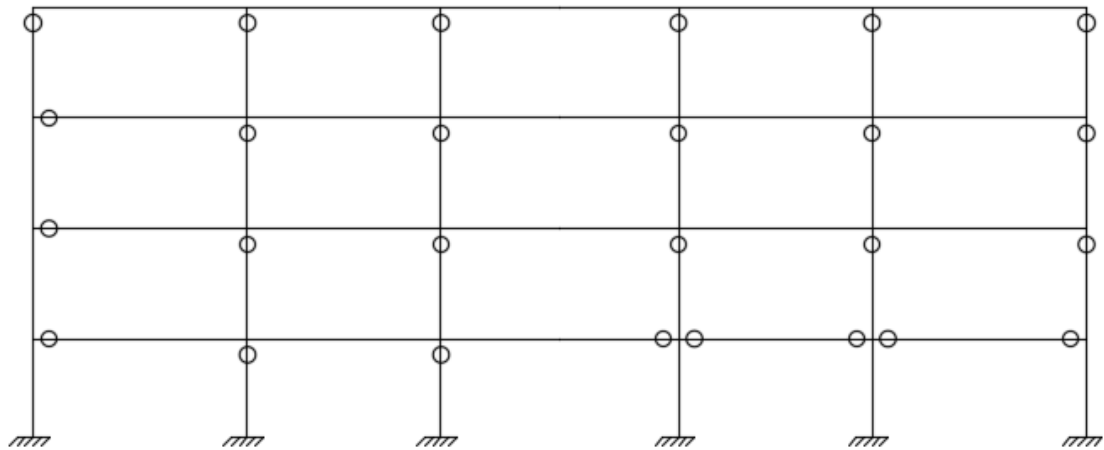
4.3.3.2 – Edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers (F.R.P.)

L'applicazione della gerarchia per l'edificio rinforzato mediante la tecnologia del Fiber Reinforced Polymers ha fornito i seguenti risultati.

Piano	Sub-Assemblaggio	Mcol [kN*m]	Meccanismo di rottura
1	1	92,9	Cerniera plastica nella trave
	2	307,8	Cerniera plastica nel pilastro
	3	310,3	Cerniera plastica nel pilastro
	4	322,3	Cerniera plastica nella trave
	5	322,3	Cerniera plastica nella trave
	6	229,4	Cerniera plastica nella trave
2	1	94,6	Cerniera plastica nella trave
	2	261,6	Cerniera plastica nel pilastro
	3	262,9	Cerniera plastica nel pilastro
	4	300,8	Cerniera plastica nel pilastro
	5	299,1	Cerniera plastica nel pilastro
	6	225,9	Cerniera plastica nel pilastro
3	1	94,6	Cerniera plastica nella trave
	2	190,4	Cerniera plastica nel pilastro
	3	190,2	Cerniera plastica nel pilastro
	4	208,6	Cerniera plastica nel pilastro
	5	208,9	Cerniera plastica nel pilastro
	6	108,9	Cerniera plastica nel pilastro
4	1	68,1	Cerniera plastica nel pilastro
	2	133,0	Cerniera plastica nel pilastro
	3	132,5	Cerniera plastica nel pilastro
	4	138,7	Cerniera plastica nel pilastro
	5	139,3	Cerniera plastica nel pilastro
	6	79,2	Cerniera plastica nel pilastro

Tabella 43 - Gerarchia delle resistenze per l'edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers

Di seguito viene fornita la rappresentazione grafica della gerarchia delle resistenze ricavata.



○ Cerniera plastica trave/pilastro

37 - Gerarchia delle resistenze per l'edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers

Dall'analisi dei risultati relativi alla gerarchia delle resistenze per l'edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers è possibile notare come la tendenza rilevata in precedenza nel caso dell'edificio rinforzato con Concrete Jacketing non risulti in questo caso particolarmente evidente: nonostante il rinforzo applicato ai pilastri dei primi tre piani infatti le cerniere plastiche continuano a manifestarsi in alcuni sub-assemblaggi nei pilastri ed in altri nelle travi. Tale comportamento tuttavia può essere ricondotto alle caratteristiche della tipologia di rinforzo adottata in questo caso (F.R.P.) rispetto al caso precedente (C.J.), per le quali risulta meno evidente un miglioramento di comportamento degli elementi rinforzati in termini di resistenza alle sollecitazioni flessionali mentre risulta più spiccato un miglioramento di comportamento nei riguardi delle sollecitazioni taglienti e soprattutto in termini di duttilità (come mostrato in Tabella 41 dai valori di rotazione ultima).

Da tali risultati è possibile concludere come un rinforzo dei pilastri mediante tecnologia del Concrete Jacketing sia consigliabile nel caso in cui si voglia migliorare la performance dell'elemento strutturale in termini di resistenza a flessione, mentre un rinforzo mediante Fiber Reinforced Polymers sia preferibile nel caso in cui si voglia aumentare la duttilità dell'elemento strutturale rinforzato.

4.3.4 – Curve di capacità

Dopo aver determinato la gerarchia delle resistenze per entrambi gli edifici rinforzati, si è proceduto alla determinazione delle rispettive curve di capacità. Come anticipato al paragrafo 4.3 le curve di capacità considerate rappresentative del comportamento strutturale dei due edifici rinforzati sono quelle associate al meccanismo Mixed-Sway, che è regolato in ogni sub-assemblaggio del telaio tipico dalla gerarchia delle resistenze ricavata al 4.3.3.1 e 4.3.3.2 rispettivamente per l'edificio rinforzato con Concrete Jacketing e con Fiber Reinforced Polymers.

Seguendo il procedimento definito al paragrafo 3.2.2.4 per l'analisi del meccanismo Mixed-Sway (nodi trave-pilastro esclusi) per l'edificio esistente sono state ricavate le curve di capacità relative agli edifici rinforzati e riportate di seguito.

4.3.4.1 – Edificio rinforzato con Concrete Jacketing (C.J.)

Il calcolo del momento di ribaltamento $OTM_{C.J.}$ per il meccanismo Mixed-Sway relativo al telaio tipico rinforzato con la tecnologia del Concrete Jacketing ha fornito il seguente risultato.

$$\begin{aligned} OTM_{C.J.} &= \sum_i M_{col,i} + \left(\sum_n V_{end,beam,n} \right) * L = 2628,5 + (216,5) * 33,2 = \\ &= 9815,8 \text{ kN} * m \end{aligned}$$

dove:

$\sum_i M_{col,i} = 2628,5 \text{ kN} * m$, rappresenta la sommatoria delle capacità flessionali delle colonne di base calcolate considerando la variazione di carico assiale positiva o negativa a seconda del verso di applicazione dell'azione sismica. I valori per ciascuna colonna vengono ricavati direttamente dalla Tabella 27.

$\sum_n V_{end,beam,n} = \frac{M_{b,dx} + M_{b,sx}}{L_b} = 216,5 \text{ kN}$, rappresenta la sommatoria dei tagli di trave per ciascun piano del telaio tipico espressi come rapporto tra la somma dei momenti di colonna (corrispondenti alla crisi dell'elemento individuato mediante la gerarchia delle resistenze con esclusione dei nodi trave-pilastro) valutati in corrispondenza della massima capacità flessionale e la lunghezza della trave considerata.

$L = 33,2 \text{ m}$, rappresenta la lunghezza orizzontale del telaio tipico analizzato.

Dopo aver valutato il momento di ribaltamento $OTM_{C.J.}$ dovuto al meccanismo Mixed-Sway considerato è possibile ricavare il taglio alla base come rapporto fra il momento di ribaltamento $OTM_{C.J.}$ e l'altezza effettiva del telaio H_{eff} .

$$V_{b,C.J.} = \frac{OTM_{C.J.}}{H_{eff}} = \frac{9815,8}{9,067} = 1082,6 \text{ kN}$$

dove:

$V_{b,C.J.} = 1082,6 \text{ kN}$, rappresenta il taglio alla base dovuto al meccanismo Mixed-Sway (C.J.).

$OTM_{C.J.} = 9815,8 \text{ kN} * m$, rappresenta il momento di ribaltamento.

$H_{eff} = \frac{2}{3} * H = \frac{2}{3} * 13,6 = 9,067 \text{ m}$, rappresenta la quota effettiva alla quale si immagina applicata la forza sismica F calcolata mediante l'espressione proposta nelle NZSEE/MBIE (2006).

Una volta determinato il taglio alla base $V_{b,C.J.}$, con la finalità di rappresentare la curva di capacità relativa al meccanismo considerato, è necessario determinare lo spostamento del telaio nei punti significativi del comportamento non lineare. Tali spostamenti vengono valutati secondo la seguente modalità (Del Vecchio et al.,2017):

$$\Delta_y = \min(\theta_y) * H_{eff} = 0,0038 * 9,067 = 0,034 \text{ m}$$

$$\Delta_u = \min(\theta_u) * H_{eff} = 0,0116 * 9,067 = 0,105 \text{ m}$$

dove:

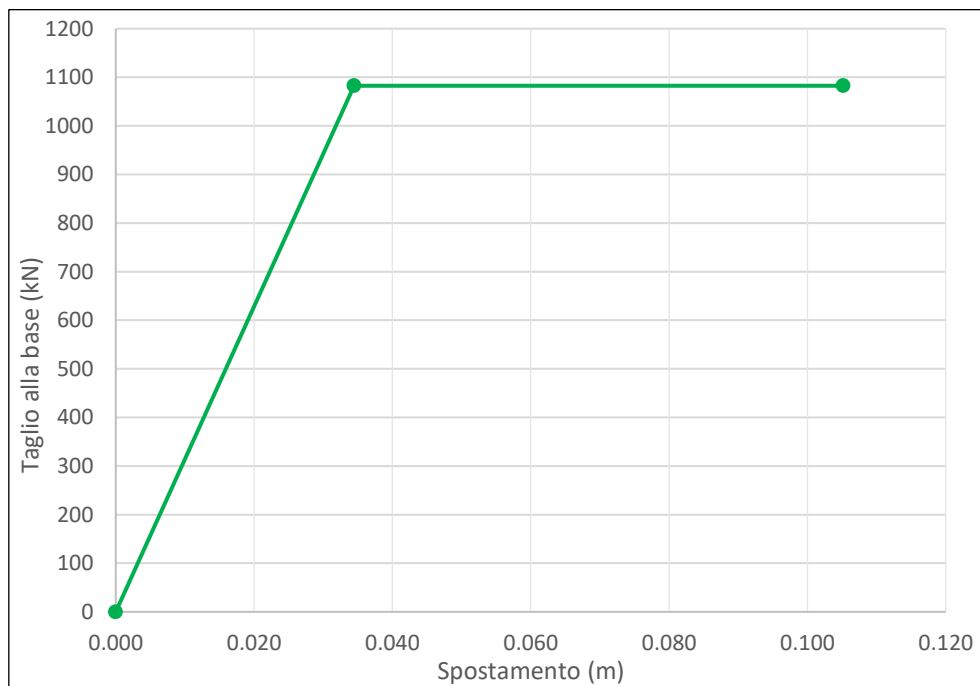
$\min(\theta_y)$ e $\min(\theta_u)$ rappresentano il minimo valore della rotazione al punto di snervamento e al punto ultimo ricavati fra tutti gli elementi che partecipano al meccanismo, in questo caso le travi e i pilastri del telaio tipico. Dal punto di vista concettuale tale scelta indica come la curva di capacità venga, in maniera conservativa, rappresentata sulla base degli spostamenti relativi al primo elemento partecipante al meccanismo che raggiunge rispettivamente lo snervamento o il punto ultimo.

I risultati ottenuti per il meccanismo Mixed-Sway (C.J.) vengono riportati nella tabella seguente.

Meccanismo Mixed-Sway (C.J.)			
$V_{b,C.J.} [kN]$	$\Delta_y [m]$	$V_{b,C.J.} [kN]$	$\Delta_u [m]$
1082,6	0,034	1082,6	0,105

Tabella 44 - Taglio alla base e spostamenti per il meccanismo Mixed-Sway (C.J.)

La curva di capacità ottenuta per il meccanismo Mixed-Sway (C.J.) viene rappresentata nel grafico seguente.



38 - Curva di capacità per il meccanismo Mixed-Sway (C.J.)

4.3.4.2 – Edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers (F.R.P.)

Il calcolo del momento di ribaltamento $OTM_{F.R.P.}$ per il meccanismo Mixed-Sway relativo al telaio tipico rinforzato con la tecnologia delle Fiber Reinforced Polymers ha fornito il seguente risultato.

$$\begin{aligned}
 OTM_{F.R.P.} &= \sum_i M_{col,i} + \left(\sum_n V_{end,beam,n} \right) * L = 1841,2 + (184,2) * 33,2 = \\
 &= 7955,8 \text{ kN} * \text{m}
 \end{aligned}$$

dove:

$\sum_i M_{col,i} = 1841,2 \text{ kN} * m$, rappresenta la sommatoria delle capacità flessionali delle colonne di base calcolate considerando la variazione di carico assiale positiva o negativa a seconda del verso di applicazione dell'azione sismica. I valori per ciascuna colonna vengono ricavati direttamente dalla Tabella 32.

$\sum_n V_{end,beam,n} = \frac{M_{b,dx} + M_{b,sx}}{L_b} = 184,2 \text{ kN}$, rappresenta la sommatoria dei tagli di trave per ciascun piano del telaio tipico espressi come rapporto tra la somma dei momenti di colonna (corrispondenti alla crisi dell'elemento individuato mediante la gerarchia delle resistenze con esclusione dei nodi trave-pilastro) valutati in corrispondenza della massima capacità flessionale e la lunghezza della trave considerata.

$L = 33,2 \text{ m}$, rappresenta la lunghezza orizzontale del telaio tipico analizzato.

Dopo aver valutato il momento di ribaltamento $OTM_{F.R.P.}$ dovuto al meccanismo Mixed-Sway considerato è possibile ricavare il taglio alla base come rapporto fra il momento di ribaltamento $OTM_{F.R.P.}$ e l'altezza effettiva del telaio H_{eff} .

$$V_{b,F.R.P.} = \frac{OTM_{F.R.P.}}{H_{eff}} = \frac{7955,8}{9,067} = 877,5 \text{ kN}$$

dove:

$V_{b,F.R.P.} = 877,5 \text{ kN}$, rappresenta il taglio alla base dovuto al meccanismo Mixed-Sway (F.R.P.).

$OTM_{F.R.P.} = 7955,8 \text{ kN} * m$, rappresenta il momento di ribaltamento.

$H_{eff} = \frac{2}{3} * H = \frac{2}{3} * 13,6 = 9,067 \text{ m}$, rappresenta la quota effettiva alla quale si immagina applicata la forza sismica F calcolata mediante l'espressione proposta nelle NZSEE/MBIE (2006).

Una volta determinato il taglio alla base $V_{b,F.R.P.}$, con la finalità di rappresentare la curva di capacità relativa al meccanismo considerato, è necessario determinare lo spostamento del telaio nei punti significativi del comportamento non lineare. Tali spostamenti vengono valutati secondo la seguente modalità (Del Vecchio et al.,2017):

$$\Delta_y = \min(\theta_y) * H_{eff} = 0,0042 * 9,067 = 0,038 \text{ m}$$

$$\Delta_u = \min(\theta_u) * H_{eff} = 0,0164 * 9,067 = 0,149 \text{ m}$$

dove:

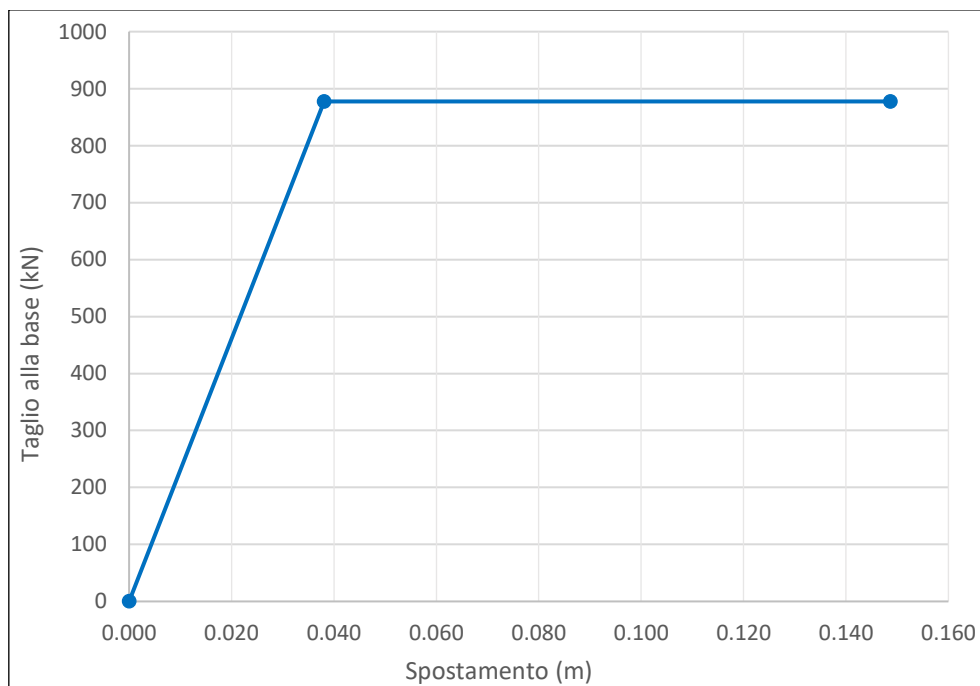
$\min(\theta_y)$ e $\min(\theta_u)$ rappresentano il minimo valore della rotazione al punto di snervamento e al punto ultimo ricavati fra tutti gli elementi che partecipano al meccanismo, in questo caso le travi e i pilastri del telaio tipico. Dal punto di vista concettuale tale scelta indica come la curva di capacità venga, in maniera conservativa, rappresentata sulla base degli spostamenti relativi al primo elemento partecipante al meccanismo che raggiunge rispettivamente lo snervamento o il punto ultimo.

I risultati ottenuti per il meccanismo Mixed-Sway (F.R.P.) vengono riportati nella tabella seguente.

Meccanismo Mixed-Sway (F.R.P.)			
$V_{b,F.R.P.} [kN]$	$\Delta_y [m]$	$V_{b,F.R.P.} [kN]$	$\Delta_u [m]$
877,5	0,038	877,5	0,149

Tabella 45 - Taglio alla base e spostamenti per il meccanismo Mixed-Sway (F.R.P.)

La curva di capacità ottenuta per il meccanismo Mixed-Sway (F.R.P.) viene rappresentata nel grafico seguente.

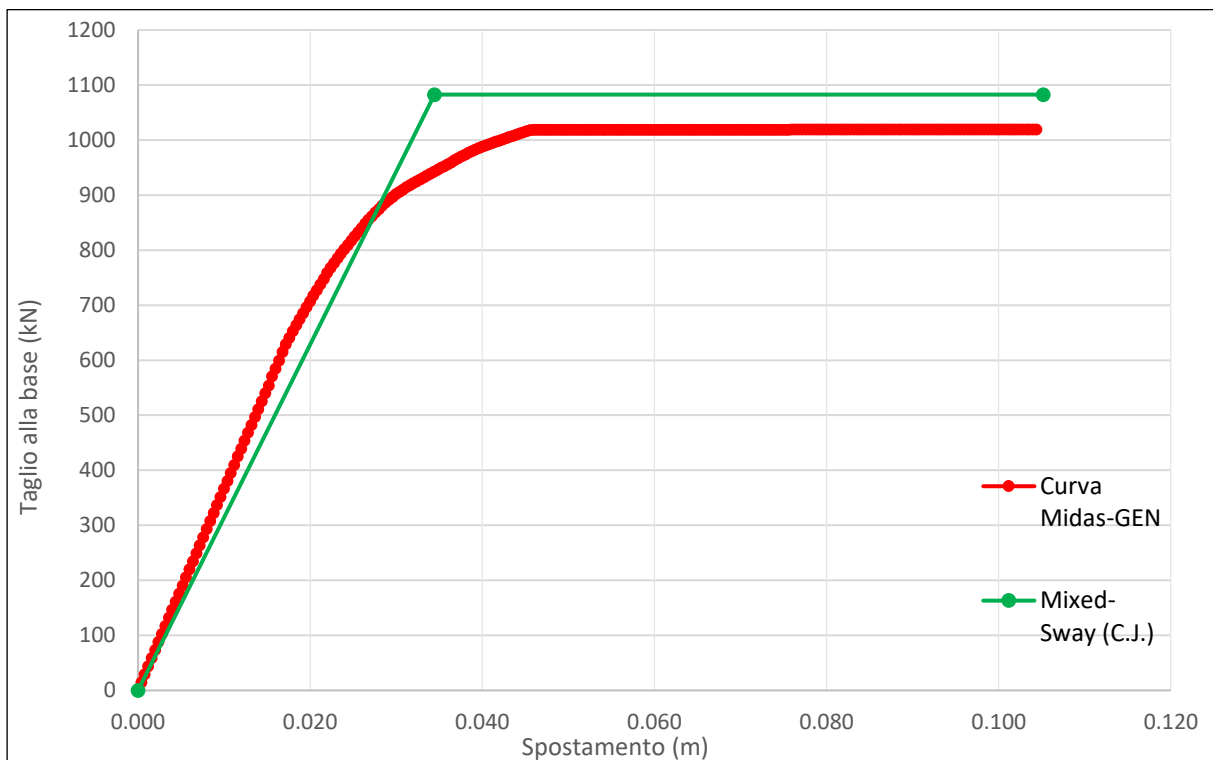


39 - Curva di capacità per il meccanismo Mixed-Sway (F.R.P.)

4.4 – Analisi e confronto dei risultati

Nel presente paragrafo viene proposta una serie di confronti fra le curve di capacità ottenute in questo studio e quelle ricavate mediante la modellazione degli edifici rinforzati sul software di calcolo Midas-GEN (Sagazio, 2021).

Relativamente alla curva di capacità dell'edificio rinforzato con Concrete Jacketing si ottengono i risultati mostrati nella figura successiva in termini di taglio alla base e duttilità.



40 - Confronto curva di capacità di capacità metodo SLaMA e Midas-GEN per l'edificio rinforzato con C.J.

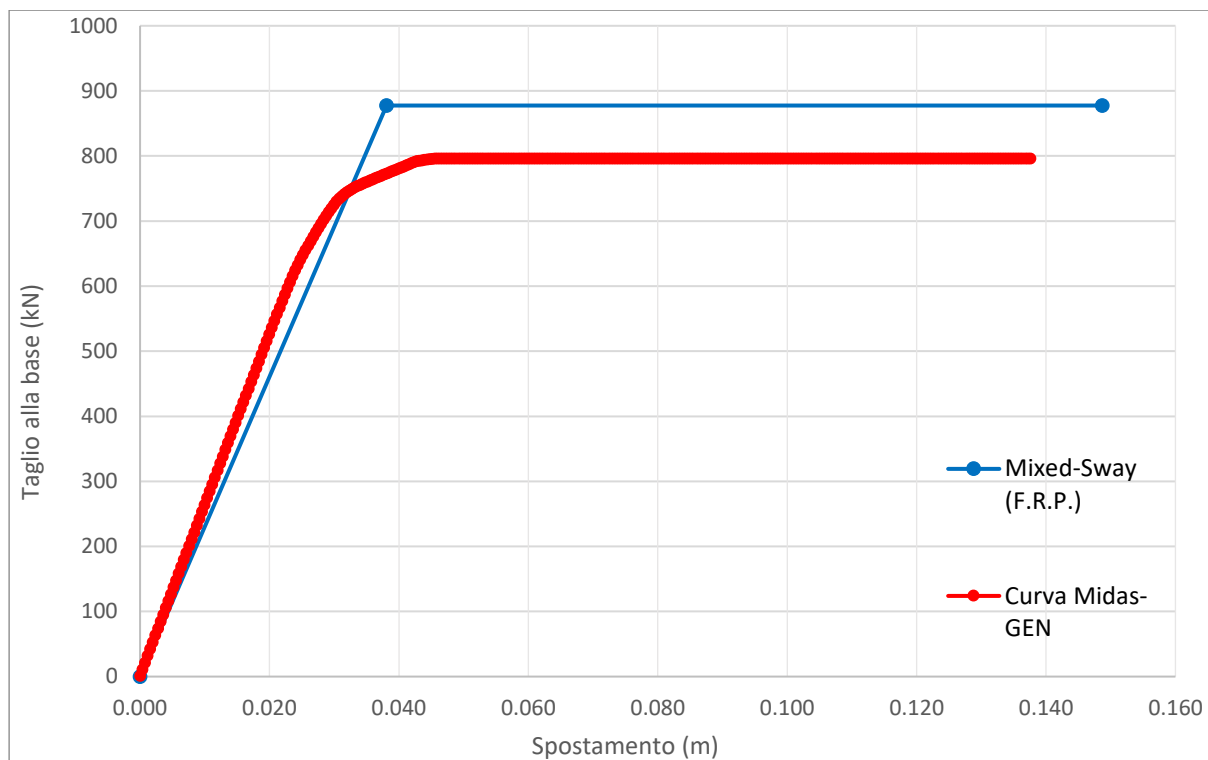
Da un primo confronto grafico fra la curva di capacità ottenuta con metodologia SLaMA e quella ricavata tramite analisi Pushover eseguita con il software di calcolo Midas-GEN è possibile constatare come anche nei riguardi dell'edificio rinforzato il metodo SLaMA fornisca una buona stima della capacità laterale dell'edificio. I valori di taglio alla base massimo e di duttilità vengono confrontati nella tabella seguente e viene riportato anche il valore di differenza percentuale in riferimento al valore esatto (Midas-GEN).

	Metodo SLaMA	Midas-GEN	Differenza [%]
Taglio alla base massimo [kN]	1082,6	1019,2	+6,2
Duttilità μ [/]	3,1	2,4	+29,2

Tabella 46 - Confronto taglio alla base e duttilità metodo SLaMA e Midas-GEN per l'edificio rinforzato con C.J.

Mediante il calcolo della differenza percentuale delle due grandezze è possibile notare come la curva ottenuta tramite la metodologia SLaMA fornisca una stima molto accurata della capacità laterale dell'edificio, con una differenza in termini di taglio alla base massimo che si attesta attorno al 6,2%. La stima in termini di duttilità risulta affetta da una differenza maggiore (29,2%) rispetto a tutti i risultati fin ora ottenuti nel confronto fra i metodi (paragrafo 3.3), e richiede quindi una particolare attenzione: dalla modalità di determinazione degli spostamenti Δ_y e Δ_u per il metodo SLaMA (paragrafo 4.3.4), è possibile osservare come essi dipendano dai valori di rotazione corrispondenti ad un precisato elemento (pilastro A3) e dall'altezza effettiva H_{eff} ipotizzata dal metodo. Avendo utilizzato nella determinazione delle rotazioni degli elementi la medesima relazione utilizzata dal software Midas, la differenza in termini di spostamento non viene imputata alle cerniere plastiche locali del singolo elemento quanto al valore dell'altezza effettiva H_{eff} . L'utilizzo di tale grandezza nel calcolo degli spostamenti riferiti alla metodologia SLaMA rappresenta quindi la maggiore fonte di differenza nell'entità degli stessi fra i due metodi considerati, precisando come i valori di spostamento ricavati dal software Midas vengano ottenuti non mediante un'espressione semplificata, ma come semplici spostamenti di un punto di controllo dell'edificio considerato. In questo caso particolare, il valore di Δ_u risulta coincidente con quello ricavato da Midas, mentre si osserva una differenza del 25,3% sul valore di Δ_y . La differenza in termini di duttilità viene quindi imputata alla differente modalità di valutazione dello spostamento Δ_y tra il metodo SLaMA ed il software di calcolo.

Relativamente all'edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers viene riportato nell'immagine successiva il grafico di confronto fra le curve ottenute mediante metodologia SLaMA e mediante il software di calcolo Midas-GEN.



41 - Confronto curva di capacità di capacità metodo SLaMA e Midas-GEN per l'edificio rinforzato con F.R.P.

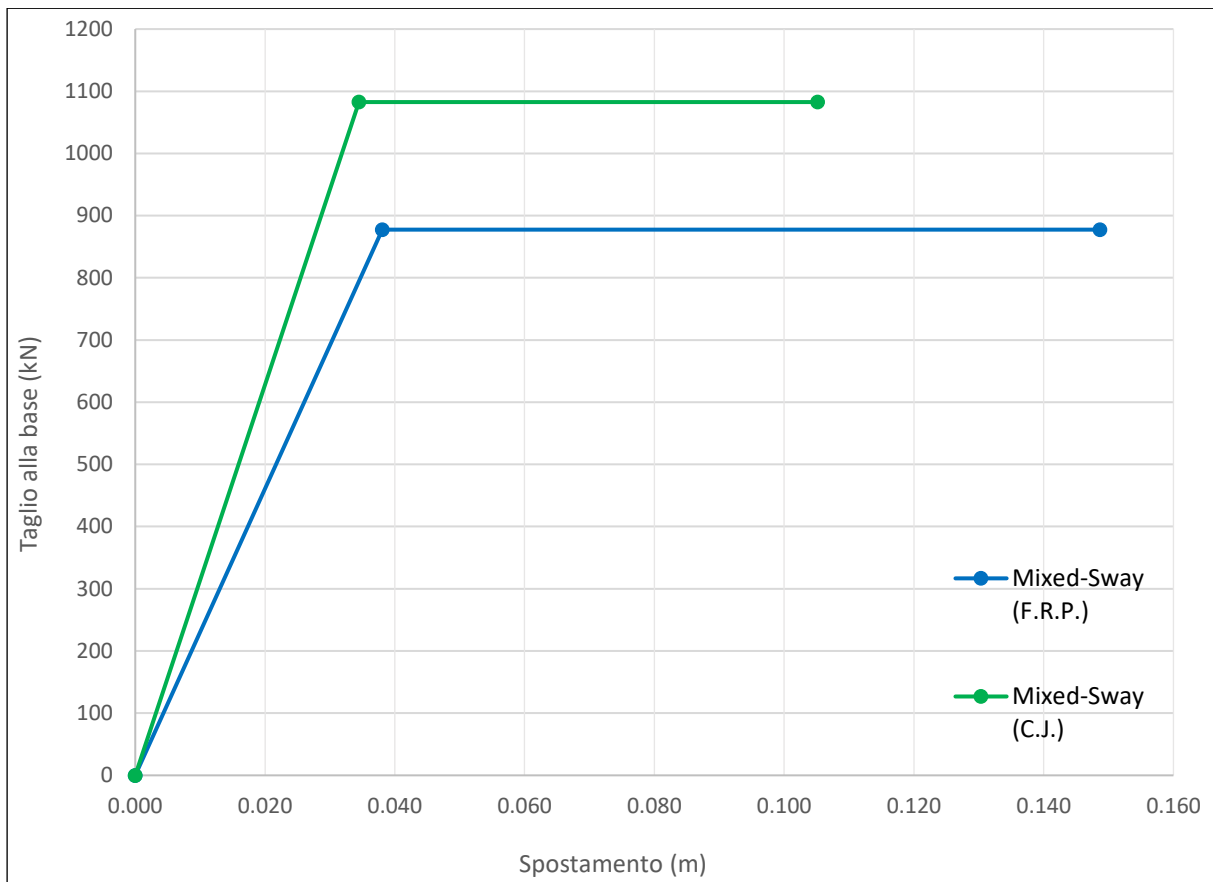
I valori di taglio alla base massimo e di duttilità vengono confrontati nella tabella seguente dove viene riportata anche la differenza percentuale relativa al valore esatto (Midas-GEN).

	Metodo SLaMA	Midas-GEN	Differenza [%]
Taglio alla base massimo [kN]	877,5	795,9	+10,3
Duttilità μ [/]	3,9	4,2	-7,1

Tabella 47 - Confronto taglio alla base e duttilità metodo SLaMA e Midas-GEN per l'edificio rinforzato con F.R.P.

Anche nel caso dell'edificio rinforzato mediante Fiber Reinforced Polymers il metodo SLaMA fornisce una stima piuttosto accurata della forma della curva di capacità e dei valori di taglio alla base massimo e duttilità: in questo caso, tale metodo fornisce una stima del taglio alla base massimo superiore del 10,3% rispetto al software Midas-GEN, mentre fornisce un valore di duttilità inferiore del 7,1%. In questo caso, entrambe le differenze si mantengono piuttosto contenute e risultano comunque imputabili alle medesime considerazioni introdotte nel presente paragrafo in merito alla curva di capacità relativa all'edificio rinforzato con tecnologia del Concrete Jacketing.

Di seguito sono stati svolti alcuni confronti fra le curve relative agli edifici rinforzati entrambe ricavate mediante metodologia SLaMA, con la finalità di evidenziare alcuni risultati notevoli. Si riportano di seguito nel medesimo diagramma, le curve di capacità relative all'edificio rinforzato mediante tecnologia del Concrete Jacketing e Fiber Reinforced Polymers.



42 - Curve di capacità metodo SLaMA per gli edifici rinforzati con C.J. e F.R.P.

I risultati ottenuti in termine di taglio alla base massimo e duttilità vengono riportati nella tabella seguente insieme alla differenza percentuale relativa al meccanismo Mixed-Sway (F.R.P.)

	Mixed-Sway (C.J.)	Mixed-Sway (F.R.P.)	Differenza [%]
Taglio alla base massimo [kN]	1082,6	877,5	+23,4
Duttilità μ [/]	3,1	3,9	-25,8

Tabella 48 - Confronto taglio alla base e duttilità metodo SLaMA per l'edificio rinforzato con C.J. e F.R.P.

Dall'analisi delle curve di capacità relative agli edifici rinforzati è possibile notare come la curva di capacità relativa all'edificio rinforzato mediante la tecnologia del Concrete Jacketing

fornisca una capacità dell'edificio in termini di taglio alla base massimo superiore del 23,4% rispetto al caso dell'edificio rinforzato mediante Fiber Reinforced Polymers, nonostante tale rinforzo sia stato applicato ad un numero inferiore di pilastri (12) rispetto al caso del rinforzo con F.R.P (16). Oltre a ciò, come atteso, è possibile notare come l'edificio rinforzato mediante Concrete Jacketing sviluppi una curva di capacità caratterizzata da una duttilità inferiore del 25,8% rispetto a quella dell'edificio rinforzato mediante Fiber Reinforced Polymers.

In conclusione, i risultati ottenuti per le curve di capacità degli edifici rinforzati risultano giustificati dalle osservazioni proposte al 4.3.3 secondo le quali, la tecnologia di rinforzo del Concrete Jacketing permette di ottenere un maggiore miglioramento dell'edificio in termini di resistenza alle sollecitazioni rispetto all'edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers, mentre la seconda tecnologia di rinforzo risulta maggiormente indicata nel caso in cui sia di interesse migliorare le caratteristiche di duttilità della struttura analizzata. Nei capitoli seguenti viene proposto il confronto tra l'edificio As-Built e i gli edifici rinforzati, sia in termini di capacità, che di perdite economiche sismiche attese.

5 – Calcolo delle perdite economiche attese

In questo capitolo viene introdotto il secondo tema affrontato nel presente lavoro di tesi, cioè quello relativo alla valutazione delle perdite economiche sismiche attese per l'edificio in esame. Il calcolo del parametro PAM, cioè della perdita annuale media attesa (anche detto EAL dall'inglese "Expected Annual Loss") viene effettuato per l'edificio oggetto di studio considerando le varie configurazioni analizzate per esso e per le quali è stata determinata la curva di capacità: quella relativa allo stato di fatto (capitolo 2) e quelle relative alle due proposte di rinforzi strutturali (paragrafi 4.1 e 4.2).

Come anticipato nell'Introduzione del presente lavoro di tesi, il calcolo delle perdite economiche attese viene affrontato mediante la metodologia proposta come Sisma Bonus Italiano, ed in particolare attraverso il metodo convenzionale introdotto nella Normativa italiana (D.M. 65 del 07/03/2017) e concettualmente applicabile a qualsiasi tipologia di costruzione. Tale metodo, basato sull'applicazione dei normali metodi di analisi previsti dalle NTC 2018, consente la valutazione della classe di rischio della costruzione sia nello stato di fatto sia nello stato conseguente all'eventuale intervento. Relativamente all'assegnazione della classe di rischio mediante tale metodo, questa viene determinata sulla base del calcolo di due parametri, cioè l'indice di sicurezza IS-V della struttura (denominato anche indice di rischio) e il PAM, cioè la perdita annuale media attesa, che tiene in considerazione le perdite economiche associate ai danni agli elementi strutturali e non e riferite al costo di ricostruzione dell'edificio privo del suo contenuto (D.M. 65 del 07/03/2017). Il parametro PAM, rappresentante l'obiettivo finale del presente capitolo, è l'oggetto del calcolo eseguito nei successivi paragrafi e rappresenta il costo di riparazione dei danni prodotti dagli eventi sismici che si manifestano nel corso della vita della costruzione, ripartito annualmente ed espresso come percentuale del costo di ricostruzione. Esso può essere valutato, così come previsto per l'applicazione del metodo convenzionale, come l'area sottesa alla curva rappresentante le perdite economiche dirette, in funzione della frequenza media annua di superamento (pari all'inverso del periodo medio di ritorno) degli eventi che provocano il raggiungimento di uno stato limite per la struttura. Tale curva, in assenza di dati più precisi, può essere discretizzata mediante una spezzata. Minore sarà l'area sottesa da tale curva, minore sarà la perdita media annua attesa (PAM) (D.M. 65 del 07/03/2017).

Per il calcolo di tale parametro (adimensionale ed espresso in %) è necessario calcolare, facendo riferimento al sito in cui sorge la costruzione in esame, le accelerazioni di picco al suolo per le quali si raggiungono gli stati limite SLO, SLD, SLV ed SLC, utilizzando le usuali verifiche di

sicurezza agli stati limite previste dalle Norme Tecniche per le Costruzioni. La valutazione del PAM relativo alle diverse configurazioni considerate per la struttura in esame, è stata effettuata sulla base delle indicazioni fornite dalla Normativa Italiana, procedendo con i seguenti passi:

- 1) Si effettua l'analisi della struttura e si determinano i valori delle accelerazioni al suolo di capacità, $PGA_C(SL_i)$, che inducono il raggiungimento degli stati limite indicati dalla norma (SLC, SLV, SLD, SLO). E' possibile, in via semplificata, effettuare le verifiche limitatamente allo SLV (stato limite per la salvaguardia della vita) ed allo SLD (stato limite di danno).
- 2) Note le accelerazioni al suolo, PGA_C , che producono il raggiungimento degli stati limite sopra detti, si determinano i corrispondenti periodi di ritorno, T_{rC} , associati ai terremoti che generano tali accelerazioni. In assenza di più specifiche valutazioni, il passaggio dalle PGA_C , ai valori del periodo di ritorno possono essere eseguiti utilizzando la seguente relazione:

$$T_{rC} = T_{rD} * \left(\frac{PGA_C}{PGA_D} \right)^\eta$$

dove:

$$\eta = 1/0,41$$

- 3) Per ciascuno dei periodi sopra individuati, si determina il valore della frequenza media annua di superamento $\lambda = 1/T_{rC}$. E' utile sottolineare che, per il calcolo del tempo di ritorno T_{rC} associato al raggiungimento degli stati limite di esercizio (SLD ed SLO) è necessario assumere il valore minore tra quello ottenuto per tali stati limite e quello valutato per lo stato limite di salvaguardia della vita. Si assume, di fatto, che non si possa raggiungere lo stato limite di salvaguardia della vita senza aver raggiunto gli stati limite di operatività e danno.
- 4) Si definisce Stato Limite di Inizio Danno (SLID), quello a cui è comunque associabile una perdita economica nulla in corrispondenza di un evento sismico e il cui periodo di ritorno è assunto, convenzionalmente, pari a 10 anni, ossia $\lambda = 0,1$
- 5) Si definisce Stato Limite di Ricostruzione (SLR) quello a cui, stante la criticità generale che presenta la costruzione al punto da rendere pressoché impossibile l'esecuzione di un intervento diverso dalla demolizione e ricostruzione, è comunque associabile una perdita economica pari al 100%. Convenzionalmente si assume che tale stato limite si

manifesti in corrispondenza di un evento sismico il cui periodo di ritorno è pari a quello dello Stato Limite dei Collasso (SLC).

- 6) Per ciascuno degli stati limite considerati si associa al corrispondente valore di λ il valore della percentuale di costo di ricostruzione secondo la seguente tabella.

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

Tabella 49 - Percentuale del costo di ricostruzione (CR) associato al raggiungimento di ciascuno stato limite

- 7) Si valuta il PAM (in valore percentuale), ovvero l'area sottesa alla spezzata individuata dalle coppie di punti (λ , CR) per ciascuno dei sopra indicati stati limite, a cui si aggiunge il punto ($\lambda=0$, CR=100%), mediante la seguente espressione:

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

dove:

L'indice "i" rappresenta il generico stato limite (i=5 per lo SLC e i=1 per lo SLID).

Seguendo il procedimento proposto dal decreto, è stata svolta la determinazione del parametro PAM per le tre configurazioni considerate dell'edificio oggetto di studio. Il calcolo dettagliato del PAM per ciascuna configurazione viene effettuato nei paragrafi seguenti.

5.1 – Calcolo delle perdite economiche applicato al caso dell'edificio esistente

Sulla base delle indicazioni fornite dal Decreto Ministeriale per la determinazione del PAM, si è proceduto in prima analisi alla determinazione degli spettri di risposta elastici in termini di accelerazione rappresentanti l'azione sismica agli stati limite SLC, SLV, SLD, SLO e relativi al sito in esame. Gli spettri di risposta sono stati calcolati mediante l'ausilio del software SIMQKE_GR sulla base della conoscenza di latitudine e longitudine del sito, della categoria di sottosuolo, della categoria topografica e della vita di riferimento dell'opera analizzata. Le caratteristiche del sito e gli spettri di risposta elastici ottenuti rappresentati nel piano Accelerazione S_e [g] - Periodo T [s] sono i seguenti.

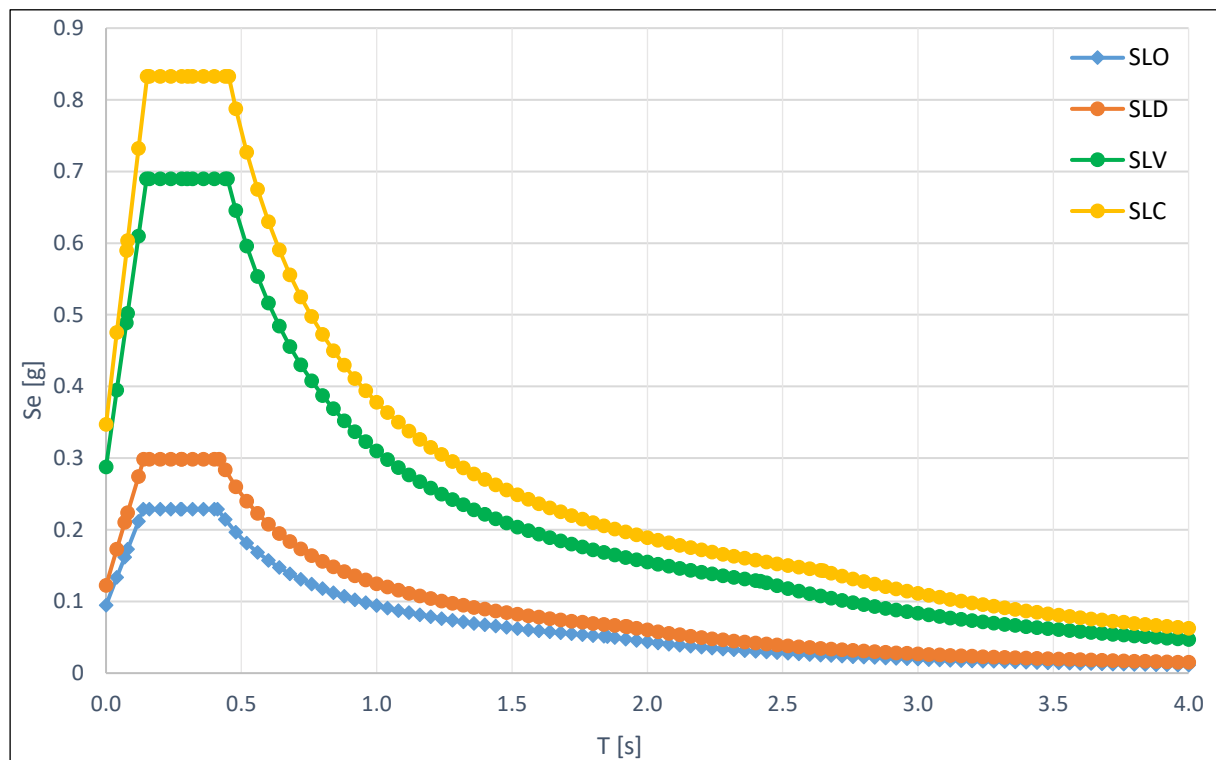
Caratteristiche del sito e dell'edificio:

Latitudine 44.147, Longitudine 10.495.

$V_R=50$ anni

Categoria sottosuolo: C

Categoria topografica: T1



43 - Spettri di risposta per ciascuno Stato Limite nel piano T-Se

Una volta noti gli spettri di risposta elastici in termini di accelerazione per ciascuno Stato Limite e rappresentanti la domanda sismica relativa al sito in esame, si è proceduto operando la trasformazione degli stessi in spettri di risposta elastici in termini di spostamento nel piano accelerazione S_e [g] – Spostamento S_d [m], in cui viene in seguito rappresentata anche la capacità dell'edificio sotto forma di curva di capacità ricavata mediante la metodologia SLaMA (paragrafo 3.2.2). La trasformazione degli spettri di risposta elastici nel piano S_e - S_d (piano ADRS) è stata eseguita sulla base delle indicazioni fornite dalle NTC 2018 (paragrafo 3.2.3.2.3.) mediante la seguente espressione:

$$S_d = \frac{T^2 * S_e * g}{4\pi^2}$$

Dopo aver ottenuto la domanda sismica si è proceduto alla rappresentazione della curva di capacità dell'edificio (Figura 35) operando il passaggio della stessa dal piano Taglio alla base V_b [kN] – Spostamento Δ [m] al piano S_e - S_d , ricavando l'andamento della curva di capacità in termini di Accelerazione-Spostamento. In questa fase si precisa come la curva di capacità considerata rappresentativa del meccanismo di collasso dell'edificio esistente sia quella relativa al meccanismo Mixed-Sway (nodi trave-pilastro esclusi) (paragrafo 3.2.2.4). La trasformazione, eseguita mediante le indicazioni fornite dalle NTC 2018 (Capitolo 7), ha fornito i seguenti risultati.

Punti notevoli della curva di capacità dell'edificio esistente nel piano V_b - Δ :

Meccanismo Mixed-Sway (nodi trave-pilastro esclusi)			
$V_{b,4}$ [kN]	Δ_y [m]	$V_{b,4}$ [kN]	Δ_u [m]
877,5	0,038	877,5	0,062

Tabella 50 - Punti notevoli della curva di capacità dell'edificio esistente nel piano V_b - Δ

$$W_{TOT} = 7786 \text{ kN (Massa totale)}$$

$$W = 0,8 * W_{TOT} = 0,8 * 7786 = 6228,8 \text{ kN (Massa partecipante = 80% Massa totale)}$$

$$S_e = \frac{V_b}{W} = \frac{V_{b,4}}{W} = \frac{877,5}{6228,8} = 0,141 \text{ g}$$

$$S_{d,y} = \Delta_y = 0,038 \text{ m}$$

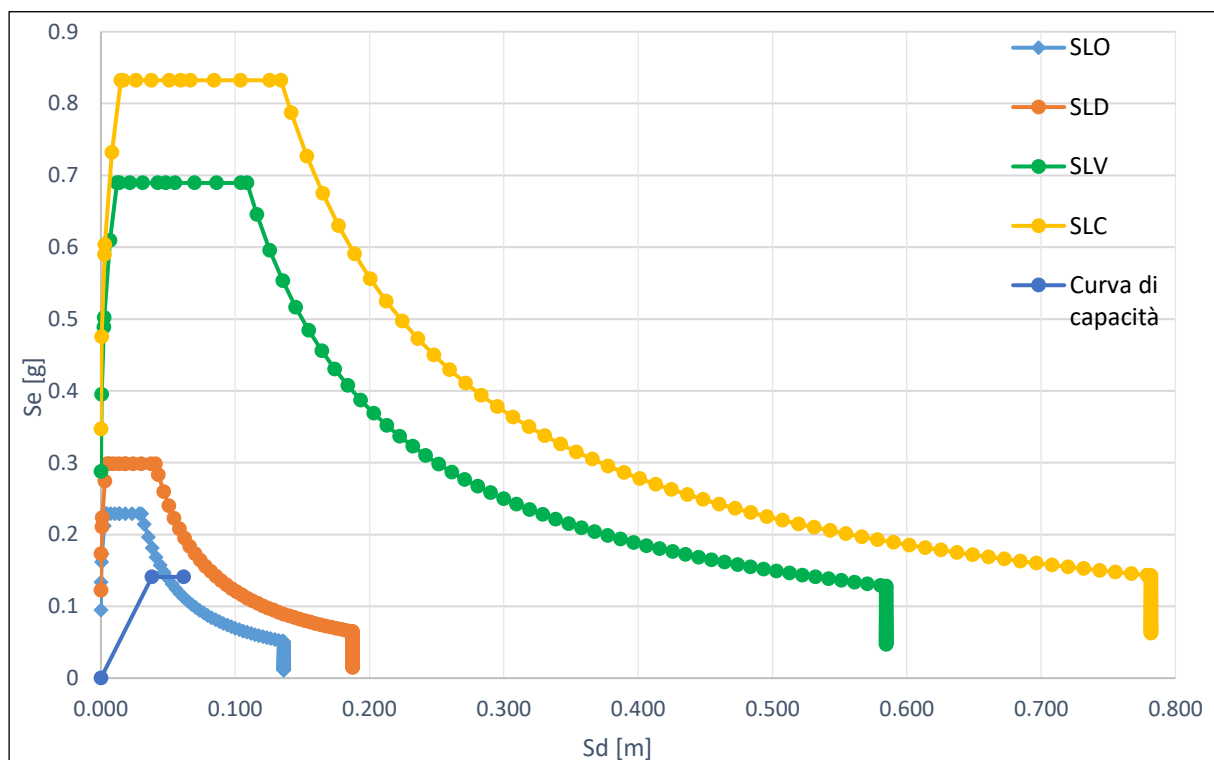
$$S_{d,u} = \Delta_u = 0,062 \text{ m}$$

Punti notevoli della curva di capacità dell'edificio esistente nel piano Se-Sd:

Meccanismo Mixed-Sway (nodi trave-pilastro esclusi)			
$S_e [g]$	$S_{d,y} [m]$	$S_e [g]$	$S_{d,u} [m]$
0,141	0,038	0,141	0,062

Tabella 51 - Punti notevoli della curva di capacità dell'edificio esistente nel piano Se-Sd

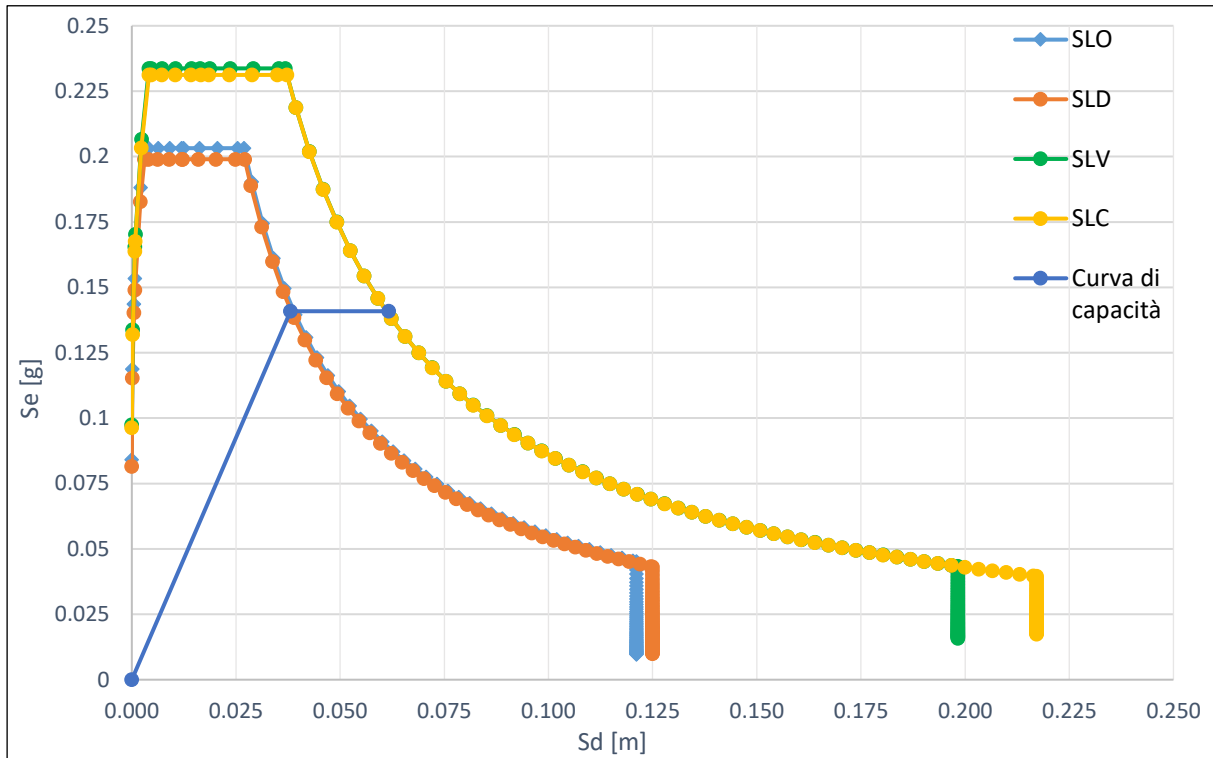
La domanda e la capacità sismica vengono quindi rappresentate nello stesso piano Se-Sd.



44 - Spettri di risposta per ciascuno Stato Limite e curva di capacità dell'edificio esistente nel piano Sd-Se

A questo punto, con la finalità di determinare la performance sismica dell'edificio esistente sulla base della curva di capacità rappresentativa del proprio comportamento non lineare, si è proceduto alla scalatura degli spettri di risposta fino ai punti notevoli della curva di capacità dell'edificio. In particolare tale scalatura è stata eseguita riducendo gli spettri di risposta elastici allo Stato Limite di Esercizio (SLD,SLO) fino al primo punto notevole della curva di capacità dell'edificio, rappresentante lo snervamento del primo elemento strutturale coinvolto nel meccanismo di collasso; e andando a ridurre gli spettri di risposta elastici allo Stato Limite Ultimo (SLC,SLV) fino al secondo punto notevole della curva di capacità dell'edificio, rappresentante la rottura del primo elemento strutturale coinvolto nel meccanismo di collasso.

La scalatura degli spettri di risposta elastici eseguita per l'edificio esistente viene riportata nell'immagine seguente.



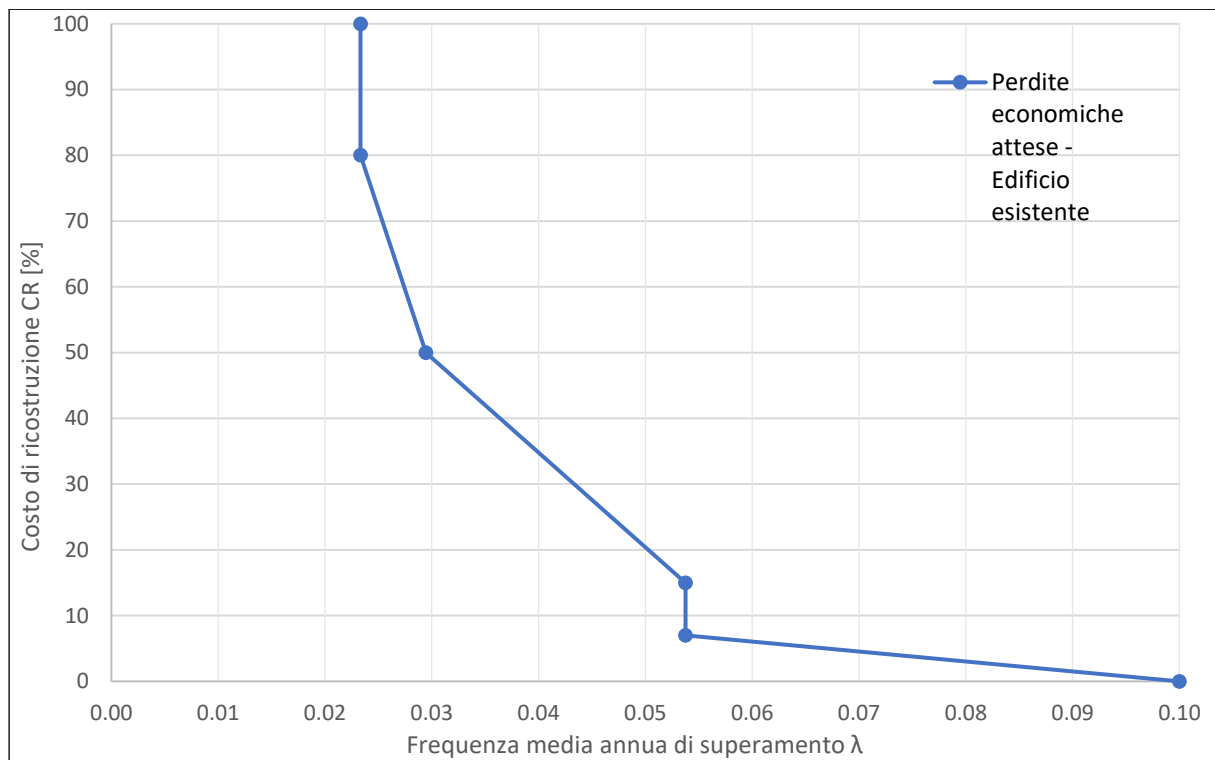
45 - Scalatura degli spettri di risposta elastici fino ai punti notevoli della curva di capacità dell'edificio esistente

Le operazioni fin ora eseguite, finalizzate alla valutazione del PAM dell'edificio esistente, consentono la valutazione del periodo $T_{rC} = T_{rD} * \left(\frac{PGA_C}{PGA_D}\right)^\eta$ e del conseguente valore della frequenza media annua di superamento $\lambda = 1/T_{rC}$ per ciascuno Stato Limite definito dalla Normativa Italiana. I risultati ottenuti, e che consentono il completamento della valutazione del PAM dell'edificio esistente vengono riportati nella tabella seguente.

STATO LIMITE	COSTO DI RICOSTRUZIONE CR [%]	$\frac{PGA_c}{PGA_d}$	T_{RD} [Anni]	T_{RC} [Anni]	λ [1/Anni]
SLR	100	/	/	42,875	0,023
SLC	80	0,278	975	42,875	0,023
SLV	50	0,339	475	33,946	0,029
SLD	15	0,667	50	18,599	0,054
SLO	7	0,667	30	22,509	0,054
SLID	0	/	/	10	0,100

Tabella 52 - Periodi di ritorno e frequenza media annua di superamento per ciascuno Stato Limite per l'edificio esistente

Dalla conoscenza del costo di ricostruzione CR [%] e del corrispondente valore di frequenza media annua di superamento λ , si è proceduto alla rappresentazione del PAM.



46 - PAM per l'edificio esistente

Il calcolo del PAM per l'edificio esistente fornisce il seguente risultato.

$$PAM = \sum_{i=2}^5 [\lambda(SL_i) - \lambda(SL_{i-1})] * \frac{[CR(SL_i) + CR(SL_{i-1})]}{2} + \lambda(SLC) * CR(SLR) = 3,683 \%$$

5.2 – Calcolo delle perdite economiche applicato al caso dell'edificio rinforzato con Concrete Jacketing (C.J.)

Il calcolo del PAM relativo all'edificio rinforzato mediante la tecnologia del Concrete Jacketing ricalca nella totalità il calcolo effettuato nel caso dell'edificio esistente. Per tale motivo vengono di seguito riportati solo i passaggi più importanti del calcolo effettuato, intervallati dai necessari commenti esplicativi.

L'edificio rinforzato con Concrete Jacketing rappresenta una proposta di miglioramento sismico dell'edificio esistente, pertanto le due strutture condividono tutte le caratteristiche relative al sito in esame e alla vita di riferimento dell'opera: di conseguenza, la domanda sismica per ciascuno Stato Limite si manterrà uguale nel passaggio dall'edificio esistente all'edificio rinforzato.

Per quanto riguarda la capacità dell'edificio rinforzato, si fa riferimento alla curva di capacità determinata in precedenza (paragrafo 4.3.4.1): anche in questo caso la curva di capacità considerata è quella riferita al meccanismo Mixed-Sway (nodi trave-pilastro esclusi) e si riportano di seguito i punti notevoli del comportamento non lineare di tale curva di capacità.

Punti notevoli della curva di capacità dell'edificio rinforzato con Concrete Jacketing nel piano Vb-Δ:

Meccanismo Mixed-Sway (C.J.)			
$V_{b,C.J.} [kN]$	$\Delta_y [m]$	$V_{b,C.J.} [kN]$	$\Delta_u [m]$
1082,6	0,034	1082,6	0,105

Tabella 53 - Punti notevoli della curva di capacità dell'edificio rinforzato con Concrete Jacketing nel piano Vb-Δ

$$W_{TOT} = 7786 \text{ kN (Massa totale)}$$

$$W = 0,8 * W_{TOT} = 0,8 * 7786 = 6628,8 \text{ kN (Massa partecipante = 80% Massa totale)}$$

$$S_e = \frac{V_b}{W} = \frac{V_{b,C.J.}}{W} = \frac{1082,6}{6628,8} = 0,174 \text{ g}$$

$$S_{d,y} = \Delta_y = 0,034 \text{ m}$$

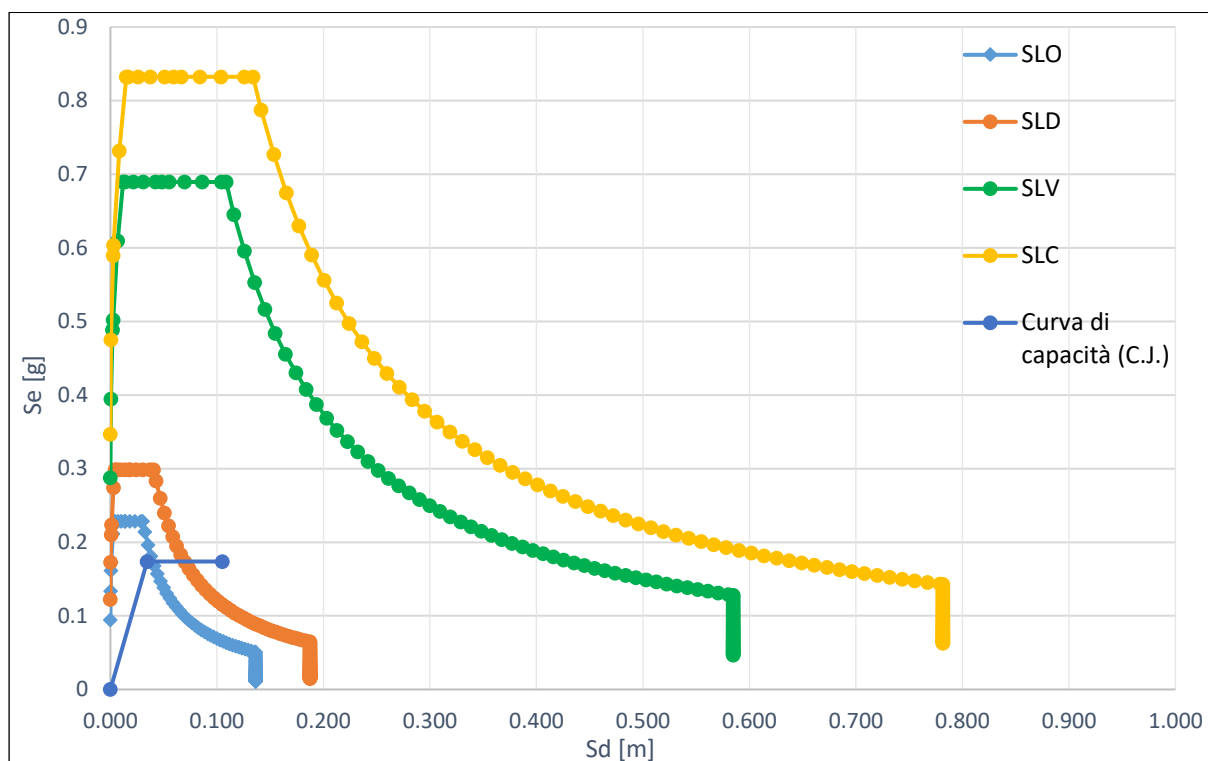
$$S_{d,u} = \Delta_u = 0,105 \text{ m}$$

Punti notevoli della curva di capacità dell'edificio rinforzato con Concrete Jacketing nel piano Se-Sd:

Meccanismo Mixed-Sway (C.J.)			
$S_e [g]$	$S_{d,y} [m]$	$S_e [g]$	$S_{d,u} [m]$
0,174	0,034	0,174	0,105

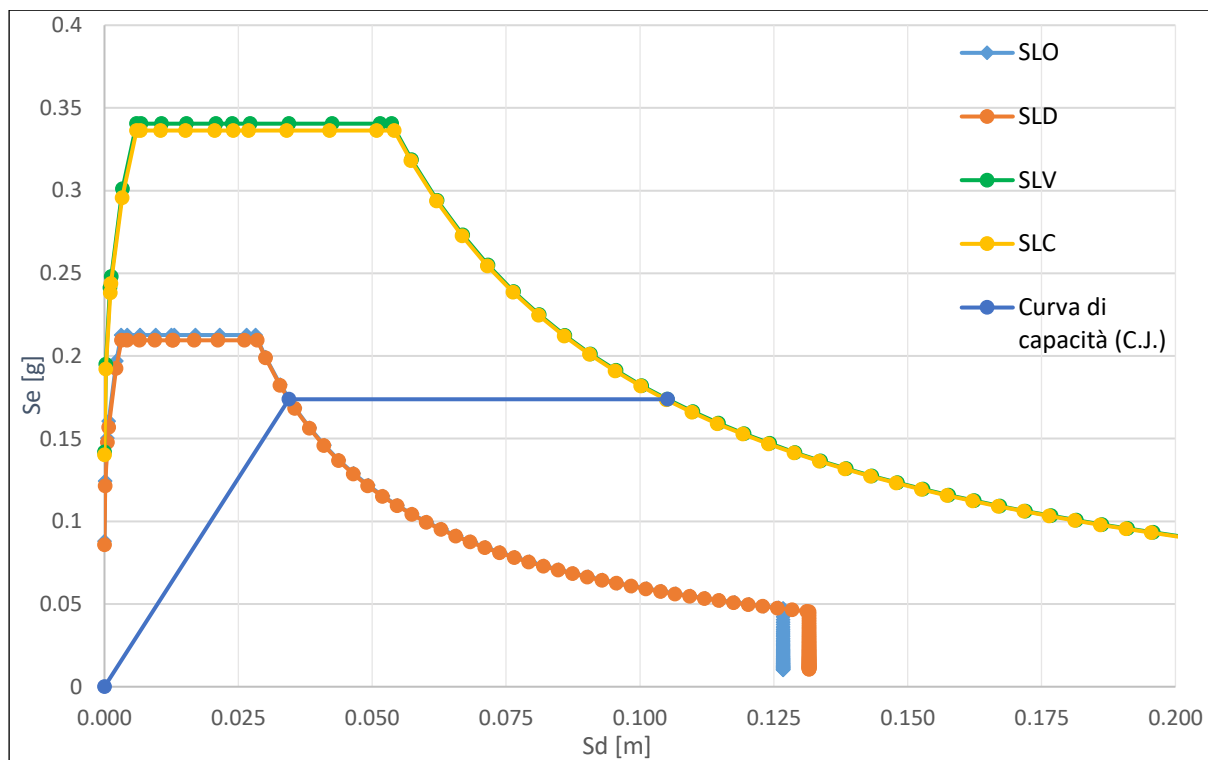
Tabella 54 - Punti notevoli della curva di capacità dell'edificio rinforzato con Concrete Jacketing nel piano Se-Sd

La domanda e la capacità sismica vengono quindi rappresentate nello stesso piano Se-Sd.



47 - Spettri di risposta per ciascuno Stato Limite e curva di capacità dell'edificio rinforzato con Concrete Jacketing nel piano Sd-Se

A questo punto, con la finalità di determinare la performance sismica dell'edificio rinforzato mediante tecnologia del Concrete Jacketing sulla base della curva di capacità rappresentativa del proprio comportamento non lineare, si è proceduto alla scalatura degli spettri di risposta fino ai punti notevoli della curva di capacità dell'edificio. In particolare tale scalatura è stata eseguita riducendo gli spettri di risposta elastici allo Stato Limite di Esercizio (SLD,SLO) fino al primo punto notevole della curva di capacità dell'edificio, rappresentante lo snervamento del primo elemento strutturale coinvolto nel meccanismo di collasso, e andando a ridurre gli spettri di risposta elastici allo Stato Limite Ultimo (SLC,SLV) fino al secondo punto notevole della curva di capacità dell'edificio, rappresentante il collasso del primo elemento strutturale coinvolto nel meccanismo di collasso. La scalatura eseguita degli spettri di risposta elastici eseguita per l'edificio esistente viene riportata nell'immagine seguente.



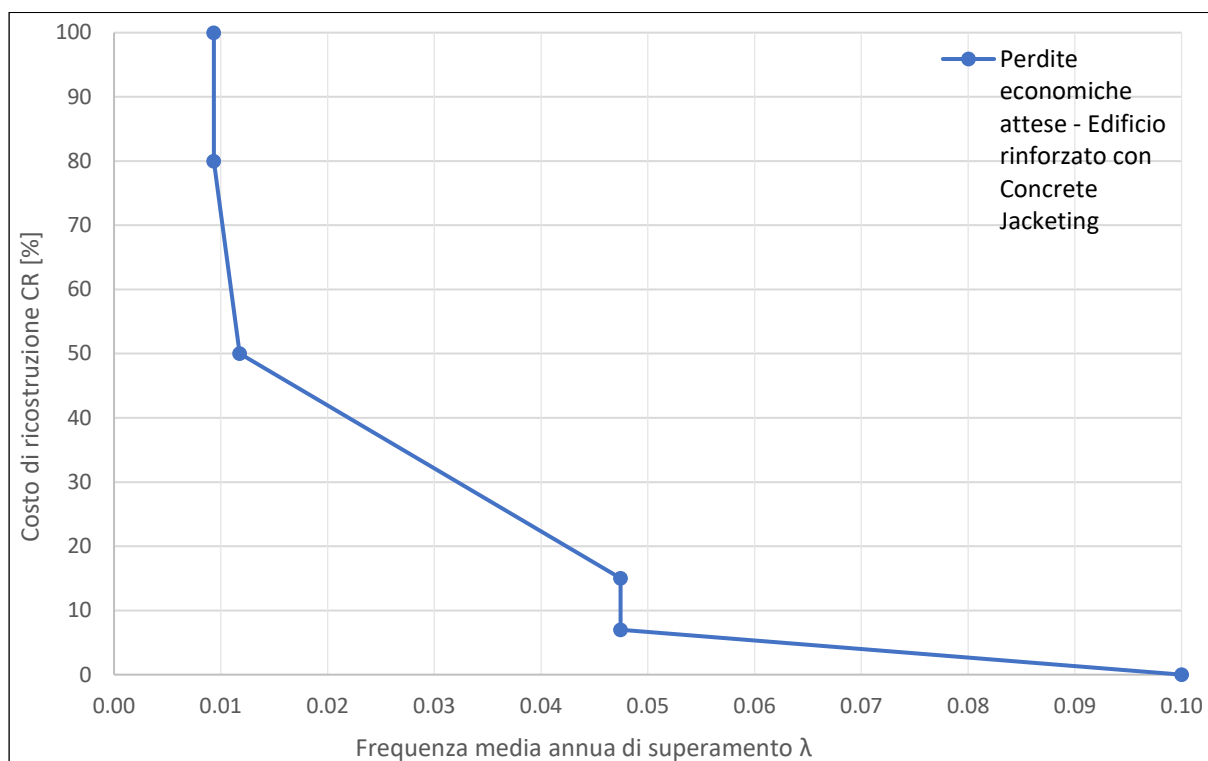
48 - Scalatura degli spettri di risposta elastici fino ai punti notevoli della curva di capacità dell'edificio rinforzato con Concrete Jacketing

Le operazioni fin ora eseguite, finalizzate alla valutazione del PAM dell'edificio esistente, consentono la valutazione del periodo $T_{rc} = T_{rd} * \left(\frac{PGA_c}{PGA_d}\right)^\eta$ e del conseguente valore della frequenza media annua di superamento $\lambda = 1/T_{rc}$ per ciascuno Stato Limite definito dalla Normativa Italiana. I risultati ottenuti, e che consentono il completamento della valutazione del PAM dell'edificio esistente vengono riportati nella tabella seguente.

STATO LIMITE	COSTO DI RICOSTRUZIONE CR [%]	$\frac{PGA_c}{PGA_d}$	T_{RD} [Anni]	T_{RC} [Anni]	λ [1/Anni]
SLR	100	/	/	106,922	0,009
SLC	80	0,404	975	106,922	0,009
SLV	50	0,494	475	84,980	0,012
SLD	15	0,702	50	21,077	0,047
SLO	7	0,702	30	21,077	0,047
SLID	0	/	/	10	0,100

Tabella 55 - Periodi di ritorno e frequenza media annua di superamento per ciascuno Stato Limite

Dalla conoscenza del costo di ricostruzione CR [%] e del corrispondente valore di frequenza media annua di superamento, si è proceduto alla rappresentazione del PAM.



49 - PAM per l'edificio rinforzato con Concrete Jacketing

Il calcolo del PAM per l'edificio esistente fornisce il seguente risultato.

$$PAM = \sum_{i=2}^5 [\lambda(SL_i) - \lambda(SL_{i-1})] * \frac{[CR(SL_i) + CR(SL_{i-1})]}{2} + \lambda(SLC) * CR(SLR) = 2,436 \%$$

5.3 – Calcolo delle perdite economiche applicato al caso dell'edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers (F.R.P.)

Similmente al caso precedente, vengono di seguito riportati solo i passaggi più importanti del calcolo effettuato intervallati dai necessari commenti esplicativi.

L'edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers rappresenta una proposta di miglioramento sismico dell'edificio esistente, pertanto le due strutture condividono tutte le caratteristiche relative al sito in esame e alla vita di riferimento dell'opera: di conseguenza, la domanda sismica

per ciascun Stato Limite si manterrà uguale nel passaggio dall'edificio esistente all'edificio rinforzato.

Per quanto riguarda la capacità dell'edificio rinforzato, si fa riferimento alla curva di capacità determinata in precedenza al paragrafo 4.3.4.2: anche in questo caso la curva di capacità considerata è quella riferita al meccanismo Mixed-Sway (nodi trave-pilastro esclusi) e si riportano di seguito i punti notevoli del comportamento non lineare di tale curva di capacità.

Punti notevoli della curva di capacità dell'edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers nel piano Vb-Δ:

Meccanismo Mixed-Sway (F.R.P.)			
$V_{b,F.R.P.} [kN]$	$\Delta_y [m]$	$V_{b,F.R.P.} [kN]$	$\Delta_u [m]$
877,5	0,038	877,5	0,149

Tabella 56 - Punti notevoli della curva di capacità dell'edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers nel piano Vb-Δ

$$W_{TOT} = 7786 \text{ kN (Massa totale)}$$

$$W = 0,8 * W_{TOT} = 0,8 * 7786 = 6628,8 \text{ kN (Massa partecipante = 80% Massa totale)}$$

$$S_e = \frac{V_b}{W} = \frac{V_{b,F.R.P.}}{W} = \frac{877,5}{6628,8} = 0,141 \text{ g}$$

$$S_{d,y} = \Delta_y = 0,038 \text{ m}$$

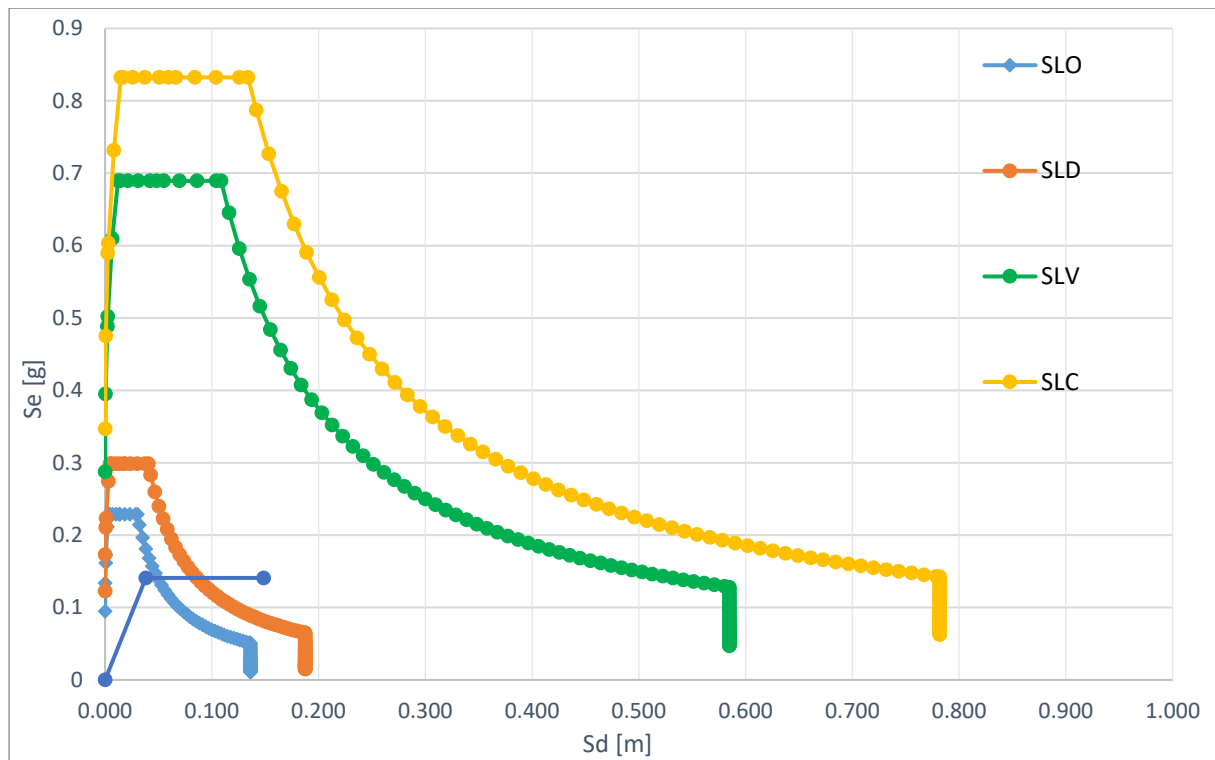
$$S_{d,u} = \Delta_u = 0,149 \text{ m}$$

Punti notevoli della curva di capacità dell'edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers nel piano Se-Sd:

Meccanismo Mixed-Sway (C.J.)			
$S_e [g]$	$S_{d,y} [m]$	$S_e [g]$	$S_{d,u} [m]$
0,141	0,038	0,141	0,149

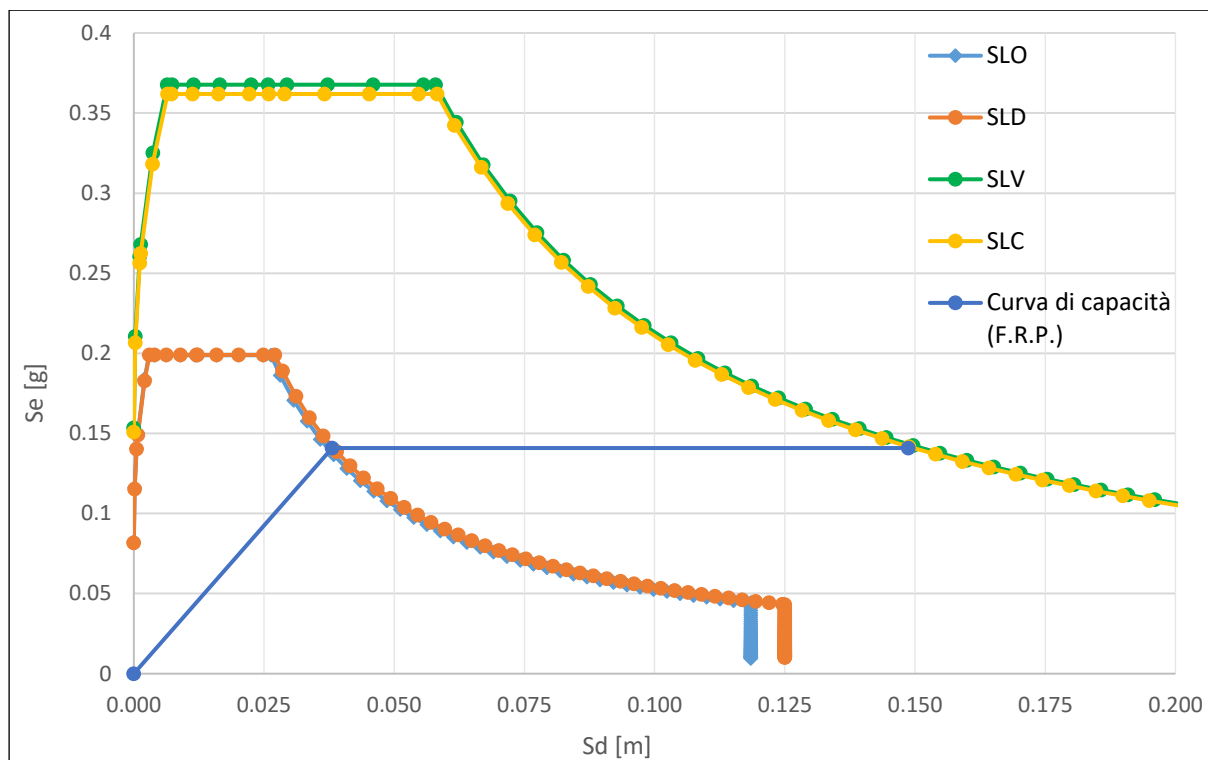
Tabella 57 - Punti notevoli della curva di capacità dell'edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers nel piano Se-Sd

La domanda e la capacità sismica vengono quindi rappresentate nello stesso piano Se-Sd.



50 - Spettri di risposta per ciascuno Stato Limite e curva di capacità dell'edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers nel piano Sd-Se

A questo punto, con la finalità di determinare la performance sismica dell'edificio rinforzato mediante tecnologia del Fiber Reinforced Polymers sulla base della curva di capacità rappresentativa del proprio comportamento non lineare, si è proceduto alla scalatura degli spettri di risposta fino ai punti notevoli della curva di capacità dell'edificio. In particolare, tale scalatura è stata eseguita riducendo gli spettri di risposta elastici allo Stato Limite di Esercizio (SLD,SLO) fino al primo punto notevole della curva di capacità dell'edificio, rappresentante lo snervamento del primo elemento strutturale coinvolto nel meccanismo di collasso, e andando a ridurre gli spettri di risposta elastici allo Stato Limite Ultimo (SLC,SLV) fino al secondo punto notevole della curva di capacità dell'edificio, rappresentante il collasso del primo elemento strutturale coinvolto nel meccanismo di collasso. La scalatura eseguita degli spettri di risposta elastici eseguita per l'edificio esistente viene riportata nell'immagine seguente.



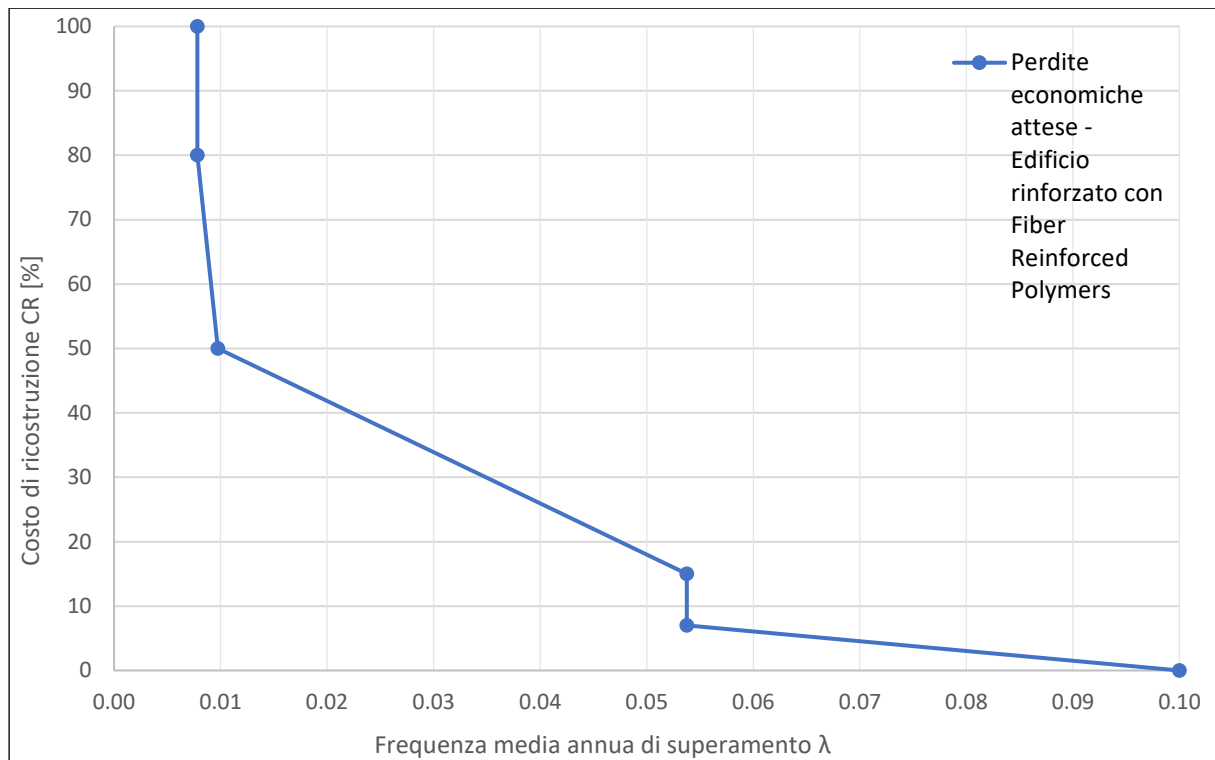
51 - Scalatura degli spettri di risposta elastici fino ai punti notevoli della curva di capacità dell'edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers

Le operazioni fin ora eseguite, finalizzate alla valutazione del PAM dell'edificio esistente, consentono la valutazione del periodo $T_{rC} = T_{rD} * \left(\frac{PGA_C}{PGA_D}\right)^\eta$ e del conseguente valore della frequenza media annua di superamento $\lambda = 1/T_{rC}$ per ciascuno Stato Limite definito dalla Normativa Italiana. I risultati ottenuti, e che consentono il completamento della valutazione del PAM dell'edificio esistente vengono riportati nella tabella seguente.

STATO LIMITE	COSTO DI RICOSTRUZIONE CR [%]	$\frac{PGA_c}{PGA_d}$	T_{RD} [Anni]	T_{RC} [Anni]	λ [1/Anni]
SLR	100	/	/	127,862	0,008
SLC	80	0,435	975	127,862	0,008
SLV	50	0,533	475	102,527	0,010
SLD	15	0,667	50	18,599	0,054
SLO	7	0,667	30	18,599	0,054
SLID	0	/	/	10	0,100

Tabella 58 - Periodi di ritorno e frequenza media annua di superamento per ciascuno Stato Limite

Dalla conoscenza del costo di ricostruzione CR [%] e del corrispondente valore di frequenza media annua di superamento, si è proceduto alla rappresentazione del PAM.



52 - PAM per l'edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers

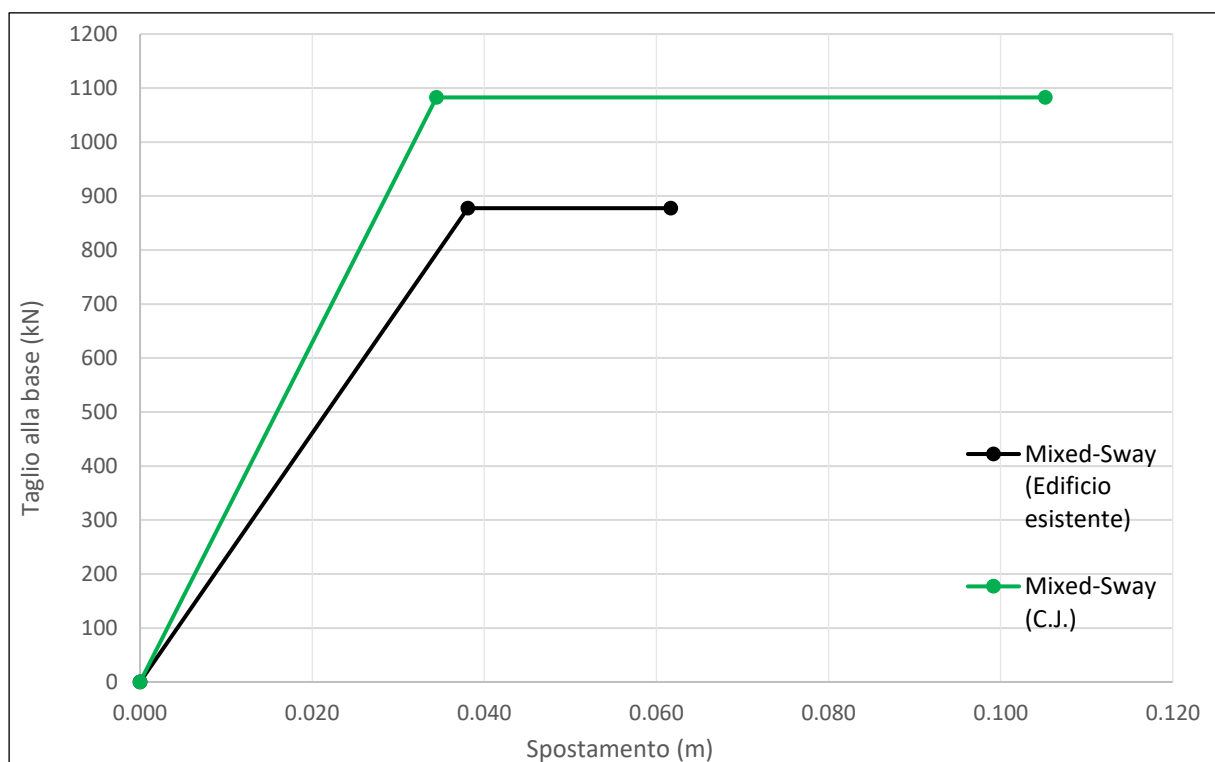
Il calcolo del PAM per l'edificio esistente fornisce il seguente risultato.

$$PAM = \sum_{i=2}^5 [\lambda(SL_i) - \lambda(SL_{i-1})] * \frac{[CR(SL_i) + CR(SL_{i-1})]}{2} + \lambda(SLC) * CR(SLR) = 2,500 \%$$

6 – Analisi e confronto dei risultati fra l’edificio esistente e gli edifici rinforzati

Nel presente capitolo vengono discussi i confronti più significativi emersi osservando i risultati ottenuti per l’edificio esistente e per le due configurazioni di edificio rinforzato. In particolare, vengono inizialmente confrontati i risultati in termini di curve di capacità degli edifici ricavati mediante la metodologia SLaMA, per fornire degli elementi di informazione riguardo i possibili vantaggi di ciascuna tipologia di miglioramento sismico analizzata. Di seguito, vengono considerati i risultati ottenuti relativamente al calcolo delle perdite economiche attese mediante Sisma Bonus Italiano, e tali risultati sono confrontati con quelli riportati in Sagazio (2021) e calcolati mediante una differente metodologia semplificata di valutazione delle perdite basata sulla “Direct Displacement Based seismic Assessment” (DDBA) (per maggiori informazioni si veda Sagazio, 2021).

Relativamente al primo confronto affrontato, si riportano di seguito le curve di capacità ottenute mediante metodologia SLaMA per l’edificio esistente e per l’edificio rinforzato con Concrete Jacketing.



53 - Confronto curva di capacità edificio esistente e edificio rinforzato con Concrete Jacketing

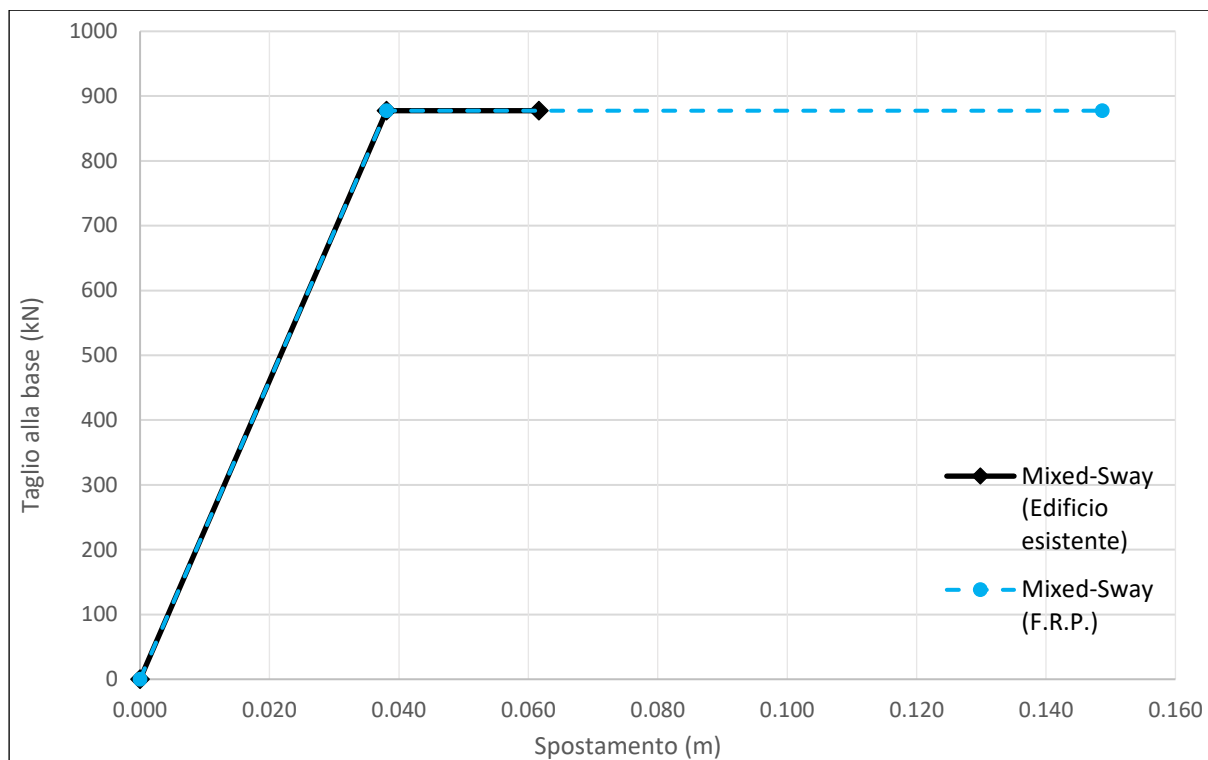
I risultati ottenuti in termini di taglio alla base massimo e duttilità per gli edifici considerati vengono riportati nella seguente tabella insieme alla differenza percentuale valutata in riferimento all'edificio esistente.

	Mixed-Sway (C.J.)	Edificio esistente	Differenza [%]
Taglio alla base massimo [kN]	1082,6	877,5	+23,4
Duttilità μ [/]	3,1	1,6	+93,7

Tabella 59 - Confronto taglio alla base massimo e duttilità edificio esistente e edificio rinforzato con Concrete Jacketing

Come visibile dai risultati in Tabella 59, la tecnologia di rinforzo del Concrete Jacketing garantisce all'edificio esistente un miglioramento in termini di taglio alla base massimo pari al 23,4% e in termini di duttilità pari al 93,7%, ottenuti mediante metodologia SLaMA. Tali risultati presentati sono in accordo con quelli ricavati dalla modellazione dei due edifici sul software di calcolo Midas in Sagazio (2021), dove il miglioramento in termini di taglio alla base risulta pari al 28,0% mentre il miglioramento in duttilità risulta pari al 124,3%. Nonostante la stima delle grandezze ottenuta applicando il metodo SLaMA sia buona in entrambi i casi, è possibile notare una maggiore accuratezza nei riguardi della stima del taglio alla base rispetto alla duttilità, imputata come in precedenza (paragrafo 4.4) alla modalità semplificata di valutazione degli spostamenti Δ_y e Δ_u nel caso della metodologia SLaMA.

Un ragionamento analogo è stato sviluppato andando a confrontare i risultati ottenuti mediante la metodologia SLaMA per l'edificio esistente e per l'edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers. Il grafico ottenuto è il seguente.



54 - Confronto curva di capacità edificio esistente e edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers

I risultati ottenuti in termini di taglio alla base massimo e duttilità per gli edifici considerati vengono riportati nella seguente tabella insieme alla differenza percentuale valutata in riferimento all'edificio esistente.

	Mixed-Sway (F.R.P.)	Edificio esistente	Differenza [%]
Taglio alla base massimo [kN]	877,5	877,5	0
Duttilità μ [/]	3,9	1,6	+143,7

Tabella 60 - Confronto taglio alla base massimo e duttilità edificio esistente e edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers

Dai risultati ottenuti è possibile notare come, modellando le strutture mediante la metodologia SLAMA, non si ottenga nel caso di edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers alcun incremento in termini di taglio alla base (gli andamenti delle curve risultano sovrapposti, come visibile in Figura 54), mentre si assiste ad un incremento del 143,7% in termini di duttilità. I risultati ottenuti in Sagazio (2021) modellando le strutture mediante il software di calcolo Midas-GEN mostrano una differenza dello 0% riguardo il taglio alla base massimo relativo ai due edifici e del 182,7% riguardo la duttilità. Anche in questo caso i risultati ottenuti risultano in accordo con quanto ricavato dalla modellazione ad elementi finiti stabilendo come, adottando

un rinforzo per l'edificio esistente basato sulla tecnologia delle Fiber Reinforced Polymers, non si assista ad alcun incremento della curva di capacità in termini di taglio alla base massimo, mentre si assista ad un rilevante incremento di duttilità della curva. Tale tipologia di rinforzo può conseguentemente essere utilizzata per tale fine piuttosto che per l'incremento della resistenza strutturale, dove risulta più indicata la tecnologia di rinforzo del Concrete Jacketing. Vengono presentati a questo punto i risultati ottenuti relativamente al calcolo delle perdite economiche per l'edificio esistente, per l'edificio rinforzato con Concrete Jacketing e per l'edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers mediante Sisma Bonus Italiano.

	Edificio esistente	Mixed-Sway (C.J.)	Mixed-Sway (F.R.P.)
PAM [%]	3,683	2,436	2,500

Tabella 61 - PAM per gli edifici calcolata mediante Sisma Bonus Italiano

Dall'analisi dei risultati si può notare come l'applicazione delle due tecnologie di rinforzo proposte al caso dell'edificio esistente produca un effetto benefico per l'edificio anche nei riguardi della perdita economica, che si riduce del 51,2% e del 47,3% rispettivamente nel caso di rinforzo con Concrete Jacketing e di rinforzo con Fiber Reinforced Polymers. Con la finalità di eseguire un confronto in relazione al calcolo delle perdite economiche attese effettuato mediante la metodologia basata sul "Direct Displacement Based seismic Assessment" (DDBA) in Sagazio (2021), si introducono i valori di PAM ricavati per gli edifici analizzati.

	Edificio esistente	Mixed-Sway (C.J.)	Mixed-Sway (F.R.P.)
PAM [%]	2,643	0,857	1,213

Tabella 62 - PAM per gli edifici calcolata mediante "Direct Displacement Based seismic Assessment" (DDBA)

Dal confronto dei valori di PAM presentati è possibile notare come, in tutti i casi, il metodo semplificato introdotto nel Sisma Bonus Italiano per il calcolo delle perdite economiche attese sovrastimi la perdita rispetto al metodo analitico più rigoroso proposto in Sagazio (2021). Si riportano nella tabella successiva i valori di differenza percentuale relativi al PAM calcolati rispetto ai risultati ottenuti mediante la metodologia basata sul DDBA.

	Edificio esistente	E. r. con C.J.	E. r. con F.R.P.
Differenza [%]	39,3	184,2	106,1

Tabella 63 - Differenza percentuale PAM calcolato mediante Sisma Bonus italiano e mediante “Direct Displacement Based seismic Assessment” (DDBA)

Dall’analisi dei risultati è possibile notare come la metodologia di calcolo del PAM introdotta dal Sisma Bonus italiano, presentando un elevato grado di semplificazione, conduca a valori superiori della perdita economica media attesa rispetto alla metodologia basata sul DDBA rispettivamente del 39,3% per l’edificio esistente, del 184,2% per l’edificio rinforzato con Concrete Jacketing e del 106,1% per l’edificio rinforza con Fiber Reinforced Polymers. Allo stesso modo è possibile notare come il secondo metodo proposto permetta di osservare una maggiore riduzione della perdita economica nei due casi di edifici rinforzati, con un miglioramento del 208,4% nel caso di rinforzo eseguito mediante tecnologia del Concrete Jacketing e del 117,9% nel caso di rinforzo eseguito mediante tecnologia del Fiber Reinforced Polymers.

Dai risultati ottenuti relativamente ai diversi metodi di calcolo delle perdite economiche attese è possibile osservare in entrambi i casi come la configurazione di edificio rinforzato mediante la tecnologia del Concrete Jacketing venga individuata come quella caratterizzata da una minore perdita economica attesa: il metodo semplificato di valutazione del PAM introdotto dal Sisma Bonus italiano quindi, conduce in questo caso agli stessi risultati ottenuti mediante una differente metodologia semplificata, caratterizzata però da maggiore accuratezza ed onerosità di calcolo. La metodologia proposta nel Sisma Bonus Italiano, nonostante non fornisca una stima particolarmente accurata del valore del PAM atteso in termini assoluti, permette di ottenere una corretta indicazione relativamente alle possibili scelte progettuali da effettuare in riferimento alla determinazione della tecnica di rinforzo più conveniente per l’edificio in esame, consentendo, a parità di risultato ottenuto, un notevole risparmio in termini di onerosità di calcolo. L’analisi effettuata quindi conferma l’evidente utilità di tale metodologia di calcolo delle perdite come strumento di indicazione in fase preliminare per le conseguenti scelte progettuali, da incorporare nella fase di valutazione della vulnerabilità degli edifici.

7 – Conclusioni

Il presente lavoro di tesi è stato finalizzato alla valutazione della performance sismica degli edifici esistenti in cemento armato e al calcolo delle perdite economiche sismiche attese: entrambe le fasi sono state svolte mediante delle metodologie semplificate. Ciò ha consentito di determinare alcuni risultati utili ai futuri sviluppi della progettazione strutturale per entrambi i temi affrontati.

Al termine del processo di studio è possibile affermare come, relativamente alla valutazione della performance sismica degli edifici esistenti in cemento armato mediante metodologia analitica SLAMA, i risultati ottenuti siano molto coerenti se rapportati a quelli ricavati mediante software di calcolo: in particolare, è stata osservata un'ottima approssimazione del taglio resistente per il quale si registra in generale una leggera sovrastima, mentre relativamente alla duttilità viene riscontrata una buona approssimazione con differenze imputabili principalmente alla valutazione semplificata degli spostamenti corrispondenti ai punti significativi relativi alla curva di capacità dell'edificio. Viene quindi testimoniata la robustezza del metodo di analisi considerato, che si conferma un valido strumento di valutazione della capacità sismica per le strutture in cemento armato e di utilità per comprendere in maniera approfondita, ma speditiva, il comportamento dell'edificio utilizzando una semplice metodologia analitica.

Relativamente alla calcolo delle perdite economiche attese per eventi sismici probabili, svolto mediante la metodologia semplificata del Sisma Bonus Italiano, è possibile affermare come si sia rilevata in generale una sovrastima della perdita economica rispetto a quella ricavata mediante metodologie più robuste e consolidate. Tale sovrastima della perdita può realisticamente essere ricondotta alla necessità di semplificazione richiesta al metodo per permetterne ampio utilizzo ai tecnici su scala nazionale. La presente metodologia semplificata tuttavia, nonostante sia carente rispetto agli altri metodi di valutazione delle perdite dal punto di vista dell'accuratezza, rappresenta un valido strumento da utilizzare in fase di progettazione preliminare, poiché fornisce una corretta stima della differenza relativa tra le perdite economiche secondo diversi scenari progettuali. Questo consente l'individuazione della scelta progettuale più conveniente in merito alla tipologia di intervento necessaria al fine di ridurre la perdita economica sismica mediamente attesa per l'edificio esistente. Possibili sviluppi futuri a riguardo, possono essere finalizzati ad un'ulteriore calibrazione della metodologia che ne permetta un miglioramento dal punto di vista dell'accuratezza senza comprometterne la facilità di utilizzo.

References

- Akkar S., Ilki A., Goksu C., Erdik M., (2021). ‘Advances in Assessment and Modeling of Earthquake Loss’.
- Borzi B., Crowley H., Pinho R., (2008). ‘Simplified pushover-based earthquake loss assessment (SP-BELA) method for masonry buildings’.
- Calvi, G. M., G. Magenes, and S. Pampanin., (2002). ‘Relevance of beam-column joint damage and collapse in RC frame assessment’. *Journal of Earthquake Engineering* 6: 75–100. doi:10.1080/13632460209350433.
- Calvi, G. M., G. Magenes, and S. Pampanin., (2002). ‘EXPERIMENTAL TEST ON A THREE STOREY R.C. FRAME DESIGNED FOR GRAVITY ONLY’. 12th European Conference on Earthquake Engineering Paper Reference 727.
- CIRCOLARE 21 Gennaio 2019 (2019), n. 7 C.S.LL.PP.. ‘Istruzioni per l’applicazione dell’«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”»’ di cui al decreto ministeriale 17 Gennaio 2018. MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI.
- Cornell C.A. (1968). ‘Engineering seismic risk analysis’. *Bull. Seismol. Soc. Am.*, 58, 1583-1606.
- Cosenza E., Del Vecchio C., Di Ludovico M., Dolce M., Moroni C., Prota A., Renzi E., (2018). ‘The Italian guidelines for seismic risk classification of constructions: technical principles and validation’.
- Del Gaudio C., Ricci P., Verderame G., Manfredi G., (2017). ‘Urban-scale seismic fragility assessment of RC buildings subjected to L'Aquila earthquake’.
- Del Vecchio C., Gentile R., Pampanin S., (2017). ‘The Simple Lateral Mechanism Analysis (SLaMA) for the seismic performance assessment of a case study building

damaged in the 2011 Christchurch earthquake’. University of Canterbury Civil and Natural Resources Engineering.

- Del Vecchio, C., Gentile, R., Di Ludovico, M., Uva, G. & Pampanin, S. (2017), ‘Implementation and validation of the Simple Lateral Mechanism Analysis (SLaMA) for the seismic performance assessment of a damaged case study building’, *Journal of Earthquake Engineering*, submitted.
- D.M. 58 del 28/02/2017, (2017). ‘Sisma Bonus - Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni nonché le modalità per l'attestazione, da parte di professionisti abilitati, dell'efficacia degli interventi effettuati’.
- D.M. 65 del 07/03/2017, (2017). ‘Sisma Bonus - Linee guida per la classificazione del rischio sismico delle costruzioni e i relativi allegati’.
- Di Sarno, L., Elnashai, A.S. & Manfredi, G., (2011). ‘Assessment of RC columns subjected to horizontal and vertical ground motions recorded during 2009 L'Aquila (Italy) earthquakes’: *Engineering Structures* 33/(5): 1514-1535.
- Gentile, R; Fondi, L; Pampanin, S., (2017) ‘Vulnerabilità sismica di classi di edifici a telaio in C.A.: sensibilità della probabilità di superamento dello SLV ai dettagli costruttivi e ai materiali adottati’. In: *Proceedings of the XVII National Conference ANIDIS*, 17–21 September 2017. (pp. SG03-416-SG03-426).
- Gentile, R., Del Vecchio, C., Uva, G. & Pampanin, S. (2017), ‘Seismic assessment of a RC case study building using the Simple Lateral Mechanism Analysis, SLaMA, method’, in ‘6th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering’, Rhodes Island, Greece, 15–17 June 2017.
- Gentile R., Uva G., Raffaele D., Pampanin S., (2018); ‘Extension, refinement and validation of the Simple Lateral Mechanism Analysis (SLaMA) for the seismic assessment of RC structures’.

- Giovinazzi S., Pampanin S. (2017). ‘Simplified Approaches for the Seismic Risk Rating of Reinforced Concrete Buildings and the Selection of Retrofit Strategies’. Proceedings of ANIDIS Conference.
- Kam, W. Y. (2011). ‘Selective Weakening and post-tensioning for the seismic retrofit of non-ductile RC frames’. University of Canterbury.
- Ligabue V. (2015). ‘Cost-effectiveness of alternative retrofit options to support decision making’.
- Mazzotti C., Savoia M., Chinni C., Perri G., (2013). ‘Una metodologia speditiva per la valutazione di vulnerabilità sismica di edifici in muratura e calcestruzzo armato’.
- McGuire R.K. (2004). ‘Seismic Hazard and Risk Analysis’. EERI - Earthquake Engineering Research Institute, MNO-10, Oakland, CA, USA.
- NTC 2018 (2018). ‘Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni»’. MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI.
- NZSEE. (2006). ‘Assessment and Improvement of the Structural Performance of Buildings in Earthquakes’,. New Zealand.
- NZSEE/MBIE. (2016a). ‘The Seismic Assessment of Existing Buildings Technical Guidelines for Engineering Assessments’. Part A: Assessment Objectives and Principles. semi-final draft 10October 2016. New Zealand.
- NZSEE/MBIE. (2016b). ‘The Seismic Assessment of Existing Buildings Technical Guidelines for Engineering Assessments’. Part B: Initial Seismic Assessment. semi-final draft 10 October2016. New Zealand.
- NZSEE/MBIE. (2016c). ‘The Seismic Assessment of Existing Buildings Technical Guidelines for Engineering Assessments’. Part C: Detailed Seismic Assessment. semi-final draft 10 October2016. New Zealand.

- NZSEE (2017). 'New Zealand Society for Earthquake Engineering, The seismic assessment of existing buildings - technical guidelines for engineering assessments (draft July 2017). Wellington, New Zealand'.
- Paulay, T., (2001). 'Some design principles relevant to torsional phenomena in ductile buildings'. *Journal of Earthquake Engineering* 5(3), 273–308.
- Priestley, M. (1997). 'Displacement-based seismic assessment of reinforced concrete buildings', *Journal of Earthquake Engineering* 1(1), 157–192.
- Sagazio S. (2021). 'Analisi comparativa delle perdite economiche attese relative ad un edificio esistente in CA con diversi interventi di rinforzo sismico'.
- Welch, D.P., Sullivan, T.J. and Calvi, G.M., (2012). 'Developing Direct Displacement-based Design and Assessment Procedures for Performance-based Earthquake Engineering', IUSS Press.

Lista delle figure

1 - Vista dall'alto dell'edificio	8
2 - Pianta del primo piano dell'edificio	9
3 - Telaio tipico interno dell'edificio	10
4 - Nomenclatura degli elementi strutturali.....	11
5 - Sub-assemblaggio considerato e andamento qualitativo del diagramma del momento flettente.....	20
6 - Localizzazione trave D1	22
7 - Diagramma Momento-Curvatura trave D1	25
8 - Schema a mensola ideale per la determinazione del diagramma $M-\theta$	26
9 - Diagramma Momento-Rotazione trave D1	28
10 - Andamento del fattore di degradazione γ per le travi	28
11 - Capacità flessionale e capacità tagliante trave D1	30
12 - Momento equivalente di colonna per le travi alla sommità del telaio	32
13 - Momento equivalente di colonna per le travi ai piani inferiori del telaio.....	32
14 - Localizzazione pilastro A1	34
15 - Diagramma Momento-Curvatura pilastro A1	37
16 - Diagramma Momento-Rotazione pilastro A1.....	39
17 - Andamento del fattore di degradazione γ per i pilastri	40
18 - Capacità flessionale e tagliante pilastro A1	42
19 - Curve di capacità proposte nelle NZSEE/MBIE (2016).....	48
20 - Domanda sismica per il sub-assemblaggio 1	50
21 - Dominio delle prestazioni per il sub-assemblaggio 1	51
22 - Gerarchia delle resistenze per l'edificio esistente.....	53
23 - Curva di capacità per il meccanismo Beam-Sway.....	56
24 - Curva di capacità per il meccanismo Column-Sway	59
25 - Curva di capacità per il meccanismo Mixed-Sway.....	62
26 - Gerarchia delle resistenze per il meccanismo Mixed-Sway (nodi trave-pilastro esclusi) 63	
27 - Curva di capacità per il meccanismo Mixed-Sway (nodi trave-pilastro esclusi).....	65
28 - Curve di capacità per i quattro meccanismi analizzati.....	66
29 - Confronto curva di capacità Metodo SLAMA e Midas-GEN per l'edificio esistente.....	69
30 - Tecnologia del Concrete Jacketing	71
31 - Pilastri rinforzati con Concrete Jacketing	72

32 - Tecnologia delle Fiber Reinforced Polymers	74
33 - Pilastri rinforzati con Fiber Reinforced Polymers	74
34 - Capacità flessionale e tagliante del pilastro A2 rinforzato con Concrete Jacketing	80
35 - Capacità flessionale e tagliante del pilastro A1 rinforzato con Fiber Reinforced Polymers	86
36 - Gerarchia delle resistenze per l'edificio rinforzato con Concrete Jacketing	90
37 - Gerarchia delle resistenze per l'edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers	92
38 - Curva di capacità per il meccanismo Mixed-Sway (C.J.).....	95
39 - Curva di capacità per il meccanismo Mixed-Sway (F.R.P.).....	97
40 - Confronto curva di capacità di capacità metodo SLaMA e Midas-GEN per l'edificio rinforzato con C.J.	98
41 - Confronto curva di capacità di capacità metodo SLaMA e Midas-GEN per l'edificio rinforzato con F.R.P.	100
42 - Curve di capacità metodo SLaMA per gli edifici rinforzati con C.J. e F.R.P.	101
43 - Spettri di risposta per ciascuno Stato Limite nel piano T-Se.....	106
44 - Spettri di risposta per ciascuno Stato Limite e curva di capacità dell'edificio esistente nel piano Sd-Se	108
45 - Scalatura degli spettri di risposta elastici fino ai punti notevoli della curva di capacità dell'edificio esistente.....	109
46 - PAM per l'edificio esistente	110
47 - Spettri di risposta per ciascuno Stato Limite e curva di capacità dell'edificio rinforzato con Concrete Jacketing nel piano Sd-Se	112
48 - Scalatura degli spettri di risposta elastici fino ai punti notevoli della curva di capacità dell'edificio rinforzato con Concrete Jacketing	113
49 - PAM per l'edificio rinforzato con Concrete Jacketing.....	114
50 - Spettri di risposta per ciascuno Stato Limite e curva di capacità dell'edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers nel piano Sd-Se	116
51 - Scalatura degli spettri di risposta elastici fino ai punti notevoli della curva di capacità dell'edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers	117
52 - PAM per l'edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers	118
53 - Confronto curva di capacità edificio esistente e edificio rinforzato con Concrete Jacketing	119
54 - Confronto curva di capacità edificio esistente e edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers.....	121

Lista delle tabelle

Tabella 1 - Sezione ed armature pilastro A	12
Tabella 2 - Sezione ed armature pilastro B	12
Tabella 3 - Sezione ed armature pilastro C	13
Tabella 4 - Sezione ed armature trave D	13
Tabella 5 - Sezione ed armature trave E	14
Tabella 6 - Sezione ed armature trave F.....	14
Tabella 7 - Proprietà meccaniche del calcestruzzo	15
Tabella 8 - Proprietà meccaniche dell'acciaio	16
Tabella 9 - Masse di piano del telaio tipico	17
Tabella 10 - Sforzo assiale nei pilastri del telaio tipico	17
Tabella 11 - Caratteristiche geometriche trave D1.....	22
Tabella 12 - Capacità flessionale trave D1 (M- χ)	25
Tabella 13 - Capacità flessionale trave D1 (M- θ).....	27
Tabella 14 - Capacità delle travi del telaio tipico.....	31
Tabella 15 - Momenti equivalenti di colonna per le travi	33
Tabella 16 - Caratteristiche geometriche pilastro A1.....	34
Tabella 17 - Capacità flessionale pilastro A1 (M- χ)	37
Tabella 18 - Capacità flessionale pilastro A1 (M- θ).....	39
Tabella 19 - Capacità dei pilastri del telaio tipico.....	43
Tabella 20 - Caratteristiche geometriche del nodo trave-pilastro 1	44
Tabella 21 - Capacità dei nodi trave-pilastro del telaio tipico	46
Tabella 22 - Meccanismi di rottura per ciascun sub-assemblaggio	52
Tabella 23 - Taglio alla base e spostamenti per il meccanismo Beam-Sway	56
Tabella 24 - Taglio alla base e spostamenti per il meccanismo Column-Sway.....	58
Tabella 25 - Taglio alla base e spostamenti per il meccanismo Mixed-Sway	61
Tabella 26 - Taglio alla base e spostamenti per il meccanismo Mixed-Sway (nodi trave-pilastro esclusi).....	65
Tabella 27 - Confronto taglio alla base massimo e duttilità per i meccanismi Beam-Sway e Column-Sway.....	67
Tabella 28 - Confronto taglio alla base massimo e duttilità per i meccanismi Mixed-Sway (nodi trave-pilastro esclusi e Mixed-Sway	67

Tabella 29 - Confronto taglio alla base massimo e duttilità delle curve di capacità Metodo SLaMA e Midas-GEN.....	69
Tabella 30 - Caratteristiche dei pilastri A dopo l'applicazione del Concrete Jacketing	72
Tabella 31 - Caratteristiche dei pilastri B dopo l'applicazione del Concrete Jacketing	73
Tabella 32 - Caratteristiche geometriche pilastro A2 rinforzato con Concrete Jacketing	77
Tabella 33 - Armature pilastro A2 rinforzato con Concrete Jacketing	77
Tabella 34 - Capacità flessionale pilastro A2 rinforzato con Concrete Jacketing (M- χ)	78
Tabella 35 - Capacità flessionale pilastro A2 rinforzato con Concrete Jacketing (M- θ)	79
Tabella 36 - Capacità pilastri rinforzati con Concrete Jacketing	81
Tabella 37 - Caratteristiche geometriche pilastro A1 rinforzato con Fiber Reinforced Polymers	82
Tabella 38 - Armature pilastro A1 rinforzato con Fiber Reinforced Polymers	82
Tabella 39 - Capacità flessionale pilastro A1 rinforzato con Fiber Reinforced Polymers (M- χ)	84
Tabella 40 - Capacità flessionale pilastro A1 rinforzato con Fiber Reinforced Polymers (M- θ)	84
Tabella 41 - Capacità pilastri rinforzati con Fiber Reinforced Polymers	87
Tabella 42 - Gerarchia delle resistenze per l'edificio rinforzato con Concrete Jacketing	89
Tabella 43 - Gerarchia delle resistenze per l'edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers	91
Tabella 44 - Taglio alla base e spostamenti per il meccanismo Mixed-Sway (C.J.)	95
Tabella 45 - Taglio alla base e spostamenti per il meccanismo Mixed-Sway (F.R.P.).....	97
Tabella 46 - Confronto taglio alla base e duttilità metodo SLaMA e Midas-GEN per l'edificio rinforzato con C.J.	99
Tabella 47 - Confronto taglio alla base e duttilità metodo SLaMA e Midas-GEN per l'edificio rinforzato con F.R.P.	100
Tabella 48 - Confronto taglio alla base e duttilità metodo SLaMA per l'edificio rinforzato con C.J. e F.R.P.....	101
Tabella 49 - Percentuale del costo di ricostruzione (CR) associato al raggiungimento di ciascuno stato limite	105
Tabella 50 - Punti notevoli della curva di capacità dell'edificio esistente nel piano Vb- Δ	107
Tabella 51 - Punti notevoli della curva di capacità dell'edificio esistente nel piano Se-Sd ...	108
Tabella 52 - Periodi di ritorno e frequenza media annua di superamento per ciascuno Stato Limite per l'edificio esistente.....	109

Tabella 53 - Punti notevoli della curva di capacità dell'edificio rinforzato con Concrete Jacketing nel piano Vb- Δ	111
Tabella 54 - Punti notevoli della curva di capacità dell'edificio rinforzato con Concrete Jacketing nel piano Se-Sd	111
Tabella 55 - Periodi di ritorno e frequenza media annua di superamento per ciascuno Stato Limite	113
Tabella 56 - Punti notevoli della curva di capacità dell'edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers nel piano Vb- Δ	115
Tabella 57 - Punti notevoli della curva di capacità dell'edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers nel piano Se-Sd	115
Tabella 58 - Periodi di ritorno e frequenza media annua di superamento per ciascuno Stato Limite	117
Tabella 59 - Confronto taglio alla base massimo e duttilità edificio esistente e edificio rinforzato con Concrete Jacketing.....	120
Tabella 60 - Confronto taglio alla base massimo e duttilità edificio esistente e edificio rinforzato con Fiber Reinforced Polymers.....	121
Tabella 61 - PAM per gli edifici calcolata mediante Sisma Bonus Italiano	122
Tabella 62 - PAM per gli edifici calcolata mediante “Direct Displacement Based seismic Assessment” (DDBA)	122
Tabella 63 - Differenza percentuale PAM calcolato mediante Sisma Bonus italiano e mediante “Direct Displacement Based seismic Assessment” (DDBA).....	123