

**POLITECNICO DI TORINO**

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile



Tesi di Laurea Magistrale

**ROBUSTEZZA STRUTTURALE DI EDIFICI INTELAIATI IN  
CALCESTRUZZO ARMATO: ANALISI PARAMETRICA E  
NUOVE PROPOSTE PROGETTUALI**

Relatore: Prof. Paolo Castaldo

Correlatore: Ing. Diego Gino

Candidato: Fortunato Mauro

Anno Accademico 2018/2019



*Ai miei genitori*



## Sommario

Il concetto di robustezza strutturale è apparso in tempi relativamente recenti nel mondo dell'ingegneria civile strutturale, a causa di crolli di lieve e grande entità, uno fra tutti quello del World Trade Center avvenuto a New York nel Settembre del 2001. Le strutture, infatti, non sono sempre in grado di resistere ad eventi eccezionali, come ad esempio impatti, esplosioni, incendi; tali scenari presentano bassa probabilità di accadimento, ma talvolta conseguenze catastrofiche in termini di vittime, danni ambientali, economici, patrimoniali e interruzioni dei servizi di pubblica utilità.

Per definizione la robustezza strutturale è una caratteristica intrinseca di una struttura e indica la capacità della stessa di evitare collassi sproporzionati o progressivi in seguito a danneggiamenti locali. Pertanto, una costruzione è robusta quando, in seguito alla perdita di uno o più elementi, riesce a creare percorsi di carico alternativi, ridistribuendo adeguatamente le forze al resto dell'insieme strutturale.

In questo lavoro di tesi viene presentato uno studio computazionale di un telaio 2D di quattro piani fuori terra a quattro campate, progettato in una zona ad alta sismicità secondo le direttive delle normative italiana ed europea; successivamente, mantenendo fissi i valori di resistenza offerti dalla struttura di progetto, sono state effettuate alcune modifiche relative alla geometria delle travi, alla disposizione e alla continuità delle barre di armatura, e alle rigidità laterali della struttura.

Attraverso il software di calcolo agli elementi finiti *Atena 2D*, è stato possibile effettuare delle analisi di *pushdown*, che consistono nell'imposizione statica di uno spostamento verticale monotonicamente crescente nel punto di rimozione di una colonna, ottenendo come risultato di ogni step la forza che il resto della struttura è in grado di fornire nel punto stesso. Le curve risultanti sono le cosiddette curve di capacità carico-spostamento, tramite le quali è stato possibile prendere coscienza dei comportamenti migliori nei diversi casi trattati, con l'obiettivo di fornire indicazioni progettuali e strategie utili per la robustezza strutturale.

Le analisi eseguite in questo studio hanno mostrato innanzitutto il comportamento di un telaio progettato con criteri sismici nei riguardi della robustezza; inoltre, se da un lato hanno confermato per un modello globale i diversi aspetti presenti in letteratura per modelli locali, come l'influenza dell'altezza della sezione delle travi e della rigidità laterale, dall'altro hanno permesso di esplorarne nuovi, quali la continuità e la simmetria delle barre longitudinali delle travi e l'accentramento di queste ai fini del miglioramento della robustezza.



# Indice

<b>1. Introduzione .....</b>	<b>1</b>
<b>2. Robustezza strutturale .....</b>	<b>5</b>
2.1. Concetto di robustezza .....	5
2.1.1. Definizioni presenti in letteratura.....	5
2.1.2. La robustezza nelle normative attuali .....	8
2.2. Azioni accidentali.....	9
2.2.1. Classificazione .....	10
2.2.2. Fenomeni naturali o derivanti da attività umana involontaria .....	11
2.2.3. Atti vandalici e terroristici.....	13
2.2.4. Errori di concezione, progettazione o esecuzione .....	13
2.3. Rischio di collasso sproporzionato.....	14
2.3.1. Concetto di rischio.....	14
2.3.2. Analisi probabilistica del rischio .....	15
2.3.3. Strategie per la riduzione del rischio.....	16
2.4. Conseguenze al collasso sproporzionato.....	17
2.4.1. Tipi di conseguenze.....	18
2.4.2. Analisi delle conseguenze .....	19
2.4.3. Classificazione delle conseguenze .....	19
2.4.4. Rappresentazione del sistema .....	20
2.5. Progetto per la robustezza .....	22
2.5.1. Metodi di progetto .....	22
2.5.2. Modellazione strutturale .....	24
2.5.3. Tipologie di analisi.....	25
2.5.4. Costruzioni in c.a. gettate in opera.....	26
2.5.5. Comportamento nei riguardi della rimozione di un pilastro .....	28
2.5.6. Progetto nei riguardi della rimozione di un pilastro .....	30
2.6. Misurazioni della robustezza.....	31
2.6.1. Basi teoriche.....	32
2.6.2. Indici di robustezza .....	33
<b>3. Progetto di un telaio multipiano in c.a. in zona sismica .....</b>	<b>35</b>
3.1. Descrizione generale .....	35
3.2. Azioni.....	38
3.2.1. Azioni permanenti .....	40
3.2.2. Azioni variabili .....	42
3.2.3. Azione sismica.....	44
3.3. Modellazione agli elementi finiti .....	47
3.4. Analisi modale .....	48
3.5. Dimensionamento e verifiche .....	51
3.5.1. Travi – SLU per flessione.....	51

3.5.2.	Travi – SLU per taglio .....	54
3.5.3.	Travi – SLE .....	56
3.5.4.	Pilastri – SLU per pressoflessione .....	59
3.5.5.	Pilastri – SLU per taglio .....	60
3.5.6.	Nodi .....	62
3.5.7.	Spostamenti di interpiano .....	64
3.6.	Riepilogo delle scelte progettuali .....	65
<b>4.</b>	<b>Modellazione mediante ATENA 2D .....</b>	<b>66</b>
4.1.	Specificità del software ATENA .....	66
4.2.	Pre-processing .....	67
4.2.1.	Definizione dei materiali .....	67
4.2.2.	Definizione della geometria .....	71
4.2.3.	Definizione di vincoli, carichi e spostamenti imposti .....	74
4.2.4.	Impostazioni di analisi .....	76
4.3.	Post-processing .....	77
4.4.	Modellazione del telaio piano .....	78
4.4.1.	Calcestruzzo (Modello di Saatcioglu e Razvi, 1992) .....	79
4.4.2.	Acciaio .....	81
4.4.3.	Geometria .....	81
4.4.4.	Vincoli, carichi e spostamento imposto .....	85
4.4.5.	Impostazioni di analisi .....	86
<b>5.</b>	<b>Analisi di pushdown e risultati .....</b>	<b>88</b>
5.1.	Premessa .....	88
5.2.	Telaio di progetto .....	89
5.2.1.	Dati principali .....	89
5.2.2.	Curve di capacità carico-spostamento .....	91
5.2.3.	Confronto tra resistenze di calcolo e resistenze sperimentali .....	92
5.2.4.	Deformata e stato fessurativo della struttura .....	94
5.2.5.	Stato di deformazione e di tensione delle barre di armatura .....	97
5.2.6.	Confronto tra azione dinamica e resistenza sperimentale .....	101
5.3.	Continuità delle barre di armatura longitudinale .....	102
5.3.1.	Influenza della continuità nelle curve di capacità .....	103
5.3.2.	Deformata e stato fessurativo della struttura .....	108
5.3.3.	Stato di deformazione e di tensione nelle barre di armatura .....	110
5.3.4.	Confronto tra azione dinamica e resistenza sperimentale .....	114
5.4.	Incremento di armatura longitudinale .....	115
5.5.	Accentramento dell'armatura longitudinale .....	119
5.5.1.	Due livelli di armatura .....	119
5.5.2.	Quattro livelli di armatura .....	122
5.6.	Condizioni di vincolo laterale .....	124
5.6.1.	Variazione di rigidità laterale .....	126

5.6.2. Accentramento dell'armatura nel caso di rigidità laterale .....	129
<b>6. Conclusioni .....</b>	<b>132</b>
<b>7. Bibliografia .....</b>	<b>134</b>
7.1. Sitografia .....	135
<b>8. Ringraziamenti.....</b>	<b>136</b>
Allegati.....	137

## Indice delle figure

Figura 1: Crollo dell'intero angolo della Ronan Point Tower ( <a href="http://www.researchgate.net">www.researchgate.net</a> ) .....	1
Figura 2: Crollo del lato nord del Murrah Federal Building ( <a href="http://www.kgou.org">www.kgou.org</a> ).....	2
Figura 3: Crollo delle torri gemelle del World Trade Center ( <a href="http://www.ilpost.it">www.ilpost.it</a> ).....	3
Figura 4: Incatenamenti strutturali (Eurocode 2 – Part 1-1).....	16
Figura 5: Rimozione di una colonna e conseguente effetto catenaria (CNR, 2018).....	17
Figura 6: Sistema di rappresentazione generico nella valutazione dei rischi (COST, 2011).....	20
Figura 7: Fasi dell'analisi delle conseguenze (COST, 2011).....	22
Figura 8: Edificio con piano di trasferimento (CNR, 2018).....	23
Figura 9: Esempio di percorso alternativo dei carichi (CNR, 2018).....	23
Figura 10: Sforzi membranali negli elementi strutturali (CNR, 2018).....	27
Figura 11: Elemento soggetto a prova sperimentale (CNR, 2018).....	28
Figura 12: Curva di capacità forza-spostamento verticale (CNR, 2018).....	29
Figura 13: Curva spostamento verticale-spostamento orizzontale (CNR, 2018).....	29
Figura 14: Schema per la misurazione della robustezza (COST, 2011).....	32
Figura 15: Pianta del piano tipo.....	37
Figura 16: Sezione del telaio intermedio.....	38
Figura 17: Schema del solaio.....	40
Figura 18: Schema della muratura interna.....	41
Figura 19: Spettro di risposta SLV.....	45
Figura 20: Spettro di risposta SLD.....	46
Figura 21: Modello FEM e nomi degli elementi strutturali.....	47
Figura 22: Deformata del primo modo di vibrare.....	49
Figura 23: Deformata del secondo modo di vibrare.....	49
Figura 24: Deformata del terzo modo di vibrare.....	50
Figura 25: Deformata del quarto modo di vibrare.....	50
Figura 26: Deformata del quinto modo di vibrare.....	50
Figura 27: Dominio di resistenza momento – sforzo normale del pilastro.....	59
Figura 28: Principali caratteristiche di Atena 2D ( <a href="http://www.cervenka.cz">www.cervenka.cz</a> ).....	66
Figura 29: Interfaccia grafica e sezioni della fase di pre-processing.....	67
Figura 30: Definizione dei parametri di base del calcestruzzo.....	68
Figura 31: Definizione della legge di trazione del calcestruzzo.....	69
Figura 32: Definizione della legge di compressione del calcestruzzo.....	69
Figura 33: Definizione del comportamento a taglio del calcestruzzo.....	70
Figura 34: Definizione di peso specifico e coefficiente di espansione termico del calcestruzzo.....	70
Figura 35: Definizione dei parametri di base dell'acciaio.....	71
Figura 36: Definizione di peso specifico e coefficiente di espansione termico dell'acciaio.....	71
Figura 37: Definizione dei nodi.....	72
Figura 38: Definizione delle linee.....	72
Figura 39: Definizione dei macro-elementi.....	73
Figura 40: Definizione della posizione delle barre di armatura.....	73
Figura 41: Definizione dell'area di armatura e dell'interazione con il calcestruzzo.....	73
Figura 42: Tipologie di load cases.....	74
Figura 43: Esempi di load cases.....	74
Figura 44: Definizione di vincoli su una linea.....	75
Figura 45: Definizione di carichi uniformemente distribuiti su una linea.....	75
Figura 46: Definizione di spostamenti imposti.....	75
Figura 47: Esempi di Analysis steps.....	76
Figura 48: Esempi di Monitoring points.....	76
Figura 49: Esempio di deformazione della struttura.....	77
Figura 50: Esempio di curva pushdown forza-spostamento.....	77
Figura 51: Esempio di stato fessurativo del calcestruzzo.....	78
Figura 52: Esempio di livello tensionale nelle barre di armatura.....	78
Figura 53: Esempio di deformazione totale principale nel calcestruzzo.....	78
Figura 54: Modello di Saatcioglu e Razvi (1992).....	79
Figura 55: Curve di resistenza del calcestruzzo nei diversi elementi in base al confinamento.....	80

<i>Figura 56: Schema dei punti del modello</i> .....	83
<i>Figura 57: Schema delle linee del modello</i> .....	84
<i>Figura 58: Schema dei macro-elementi del modello</i> .....	84
<i>Figura 59: Schema delle barre di armatura del modello</i> .....	85
<i>Figura 60: Posizione dei punti di monitoraggio sulla struttura</i> .....	87
<i>Figura 61: Schema della prova pushdown nel telaio</i> .....	88
<i>Figura 62: Curve pushdown relative ai telai H50 e H60 progettati secondo i criteri di normativa</i> .....	91
<i>Figura 63: Deformata telaio H50 con barre di progetto, step 25, spostamento verticale 600 mm</i> .....	94
<i>Figura 64: Deformata telaio H50 con barre di progetto, step 35, spostamento verticale 900 mm</i> .....	95
<i>Figura 65: Deformata telaio H60 con barre di progetto, step 23, spostamento verticale 540 mm</i> .....	96
<i>Figura 66: Deformata telaio H60 con barre di progetto, step 35, spostamento verticale 900 mm</i> .....	96
<i>Figura 67: Tensioni massime nelle barre di progetto del telaio H50, step4</i> .....	98
<i>Figura 68: Tensioni massime nelle barre di progetto del telaio H50, step26</i> .....	98
<i>Figura 69: Tensioni massime nelle barre di progetto del telaio H50, step31</i> .....	99
<i>Figura 70: Tensioni massime nelle barre di progetto del telaio H60, step4</i> .....	100
<i>Figura 71: Tensioni massime nelle barre di progetto del telaio H60, step23</i> .....	101
<i>Figura 72: Tensioni massime nelle barre di progetto del telaio H60, step30</i> .....	101
<i>Figura 73: Influenza dell'armatura continua variabile nei piani e asimmetrica</i> .....	104
<i>Figura 74: Influenza della simmetria dell'armatura longitudinale</i> .....	105
<i>Figura 75: Influenza dell'uguaglianza dell'armatura longitudinale nei piani</i> .....	106
<i>Figura 76: Influenza dell'armatura continua, simmetrica e costante nei piani rispetto al caso di progetto</i> ...	107
<i>Figura 77: Deformata telaio H50 con barre continue e simmetriche, step 25, spostamento 600 mm</i> ....	108
<i>Figura 78: Deformata telaio H50 con barre continue e simmetriche, step 35, spostamento 900 mm</i> ....	109
<i>Figura 79: Deformata telaio H60 con barre continue e simmetriche, step 25, spostamento 600 mm</i> ....	109
<i>Figura 80: Deformata telaio H60 con barre continue e simmetriche, step 35, spostamento 900 mm</i> ....	110
<i>Figura 81: Tensioni massime nelle barre continue del telaio H50, step 4</i> .....	111
<i>Figura 82: Tensioni massime nelle barre continue del telaio H50, step 29</i> .....	111
<i>Figura 83: Tensioni massime nelle barre continue del telaio H50, step 34</i> .....	112
<i>Figura 84: Tensioni massime nelle barre continue del telaio H60, step 4</i> .....	113
<i>Figura 85: Tensioni massime nelle barre continue del telaio H60, step 27</i> .....	113
<i>Figura 86: Tensioni massime nelle barre continue del telaio H60, step 38</i> .....	114
<i>Figura 87: Schema della sezione della trave</i> .....	115
<i>Figura 88: Influenza dell'aggiunta di barre longitudinali nel telaio H50</i> .....	116
<i>Figura 89: Influenza dell'aggiunta di barre longitudinali nel telaio H60</i> .....	117
<i>Figura 90: Confronto tra telaio H50 e telaio H60 a parità di momento resistente</i> .....	118
<i>Figura 91: Influenza dell'accentramento delle barre su due livelli per il telaio H50 con M205</i> .....	120
<i>Figura 92: Influenza dell'accentramento delle barre su due livelli per il telaio H50 con M244</i> .....	121
<i>Figura 93: Influenza dell'accentramento delle barre su due livelli per il telaio H60 con M244</i> .....	121
<i>Figura 94: Schema della sezione della trave nel caso di quattro livelli di armatura</i> .....	122
<i>Figura 95: Influenza dell'accentramento delle barre su quattro livelli per il telaio H50 con M205</i> .....	123
<i>Figura 96: Influenza dell'accentramento delle barre su quattro livelli per il telaio H50 con M244</i> .....	123
<i>Figura 97: Influenza dell'accentramento delle barre su quattro livelli per il telaio H60 con M244</i> .....	124
<i>Figura 98: Spostamento orizzontale del nodo esterno del piano 3, telaio H50 con armature continue</i> ..	125
<i>Figura 99: Schema delle molle laterali nel modello</i> .....	126
<i>Figura 100: Influenza della variazione di rigidità laterale per il telaio H50 con M205</i> .....	127
<i>Figura 101: Influenza della variazione di rigidità laterale per il telaio H50 con M244</i> .....	127
<i>Figura 102: Influenza della rigidità laterale nello spostamento orizzontale del piano 3, telaio H50</i> ....	128
<i>Figura 103: Influenza della variazione di rigidità laterale per il telaio H60 con M244</i> .....	129
<i>Figura 104: Influenza dell'accentramento nel caso di rigidità laterale, telaio H50 con M205</i> .....	129
<i>Figura 105: Influenza dell'accentramento nel caso di rigidità laterale, telaio H50 con M244</i> .....	130
<i>Figura 106: Influenza dell'accentramento nel caso di rigidità laterale, telaio H60 con M244</i> .....	130

## Indice delle tabelle

Tabella 1: Definizioni di collasso progressivo e collasso sproporzionato presenti in letteratura .....	7
Tabella 2: Definizioni di robustezza strutturale presenti in letteratura .....	7
Tabella 3: Tipi di conseguenze di eventi indesiderati (COST, 2011) .....	18
Tabella 4: Valori minimi della Vita nominale $V_N$ di progetto per i diversi tipi di costruzione .....	35
Tabella 5: Valori del coefficiente d'uso $C_u$ .....	36
Tabella 6: Caratteristiche del calcestruzzo .....	36
Tabella 7: Caratteristiche dell'acciaio .....	37
Tabella 8: Valori dei coefficienti di combinazione .....	40
Tabella 9: Peso permanente strutturale del solaio .....	41
Tabella 10: Peso permanente non strutturale del solaio .....	41
Tabella 11: Peso della muratura interna .....	41
Tabella 12: Distribuzione di $c_e$ lungo l'altezza .....	43
Tabella 13: Distribuzione delle forze del vento lungo l'altezza .....	44
Tabella 14: Valori delle accelerazioni degli spettri di risposta SLV e SLD .....	46
Tabella 15: Dimensioni degli elementi strutturali .....	47
Tabella 16: Caratteristiche modali dei primi 12 modi di vibrare .....	48
Tabella 17: Caratteristiche geometriche delle travi .....	51
Tabella 18: Caratterizzazione del calcestruzzo in ATENA 2D .....	80
Tabella 19: Caratterizzazione dell'acciaio in ATENA 2D .....	81
Tabella 20: Coordinate X e Y delle file dei punti del modello .....	82
Tabella 21: Load cases definiti nel modello .....	85
Tabella 22: Carichi uniformemente distribuiti definiti nel modello .....	86
Tabella 23: Valori sperimentali dei carichi massimi del comportamento flessionale e membranale .....	92
Tabella 24: Valori di calcolo dei carichi massimi del comportamento flessionale .....	92
Tabella 25: Valori di calcolo dei carichi massimi del comportamento membranale .....	93
Tabella 26: Valori di tensione e deformazione nella legge costitutiva bilineare dell'acciaio .....	97
Tabella 27: Carico dinamico e carico resistente per il telaio progettato con criteri sismici .....	102
Tabella 28: Numero di barre di diametro 18 mm presenti nei vari piani nelle analisi 2.1 e 2.2 .....	103
Tabella 29: Numero di barre di diametro 18 mm presenti nei vari piani nelle analisi 2.3 e 2.4 .....	105
Tabella 30: Volume di armatura prima e dopo le modifiche di continuità delle barre .....	107
Tabella 31: Valori di resistenza prima e dopo le modifiche di continuità delle barre .....	108
Tabella 32: Carico dinamico e carico resistente per il telaio con armatura continua .....	115
Tabella 33: Numero di barre e area corrispondente nelle analisi con incremento di armatura .....	115

## 1. INTRODUZIONE

Le caratteristiche fondamentali di una struttura sono, convenzionalmente, la resistenza meccanica, la funzionalità, la stabilità, la duttilità e la durabilità. Queste proprietà generalmente possono essere controllate attraverso procedure di progettazione standardizzate andando a soddisfare requisiti specifici.

Tradizionalmente, quindi, i progettisti strutturali si sono sempre focalizzati sull'ottimizzazione dei costi, rispettando i requisiti delle normative. Tuttavia, durante la vita utile, le strutture potrebbero essere esposte ad alcuni eventi eccezionali che in genere sono imprevedibili, quali ad esempio impatti, esplosioni o incendi. Questi eventi causano di solito danneggiamenti locali alle strutture, che possono degenerare causando il crollo di una buona parte o addirittura dell'intera costruzione.

Di seguito vengono illustrati tre fra i più famosi collassi di questa tipologia:

- Ronan Point Tower (Londra, 16 Maggio 1968): questo edificio di 22 piani di cemento armato a pannelli prefabbricati subì un'esplosione al 18-esimo piano a causa di una perdita di gas. Le pareti portanti adiacenti vennero espulse, e ciò creò un effetto domino sui 4 piani superiori dell'angolo sud-est dell'edificio. L'impatto del crollo causò quindi il collasso della quasi totalità di pareti e solai sottostanti dell'intero angolo del fabbricato, come illustrato in Figura 1.



Figura 1: Crollo dell'intero angolo della Ronan Point Tower ([www.researchgate.net](http://www.researchgate.net))

Quattro dei 260 residenti persero la vita e diciassette furono feriti, inclusa una giovane madre che fu bloccata su una stretta sporgenza quando il resto del suo soggiorno scomparve.

- Murrah Federal Building (Oklahoma, 19 Aprile 1994): a causa di un attentato terroristico mediante esplosione, l'edificio federale di nove piani di calcestruzzo armato ordinario perse una colonna portante del piano terra del lato nord; questo causò il sovraccarico dei restanti pilastri determinando il crollo di una grande porzione della struttura (Figura 2).



*Figura 2: Crollo del lato nord del Murrah Federal Building (www.kgou.org)*

La metà dell'edificio è crollata pochi secondi dopo l'esplosione della bomba, mentre il resto è stato demolito un mese dopo l'attacco e il monumento nazionale di Oklahoma City è stato costruito sul sito. Il collasso uccise 168 persone, 19 delle quali erano bambini di età inferiore ai sei anni.

- World Trade Center (New York, 11 Settembre 2001): La mattina dell'11 settembre 2001, due aerei commerciali furono dirottati e colpirono le torri gemelle del WTC. La struttura delle torri era a telaio perimetrale a nodi rigidi, con maglia fitta ed un nucleo interno di calcestruzzo armato. La pianta quadrata aveva lati di circa 63 m e gli impalcati di acciaio erano sostenuti da travi reticolari. Gli impatti degli aerei provocarono notevoli danni alle torri ed innescarono una serie di incendi intensi

nei piani circostanti, come mostrato in Figura 3. Con il diffondersi degli incendi, le temperature raggiunsero in alcuni punti i 1000 °C, indebolendo conseguentemente le travi reticolari e le colonne di acciaio. In particolare, il crollo delle travi reticolari di piano dovuto alla perdita di resistenza prodotta dall'eccessivo riscaldamento innescò il crollo progressivo, tirando verso l'interno le colonne del perimetro, fino a che entrambe le torri subirono il crollo completo.



*Figura 3: Crollo delle torri gemelle del World Trade Center (www.ilpost.it)*

In quel giorno morirono 2996 persone ed oltre alle Torri gemelle del WTC e otto grandi edifici nella parte bassa di Manhattan subirono un crollo parziale o totale, provocato dai detriti caduti dalle torri, con un totale di 2,8 milioni di m<sup>2</sup> di uffici commerciali messi fuori servizio.

Come si evince dai casi illustrati, le conseguenze di tali eventi sono spesso catastrofiche, infatti possono portare alla perdita di molte vite umane, a molti feriti, ma anche a danni economici, ambientali e sociali di elevata entità, che si ripercuotono nella realtà di una città o di una regione per anni o addirittura decenni.

La capacità di una struttura di evitare, o perlomeno limitare sostanzialmente questo tipo di collasso, è chiamata robustezza strutturale, e rappresenta oggi un ulteriore requisito da considerare nel quadro nelle caratteristiche fondamentali di una struttura, che diviene

particolarmente importante e stringente nel caso di strutture critiche o strategiche nei riguardi della Protezione Civile. Negli ultimi anni, l'ingegneria civile strutturale ha mostrato sempre più interesse nei riguardi della robustezza strutturale: ci sono stati pertanto molti studi sperimentali e numerici, e la maggior parte delle norme tecniche, pur senza indicare vere e proprie valutazioni analitiche quantitative, ha indicato criteri e procedure di tipo progettuale da attuare al fine di irrobustire le strutture.

In questo lavoro di tesi sono state effettuate diverse analisi su uno specifico telaio piano in calcestruzzo armato progettato in una zona ad alta sismicità, le quali, oltre a confermare diversi aspetti noti in letteratura per modelli locali, come ad esempio l'influenza dell'altezza della trave e dei vincoli laterali, hanno portato ad esplorarne nuovi, quali la continuità e la simmetria delle barre longitudinali delle travi e l'accentramento di queste ai fini del miglioramento della robustezza.

Nel capitolo 2 viene illustrata la teoria generale della robustezza, descrivendo dapprima il concetto e le definizioni presenti in letteratura, successivamente le azioni accidentali, il rischio e le conseguenze al collasso sproporzionato e infine il progetto nei riguardi della robustezza e i possibili indici di misurazione della stessa.

Il capitolo 3 presenta la progettazione del telaio multipiano in calcestruzzo armato di riferimento: tale struttura è progettata in una zona ad alta sismicità con il metodo agli stati limite ultimi, rispettando il criterio di gerarchia delle resistenze e tutti i dettagli costruttivi sismici imposti dalle normative italiane ed europee.

Nel capitolo 4 si descrive il software di modellazione agli elementi finiti ATENA 2D, idoneo ad eseguire analisi non lineari per le strutture in calcestruzzo armato; inizialmente è illustrata la parte generale e poi vengono presentate la modellazione del telaio specifico e le impostazioni di analisi.

Il capitolo 5 mostra infine tutte le analisi sperimentali condotte a seguito di rimozione della colonna; si tratta di analisi statiche non lineari, che consistono nell'imposizione statica di uno spostamento verticale monotonicamente crescente del punto di rimozione di una colonna di base e nella misura della forza che il resto della struttura è in grado di fornire. Nello stesso capitolo vengono inoltre effettuate varie modifiche al telaio di progetto e vengono confrontati i risultati sottoforma di curve *pushdown*, ovvero curve forza-spostamento che danno indicazioni importanti del comportamento della struttura nei confronti della robustezza.

## **2. ROBUSTEZZA STRUTTURALE**

### **2.1. Concetto di robustezza**

Nella letteratura dei vari campi della ricerca e della tecnologia, come l'ingegneria informatica, la statistica, gli ecosistemi, ecc, possono essere trovate diverse definizioni di robustezza: ad esempio, in statistica, una tecnica si definisce robusta quando è insensibile a piccole variazioni dei parametri (Adam et al, 2018).

La robustezza strutturale abbraccia una sfera abbastanza ampia nel campo dell'ingegneria civile strutturale, per questo motivo non risulta semplice dare una definizione univoca. Dopo molti anni di ricerca e di applicazioni sulla valutazione e l'applicazione della mitigazione dei rischi rispetto a carichi eccezionali sulle strutture, diverse definizioni di collasso progressivo, collasso sproporzionato e robustezza sono stati proposti in documenti di ricerca, libri, codici edilizi e linee guida. Tuttavia, consensi generali sulla terminologia e soprattutto sulle procedure sono ancora carenti, anche se richieste dagli ingegneri professionisti e dalle parti interessate, ad esempio i funzionari edilizi, i proprietari, gli istituti di credito, gli assicuratori, le agenzie governative e i pianificatori di emergenza.

#### **2.1.1. Definizioni presenti in letteratura**

Per introdurre l'argomento, si potrebbe partire dalla distinzione tra collasso sproporzionato e collasso progressivo: se c'è una sproporzione considerevole tra un evento minore e il collasso finale di una grande parte o anche di un'intera struttura, allora si parla di 'collasso sproporzionato'; quando il collasso inizia con la rottura di uno o pochi elementi strutturali e degenera in elementi successivi, una definizione ragionevole è quella di 'collasso progressivo'. Sebbene i due termini siano spesso utilizzati come sinonimi, il primo è più appropriato nel contesto dei progetti e delle prestazioni, perché una precisa definizione di 'sproporzionato' richiede la scelta di obiettivi progettuali, d'altra parte quando ci si riferisce al fenomeno fisico e al meccanismo di collasso, il termine 'collasso progressivo' è più adatto (Starossek, 2009). Le diverse strutture sono suscettibili in maniera diversa a tali tipi di collassi, e quelle che risultano insensibili ai danneggiamenti locali, cioè che presentano una limitata estensione del danneggiamento

totale, sono definite robuste; la robustezza, dunque, indica il livello di insensibilità di una struttura nei riguardi di danneggiamenti locali.

La Tabella 1 fornisce alcune delle definizioni di collasso progressivo e collasso sproporzionato disponibili in letteratura (Adam et al, 2018):

Fonte	Definizione
Allen e Schriever	Il collasso progressivo [...] può essere definito come il fenomeno in cui il danneggiamento locale è seguito dal collasso degli elementi adiacenti, che a sua volta è seguito da ulteriori collassi e così via, pertanto si ha un collasso diffuso come risultato di un danneggiamento locale.
Gross e McGuire	Un collasso progressivo è caratterizzato dalla perdita di capacità di carico di una porzione relativamente piccola di una struttura a causa di un carico eccezionale che, a sua volta, innesca una cascata di collassi che colpisce una parte importante della struttura.
Linee-guida GSA	Il collasso progressivo è una situazione in cui il collasso locale di un componente strutturale primario porta al collasso degli elementi adiacenti e questo porta ad ulteriori collassi. Quindi, il danneggiamento totale è sproporzionato rispetto alla causa originaria.
ASCE 7-05	Il collasso progressivo è definito come la diffusione di un iniziale collasso locale nei diversi elementi, con la conseguenza, alla fine, del collasso di un'intera struttura o di una parte sproporzionatamente grande di essa.
Ellingwood	Un collasso progressivo inizia come danneggiamento strutturale locale e si sviluppa, in un meccanismo a catena, in un collasso che è sproporzionato rispetto al danneggiamento locale iniziale.
Canisius et al.	Il collasso progressivo, in cui il danneggiamento iniziale di uno o più elementi degenera in una serie di collassi successivi di elementi non direttamente interessati dall'azione originale, è una modalità di rottura che può dare luogo a collassi sproporzionati.
NISTIR 7396	Collasso progressivo - La diffusione del danneggiamento locale, da un evento iniziale e da elemento ad elemento, degenera alla fine nel collasso di un'intera struttura o di una parte sproporzionatamente grande di essa; noto anche come collasso sproporzionato.
Agarwal e England	Il collasso sproporzionato è il risultato di piccoli danneggiamenti o di azioni minori che portano al collasso di una parte relativamente grande della struttura. [...] Il collasso progressivo è la diffusione del danneggiamento attraverso elementi vicini [...] Spesso il collasso progressivo è sproporzionato, ma il contrario può non essere vero.
Krauthammer	Il collasso progressivo è una sequenza di collassi che mette in relazione il danneggiamento locale al collasso su larga scala di una struttura.
Starossek e Haberland	Un collasso sproporzionato è un collasso che è caratterizzato da una pronunciata sproporzione tra un evento relativamente minore e il conseguente collasso di una parte maggiore o dell'intera struttura. Un collasso progressivo è un collasso che inizia con la rottura di uno o più elementi e poi progredisce su altri elementi interessati successivamente.
Kokot e Solomos	Il collasso progressivo di un edificio può essere considerato come la situazione in cui un danneggiamento locale di un componente strutturale

	primario porta alla rottura di elementi adiacenti e ad un collasso complessivo sproporzionato rispetto alla causa iniziale.
Parisi e Augenti	Il collasso progressivo [...] è un meccanismo a catena che determina una pronunciata sproporzione di dimensioni tra un evento scatenante relativamente minore e il conseguente collasso, ossia tra la quantità iniziale di elementi direttamente danneggiati e la quantità finale di elementi giunti a collasso.

*Tabella 1: Definizioni di collasso progressivo e collasso sproporzionato presenti in letteratura*

La Tabella 2 fornisce alcune delle definizioni di robustezza strutturale disponibili in letteratura (Adam et al, 2018):

<b>Fonte</b>	<b>Definizione</b>
Linee-guida GSA	Robustezza - Capacità di una struttura o di elementi strutturali di resistere ai danneggiamenti senza rotture premature e/o fragili dovute ad eventi come esplosioni, impatti, incendi o conseguenze di errori umani.
Bontempi et al.	La robustezza di una struttura, intesa come capacità di non subire danni sproporzionati a causa di un collasso iniziale limitato, è un requisito intrinseco, inerente all'organizzazione del sistema strutturale.
Agarwal e England	La robustezza è [...] la capacità di una struttura di evitare conseguenze sproporzionate rispetto al danneggiamento iniziale.
Biondini et al.	La robustezza strutturale può essere considerata come la capacità del sistema di subire un ammontare di danneggiamento non sproporzionato rispetto alle cause del danneggiamento stesso.
Vrouwenvelder	Il concetto di robustezza è che una struttura non dovrebbe essere troppo sensibile ai danneggiamenti locali, indipendentemente dalla fonte del danneggiamento.
JCSS	La robustezza di un sistema è definita come il rapporto tra i rischi diretti e i rischi totali (i rischi totali sono pari alla somma dei rischi diretti e indiretti), per un determinato periodo di tempo e considerando tutti gli eventi di esposizione rilevanti e tutti gli stati di danneggiamento rilevanti per i componenti del sistema.
Starossek e Haberland	Robustezza: insensibilità di una struttura ai danneggiamenti locali. Una struttura è robusta se un danneggiamento iniziale non porta ad un collasso sproporzionato.
Fib Model Code 2010	La robustezza è un aspetto specifico della sicurezza strutturale che si riferisce alla capacità di un sistema soggetto a carichi accidentali o eccezionali (come incendi, esplosioni, impatti o conseguenze di errori umani) di sostenere il danneggiamento locale di alcuni elementi strutturali senza subire un livello sproporzionato di sollecitazione complessiva o collasso.
Brett e Lu	[...] capacità di una struttura di resistere ad un evento eccezionale che comporta un collasso localizzato, permettendo livelli limitati di conseguenze.

*Tabella 2: Definizioni di robustezza strutturale presenti in letteratura*

### 2.1.2. La robustezza nelle normative attuali

L'*Eurocode – Basis of structural design*, al § 2.1 indica che una struttura deve essere progettata ed eseguita in modo tale da non essere danneggiata da eventi come esplosione, impatti e conseguenze degli errori umani, in misura sproporzionata rispetto alla causa di origine. Il danneggiamento potenziale dovrà, di regola, essere limitato o evitato mediante la scelta appropriata di una o più delle seguenti modalità:

- evitando, eliminando o riducendo i rischi a cui la struttura viene esposta;
- scegliendo una forma strutturale scarsamente sensibile ai rischi considerati;
- scegliendo una forma strutturale e uno schema di progettazione che possano adeguatamente sopportare l'eliminazione eccezionale di un elemento;
- evitando il più possibile sistemi strutturali che possono collassare senza preavviso;
- provvedendo la struttura di adeguati incatenamenti.

L'*Eurocode 1 – Actions on structures - Part 1-7: General actions - Accidental actions*, al § 3.2 indica vari approcci per garantire che la struttura possieda tale proprietà, tra cui:

- progettazione di alcuni “componenti chiave” per aumentare la probabilità di sopravvivenza della struttura dopo un evento eccezionale;
- progettazione di adeguati dettagli costruttivi e con materiali ed elementi strutturali duttili;
- realizzazione di una sufficiente iperstaticità nella struttura per facilitare il trasferimento delle azioni sfruttando percorsi di carico alternativi.

In Italia, le *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni* del 2018, al § 3.6 classificano le azioni eccezionali come quelle che si presentano in occasione di eventi quali incendi, esplosioni ed urti ed afferma che è opportuno che le costruzioni possiedano un grado adeguato di robustezza, in funzione dell'uso previsto della costruzione, individuando gli scenari di rischio e le azioni eccezionali rilevanti ai fini della sua progettazione. Pertanto, al § 2.2.5 suggeriscono diverse strategie di progettazione cui fare riferimento per garantire un adeguato livello di robustezza:

- progettazione della struttura in grado di resistere ad azioni eccezionali di carattere convenzionale, combinando valori nominali delle azioni eccezionali alle altre azioni esplicite di progetto;
- prevenzione degli effetti indotti dalle azioni eccezionali alle quali la struttura può essere soggetta o riduzione della loro intensità;

- adozione di una forma e tipologia strutturale poco sensibile alle azioni eccezionali considerate;
- adozione di una forma e tipologia strutturale tale da tollerare il danneggiamento localizzato causato da un'azione di carattere eccezionale;
- realizzazione di strutture quanto più ridondanti, resistenti e/o duttili è possibile;
- adozione di sistemi di controllo, passivi o attivi, adatti alle azioni e ai fenomeni ai quali l'opera può essere sottoposta.

## 2.2. Azioni accidentali

Prima di approcciare qualsiasi tipo di analisi, è innanzitutto necessaria una corretta definizione delle possibili azioni eccezionali che possono interessare la costruzione.

In generale, le azioni possono essere definite come forze, agenti in modo statico o dinamico, la cui entità dipende dalla probabilità di accadimento considerata, oppure attraverso la definizione di uno specifico scenario, come nel caso di costruzioni di grande rilevanza, oppure di particolari eventi eccezionali, come ad esempio gli attacchi terroristici, che per loro natura non possono essere trattati su base probabilistica con metodi classici.

Per definizione un'azione eccezionale è un'azione, solitamente di breve durata ma di entità significativa, con una probabilità molto ridotta di occorrenza su una determinata struttura durante la vita utile di progetto della struttura stessa.

Sono di solito legati a bassa probabilità e alte conseguenze (*low-probability, high-consequence* LPHC) quegli eventi che, da un lato hanno una probabilità di verificarsi molto inferiore rispetto a quella degli eventi normali e, dall'altro, possono causare perdite enormi, come ad esempio vittime, costi di riparazione e tempi di inattività.

La principale problematica nella gestione di tali scenari di azioni sulle strutture è rappresentata dalla difficoltà di formulare e identificare scenari di rischio e dalla difficoltà nel garantire che la progettazione nei confronti di tali azioni sia effettivamente efficace nel ridurre la possibilità di collasso strutturale.

### 2.2.1. Classificazione

Le azioni eccezionali sono molto diverse rispetto a quelle classiche considerate nella progettazione delle strutture e di seguito viene illustrata una classificazione, definita al capitolo 2 delle *Istruzioni per la valutazione della robustezza delle costruzioni* (Consiglio Nazionale delle Ricerche – CNR, 2018).

Innanzitutto, gli eventi eccezionali possono avere origine naturale o antropica e si possono individuare tre categorie di pericoli:

- 1) pericoli derivanti da fenomeni naturali o da attività umana involontaria: i primi possono essere i sismi, i fenomeni meteorologici e le frane mentre i secondi riguardano le esplosioni e gli incendi non dolosi;
- 2) azioni causate intenzionalmente dall'uomo, quali atti di vandalismo e attacchi terroristici;
- 3) pericoli conseguenti ad errori di concezione, progettazione o esecuzione della costruzione.

Dal punto di vista dell'interazione tra l'evento e la costruzione, questi pericoli possono agire sulla struttura come:

- carichi distribuiti di entità eccezionale;
- carichi di impatto;
- accelerazioni impresse durante un'azione sismica;
- deformazioni e spostamenti indotti.

Le azioni possono inoltre essere classificate sulla base della loro durata, seppur le azioni eccezionali siano nella maggior parte dei casi molto brevi rispetto alla vita utile della struttura; nella modellazione strutturale, esse possono essere applicate sulla struttura in maniera statica, dinamica, oppure con un andamento impulsivo.

La modalità con la quale il modello è costruito varia in base alla tipologia di pericolo:

Per quanto riguarda i pericoli della Categoria 1 (di origine naturale o derivanti dall'attività umana involontaria), per valutare gli effetti sulla costruzione è opportuno predisporre quattro modelli: un modello che descriva, da un punto di vista statistico, la frequenza di accadimento di un dato fenomeno, uno che descriva gli effetti a distanza, un altro che descriva l'intensità dell'azione e come il fenomeno naturale interagisce con la costruzione, e infine un modello che descriva gli effetti di eventuali interventi di mitigazione dell'azione e conseguente riduzione di pericolosità; tramite tale procedura è

possibile realizzare uno scenario di rischio sufficientemente adatto a formulare una valutazione della risposta strutturale allo scenario considerato.

Per i pericoli della Categoria 2 (atti vandalici e terroristici), non è possibile prendere in considerazione le statistiche di eventi passati, per cui possono dare indicazioni riguardo alla possibile occorrenza di un atto vandalico il ruolo strategico della costruzione, la potenziale rilevanza dell'attacco e la tipologia di servizio dell'edificio; solitamente in questi casi non è possibile costruire un modello dell'intensità del fenomeno in quanto le modalità di attacco possono essere varie e diversificate.

I pericoli della Categoria 3 (errori di concezione, progettazione e costruzione) non possono essere trattati da un punto di vista statistico se non, almeno in parte e relativamente all'aspetto costruttivo, nel caso di costruzioni modulari prefabbricate; gli effetti di tali errori possono essere mitigati attraverso il controllo e l'adozione di un processo di qualità e verifica nelle varie fasi di progettazione e realizzazione dell'opera.

Si riporta nel seguito una illustrazione di alcune tra le possibili azioni eccezionali che possono interessare una struttura nel caso di pericoli naturali e antropici.

### **2.2.2. Fenomeni naturali o derivanti da attività umana involontaria**

Tra i fenomeni naturali o derivanti da attività umana involontaria si hanno il terremoto, il maremoto, le frane, gli allagamenti, le trombe d'aria, gli incendi e le esplosioni.

Il terremoto viene valutato dalle norme mediante azioni sismiche non epicentrali, le quali vengono ricavate considerate leggi di attenuazione delle componenti accelerometriche. Nel caso di azioni epicentrali, la ridotta distanza tra epicentro e struttura investita dall'azione sismica non permette un adeguato smorzamento, e questo porta a un incremento sostanziale riguardo alle azioni da normativa, le quali possono essere dunque poco significative.

Il maremoto è un fenomeno naturale dovuto a movimenti sottomarini che determinano l'insorgere ed il propagarsi nel mare di onde che possono avere notevole altezza quando si avvicinano alla costa, comportando diffuse inondazioni. Sulla base della topografia della zona costiera, è possibile valutare l'estensione delle aree inondate da un maremoto dovuto ad un'azione sismica, così come l'altezza di sommersione e la velocità del flusso. Gli effetti sulla costruzione, sebbene variabili, possono essenzialmente essere ascrivibili

a pressioni di impatto causate dal flusso in movimento, da forze concentrate dovute ai detriti da esso trasportati, ed a spinte idrostatiche.

Le frane sono fenomeni dovuti alla perdita di stabilità e/o coesione di una massa di terreno/roccia fratturata, solitamente di origine naturale ma talora provocati anche dall'azione antropica; la forza di impatto di una frana è funzione della velocità e dalla tipologia della massa di terreno interessata dal fenomeno.

Gli allagamenti sono fenomeni naturali dovuti a forti precipitazioni o a rottura di opere idrauliche lungo il reticolo idrografico che comportano l'innalzamento delle acque superficiali e la successiva inondazione di aree normalmente asciutte. Gli effetti di tale fenomeno sulle costruzioni sono molteplici: pressioni statiche e dinamiche esercitate dall'acqua in quiete o in movimento, impatti di oggetti trasportati dalla corrente, saturazione dei terreni interrati, erosione localizzata.

Le trombe d'aria sono violenti vortici d'aria che si formano alla base delle nuvole e giungono a toccare il terreno; questi fenomeni meteorologici sono generati da un centro di bassa pressione attorno a cui le masse d'aria ruotano producendo forti venti e copiose precipitazioni. I forti venti che si generano durante questo tipo di fenomeni meteorologici possono gravemente danneggiare gli edifici, abbattere piante e linee elettriche, spostare automobili dalla sede stradale, etc. Pertanto, durante fenomeni meteorologici di tale entità e potenza, è bene considerare due distinte azioni sulle costruzioni: la pressione del vento sulle superfici e le forze puntuali di impatto degli oggetti movimentati.

Gli incendi possono provocare la combustione di elementi strutturali e non strutturali; la modalità di calcolo dell'azione, la risposta delle strutture all'incendio e la prevenzione sono ampiamente dettagliati in molti documenti normativi cui è possibile fare riferimento.

Nelle esplosioni, l'onda di pressione forma una superficie di shock che si muove ad un'altissima velocità e trasporta una notevole quantità di energia; l'arrivo dell'onda di shock su una superficie, posta ad una determinata distanza del punto di esplosione, comporta un quasi-istantaneo incremento di pressione. L'entità della pressione sulle superfici di una costruzione è diversa nei casi di ambiente confinato e non confinato.

Gli impatti sulle strutture possono essere valutati mediante un'analisi statica equivalente oppure attraverso un'analisi dinamica. Le forze che il corpo impattante trasmette alla struttura impattata dipendono sia dal tipo di impatto che dalla rigidità e deformabilità di ciascuno dei due corpi.

### **2.2.3. Atti vandalici e terroristici**

La valutazione delle azioni dovute ad atti vandalici e terroristici è molto più complessa rispetto a quanto indicato in precedenza per le altre tipologie di azione, in quanto è innanzitutto necessario analizzare le intenzioni e le motivazioni che spingono i singoli, o il gruppo, a provocare un danno sulla società.

Gli obiettivi dell'azione vandalica sono usualmente scelti sulla base del grado di difficoltà nel riuscire a generare un danno, sulla base del grado di protezione e di sorveglianza delle strutture/infrastrutture, sulla base del numero di persone necessarie a portare a termine l'atto terroristico.

La teoria sottolinea il fatto che, quando gli obiettivi primari sono troppo protetti o difficili da attaccare, l'attenzione si sposta su obiettivi secondari, più semplici. In generale, i terroristi utilizzano modalità simili di attacco, sulla base di precedenti tentativi che si sono dimostrati efficaci, fino a quando non emerge una buona modalità di attacco che risulta essere particolarmente efficace.

### **2.2.4. Errori di concezione, progettazione o esecuzione**

Sebbene non siano da considerarsi a tutti gli effetti delle vere e proprie azioni, gli errori che possono essere commessi in tutte le fasi di progettazione e realizzazione di una struttura sono possibili scenari nei riguardi dei quali valutare la robustezza.

Tali errori portano alla realizzazione di una struttura inadatta a sostenere le azioni di progetto, variando il comportamento strutturale rispetto a quanto indicato dal progettista. Questo genere di pericolo è strettamente collegato alla qualità del processo ed alle procedure di controllo utilizzate.

Gli errori di concezione strutturale sono quelli che riguardano il comportamento complessivo della struttura soggetta alle azioni di progetto.

Gli errori di progettazione riguardano invece la resa finale del progetto, inclusi i dettagli costruttivi da realizzarsi in opera o in stabilimento.

Infine, gli errori di esecuzione sono quelli che riguardano la realizzazione della struttura, inclusi i collegamenti tra gli elementi, da parte delle maestranze.

## 2.3. Rischio di collasso sproporzionato

Il miglioramento della robustezza dell'edificio attraverso il processo di progettazione e costruzione richiede la considerazione di numerose incertezze. Alcune di queste incertezze sono abituali nell'analisi strutturale; queste includono la resistenza dei materiali, i carichi o le azioni permanenti e variabili. Altre incertezze sono basate sulla scarsa conoscenza, e derivano da limitazioni nella modellizzazione e da dati insufficienti. Queste incertezze comportano dei rischi, che non possono essere mai completamente eliminati, ma devono essere gestiti nell'interesse pubblico, cercando di ridurli il più possibile, e in questo senso diviene molto importante anche l'identificazione dello stato di danno tollerabile nel caso di tali eventi estremi, che può essere molto soggettiva.

L'analisi del rischio è analizzata nel dettaglio ai capitoli 3 e 4 delle *Istruzioni per la valutazione della robustezza delle costruzioni* (CNR, 2018); di seguito si riportano in breve i punti principali.

### 2.3.1. Concetto di rischio

Tutte le azioni eccezionali possono generare sollecitazioni sulle strutture in grado di provocarne il collasso, conseguentemente, tutte le tipologie di strutture sono potenzialmente esposte al rischio di collasso sproporzionato, seppur ciascuna tipologia esibisca un diverso livello di vulnerabilità allo stesso.

Gli eventi che possono innescare il collasso sproporzionato da un lato sono caratterizzati da probabilità di accadimento molto basse; in termini generali, il rischio è determinato dalla combinazione di tre fattori, la pericolosità (P), la vulnerabilità (V), e l'esposizione (E):

$$R = P \cdot V \cdot E \quad (2.1)$$

Il rischio può essere diversamente concepito e percepito dalla molteplicità di attori coinvolti nei processi decisionali. Ad esempio, gran parte delle persone tende ad essere avversa al rischio, il che implica una bassa percezione dello stesso, sul versante opposto, le grandi aziende spesso ricorrono alla stipula di assicurazioni private, al fine di neutralizzare le conseguenze negative di un evento fortemente avverso. Dal punto di vista sociale, invece, le comunità hanno in generale una diversa percezione degli eventi catastrofici, anche se coinvolgono un numero limitato individui, rispetto ad eventi più

comuni e che, per questo, possono coinvolgere globalmente un grande numero di persone: un esempio tipico è rappresentato dalla percezione del rischio nei confronti di un incidente aereo (che generalmente causa un numero superiore di vittime rispetto al singolo incidente stradale e del quale i media si occupano con maggiore attenzione) piuttosto che degli incidenti stradali, di fatto più frequenti e, dal punto di vista statistico, più rischiosi. La probabilità di collasso sproporzionato può computarsi mediante la caratterizzazione delle probabilità condizionate di due livelli di danneggiamento: danno locale, dato l'accadimento di un evento eccezionale; danno globale, ovvero collasso sproporzionato, dato l'attingimento del danno locale.

### 2.3.2. Analisi probabilistica del rischio

Sia  $H$  (*Hazard*) un evento dannoso, con bassa probabilità di accadimento ma gravi conseguenze attese nel caso di suo accadimento, in particolare dovute all'accadimento di un collasso sproporzionato, e sia  $SL$  uno stato di danno locale alla struttura, indotto da  $H$ . Si identifichi con  $C$  il collasso sproporzionato causato da  $SL$ . Il modello matematico di base per la valutazione della probabilità di collasso è rappresentato dall'equazione seguente:

$$P[C] = P[C|SL] \cdot P[SL|H] \cdot P[H] \quad (2.2)$$

dove:

- $P[C]$  rappresenta la probabilità annuale di collasso strutturale  $C$  dovuto all'evento  $H$ , correlata alla "resistenza al collasso" del sistema;
- $P[H]$  è la probabilità di accadimento dell'evento  $H$ , assunta pari al tasso annuale medio di accadimento  $\lambda_H$ ;
- $P[SL|H]$  rappresenta la probabilità condizionata di danno locale, dato  $H$ ;
- $P[C|SL]$  rappresenta la probabilità condizionata di collasso sproporzionato dato lo stato di danno locale  $SL$ .

$P[C|SL]$  definisce la robustezza della struttura ed è l'unico termine su cui un ingegnere civile strutturale può realmente agire, al fine di ridurlo; la sua valutazione in termini probabilistici, può essere complessa, richiedendo, a rigore, l'utilizzo di metodologie di analisi avanzate, quali analisi dinamiche non lineari, eseguite su modelli numerici dettagliati e realistici.

### 2.3.3. Strategie per la riduzione del rischio

La progettazione per la riduzione del rischio di collasso sproporzionato risulta essere diversa rispetto a quella tradizionale, bisogna infatti considerare l'accadimento di eventi estremi, la cui probabilità è estremamente bassa, durante la vita nominale della struttura.

La riduzione del rischio può essere attuata mediante alcuni step:

- definizione dei requisiti o prestazioni in presenza di scenari di rischio;
- calcolo della probabilità di non soddisfacimento dei requisiti;
- valutazione delle conseguenze dell'eventuale non soddisfacimento dei requisiti.

Fra i requisiti che la struttura deve possedere, ve ne sono alcuni di carattere generale, validi per qualsiasi tipologia strutturale, ed altri che sono invece legati alla destinazione d'uso della costruzione.

Possono essere individuati diversi approcci progettuali per mitigare il rischio di collasso sproporzionato; tra le varie classificazioni troviamo quella tra metodo diretto e metodo indiretto:

- il metodo di progetto indiretto è di facile applicazione; viene limitata la scelta del sistema strutturale e la geometria degli elementi e si valuta la resistenza dei collegamenti, senza però analizzare in modo esplicito la capacità della struttura di prevenire collassi sproporzionati; l'obiettivo è incrementare le capacità membranali dei piani, in modo che il collasso locale possa essere assorbito mediante ridistribuzioni che sfruttino l'effetto catenaria, e questo è possibile ad esempio attraverso opportuni incatenamenti, indicati in Figura 4 (§ 9.10 dell'*Eurocode 2 – Part 1-1*):

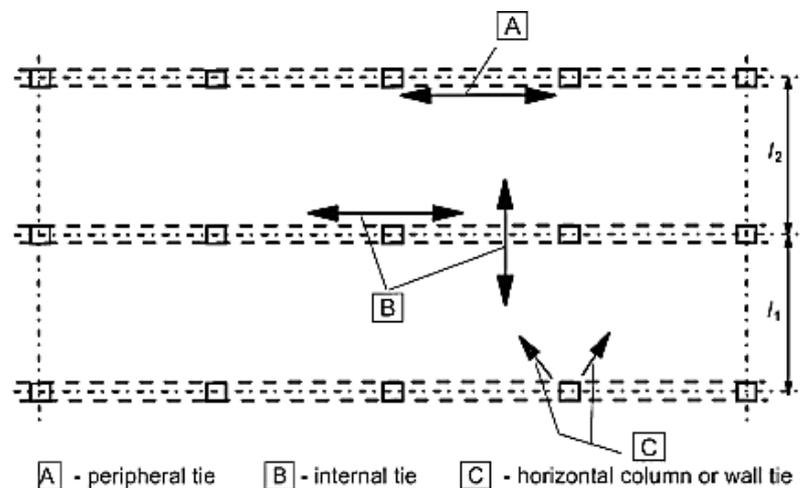


Figura 4: Incatenamenti strutturali (*Eurocode 2 – Part 1-1*)

- nel metodo di progetto diretto, il progettista valuta in modo esplicito la capacità della struttura nei riguardi dell'evoluzione dei collassi sproporzionati, e può individuare una soluzione strutturale in grado di non collassare completamente anche in caso di cedimento di una singola membratura. Un esempio potrebbe essere la progettazione della struttura in modo che questa sia capace di continuare a trasferire i carichi seguendo un percorso alternativo a seguito della rimozione di un elemento strutturale (Figura 5):

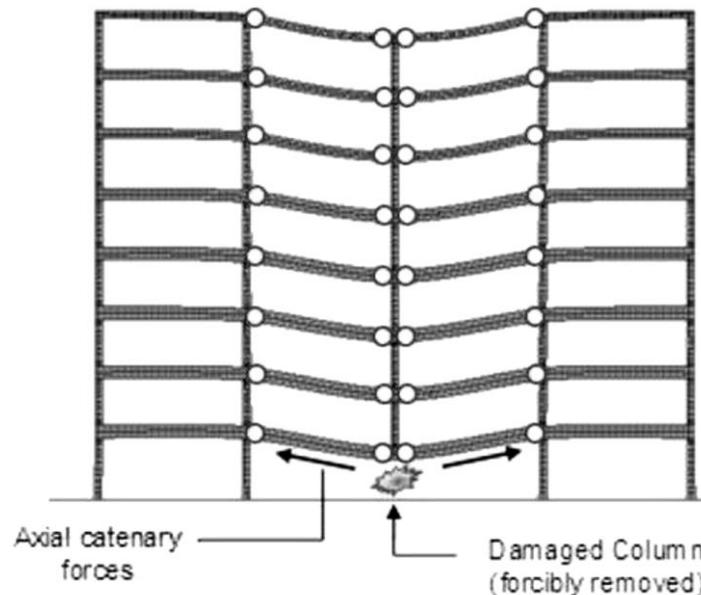


Figura 5: Rimozione di una colonna e conseguente effetto catenario (CNR, 2018)

## 2.4. Conseguenze al collasso sproporzionato

La robustezza deve essere tenuta in considerazione durante la progettazione strutturale a causa delle conseguenze inaccettabili che potrebbero derivare.

Le conseguenze sono i possibili risultati di un evento desiderato o indesiderato e devono essere prese in considerazione durante la valutazione del rischio.

La loro portata, come il numero di morti e feriti umani, i danni ambientali e le perdite economiche derivanti da un evento indesiderato, possono essere espresse sia verbalmente che numericamente. Quando un evento è desiderato, le conseguenze sono i benefici che possono derivare dall'evento stesso. Quando invece le conseguenze derivano da pericoli, come nell'ambito della robustezza strutturale, l'evento è indesiderato.

Le conseguenze derivanti da eventi indesiderati sulle strutture vengono analizzate in dettaglio al capitolo 5 delle istruzioni *Structural Robustness design for practising engineers* (European Cooperation in Science and Technology – COST, 2011). Di seguito si riporta una breve sintesi.

#### 2.4.1. Tipi di conseguenze

Le conseguenze da prendere in considerazione in relazione a una progettazione o valutazione strutturale dipenderà dal sistema strutturale. Ad esempio, maggiore è l'estensione di un determinato sistema, maggiori potrebbero essere i tipi di conseguenze da considerare. Un elenco delle conseguenze indesiderate che possono essere legate a un sistema strutturale è riportato nella Tabella 3. Queste sono state suddivise in diversi ambiti: sicurezza delle persone, continuità aziendale, conseguenze economiche o patrimoniali, ambientali, politiche e sociali. Alcune di esse sono quantificabili, mentre altre non lo sono.

Tipo di conseguenza	Conseguenza
Sicurezza delle persone	Morti
	Feriti
	Danneggiamenti di strutture vitali (ad es. ospedali)
	Effetti a lungo termine Effetti psicologici
Economiche o patrimoniali	Danneggiamenti all'edificio/struttura
	Danneggiamenti alle proprietà adiacenti
Continuità aziendale	Perdita di ricavi
	Perdita di clienti
	Incapacità di fornire servizi vitali e/o attività
	Costi dovuti ai ritardi Costi per l'economia di una regione
Ambientali	Danno ambientale reversibile
	Danno ambientale irreversibile
	Effetto sulla fauna selvatica
Politiche e sociali	Perdita di reputazione
	Aumento dei timori dell'opinione pubblica
	Perdita di sostegno politico

Tabella 3: Tipi di conseguenze di eventi indesiderati (COST, 2011)

### 2.4.2. Analisi delle conseguenze

La procedura sistematica per descrivere e/o calcolare le conseguenze si chiama analisi delle conseguenze. Le conseguenze sono generalmente multidimensionali, tuttavia, in casi specifici possono essere descritte in modo semplificato con un numero limitato di elementi come, ad esempio, i decessi umani, i danni alle proprietà, all'ambiente e ai costi dovuti all'indisponibilità di una struttura.

L'analisi delle conseguenze dovrebbe iniziare con una descrizione tecnica e funzionale del sistema in esame: il tipo di struttura, la sua destinazione d'uso, le attività previste, il numero di persone interessate da un eventuale collasso, il ruolo strategico dell'edificio, le attività governative, i servizi medici, ecc.

Alcune conseguenze sono indipendenti dal comportamento strutturale. Ad esempio, molte persone possono morire o essere ferite da un incendio in un edificio a causa degli effetti del fumo e delle radiazioni. In un caso del genere, dove c'è un lasso di tempo dall'inizio del pericolo alla percezione dei suoi effetti, le vite umane possono essere salvate fornendo adeguati sistemi di allarme e adeguate vie di fuga. Esistono ampi modelli per calcolare la probabilità di sopravvivenza delle persone esposte durante tali eventi.

Se la risposta strutturale è importante, è necessario distinguere tra la risposta diretta degli elementi esposti e il successivo comportamento del resto della struttura. Se la risposta diretta di un elemento strutturale è inadeguata, allora quell'elemento è considerato vulnerabile. Se il guasto di elementi vulnerabili è seguito da un comportamento inadeguato della parte rimanente della struttura, questa struttura viene definita poco robusta. Sia la valutazione dei risultati diretti che indiretti possono richiedere analisi strutturali piuttosto avanzate che considera, ad esempio, effetti non lineari, effetti dinamici ed effetti di temperatura.

### 2.4.3. Classificazione delle conseguenze

La progettazione per situazioni accidentali deve essere effettuata solo per le strutture il cui crollo, in tutto o in parte, può provocare conseguenze indesiderate particolarmente grandi. Un modo conveniente per prendere questa decisione è quello di classificare le strutture o i loro elementi strutturali in base alle seguenti categorie conseguenze di un evento indesiderato (cioè un "incidente"). Nell'*Eurocode 1 – Part 1-7*, sebbene la

categorizzazione delle strutture si basi sulle conseguenze di collasso, queste non sono quantificate e sono fornite solo qualitativamente come segue:

- Classe 1 → Conseguenze limitate
- Classe 2 → Conseguenze medie
- Classe 3 → Conseguenze grandi

Le misure di robustezza e il metodo di analisi appropriato da utilizzare per una situazione può dipendere dalla sua categoria di sicurezza, ad esempio nel modo seguente:

- Classe 1: nessuna considerazione specifica per le azioni accidentali;
- Classe 2: analisi semplificata mediante modelli di carico statico equivalente per carichi accidentali e/o applicando regole prescrittive di progettazione/dettaglio;
- Classe 3: studio approfondito degli scenari di azioni accidentali e utilizzo di analisi dei rischi, analisi dinamiche e non lineari.

#### 2.4.4. Rappresentazione del sistema

Le conseguenze di un evento indesiderato e il livello di rischio dipendere da come è stato realizzato un particolare sistema strutturale. La valutazione del rischio di un dato sistema può essere facilitata considerando la rappresentazione generica illustrata nella Figura 6. L'esposizione al pericolo è rappresentata da diversi eventi che possono agire sugli elementi del sistema considerato.

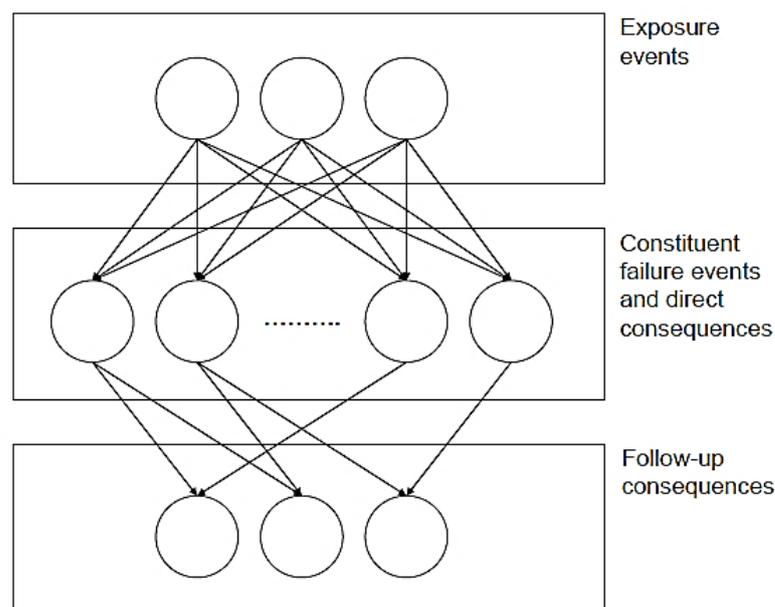


Figura 6: Sistema di rappresentazione generico nella valutazione dei rischi (COST, 2011)

Gli elementi di un sistema possono essere considerati come la sua prima difesa contro un pericolo. Il danneggiamento al sistema, causato dal collasso dei vari elementi, viene associato alle conseguenze dirette (*direct consequences*); queste possono comprendere diversi aspetti di un sistema, come le perdite monetarie, la perdita di vite umane e i danni ambientali.

A seconda della combinazione di collassi degli elementi e delle conseguenze corrispondenti, possono verificarsi conseguenze indirette (*follow-up consequences*), che possono avere diversa entità in base alla robustezza della struttura.

In alcune situazioni, è possibile che un pericolo sia seguito da un altro, con conseguenze ancora più gravi per un sistema strutturale; alcuni esempi sono:

- esplosione di gas e/o incendio a seguito di un terremoto;
- tsunami a seguito di un terremoto;
- incendio a seguito di un'esplosione di gas o di un'esplosione di bombe;
- incendio a seguito di un tornado o altra tempesta di vento;
- deterioramento degli elementi, a seguito di un'azione accidentale.

Le conseguenze potrebbero essere espresse anche, ad esempio, dalla somma delle perdite di denaro associate a:

- collassi degli elementi;
- cambiamenti fisici del sistema nel suo complesso, causati dagli effetti combinati dei collassi degli elementi.

Si osserva che qualsiasi componente di un sistema può essere modellato come un sistema stesso: ad esempio, una rete stradale potrebbe avere dei ponti come suoi componenti; un ponte, a sua volta, è un sistema costituito da vari elementi strutturali. Però questo motivo, nella valutazione dei rischi, un ruolo di primo piano è svolto dalle conseguenze indirette e la modellizzazione e il livello di dettaglio di queste ha una grande incidenza sui risultati. Una rappresentazione schematica dell'analisi delle conseguenze, applicate in relazione ad un edificio soggetto a un'esplosione in uno dei piani superiori, è mostrata in Figura 7.

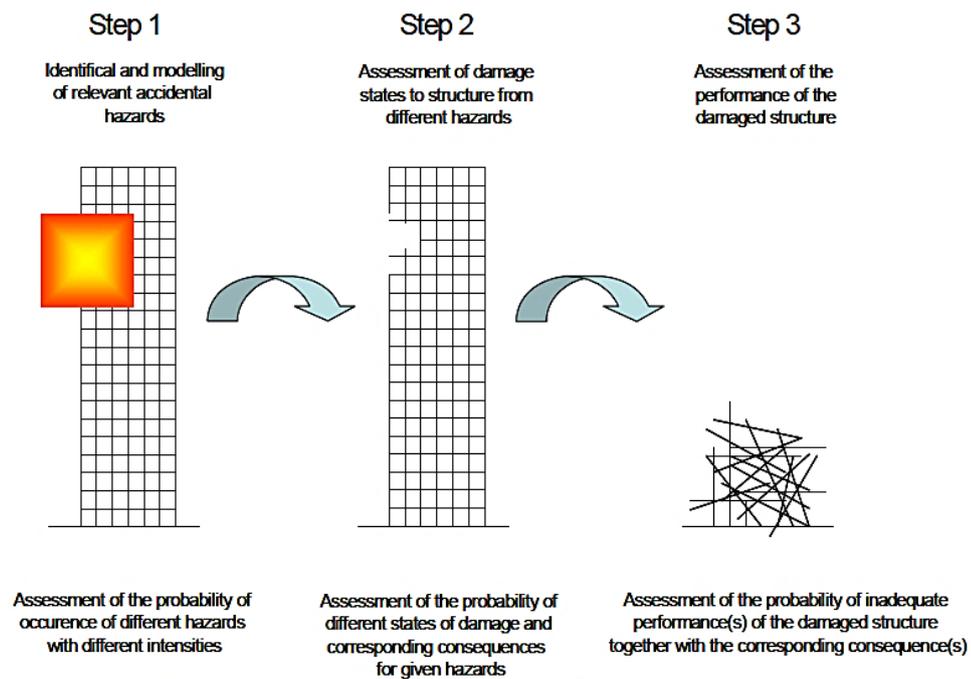


Figura 7: Fasi dell'analisi delle conseguenze (COST, 2011)

## 2.5. Progetto per la robustezza

La riduzione del rischio di collasso sproporzionato può essere ottenuta con una corretta concezione della struttura. I seguenti aspetti contribuiscono a limitare la propagazione del danno e incrementano la robustezza strutturale complessiva: ridondanza, incatenamenti, duttilità, distribuzione uniforme degli elementi strutturali, adeguata resistenza alle tensioni tangenziali e capacità di resistere ad inversione delle azioni e delle sollecitazioni. Di seguito si illustrano brevemente le indicazioni riportate ai capitoli 5 e 6 delle *Istruzioni per la valutazione della robustezza delle costruzioni* (CNR, 2018).

### 2.5.1. Metodi di progetto

Ci sono sostanzialmente tre metodi da utilizzare nella progettazione nei riguardi della robustezza strutturale:

- Il metodo della resistenza locale ha l'obiettivo di prevenire l'innescio di un possibile collasso sproporzionato, e quindi di evitare il danneggiamento locale di quegli elementi il cui collasso porterebbe ad una propagazione incontrollata del danno (elementi chiave). È sovente utilizzato in presenza di tipologie strutturali in cui risulta improbabile l'instaurarsi di un percorso alternativo dei carichi e che

quindi risultano più sensibili di altre ai danneggiamenti locali; si tratta perlopiù di strutture con ridotto livello di ridondanza, come ad esempio in presenza di un piano di trasferimento (Figura 8) in cui vista la grande luce, è improbabile che la perdita di una colonna non evolva in un collasso sproporzionato.

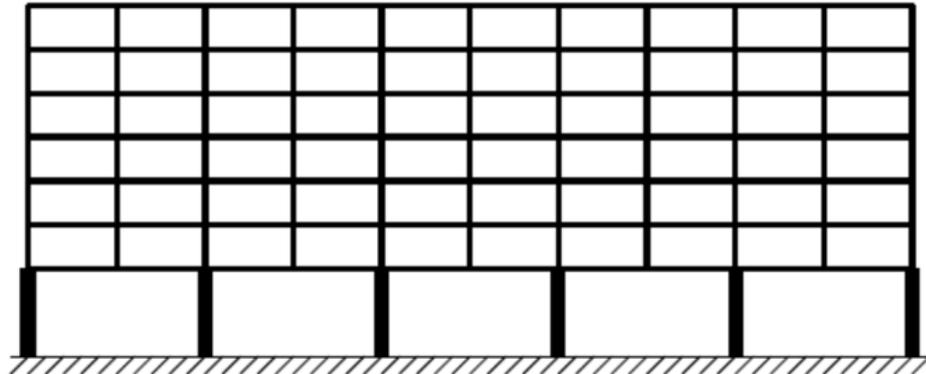


Figura 8: Edificio con piano di trasferimento (CNR, 2018)

L'approccio prevede che l'elemento chiave sia progettato per resistere alle minacce identificate in precedenza attraverso una delle seguenti modalità fra loro alternative: in modo individuale, cioè senza richiamare il contributo di altri elementi strutturali, oppure richiamando il contributo di altri elementi strutturali coinvolti nel medesimo meccanismo resistente.

Per ridurre il rischio di collasso sproporzionato è opportuno adottare alcuni accorgimenti come rendere le travi di trasferimento continue su più appoggi e adottare misure per favorire un percorso alternativo tra le travi di trasferimento attraverso le orditure ad esse perpendicolari.

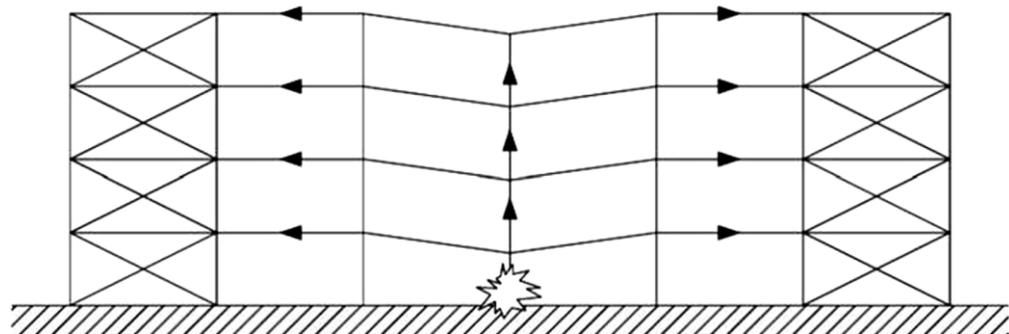


Figura 9: Esempio di percorso alternativo dei carichi (CNR, 2018)

- Il metodo del percorso alternativo dei carichi ha lo scopo di prevenire il collasso sproporzionato della struttura una volta che si è verificato un collasso locale, e di ridistribuire i carichi portati dall'elemento collassato agli elementi integri (Figura

9). Generalmente, il progettista rimuove un elemento strutturale (tipicamente una colonna) ed effettua analisi statiche non-lineari o dinamiche non-lineari, al fine di verificare che resto della struttura sia ancora in grado di trasferire le azioni nella combinazione di carico accidentale.

Percorsi alternativi dei carichi si possono più facilmente sviluppare in sistemi strutturali dotati di duttilità, regolarità strutturale, ridondanza e capacità dissipativa. In tal modo quindi si minimizza il rischio di collasso sproporzionato. Come si può notare quindi vi è un elevato grado di corrispondenza tra questo metodo e le prescrizioni progettuali adottate in campo sismico.

- Il metodo della compartimentazione ha l'obiettivo di limitare l'estensione del collasso sproporzionato isolando la parte strutturale collassata dalla struttura rimanente. I bordi del compartimento sono formati da elementi "forti" che interrompono il collasso degli elementi "deboli" del compartimento, oppure viceversa da elementi deboli che collassando sconnettono la parte danneggiata dal resto della struttura che rimane in tal modo integra (fusibili strutturali).

### 2.5.2. Modellazione strutturale

Nel progetto per la robustezza, assume un'importanza fondamentale la modellazione strutturale; inoltre, la capacità di assorbire e dissipare l'energia in seguito alla formazione di danneggiamenti localizzati è collegata direttamente alle leggi costitutive adottate per i materiali che costituiscono gli elementi strutturali e le loro connessioni, pertanto, la sensibilità e l'esperienza del progettista giocano un ruolo fondamentale nella scelta e nella calibrazione delle leggi costitutive più idonee a simulare un determinato comportamento.

Di seguito sono elencati alcuni aspetti da tenere in considerazione nelle analisi strutturali sia in termini di leggi costitutive che di modellazione:

- Modelli costitutivi elastici-lineari. I modelli costitutivi elastici lineari sono in assoluto i più semplici da utilizzare e i più facili da interpretare; sono utili soprattutto nelle fasi di studio preliminare, quando le non linearità del materiale vengono generalmente trascurate. Se da un lato la loro semplicità costituisce un vantaggio, dall'altro però li rende non idonei per lo studio di fenomeni complessi come il collasso sproporzionato.
- Modelli costitutivi non lineari dipendenti / indipendenti dalla velocità di applicazione del carico. Lo studio del collasso sproporzionato generalmente

implica lo sviluppo di deformazioni strutturali tali da comportare la nascita di deformazioni anelastiche. La plasticizzazione del materiale rappresenta un contributo fondamentale nel processo di dissipazione dell'energia e nella redistribuzione delle azioni e per tale motivo non può essere trascurata nelle analisi. Nel comportamento non lineare dei materiali tradizionalmente utilizzati (calcestruzzo, acciaio, materiali compositi, muratura, ecc...) c'è una dipendenza della legge costitutiva dalla velocità di applicazione del carico, soprattutto nel caso in cui l'azione sia applicata rapidamente (per esempio nel caso di esplosione o di impatto di veicoli ad alta velocità). Tale aspetto comporta un incremento della resistenza e/o rigidità dei materiali, incremento di cui si può tener conto nella valutazione della robustezza.

- Modelli locali / modelli globali. Generalmente, è opportuno realizzare sia dei modelli globali che locali. I primi sono utilizzati per ricavare informazioni di carattere generale come l'andamento delle caratteristiche della sollecitazione e degli spostamenti in tutta la struttura, i secondi invece si rivelano necessari per studiare il comportamento in regioni particolari (zone di discontinuità, punti di applicazione del carico, zone di concentrazione degli sforzi, nodi, connessioni, ecc...).

### 2.5.3. Tipologie di analisi

Il danneggiamento locale o la perdita di un elemento può determinare il passaggio dalla configurazione originale a quella danneggiata in maniera repentina, generando degli effetti dinamici, che possono essere presi in conto in diversi modi a seconda del tipo di analisi scelto:

- Le analisi statiche lineari possono essere utilizzate andando a incrementare gli effetti per mezzo di un opportuno coefficiente di amplificazione dinamico; ovviamente le analisi lineari non consentono di cogliere effetti importanti come la redistribuzione delle sollecitazioni, le non linearità geometriche e meccaniche e quindi l'effetto catenaria;
- Le analisi statiche non lineari consentono di prendere in conto le non linearità e di cogliere in modo adeguato l'effetto catenaria, tuttavia gli effetti dinamici non sono considerati, per cui è necessario utilizzare un opportuno coefficiente di amplificazione dinamico.

- Le analisi dinamiche lineari permettono di tenere in conto gli effetti dinamici collegati al danneggiamento/collasso locale, tuttavia non consente di apprezzare gli effetti legati alla non linearità del problema.
- Le analisi dinamiche-non lineari costituiscono la tipologia di analisi più completa e adatta per simulare il problema. Il calcolo viene in genere eseguito utilizzando modelli tridimensionali, non lineari, in condizioni di grandi deformazioni e tenendo conto del comportamento in fase transitoria. Tuttavia, non tutti i programmi di calcolo sono in grado di effettuare questo tipo di studio. A causa della complessità e del grande numero di parametri coinvolti, questo tipo di analisi può essere svolta solo da progettisti esperti. Si deve tenere in conto anche l'onere in termini computazionali che queste modellazioni comportano, soprattutto nel caso di grandi strutture.

#### **2.5.4. Costruzioni in c.a. gettate in opera**

Le costruzioni di calcestruzzo armato gettate in opera presentano una serie di caratteristiche favorevoli nei confronti della risposta ad eventi eccezionali e/o estremi:

- continuità strutturale (e la conseguente ridondanza);
- comportamento duttile di sezioni e membrature soggette a flessione;
- colonne poco suscettibili all'instabilità;
- l'elevata massa della struttura ne incrementa la risposta alle esplosioni;

D'altra parte la massa della struttura rende talvolta difficoltosa la ripartizione dei carichi in quanto la forza che deve essere veicolata su un percorso alternativo risulta elevata; i meccanismi resistenti di tipo fragile (quali taglio, torsione, ancoraggi e sovrapposizione delle armature) possono impedire lo sviluppo dei meccanismi duttili, quindi è necessario utilizzare un approccio di progettazione secondo la gerarchia delle resistenze in modo del tutto analogo ai metodi di progetto utilizzati in presenza di azioni di tipo sismico.

Gli effetti membranali contribuiscono significativamente alla definizione della robustezza strutturale degli elementi di calcestruzzo armato quali, per esempio, travi e piastre. Per il calcolo della robustezza strutturale risulta quindi fondamentale considerare le riserve di resistenza dovute agli sforzi membranali al fine di evitare strategie di rinforzo (per strutture esistenti) o di progettazione (per strutture nuove) eccessivamente conservative.

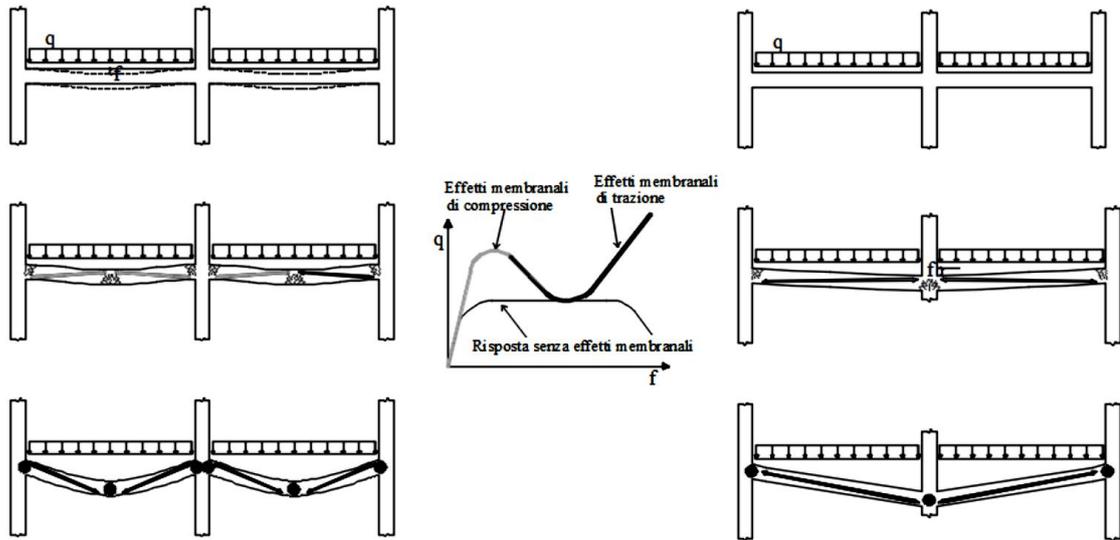


Figura 10: Sforzi membranali negli elementi strutturali (CNR, 2018)

La Figura 10 evidenzia come il benefico effetto degli sforzi membranali possa essere sfruttato non solo in occasione di un evento accidentale quale la rimozione di una colonna, ma in occasione di applicazioni di carichi superiori a quelli previsti in fase progettuale per la struttura.

Nel caso di luci modeste gli sforzi membranali di compressione si attivano già in corrispondenza di ridotti valori di deformazione, mentre nel caso di luci elevate gli sforzi membranali di compressione risultano trascurabili e quelli di trazione contribuiscono significativamente alla resistenza degli elementi inflessi.

Gli sforzi membranali di trazione non dipendono in misura significativa dalle deformazioni del calcestruzzo ma dipendono sensibilmente dalle deformazioni ultime raggiungibili dalle barre d'armatura e dai rapporti geometrici d'armatura.

Il valore degli sforzi membranali dipende in misura sostanziale dalle condizioni vincolari: la condizione di incastro definisce il limite superiore del valore degli sforzi membranali, che si riducono al ridursi della rigidità del vincolo esterno senza mai esaurirsi totalmente poiché gli sforzi membranali sono presenti anche in elementi privi di vincoli agli spostamenti laterali in virtù della continuità strutturale.

### 2.5.5. Comportamento nei riguardi della rimozione di un pilastro

Il comportamento strutturale di edifici intelaiati di calcestruzzo armato soggetti ad uno scenario di rimozione di un elemento verticale portante è costituito da varie fasi, in funzione dello spostamento verticale in corrispondenza della sezione in cui avviene la rimozione della colonna.

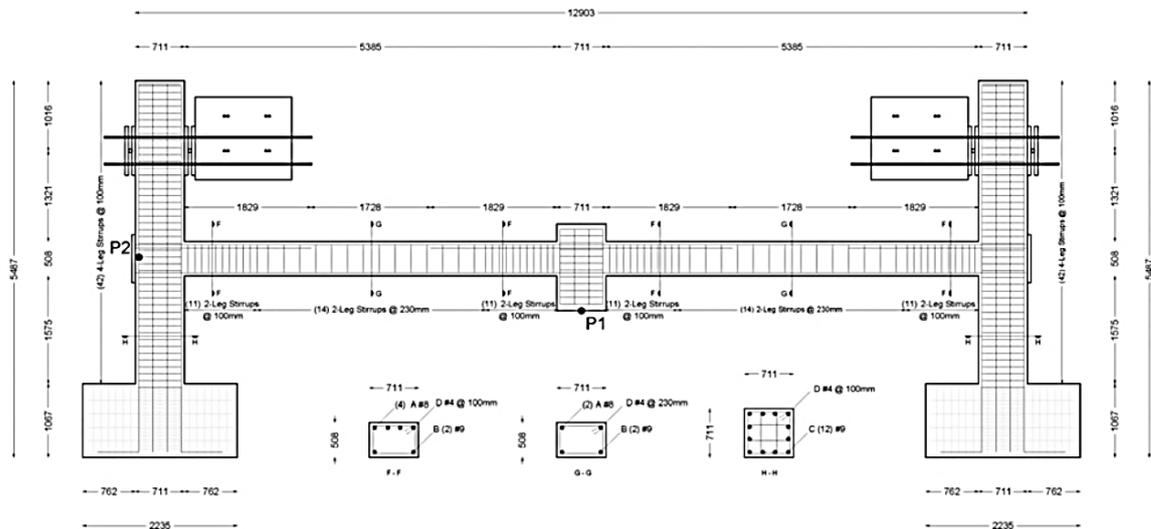


Figura 11: Elemento soggetto a prova sperimentale (CNR, 2018)

Le varie fasi sono descritte con riferimento alla prova sperimentale riportata in Figura 11 (Lew et al., 2011), di un telaio bidimensionale di calcestruzzo armato soggetto alla rimozione di una colonna non di bordo. Il prototipo è soggetto ad uno spostamento imposto in corrispondenza del punto P1, a simulare la relativa perdita della colonna.

Il comportamento sperimentale è rappresentato in Figura 12, in termini di forza applicata al punto P1 (Figura 12) e di spostamento orizzontale del punto P2 (Figura 13) in funzione dello spostamento verticale imposto al punto P1.

L'analisi sperimentale consente di distinguere tre differenti fasi:

- **Tratto OA:** comportamento flessionale della trave e termina con la formazione di cerniere plastiche in corrispondenza delle connessioni trave – colonna; il punto P2 è soggetto ad uno spostamento orizzontale negativo (verso l'esterno) a causa della fessurazione della trave che ne comporta un incremento di lunghezza; essendo tale incremento di lunghezza limitato dalla rigidità della colonna, la trave risulta compressa.

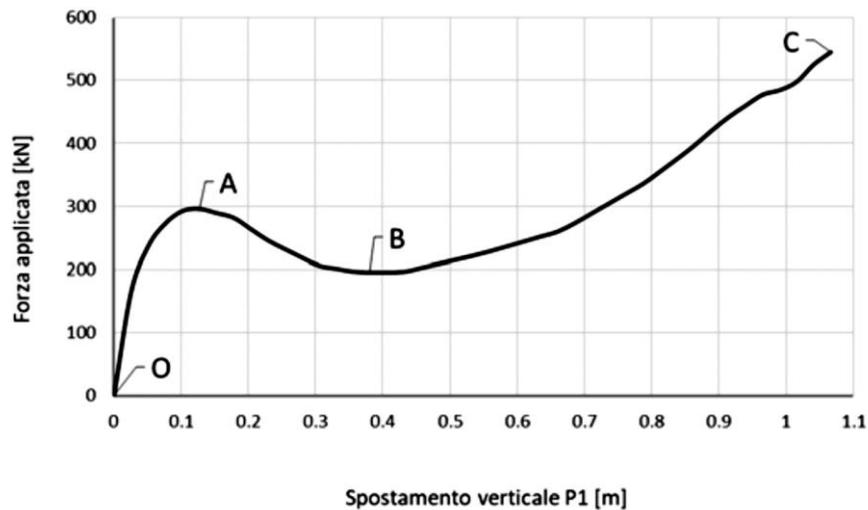


Figura 12: Curva di capacità forza-spostamento verticale (CNR, 2018)

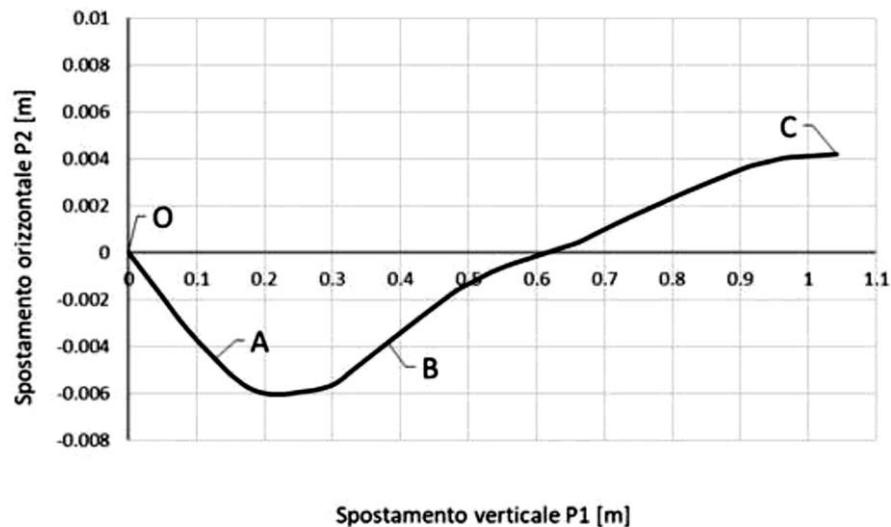


Figura 13: Curva spostamento verticale-spostamento orizzontale (CNR, 2018)

- Tratto AB: *softening* con diminuzione della forza applicata al crescere dello spostamento verticale del punto P1; lo spostamento orizzontale del punto P2 inizia a cambiare verso annullandosi in corrispondenza del punto B. In tale fase lo sforzo di compressione nella trave diminuisce fino ad azzerarsi.
- Tratto BC: aumento della forza applicata al crescere dello spostamento verticale del punto P1; lo spostamento orizzontale del punto P2 diventi positivo (verso l'interno) e conseguentemente la trave risulti tesa. In tale fase il carico viene portato dalla trave con una combinazione di effetto flessionale e di un effetto catenaria dall'armatura continua presente nella trave. L'effetto catenaria diventa via via più grande al crescere dello spostamento verticale del punto P1.

Affinché l'effetto catenario si possa instaurare, occorre che sia presente un'armatura continua fra le colonne ai lati di quella rimossa dall'evento eccezionale e/o estremo; in caso contrario il massimo carico sopportabile dalla struttura sarà quello corrispondente al solo comportamento flessionale (punto A).

### 2.5.6. Progetto nei riguardi della rimozione di un pilastro

Con opportune ipotesi semplificative, è possibile stimare la capacità portante di un sistema intelaiato nel caso di una rimozione accidentale di un pilastro portante.

Il carico massimo per comportamento puramente flessionale (punto A di Figura 12) può essere calcolato con la teoria della plasticità e con il principio dei lavori virtuali con la seguente formula:

$$P_{MAX,FL} = \frac{2 (M_{PL}^+ + M_{PL}^-)}{L} \quad (2.3)$$

dove  $M_{PL}^+$  e  $M_{PL}^-$  sono i momenti plastici della trave in corrispondenza della connessione con la colonna rispettivamente per momento positivo e momento negativo.

Trascurando l'armatura nel lembo compresso, a favore di sicurezza, i momenti plastici possono essere calcolati in modo semplificato come segue:

$$M_{PL}^+ = 0.9 A_s^+ f_y d \quad (2.4)$$

$$M_{PL}^- = 0.9 A_s^- f_y d \quad (2.5)$$

dove  $A_s^+$  e  $A_s^-$  sono le armature tese della trave in corrispondenza della connessione con la colonna, rispettivamente per momento positivo e momento negativo,  $d$  è l'altezza utile della trave,  $f_y$  è la tensione di snervamento di calcolo dell'armatura ottenuta applicando i coefficienti di sicurezza pertinenti per la verifica accidentale.

Per quanto riguarda il comportamento a catenario (punto B di Figura 12), il massimo carico sopportabile può essere valutato come:

$$P_{MAX,CAT} = 2 \frac{\delta}{L} A_{s,cont} f_t \quad (2.6)$$

dove  $\delta$  è la capacità di spostamento del punto ove è stata eliminata la colonna,  $A_{s,cont}$  è l'armatura continua sulla lunghezza di trave  $2L$  e  $f_t$  è la tensione di rottura dell'armatura ottenuta applicando i coefficienti di sicurezza pertinenti per la verifica accidentale.

Per la valutazione della capacità di rotazione e del conseguente valore di  $\delta$  si dovrà fare riferimento a valori sperimentali

Affinché il comportamento a catenaria si possa instaurare è necessario che il progettista si assicuri che il conseguente sforzo di trazione sia compatibile con la porzione della struttura fuori dalla zona danneggiata.

Infine, il comportamento a catenaria rappresenterà un effettivo incremento di resistenza rispetto al comportamento flessionale, solo nel caso in cui si ha  $P_{MAX,CAT} \geq P_{MAX,FL}$ .

## 2.6. Misurazioni della robustezza

Anche se le proprietà qualitative delle strutture robuste possono essere comprese in modo relativamente semplice, la valutazione quantitativa e le decisioni in merito alla robustezza sono sfide significative.

Secondo quanto riportato al capitolo 6 delle istruzioni *Structural Robustness design for practicing engineers* (COST, 2011), esistono due approcci principali utilizzati per valutare la robustezza delle strutture:

- metodi pratici di valutazione, in cui viene modellato il comportamento di una struttura sotto uno scenario di carico;
- approcci basati sull'affidabilità o sul rischio che studiano, rispettivamente, l'affidabilità o i rischi connessi ad un sistema, sotto una descrizione più generale di potenziali scenari di carico.

I metodi pratici di valutazione sono di solito utilizzabili nel caso di progettazioni classiche, dove i risultati possono essere confrontati con dei criteri di accettazione. Attualmente tale metodo esiste ed è applicabile alla classe 2.

Tuttavia, con questo metodo, solo uno o poche situazioni di carico possono essere incorporate, perché si considera solo la perdita di un singolo componente portante della struttura. Questo metodo può essere esteso per prendere in considerazione la perdita di ulteriori elementi portanti

Gli approcci basati sull'affidabilità o sul rischio possono affrontare le carenze degli approcci pratici, considerando esplicitamente le incertezze associate ad eventi accidentali. Ad esempio, è possibile incorporare nei calcoli le incertezze dovute ai carichi e alle proprietà del sistema. In questo modo, invece di affrontare la perdita di un numero

deterministico di componenti, è possibile considerare la probabilità di perdere più di un componente portante durante un singolo evento. Questo tipo di approccio ha il potenziale per fornire un quadro completo della robustezza di un sistema, ma può essere generalmente troppo poco pratico per le tipiche situazioni di progetto.

È difficile, se non impossibile, modellare in modo probabilistico i carichi accidentali derivanti per esempio da attacchi terroristici: essi non dipendono da fenomeni naturali, ma sono influenzati dai fenomeni sociali, politici e militari.

### 2.6.1. Basi teoriche

Gli approcci per la misurazione della robustezza sono illustrati in modo schematico nella Figura 14.

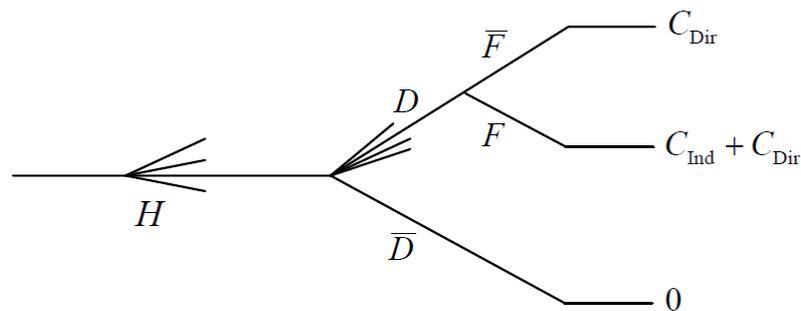


Figura 14: Schema per la misurazione della robustezza (COST, 2011)

La valutazione inizia con la considerazione e l'analisi e la modellazione degli eventi eccezionali (H) che può danneggiare gli elementi del sistema strutturale.

Dopo che si è verificato un evento, tutti gli altri elementi del sistema strutturale possono rimanere in uno stato integro ( $\bar{D}$ ) oppure passano a uno stato danneggiato (D). Ogni stato locale danneggiato può quindi portare al parziale o completo collasso della struttura (F) o alla sua sopravvivenza senza ulteriori danni ( $\bar{F}$ ).

Le conseguenze sono associate a ciascuno dei possibili scenari di danno e collasso, e classificati come diretti ( $C_{Dir}$ ) o indiretti ( $C_{Ind}$ ). Le conseguenze dirette sono considerate come il risultato diretto dell'evento e, a seconda dell'intensità della possono corrispondere ai danni di uno o più componenti singoli. Le conseguenze indirette comprendono in linea di principio tutte le conseguenze che successive alle conseguenze dirette.

### 2.6.2. Indici di robustezza

Un indice adimensionale potrebbe contribuire a fornire una misura quantificata di robustezza e questo può aiutare a confrontare le diverse soluzioni e prendere le relative decisioni; di seguito sono riportati alcuni esempi di indici sviluppati da vari ricercatori.

La quantificazione della robustezza attraverso indici può essere suddivisa in tre categorie, con livelli di complessità decrescente:

- indice di robustezza basato sul rischio, corrispondente a un'analisi completa dei rischi, in cui le conseguenze si suddividono in rischi diretti e indiretti;
- indice di robustezza probabilistico, basato sulle probabilità di collasso del sistema strutturale per una struttura non danneggiata e una struttura danneggiata;
- indice di robustezza deterministico, basato su misure strutturali, ad esempio quella della capacità di carico a seguito di spostamento imposto (analisi *pushover*) di una struttura non danneggiata e di una struttura danneggiata.

L'indice di robustezza basato sul rischio proposto da Baker (2008), divide le conseguenze in dirette e indirette, e risulta definito come:

$$I_{rob} = \frac{R_{Dir}}{R_{Dir} + R_{Ind}} \quad (2.7)$$

dove  $R_{Dir}$  e  $R_{Ind}$  sono rispettivamente i rischi diretti e indiretti.

L'indice assume valori compresi tra zero e uno, con valori più grandi che indicano una maggiore robustezza. La decisione ottimale è quella che riduce al minimo il rischio totale; questo indice non è sempre pienamente consistente in un'analisi completa dei rischi, ma può essere considerato come un utile indicatore basato sui principi dell'analisi dei rischi.

L'indice tiene conto non solo delle caratteristiche del comportamento strutturale in sé, ma anche del comportamento del sistema dopo il danneggiamento e tutte le relative conseguenze.

Per quanto riguarda l'indice di robustezza probabilistico, Frangopol & Curley (1987) e Fu & Frangopol (1990) hanno proposto alcune misure probabilistiche relative alla ridondanza strutturale - che indica anche un livello di robustezza. Si tratta quindi di un indice di ridondanza (RI), definito come:

$$RI = \frac{P_f(damaged) + P_f(intact)}{P_f(intact)} \quad (2.8)$$

dove  $P_f (damaged)$  è la probabilità di collasso di un sistema strutturale danneggiato e  $P_f (intact)$  è la probabilità di collasso di un sistema strutturale intatto.

Questo indice di ridondanza fornisce una misura sulla ridondanza di un sistema strutturale. L'indice assume valori tra zero e infinito, con valori più piccoli che indicano una maggiore robustezza.

Gli stessi autori hanno inoltre preso in considerazione il seguente fattore di ridondanza correlato:

$$\beta_R = \frac{\beta_{intact}}{\beta_{intact} - \beta_{damaged}} \quad (2.9)$$

dove  $\beta_{intact}$  è l'indice di affidabilità del sistema strutturale intatto e  $\beta_{damaged}$  è l'indice di affidabilità del sistema strutturale danneggiato. L'indice può assumere valori tra uno e infinito, con valori più grandi che indicano una maggiore robustezza.

Riguardo l'indice di robustezza deterministico, una misura semplice e pratica di ridondanza strutturale utilizzata nell'industria offshore è la seguente, sulla base del cosiddetto valore *RIF* (*Residual Influence Factor*) (Faber et al. 2006),

Un *Reserve Strength Ratio* (*RSR*) è definito come segue:

$$RSR = \frac{R_c}{S_c} \quad (2.10)$$

dove  $R_c$  indica il valore caratteristico della capacità di taglio alla base di una piattaforma offshore e  $S_c$  è il carico di progetto corrispondente allo stato limite ultimo.

Al fine di misurare l'effetto del danno totale (o della perdita di funzionalità) di un elemento strutturale "i" sulla capacità strutturale, il valore *RIF* è definito da:

$$RIF_i = \frac{RSR_{fail,i}}{RSR_{intact}} \quad (2.11)$$

dove  $RSR_{intact}$  è il valore *RSR* della struttura intatta e  $RSR_{fail,i}$  è il valore *RSR* della struttura in cui il membro "i" è stato danneggiato o rimosso. Il valore *RIF* assume valori compresi tra zero e uno, con valori più grandi che indicano più grande ridondanza.

## 3. PROGETTO DI UN TELAIO MULTIPIANO IN C.A. IN ZONA SISMICA

### 3.1. Descrizione generale

Lo studio della robustezza in questo lavoro di tesi è basato su un edificio progettato in zona sismica secondo i criteri delle norme tecniche italiane ed europee; in particolare è stato preso in considerazione un edificio in calcestruzzo armato, adibito ad uso residenziale, della città di L’Aquila, che ha un’altitudine di 714 m s.l.m. ed è situata in zona sismica 2.

Si è fatto riferimento alla seguente documentazione normativa:

- D.M. 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”;
- Circolare esplicativa 21 gennaio 2019: Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- EN1992 Eurocode 2: “Design of concrete structures”.
- UNI EN 2016-1: Concrete: Specification, performance, production and conformity.

L’opera è di nuova realizzazione; la vita nominale è intesa come il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve poter essere usata per lo scopo per cui è destinata. Nella tabella 2.4.I del DM2018, la norma definisce tre tipi di costruzioni:

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Tabella 4: Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzione

Nel caso in esame si assume:

- Tipo di costruzione: Costruzione con livelli di prestazioni ordinari;
- Vita nominale di progetto:  $V_N = 50$  anni.

La classe d'uso relativa all'edificio in esame è la classe II, definita al § 2.4.2 del DM2018: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali.

Per la classe d'uso II, il coefficiente d'uso  $C_U$  è uguale a 1.0, in accordo con la tabella 2.4.II della suddetta norma:

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE $C_U$	0,7	1,0	1,5	2,0

Tabella 5: Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

Di conseguenza, il periodo di riferimento  $V_R$ , definito al § 2.4.3 del DM2018, risulta:

$$V_R = V_N C_U = 50 \text{ anni} \quad (3.1)$$

Il calcestruzzo utilizzato per le travi e i pilastri ha le caratteristiche indicate in Tabella 6:

Classe di resistenza	C25/30
Resistenza a compressione cubica caratteristica $R_{ck}$	30 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a compressione cilindrica $f_{ck}$	25 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza parziale $\gamma_c$	1.5
Coefficiente per carichi di lunga durata $\alpha_{cc}$	0.85
Resistenza a compressione cilindrica di progetto $f_{cd}$	14.17 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza media a trazione $f_{ctm}$	2.56 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione caratteristica $f_{ctk}$	1.80 N/mm <sup>2</sup>
Resistenza a trazione di progetto $f_{ctd}$	1.20 N/mm <sup>2</sup>
Deformazione limite allo SLU $\varepsilon_{cu}$	3.5 ‰
Peso specifico $\gamma$	25 kN/m <sup>3</sup>
Modulo elastico $E_{cm}$	31476 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson $\nu$	0.2

Tabella 6: Caratteristiche del calcestruzzo

La classe di esposizione ambientale è la XC2, per cui si ha un copriferro minimo di 25 mm e, considerando una tolleranza di posa di 10 mm, si è scelto un copriferro di 35 mm.

Si utilizza per le armature un acciaio laminato a caldo in barre ad aderenza migliorata; le sue caratteristiche sono descritte in Tabella 7.

L'edificio è costituito da 4 piani fuori terra che hanno un'altezza di interpiano pari a 3 metri, ha 4 campate in pianta nelle due direzioni, così come mostrato in Figura 15, e

poiché rispetta i requisiti di regolarità geometrica è stato possibile eseguire singolarmente il progetto del telaio piano intermedio, riportato in Figura 16.

Classe di acciaio	B450C
Resistenza a trazione caratteristica $f_{tk}$	540 N/mm <sup>2</sup>
Tensione di snervamento caratteristica $f_{yk}$	450 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di sicurezza parziale $\gamma_s$	1.15
Tensione di snervamento di progetto $f_{yd}$	391 N/mm <sup>2</sup>
Rapporto tra resistenza e tensione di snervamento	$1.15 < (f_t/f_y)_k < 1.35$
Allungamento uniforme massimo $\varepsilon_{uk}$	75 ‰
Deformazione di snervamento di calcolo $\varepsilon_{syd}$	1.96 ‰
Deformazione limite allo SLU $\varepsilon_{ud}$	0.90 $\varepsilon_{uk} = 63$ ‰
Modulo elastico $E_s$	200000 N/mm <sup>2</sup>
Coefficiente di Poisson $\nu$	0.3

Tabella 7: Caratteristiche dell'acciaio

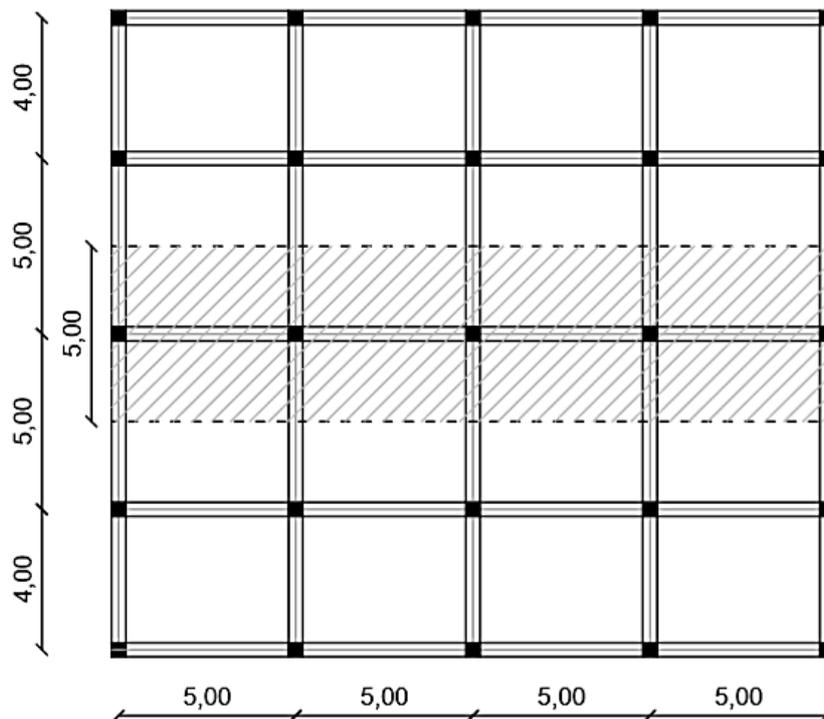


Figura 15: Pianta del piano tipo

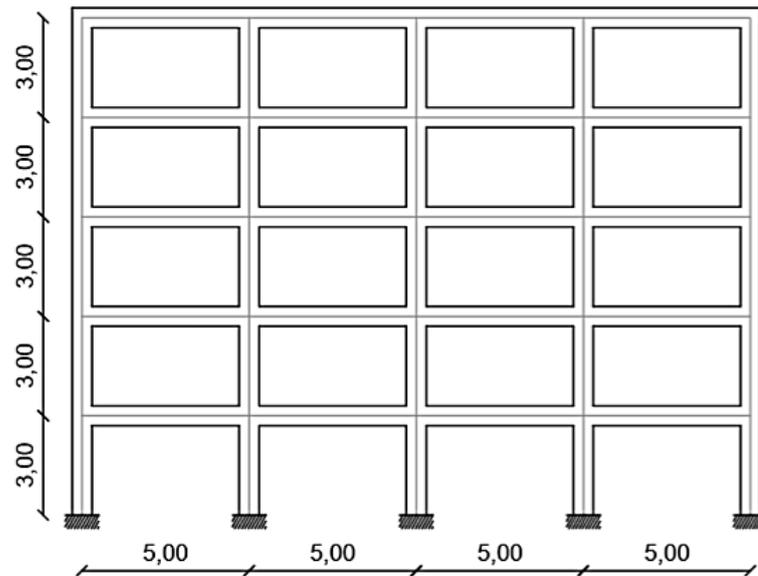


Figura 16: Sezione del telaio intermedio

La strategia di progettazione adottata prevede una classe di duttilità alta “A”; la modellazione agli elementi finiti e il calcolo delle sollecitazioni sono stati effettuati con il software SAP2000.

### 3.2. Azioni

Al § 2.5 del DM2018, un’azione viene definita come ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura. I carichi si possono classificare secondo la variazione della loro intensità nel tempo come:

- carichi permanenti (G): essi agiscono per tutta la vita utile della struttura e nel tempo subiscono variazioni talmente piccole da poter essere considerate costanti;
- carichi variabili (Q): suddivisi in carichi di lunga durata e di breve durata;
- carichi eccezionali (A): dovuti ad eventi eccezionali (incendi, esplosioni, urti, impatti, ecc.);
- azioni sismiche (E): derivanti dai terremoti, definite a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione.

Ai fini delle verifiche agli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni (§ 2.5.3):

- Combinazione fondamentale, generalmente usata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1}G_1 + \gamma_{G2}G_2 + \gamma_{Q1}Q_{k1} + \gamma_{Q2}\Psi_{02}Q_{k2} + \gamma_{Q3}\Psi_{03}Q_{k3} + \dots \quad (3.2)$$

- Combinazione caratteristica (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{k1} + \Psi_{02}Q_{k2} + \Psi_{03}Q_{k3} + \dots \quad (3.3)$$

- Combinazione frequente, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{11}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2} + \Psi_{23}Q_{k3} + \dots \quad (3.4)$$

- Combinazione quasi permanente (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{21}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2} + \dots \quad (3.5)$$

- Combinazione sismica, impiegata per gli stati limite ultimi e di esercizio connessi all'azione sismica E:

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{21}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2} + \dots \quad (3.6)$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A:

$$G_1 + G_2 + A + \Psi_{21}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2} + \dots \quad (3.7)$$

dove:

- $\gamma_{G1}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti strutturali;
- $\gamma_{G2}$  coefficiente parziale dei carichi permanenti non strutturali;
- $\gamma_Q$  coefficiente parziale delle azioni variabili;
- $\Psi_{ij}$  coefficienti di combinazioni relativi alla j-esima azione variabile; i valori dei fattori di combinazione  $\Psi$  dipendono dal tipo di azione considerata, dalla destinazione d'uso della struttura e dalla situazione di progetto, come indicato alla tabella 2.5.I del DM2018:

Categoria/Azione variabile	$\Psi_{0j}$	$\Psi_{1j}$	$\Psi_{2j}$
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E - Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $\leq 30$ kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G - Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso $> 30$ kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I - Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K - Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota $\leq 1000$ m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota $> 1000$ m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Tabella 8: Valori dei coefficienti di combinazione

### 3.2.1. Azioni permanenti

Le azioni permanenti strutturali ( $G_1$ ) sono rappresentate dal peso proprio di pilastri e travi, il quale viene preso in conto dal software di calcolo che riceve come input le dimensioni e il peso specifico, e il peso proprio del solaio in latero-cemento, con travetti portanti in calcestruzzo armato e blocchi interposti di alleggerimento in laterizio, la cui geometria è illustrata in Figura 17:

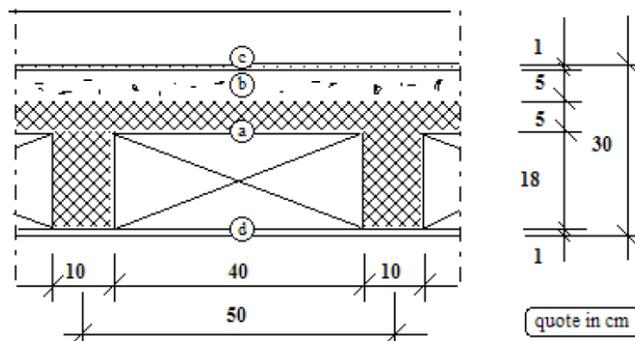


Figura 17: Schema del solaio

La parte di carico permanente strutturale del solaio viene calcolata tenendo conto dei vari contributi, e risulta essere pari a  $3.20 \text{ kN/m}^2$ , come indicato in Tabella 9:

Strato	Larghezza [m]	Spessore [m]	Peso unitario [kN/m <sup>3</sup> ]	Carico [kN/m <sup>2</sup> ]
Soletta collaborante	1.00	0.05	25.0	1.25
Nervature	2 x 0.10	0.18	25.0	0.90
Laterizio	2 x 0.40	0.18	7.3	1.05
				<b>3.20</b>

Tabella 9: Peso permanente strutturale del solaio

Le azioni permanenti non strutturali ( $G_2$ ) sono date dalla parte non strutturale del solaio e dalla muratura di interna.

La parte di carico permanente non strutturale del solaio è data dal peso del massetto, del pavimento e dall'intonaco, che in totale risulta essere pari a  $1.40 \text{ kN/m}^2$ , come si evince dalla Tabella 10:

Strato	Larghezza [m]	Spessore [m]	Peso unitario [kN/m <sup>3</sup> ]	Carico [kN/m <sup>2</sup> ]
Massetto	1.00	0.05	16.0	0.80
Pavimento	-	-	-	0.20
Intonaco	1.00	0.02	20.0	0.40
				<b>1.40</b>

Tabella 10: Peso permanente non strutturale del solaio

Per il calcolo del peso della muratura interna, lo schema è illustrato in Figura 18:

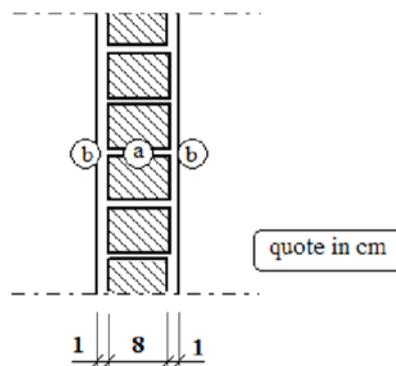


Figura 18: Schema della muratura interna

A partire dai valori del peso per unità di volume dei seguenti materiali e dallo spessore, si ottiene il peso per unità di superficie della muratura interna (Tabella 11):

Strato	Spessore [m]	Peso unitario [kN/m <sup>3</sup> ]	Carico [kN/m <sup>2</sup> ]
Laterizio	0.08	6.0	0.48
Intonaco	0.01	20.0	0.40
			<b>0.88</b>

Tabella 11: Peso della muratura interna

Tenendo conto di un'altezza di 2.70 m, il carico per unità di lunghezza della muratura sarà pari a:

$$G_2 = 2.70 \cdot 0.88 = 2.38 \text{ kN/m}$$

La norma DM2018 al § 3.1.3, riguardo agli elementi divisorii interni, suggerisce valori ordinari di carico superficiale a cui fare riferimento: i tramezzi e gli impianti leggeri degli edifici per abitazioni e per uffici potranno assumersi, in genere, come carichi equivalenti distribuiti, purché i solai abbiano adeguata capacità di ripartizione trasversale. Per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e per uffici, il peso proprio di elementi divisorii interni potrà essere ragguagliato ad un carico permanente uniformemente distribuito  $g_2$ , purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare una adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito  $g_2$  potrà essere correlato al peso proprio per unità di lunghezza  $G_2$  delle partizioni nel modo seguente:

- per elementi divisorii con  $G_2 \leq 1.00 \text{ kN/m} \rightarrow g_2 = 0.40 \text{ kN/m}^2$
- per elementi divisorii con  $1.00 < G_2 \leq 2.00 \text{ kN/m} \rightarrow g_2 = 0.80 \text{ kN/m}^2$
- per elementi divisorii con  $2.00 < G_2 \leq 3.00 \text{ kN/m} \rightarrow g_2 = 1.20 \text{ kN/m}^2$
- per elementi divisorii con  $3.00 < G_2 \leq 4.00 \text{ kN/m} \rightarrow g_2 = 1.60 \text{ kN/m}^2$
- per elementi divisorii con  $4.00 < G_2 \leq 5.00 \text{ kN/m} \rightarrow g_2 = 2.00 \text{ kN/m}^2$
- Gli elementi divisorii interni con peso proprio maggiore di 5.00 kN/m devono essere considerati in fase di progettazione, tenendo conto del loro effettivo posizionamento sul solaio.

Nel caso in esame, visto il carico di 2.38 kN/m, il carico superficiale da considerare sarà pari a 1.20 kN/m<sup>2</sup>.

I carichi di superficie sono moltiplicati opportunamente per la profondità di 5 metri dell'area di influenza e modellati come carichi lineari agenti sulle travi.

### 3.2.2. Azioni variabili

Il sovraccarico variabile dovuto all'uso, secondo la tabella 3.1.II del DM2018, risulta pari a 2.00 kN/m<sup>2</sup> per i piani intermedi e 0.50 kN/m<sup>2</sup> per la copertura.

L'azione del vento viene calcolata seguendo le indicazioni del § 3.3 del DM2018:

$$p = q_r c_e c_p c_d \quad (3.8)$$

dove:

- $q_r$  pressione cinetica di riferimento;
- $c_e$  coefficiente di esposizione;
- $c_p$  coefficiente di pressione;
- $c_d$  coefficiente dinamico.

La pressione cinetica di riferimento  $q_r$  viene determinata con la formula:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2 \quad (3.9)$$

La densità dell'aria  $\rho$  è pari a  $1.25 \text{ kg/m}^3$ , mentre la velocità di riferimento per la città di L'Aquila risulta essere  $31.3 \text{ m/s}$ , pertanto  $q_r = 611.3 \text{ N/mm}^2$ .

Il coefficiente di esposizione  $c_e$  è dato dalle seguenti espressioni:

$$c_e = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{min} \quad (3.10)$$

$$c_e = c_e(z_{min}) \quad \text{per } z < z_{min} \quad (3.11)$$

Individuando una classe di rugosità A, si ottiene una categoria V di esposizione del sito, per la quale si ha  $k_r = 0.23$ ,  $z_0 = 0.7 \text{ m}$  e  $z_{min} = 12.0 \text{ m}$ , inoltre  $c_t = 1$ , per cui  $c_e$  assume i seguenti valori nei diversi piani dell'edificio (Tabella 12):

$z$ [m]	$c_e$ [-]
0	1.48
3	1.48
6	1.48
9	1.48
12	1.48
15	1.63

Tabella 12: Distribuzione di  $c_e$  lungo l'altezza

Il coefficiente di pressione  $c_p$  è uguale a 0.80 per la facciata sopravento e -0.40 per la facciata sottovento, mentre il coefficiente dinamico  $c_d$  è pari a 1, per cui in definitiva, tenendo conto della profondità di 5 metri, la pressione del vento, inserita come carico lineare nel modello piano, risulta essere (Tabella 13):

$z$ [m]	$p_{sopr}$ [kN/m]	$p_{sott}$ [kN/m]
0	3.60	-1.80
3	3.60	-1.80
6	3.60	-1.80
9	3.60	-1.80
12	3.60	-1.80
15	4.00	-2.00

Tabella 13: Distribuzione delle forze del vento lungo l'altezza

Il carico neve viene determinato con la seguente espressione (§ 3.4 del DM2018):

$$q_s = \mu_i q_{sk} c_e c_t \quad (3.12)$$

Data un'altezza di 714 metri s.l.m.,  $q_{sk} = 2.72 \text{ kN/m}^2$ ; inoltre  $\mu_i = 0.80$  e  $c_e = c_t = 1$ , quindi il carico neve risulta pari a  $2.17 \text{ kN/m}^2$ .

### 3.2.3. Azione sismica

L'azione sismica è stata determinata seguendo le indicazioni del § 3.2 del DM2018; essa è funzione dei seguenti parametri:

$$S_e(T) = f(a_g, F_0, T_c^*) \quad (3.13)$$

dove:

- $a_g$  accelerazione massima del sito;
- $F_0$  fattore massimo di amplificazione del sito;
- $T_c^*$  periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro.

I parametri sopra riportati sono valutati in relazione ad un periodo  $V_R$ , calcolato con la formula (3.1), e pari a 50 anni.

Per la realizzazione degli spettri di risposta si è fatto uso del foglio di calcolo Excel messo a disposizione dal Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti. Inserendo all'interno del programma le coordinate geografiche della zona oggetto di studio in fase 1, la vita nominale e il coefficiente d'uso in fase 2, la categoria del suolo e quella topografica in fase 3, si riesce ad ottenere lo spettro di risposta elastico. Si riepilogano i parametri inseriti:

- Vita nominale  $V_N = 50 \text{ anni}$ ;
- Coefficiente d'uso  $C_U = 1$ ;

- Categoria suolo: B (rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti);
- Categoria topografica: T<sub>3</sub> (sommità di rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base).

Lo spettro è stato inoltre valutato con riferimento ad uno smorzamento convenzionale  $\zeta=5\%$ , essendo la struttura in calcestruzzo armato.

Per lo spettro di risposta di progetto anelastico è necessario definire un ulteriore parametro, il fattore di struttura  $q$ . Considerata la tipologia strutturale, la classe di duttilità, la regolarità in elevazione ed il numero di piani, il fattore di struttura viene determinato secondo la seguente formulazione, indicata al § 7.3.1 del DM2018:

$$q = q_0 K_R \quad (3.14)$$

Il parametro  $K_R$ , che è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza delle costruzioni, viene assunto pari a 1 perché la struttura è regolare;

$q_0$  è il valore base del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$ . Scegliendo una classe di duttilità alta “A”, il valore di  $q_0$  si ricava dalla seguente relazione:

$$q_0 = 3 \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 4.5 \cdot 1.3 = 5.85 \quad (3.15)$$

dove  $\alpha_u/\alpha_1$  è stato ottenuto considerando la struttura appartenente alla categoria “strutture a telaio con più piani e più campate” (§ 7.5.2.2 del DM2018).

In definitiva  $q$  sarà pari a:

$$q = q_0 K_R = 5.85 \cdot 1 = 5.85$$

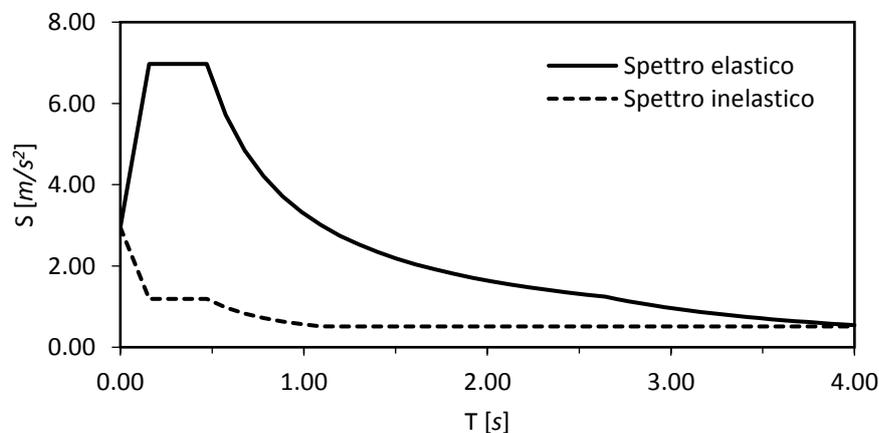


Figura 19: Spettro di risposta SLV

Nella Figura 19 si riportano gli spettri di risposta SLV, per le verifiche agli stati limite ultimi, mentre nella Figura 20 lo spettro SLD, per le verifiche degli spostamenti di piano in esercizio, i cui valori sono riportati in Tabella 14.

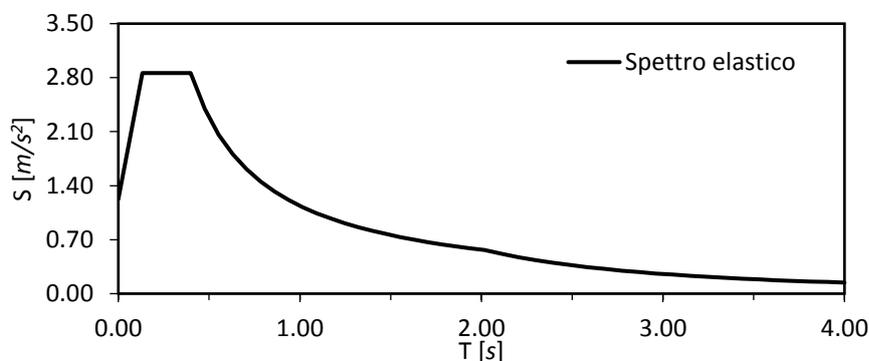


Figura 20: Spettro di risposta SLD

SPETTRO SLV		SPETTRO SLD						
Spettro elastico		Spettro inelastico		Spettro elastico				
	T [s]	S <sub>e</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	T [s]	S <sub>a</sub> [m/s <sup>2</sup> ]	T [s]	S <sub>a</sub> [m/s <sup>2</sup> ]		
	0.000	2.950	0.000	2.950	0.000	1.226		
TB	0.157	6.971	TB	0.157	1.192	TB	0.133	2.860
TC	0.471	6.971	TC	0.471	1.192	TC	0.399	2.860
	0.575	5.717		0.575	0.977		0.476	2.396
	0.678	4.845		0.678	0.828		0.553	2.062
	0.781	4.204		0.781	0.719		0.630	1.810
	0.885	3.712		0.885	0.635		0.707	1.613
	0.988	3.324		0.988	0.568		0.784	1.454
	1.092	3.009		1.092	0.514		0.861	1.324
	1.195	2.749		1.195	0.511		0.938	1.215
	1.298	2.530		1.298	0.511		1.015	1.123
	1.402	2.343		1.402	0.511		1.092	1.044
	1.505	2.182		1.505	0.511		1.169	0.975
	1.609	2.042		1.609	0.511		1.246	0.915
	1.712	1.919		1.712	0.511		1.323	0.861
	1.815	1.809		1.815	0.511		1.400	0.814
	1.919	1.712		1.919	0.511		1.477	0.771
	2.022	1.624		2.022	0.511		1.554	0.733
	2.126	1.545		2.126	0.511		1.631	0.699
	2.229	1.474		2.229	0.511		1.708	0.667
	2.332	1.408		2.332	0.511		1.786	0.638
	2.436	1.349		2.436	0.511		1.863	0.612
	2.539	1.294		2.539	0.511		1.940	0.588
TD	2.643	1.243	TD	2.643	0.511	TD	2.017	0.565
	2.707	1.184		2.707	0.511		2.111	0.516
	2.772	1.130		2.772	0.511		2.206	0.472
	2.836	1.079		2.836	0.511		2.300	0.434
	2.901	1.031		2.901	0.511		2.394	0.401
	2.966	0.987		2.966	0.511		2.489	0.371
	3.030	0.945		3.030	0.511		2.583	0.344
	3.095	0.906		3.095	0.511		2.678	0.321
	3.160	0.869		3.160	0.511		2.772	0.299
	3.224	0.835		3.224	0.511		2.867	0.280
	3.289	0.802		3.289	0.511		2.961	0.262
	3.354	0.772		3.354	0.511		3.056	0.246
	3.418	0.743		3.418	0.511		3.150	0.232
	3.483	0.716		3.483	0.511		3.244	0.218
	3.548	0.690		3.548	0.511		3.339	0.206
	3.612	0.665		3.612	0.511		3.433	0.195
	3.677	0.642		3.677	0.511		3.528	0.185
	3.741	0.620		3.741	0.511		3.622	0.175
	3.806	0.599		3.806	0.511		3.717	0.166
	3.871	0.579		3.871	0.511		3.811	0.158
	3.935	0.560		3.935	0.511		3.906	0.151
	4.000	0.542		4.000	0.511		4.000	0.144

Tabella 14: Valori delle accelerazioni degli spettri di risposta SLV e SLD

### 3.3. Modellazione agli elementi finiti

La modellazione è stata effettuata mediante un telaio piano utilizzando il software agli elementi finiti SAP2000; si è scelto di studiare un telaio con pilastri a sezione quadrata e travi rettangolari fuori spessore di due altezze diverse, in modo da confrontare il comportamento nei due casi, per questo nei prossimi capitoli si parlerà per semplicità di telaio H50 e telaio H60 a seconda dell'altezza delle travi, come riassunto in Tabella 15; travi e pilastri sono modellati con elementi *beam* legati attraverso nodi di interconnessione e presentano delle dimensioni uguali per tutti i piani:

Elementi	Telaio H50	Telaio H60
<b>Pilastri</b>	60 x 60 cm	60 x 60 cm
<b>Travi</b>	40 x 50 cm	40 x 60 cm

Tabella 15: Dimensioni degli elementi strutturali

Si è scelto di utilizzare dei vincoli di incastro perfetto alla base dei pilastri, trascurando l'effetto di interazione tra suolo e struttura.

In Figura 21 è riportato il modello agli elementi finiti con i nomi dei diversi elementi strutturali:

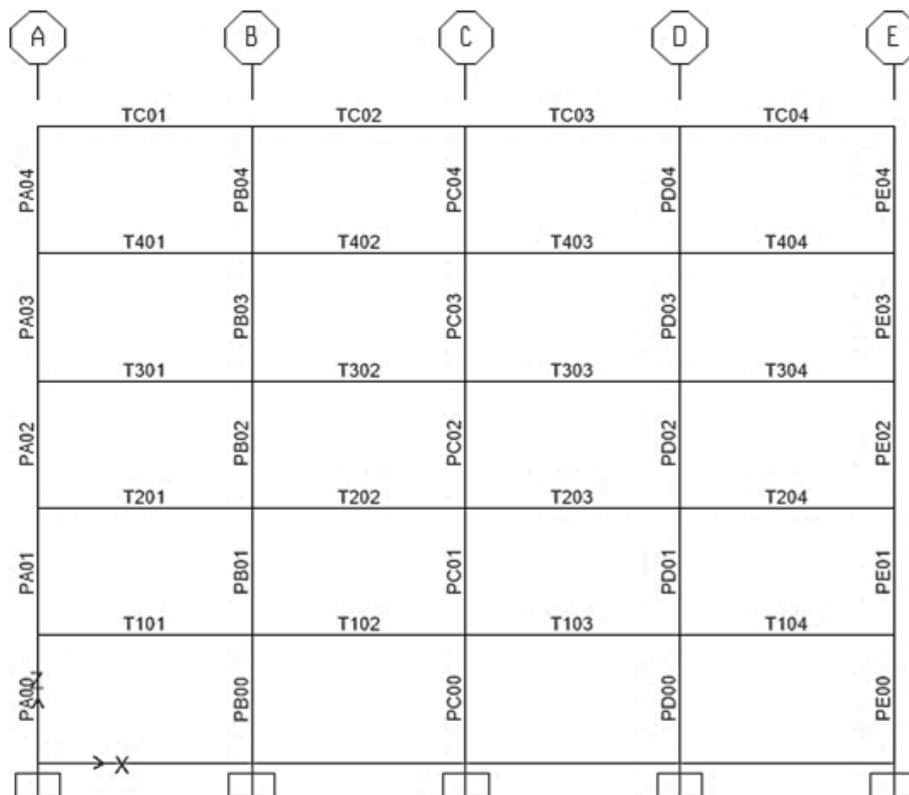


Figura 21: Modello FEM e nomi degli elementi strutturali

### 3.4. Analisi modale

Per la valutazione delle sollecitazioni conseguenti ad un evento sismico è possibile utilizzare i seguenti metodi di analisi:

- analisi statica lineare;
- analisi dinamica lineare o analisi modale;
- analisi statica non lineare o analisi *pushover*;
- analisi dinamica non lineare.

Nel caso in esame la struttura presenta regolarità sia in pianta che in elevazione, quindi è possibile effettuare delle analisi lineari, per questo motivo è stata condotta un'analisi modale; essa rappresenta una procedura convenzionale di valutazione degli effetti dell'azione sismica e viene effettuata con riferimento alla determinazione dei modi di vibrazione della struttura considerata in campo elastico.

A tal proposito, secondo le prescrizioni delle NTC 2008 è necessario tenere in considerazione di tutti i modi di vibrare che contribuiscono significativamente alla risposta globale della struttura. Le condizioni sono le seguenti:

- la somma delle masse modali efficaci dei modi considerati deve rappresentare almeno l'85 % della massa totale della struttura;
- è necessario considerare tutti i modi di vibrare caratterizzati da una massa modale efficace maggiore del 5% della massa complessiva.

Modo [-]	Periodo [s]	Massa attivata lungo X	
		Per ogni modo [%]	Somma [%]
1	0.45	82.223	82.223
2	0.14	10.792	93.015
3	0.08	4.320	97.335
4	0.05	0.000	97.335
5	0.05	2.041	99.376
6	0.05	1E-04	99.376
7	0.05	4E-18	99.376
8	0.04	0.617	99.994
9	0.04	3E-18	99.994
10	0.04	2E-03	99.996
11	0.03	2E-18	99.996
12	0.03	5E-17	99.996

Tabella 16: Caratteristiche modali dei primi 12 modi di vibrare

La massa sismica della struttura che stata tenuta in conto nel calcolo dei modi di vibrare è la seguente:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{21}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2} + \dots \quad (3.16)$$

Per semplicità, di seguito vengono riportati i risultati dell'analisi modale relativi solo al telaio H60, anche perché quelli relativi al telaio H50 sono molto simili.

I periodi e le masse modali dei primi 12 modi di vibrare sono riportati in Tabella 16.

Come risultato dell'analisi modale eseguita si osserva che le suddette condizioni sono rispettate andando a considerare i primi 2 modi di vibrare; tuttavia, vista la semplicità del modello e il basso onere computazionale, per il calcolo delle sollecitazioni sismiche sono stati considerati i primi 12 modi di vibrare in tabella nel calcolo delle sollecitazioni relative alle azioni sismiche.

Nelle figure sottostanti sono riportate le deformate dei primi 5 modi di vibrare:

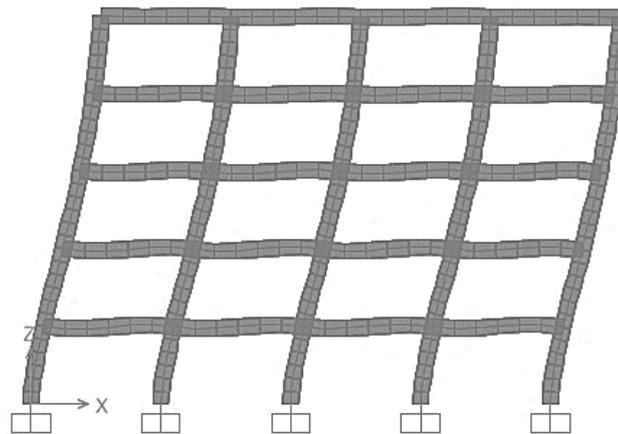


Figura 22: Deformata del primo modo di vibrare

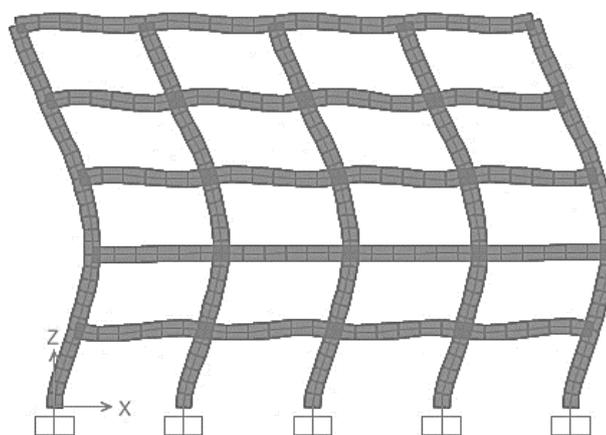


Figura 23: Deformata del secondo modo di vibrare

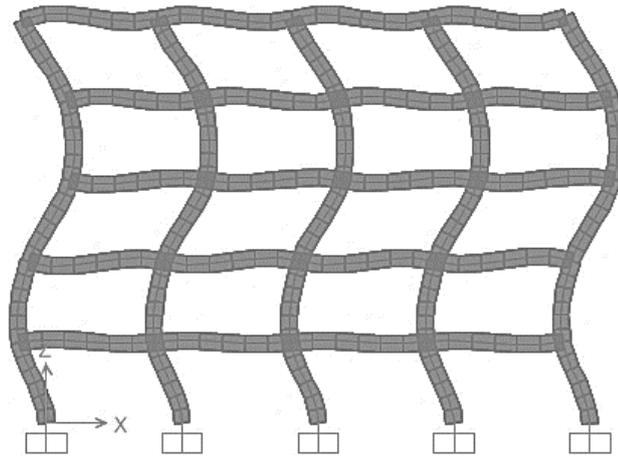


Figura 24: Deformata del terzo modo di vibrare

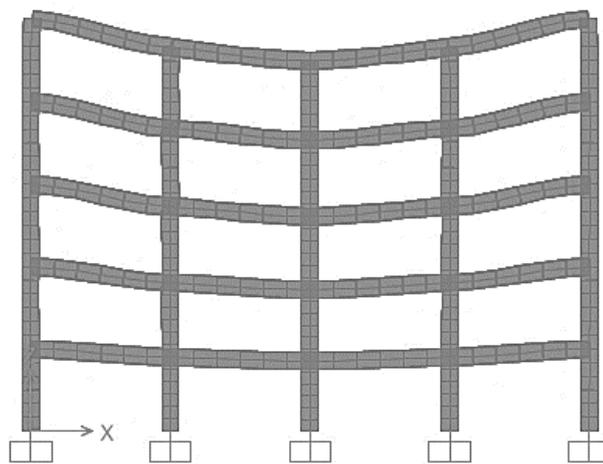


Figura 25: Deformata del quarto modo di vibrare

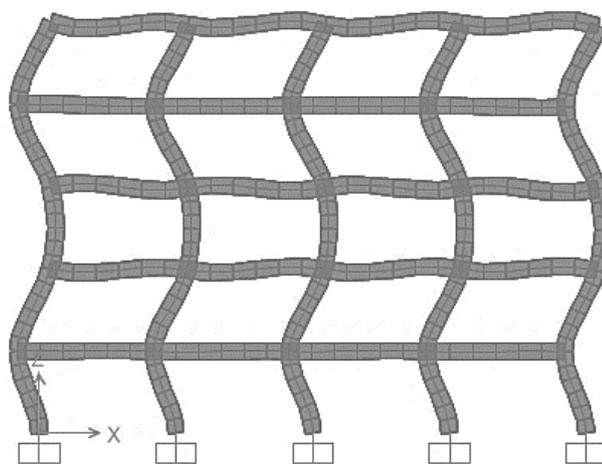


Figura 26: Deformata del quinto modo di vibrare

### 3.5. Dimensionamento e verifiche

Le sollecitazioni nella struttura sono state ottenute mediante il software SAP2000, mediante un'analisi statica lineare per le combinazioni di carico di SLU e SLE e mediante un'analisi modale per le combinazioni sismiche.

Le verifiche sono state eseguite secondo il criterio della gerarchia delle resistenze: esso mira a rendere altamente improbabile la formazione di meccanismi di collasso globale, favorendo prima la formazione di meccanismi locali duttili.

Le travi sono elementi duttili, che si devono plasticizzare prima a flessione per dissipare energia in caso di sisma, quindi l'armatura a flessione delle travi è definita in base alle sollecitazioni di calcolo; tutto il resto, ovvero armatura a taglio nelle travi, armatura a flessione e a taglio dei pilastri, è definito a partire dall'armatura a flessione delle travi.

Di seguito sono illustrati i procedimenti utilizzati per le verifiche degli elementi strutturali allo stato limite ultimo e di esercizio, mentre in allegato sono mostrati i disegni esecutivi relativi alla disposizione delle armature, idonee a rispettare tutte le verifiche.

#### 3.5.1. Travi – SLU per flessione

Per determinare la quantità di armatura longitudinale necessaria per la trave è necessario fare riferimento ai valori di involuppo del momento di calcolo agente sulle travi ricavati mediante il software SAP2000. Nello specifico, le travi hanno come geometria della sezione le caratteristiche riportate nella Tabella 17:

Telaio	<i>B</i> [mm]	<i>H</i> [mm]	<i>c</i> [mm]	<i>d'</i> [mm]	<i>d</i> [mm]
H50	400	500	35	52	448
H60	400	600	35	52	548

Tabella 17: Caratteristiche geometriche delle travi

Il valore di  $M_{Ed}$  agente sulla trave deve essere confrontato con quello di  $M_{Rd,lim}$ , ottenuto come:

$$M_{Rd,lim}[kNm] = 0.2961 B d^2 f_{cd} \quad (3.17)$$

Possono verificarsi due casi differenti:

- Se  $M_{Ed} < M_{Rd,lim}$  il progetto è in semplice armatura;
- Se  $M_{Ed} > M_{Rd,lim}$  è necessaria la presenza di un'armatura compressa.

Si è evidenziato come il valore del momento agente sulla trave nelle diverse campate sia sempre minore di  $M_{Rd,lim}$ , pari a  $336.8 \text{ kNm}$  e  $503.9 \text{ kNm}$  rispettivamente per le travi H50 e H60, dipendente dalle sole caratteristiche geometriche. Nel proseguo del progetto, tuttavia, per motivi normativi, l'armatura di compressione sarà sempre presente.

Essendo a conoscenza delle caratteristiche dell'acciaio e del calcestruzzo, nonché dei coefficienti di riempimento  $\beta_1$  e  $\beta_2$  pari rispettivamente a 0.8095 e 0.4160, si è potuto determinare un primo valore di progetto di  $x_U$ , individuato tramite la formula binomia, i cui termini costituenti sono:

$$a = \beta_1 \beta_2 B f_{cd} \quad (3.18)$$

$$b = \beta_1 B f_{cd} d \quad (3.19)$$

$$c = M_{Ed} \quad (3.20)$$

Determinato  $x_U$ , è possibile ricavare il valore dell'armatura minima necessaria in zona tesa mediante la formula:

$$A_{s,min} [mm^2] = \frac{\beta_1 B f_{cd} x_U}{f_{yd}} \quad (3.21)$$

A seconda del valore di armatura minima necessaria, si sceglie il numero delle barre utilizzando i diametri presenti in commercio.

È necessario considerare i seguenti dettagli costruttivi, indicati al § 7.4.6.2.1 del DM2018:

- almeno due barre di diametro non inferiore a  $14 \text{ mm}$  devono essere presenti superiormente e inferiormente per tutta la lunghezza della trave;
- su ciascuna estremità della trave deve essere disposta un'armatura compressa in corrispondenza delle sezioni critiche non inferiore alla metà di quella tesa ( $\rho'_s \geq 0.5 \rho_s$ ), mentre nelle altre sezioni  $\rho'_s \geq 0.25 \rho_s$ , dove:

$$\rho_s = \frac{A_s}{B H} \quad \rho'_s = \frac{A'_s}{B H} \quad (3.22)$$

- In ogni sezione della trave, la percentuale geometrica di armatura longitudinale tesa al bordo superiore e al bordo inferiore deve essere compresa all'interno dei seguenti limiti:

$$\frac{1.4}{f_{yk}} \leq \rho \leq \rho' + \frac{3.5}{f_{yk}} \quad (3.23)$$

Una volta prefissato il valore dell'armatura compressa e definito quello dell'armatura tesa, è possibile passare alla fase di verifica; si va determinare il valore di  $x_U$ :

$$x_U = \frac{f_{yd}(A_S - A'_S)}{\beta_1 f_{cd} B} \quad (3.24)$$

Affinché sia verificata l'ipotesi iniziale di snervamento delle armature (Campo 3 con  $\varepsilon_{cd} = 0.35\%$  e  $\varepsilon_s > 0.196\%$ ) potrebbe essere necessario ricorrere ad un'interpolazione lineare, per la quale si ricava un valore di  $x_U$  tale che il sistema sia equilibrato e sia verificata la condizione:

$$C + S' - S = 0 \quad (3.25)$$

nella quale:

$$C = \beta_1 f_{cd} B x_U \quad S = f_{yd} A_S \quad S' = \varepsilon'_s E_S A'_S \quad (3.26)$$

Trovato il valore di  $x_U$ , si eseguono le seguenti verifiche:

- Duttilità:  $x_U < 0,45d$
- Momento resistente:  $M_{Ed} < M_{Rd}$  con  $M_{Rd}$  calcolato per equilibrio intorno all'armatura tesa:

$$M_{Rd} = \beta_1 f_{cd} B x_U (d - \beta_2 x_U) + A'_S f_{yd} (d - d') \quad (3.27)$$

Per la disposizione dell'armatura longitudinale delle travi si è scelto per semplicità di utilizzare solo barre di diametro 18 mm. Le verifiche allo SLU per flessione e i dettagli costruttivi hanno reso necessaria una disposizione, riportata in allegato, con le seguenti caratteristiche:

- 3 barre continue nel corrente inferiore per tutte le travi e per tutta la lunghezza delle stesse, idonee a sostenere i momenti positivi in campata;
- 2 barre nel corrente superiore per tutte le travi, che incrociandosi, formano sugli appoggi un'area di armatura pari a quella di 4 barre;
- da 1 a 3 barre aggiuntive nel corrente superiore in corrispondenza degli appoggi, per ottenere un'area di armatura necessaria a coprire i picchi di momento negativo.

### 3.5.2. Travi – SLU per taglio

Per le travi portanti, la normativa di riferimento prescrive l'obbligo di dotare la struttura di un'opportuna armatura a taglio.

Le staffe vengono disposte con passo  $s_w$  variabile lungo la trave in modo da soddisfare le relative prescrizioni di normativa in termini di resistenza e di quantitativo minimo di armatura trasversale. Seguendo il criterio dalla gerarchia delle resistenze, il taglio di calcolo è determinato a partire dai momenti resistenti alle estremità delle travi al momento della formazione delle cerniere plastiche, tenendo conto inoltre del contributo dovuto ai carichi gravitazionali, come segue:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \frac{M_{Rb,1} + M_{Rb,2}}{l_c} + \frac{1}{2} (G + \psi_2 Q) l_c \quad (3.28)$$

dove:

- $l_c$  lunghezza della trave semplicemente appoggiata presa in esame;
- $M_{Rb,1}$  momento resistente relativo all'appoggio 1;
- $M_{Rb,2}$  momento resistente relativo all'appoggio 2;
- $\gamma_{Rd}$  coefficiente di amplificazione, che vale 1.2 per CD "A" e 1.0 per CD "B";
- $G + \psi_2 Q$  carico gravitazionale relativo alla situazione di progetto sismica.

Noto il taglio sollecitante, si procede con la classica progettazione a taglio, indicata nel § 4.1.2.3.5.2 del DM2018.

Il modello di calcolo si basa sul traliccio di Ritter-Morsch, un reticolo ideale isostatico che si forma a causa dell'effetto combinato di flessione e taglio, costituito da un corrente superiore di calcestruzzo compresso, un corrente inferiore teso rappresentato dall'armatura longitudinale, puntoni di calcestruzzo inclinati di  $\theta$  rispetto alla direzione longitudinale e tiranti con inclinazione  $\alpha$  rispetto alla direzione longitudinale rappresentati da staffe, in questo caso verticali, quindi  $\alpha = 90^\circ$ .

Assumendo tale comportamento, con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c v f_{cd} \cdot \frac{\cot \alpha + \cot \theta}{1 + \cot^2 \theta} \quad (3.29)$$

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

$$V_{Rsd} = 0.9 d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (\cot\alpha + \cot\theta) \sin\alpha \quad (3.30)$$

dove:

- $d$  altezza utile della sezione;
- $b_w$  larghezza della sezione;
- $\alpha_c$  coefficiente che tiene conto dello stato di tensione nel corrente compresso, in questo caso pari a 1;
- $v f_{cd}$  resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $v = 0.5$ );
- $\alpha$  inclinazione delle staffe rispetto alla direzione longitudinale;
- $\theta$  inclinazione del puntone di calcestruzzo, con le limitazioni  $1 \leq \cot\theta \leq 2,5$ , e  $\cot\theta = 1$  per CD "A";
- $A_{sw}$  area dell'armatura trasversale;
- $s$  interasse tra due armature trasversali consecutive.

Le verifiche allo SLU per taglio che devono essere rispettate sono:

- $V'_{Ed} < V_{Rcd}$  con  $V'_{Ed}$  il valore del taglio a filo pilastro;
- $V''_{Ed} < V_{Rsd}$  con  $V''_{Ed}$  valore del taglio a distanza  $d$  dal filo pilastro.

Va inoltre verificato, per motivi di duttilità, che  $V_{Rsd}$  sia maggiore di  $V_{Rcd}$ .

Per la definizione dei dettagli costruttivi si distingue la zona dissipativa da quella non dissipativa. La zona dissipativa, di lunghezza pari a 1.5 e 1.0 volte l'altezza della trave, rispettivamente per CD "A" e CD "B", è la zona all'estremità della trave, dove si prevede la formazione delle cerniere plastiche.

Le limitazioni sono illustrate nei § 4.1.6.1.1 e § 7.4.6.2.1 del DM2018; in particolare, le principali sono:

- Nella zona dissipativa, le staffe devono essere disposte ad un passo non superiore alla minore tra le grandezze seguenti:
  - un quarto dell'altezza utile della sezione trasversale;
  - 175 mm e 225 mm, rispettivamente per CD "A" e CD "B";
  - 6 volte e 8 volte il diametro minimo delle barre longitudinali considerate ai fini delle verifiche, rispettivamente per CD "A" e CD "B";

- 24 volte il diametro delle armature trasversali.
- Nella zona non dissipativa, cioè è quella compresa tra le due zone dissipative delle travi, le staffe devono rispettare le seguenti limitazioni:
  - sezione complessiva non inferiore ad  $A_{st} = 1.5 b \text{ mm}^2/m$  essendo  $b$  lo spessore minimo dell'anima in millimetri;
  - minimo di tre staffe al metro;
  - passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione.

Al fine di rispettare le verifiche e le limitazioni sopracitate, si è scelto di utilizzare una disposizione delle armature trasversali uguale per tutte le travi del telaio, che prevede staffe a due bracci, diametro di  $8 \text{ mm}$  e i seguenti interassi:

- $7.5 \text{ cm}$  e  $10 \text{ cm}$  nelle zone dissipative, rispettivamente per le travi H50 e H60;
- $15 \text{ cm}$  nelle zone non dissipative.

### 3.5.3. Travi – SLE

- LIMITAZIONE DELLE TENSIONI

l'EC2 prescrive che le tensioni massime nel calcestruzzo e nell'acciaio siano inferiori ai valori limite di seguito riportati:

- $\sigma_c < 0.6 f_{ck}$  per la combinazione di carico caratteristica-rara;
- $\sigma_c < 0.45 f_{ck}$  per la combinazione di carico quasi permanente;
- $\sigma_s < 0.8 f_{yk}$  per la combinazione di carico caratteristica-rara.

Le tensioni nel calcestruzzo e nell'acciaio sono state determinate attraverso la formula di Navier:

$$\sigma_c = \frac{M}{I_{om,x}} y \quad (3.31)$$

$$\sigma_s = n \frac{M}{I_{om,x}} y \quad (3.32)$$

avendo trovato la posizione dell'asse neutro  $x$  attraverso l'annullamento del momento statico della sezione per poter calcolare il momento d'inerzia della sezione omogeneizzata;  $n$  indica il coefficiente di omogeneizzazione.

Il valore  $y$  indica la distanza dall'asse neutro della fibra considerata: si utilizzeranno i valori della distanza dell'armatura tesa dall'asse neutro per il calcolo delle tensioni

nell'acciaio, e per il calcestruzzo quelli della distanza della fibra più esterna, essendo sottoposta a deformazione maggiore e dunque a tensioni più elevate.

Calcolando le tensioni nelle sezioni più sollecitate, ovvero alle estremità e in mezzzeria delle travi, tutte le verifiche sono risultate soddisfatte.

- FESSURAZIONE

Occorre limitare l'ampiezza delle fessure per non compromettere la funzionalità, la durabilità e l'estetica della struttura.

L'EC2 consente di utilizzare dei valori limite di apertura delle fessure  $w_{max}$ , indicati nella tabella 7.1N della stessa norma, in funzione della combinazione di carico e della classe di esposizione ambientale; la verifica può essere svolta attraverso il calcolo analitico dell'ampiezza delle fessure:

$$w_k = s_{r,max}(\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}) \quad (3.33)$$

dove:

- $s_{r,max} = k_3 c + k_1 k_2 k_4 \Phi / \rho_{eff}$  distanza massima fra le fessure;
- $c$  copriferro dell'armatura longitudinale;
- $k_1$  coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura (0,8 per barre ad aderenza migliorata; 1,6 per barre lisce);
- $k_2$  coefficiente che tiene conto della distribuzione delle deformazioni (0,5 per flessione; 1,0 per trazione pura);
- $k_3 = 0.4$ ;
- $k_4 = 0.425$ ;
- $\varepsilon_{sm}$  deformazione media dell'armatura, tenendo conto delle deformazioni impresse e dell'effetto di "tension stiffening";
- $\varepsilon_{cm}$  deformazione media del calcestruzzo fra le fessure.

La differenza fra le due deformazioni medie viene calcolata come segue:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_{s,max} - \frac{k_t f_{ctm}}{\rho} (1 + \alpha_e \rho_{eff})}{E_S} \quad (3.34)$$

dove:

- $k_t$  fattore dipendente dalla durata del carico (0,6 per carichi di breve durata; 0,4 per carichi di lunga durata);

- $\alpha_e = E_S/E_C$ ;
- $\rho_{eff} = A_S/B h_{c,eff}$ ;

La differenza deve risultare maggiore o uguale al valore:

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} \geq 0.6 \frac{\sigma_{s,max}}{E_S} \quad (3.35)$$

Noto  $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ , viene calcolato  $w_k$ , il quale viene confrontato con  $w_{max}$ ; si è potuto constatare che le aperture delle fessure sono state sempre inferiori a quella massima indicata nella norma, pari a 0.3 mm nel caso in esame.

- DEFORMAZIONE

La funzionalità della struttura va garantita stabilendo adeguati valori limite di deformazione. In generale si ha che:

- L'aspetto e la funzionalità della struttura possono essere compromessi se l'inflessione di una trave, piastra o sbalzo soggetti a carichi quasi-permanenti risulta maggiore di 1/250 della luce;
- Per gli elementi portati, quali tramezzi, muri, infissi, serramenti l'inflessione non deve superare 1/500 della luce.

Secondo la circolare al DM2018, per travi e solai con luci non superiori a 10 m è possibile omettere la verifica delle inflessioni ritenendola implicitamente soddisfatta se il rapporto di snellezza  $\lambda = l/h$  tra luce e altezza rispetta la limitazione C4.1.4 della suddetta norma:

$$\lambda \leq K \left( 11 + \frac{0.0015 f_{ck}}{\rho + \rho'} \right) \left( \frac{500 A_{s,eff}}{f_{yk} A_{s,calc}} \right) \quad (3.36)$$

dove  $f_{ck}$  è la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo,  $\rho$  e  $\rho'$  sono i rapporti d'armatura tesa e compressa, rispettivamente,  $A_{s,eff}$  e  $A_{s,calc}$  sono, rispettivamente, l'armatura tesa effettivamente presente nella sezione più sollecitata e l'armatura di calcolo nella stessa sezione,  $f_{yk}$  è la tensione di snervamento caratteristica dell'armatura (in MPa) e K è un coefficiente correttivo, che dipende dallo schema strutturale. La verifica si è dimostrata soddisfatta per tutte le travi.

### 3.5.4. Pilastri – SLU per pressoflessione

Per la verifica a pressoflessione dei pilastri, si parte dalle limitazioni sull'armatura longitudinale, indicate ai § 4.1.6.1.2 e 7.4.6.2.2:

- le barre parallele all'asse devono avere diametro maggiore o uguale a  $12\text{ mm}$  e non possono avere interassi maggiori di  $300\text{ mm}$ ;
- l'area di armatura non deve essere inferiore a  $0.10 N_{Ed}/f_{yd}$  e in ogni caso non inferiore a  $0.003 A_c$ ;
- l'area di armatura deve essere compresa tra i seguenti limiti:

$$1\% \leq \rho \leq 4\%, \quad (3.37)$$

dove  $\rho$  è data dal rapporto tra l'area totale di armatura longitudinale e l'area della sezione lorda di calcestruzzo. Nel caso in esame si hanno pilastri quadrati di lato  $600\text{ mm}$ , quindi l'armatura minima risulta pari a  $3600\text{ mm}^2$ , per cui si sceglie per tutti i pilastri un'armatura formata da 12 barre di diametro  $20\text{ mm}$ , delle quali 4 sono di angolo e 8 aggiuntive intermedie, che formano un'area totale di  $3770\text{ mm}^2$ .

Questa scelta si traduce in un unico dominio resistente momento – sforzo normale (Figura 27), visto che questo dipende solo dalla geometria della sezione.

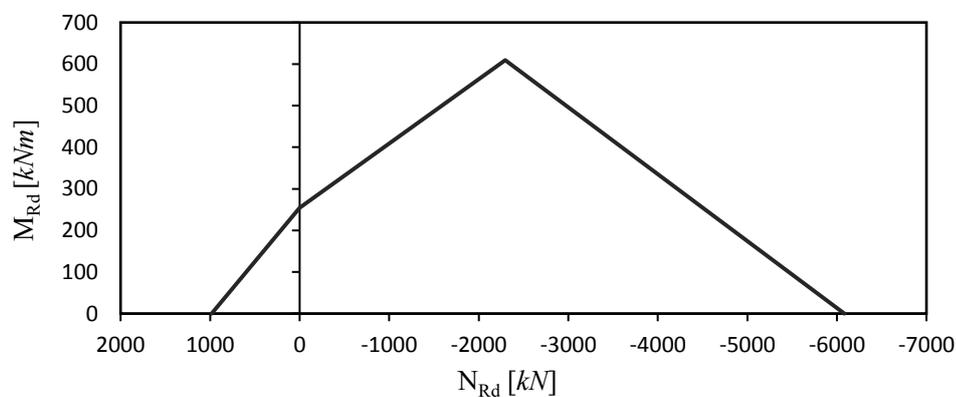


Figura 27: Dominio di resistenza momento – sforzo normale del pilastro

Seguendo la gerarchia delle resistenze, per ciascuna direzione e ogni verso di applicazione delle azioni sismiche, si devono proteggere i pilastri dalla plasticizzazione prematura adottando opportuni momenti flettenti di calcolo: questa condizione si raggiunge se, per ogni nodo trave-pilastro e per ogni direzione e verso dell'azione sismica, la resistenza complessiva dei pilastri è maggiore della resistenza complessiva delle travi amplificata di un coefficiente  $\gamma_{Rd}$ , in accordo con il § 7.4.4.2.1 del DM2018.

Quanto sopra riportato si traduce analiticamente nella relazione sottostante:

$$\sum M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} \sum M_{b,Rd} \quad (3.38)$$

dove:

- $\gamma_{Rd}$  coefficiente di sovraresistenza, pari a 1.30 per CD “A” e “B”;
- $M_{c,Rd}$  momento resistente del generico pilastro convergente nel nodo, calcolato per i livelli di sollecitazione assiale presenti nelle combinazioni sismiche delle azioni;
- $M_{b,Rd}$  momento resistente della generica trave che converge nel nodo.

Per la sezione di base dei pilastri del piano terreno si adotta come momento di calcolo il maggiore tra il momento risultante dall’analisi ed il momento  $M_{c,Rd}$  della sezione di sommità del pilastro. Il criterio di gerarchia delle resistenze non si applica alle sezioni di sommità dei pilastri dell’ultimo piano, perché questo determinerebbe sezioni molto grandi nei pilastri, quindi per queste sezioni si procede alla verifica classica, che prevede l’inclusione del punto  $N_{Ed}, M_{Ed}$  all’interno del dominio di resistenza.

Con l’armatura costituita da 12 barre di diametro 20 mm, le verifiche allo SLU e le limitazioni costruttive sono risultate soddisfatte.

### 3.5.5. Pilastri – SLU per taglio

Allo scopo di escludere la formazione di meccanismi anelastici dovuti al taglio, il criterio della gerarchia delle resistenze prevede che le sollecitazioni di taglio da adoperare per le verifiche e per il dimensionamento delle armature si ottengono dalla condizione di equilibrio del pilastro, soggetto all’azione dei momenti resistenti nelle sezioni di estremità superiore  $M^s_{c,Rd}$  e inferiore  $M^i_{c,Rd}$ , secondo l’espressione fornita dal DM2018 al § 7.4.4.2.1:

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \frac{M^s_{c,Rd} + M^i_{c,Rd}}{l_p} \quad (3.39)$$

dove:

- $\gamma_{Rd}$  coefficiente di sovraresistenza pari a 1.30 per CD “A” e 1.10 per CD “B”;
- $l_p$  lunghezza del pilastro.

Noto il taglio sollecitante, si procede con la classica progettazione a taglio, indicata nel § 4.1.2.3.5.2 del DM2018.

Così come descritto per le travi, il modello di calcolo si basa sul traliccio di Ritter-Morsch. Assumendo tale comportamento, con riferimento al calcestruzzo d'anima, la resistenza di progetto a "taglio compressione" si calcola con:

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c v f_{cd} \cdot \frac{\cot\alpha + \cot\theta}{1 + \cot^2\theta} \quad (3.40)$$

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

$$V_{Rsd} = 0.9 d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (\cot\alpha + \cot\theta) \sin\alpha \quad (3.41)$$

dove:

- $d$  altezza utile della sezione;
- $b_w$  larghezza della sezione;
- $\alpha_c$  coefficiente che tiene conto dello stato di tensione nel corrente compresso, in questo caso pari a 1;
- $v f_{cd}$  resistenza a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $v = 0.5$ );
- $\alpha$  inclinazione delle staffe rispetto alla direzione longitudinale;
- $\theta$  inclinazione del puntone di calcestruzzo;
- $A_{sw}$  area dell'armatura trasversale;
- $s$  interasse tra due armature trasversali consecutive.

Va inoltre verificato, per motivi di duttilità, che  $V_{Rsd}$  sia maggiore di  $V_{Rcd}$ .

Secondo il § 7.4.6.1.2 del DM2018, in assenza di analisi più accurate, si può assumere che la lunghezza della zona dissipativa sia la maggiore tra:

- l'altezza della sezione;
- 1/6 dell'altezza libera del pilastro;
- 45 cm;
- l'altezza libera del pilastro, se questa è inferiore a 3 volte l'altezza della sezione.

Secondo il § 7.4.6.2.2 del DM2018, nelle zone dissipative devono essere rispettate le condizioni seguenti:

- le barre disposte sugli angoli della sezione devono essere contenute dalle staffe;

- almeno una barra ogni due, di quelle disposte sui lati, deve essere trattenuta da staffe interne o da legature;
- le barre non fissate devono trovarsi a meno di 20 *cm* da una barra fissata per CD “B” e a meno di 15 *cm* per CD “A”.

Il diametro delle staffe di contenimento e delle legature deve essere non inferiore a 6 *mm* ed il loro passo deve essere non superiore della minore delle seguenti quantità:

- 1/3 o 1/2 del lato minore della sezione trasversale per CD “A” e CD “B”;
- 175 *mm* per CD “B” o 125 *mm* per CD “A”;
- 6 o 8 volte il diametro delle barre longitudinali per CD “A” e CD “B”.

Il rapporto meccanico dell’armatura trasversale di confinamento  $\omega_{wd}$  all’interno della zona dissipativa deve essere non minore di 0.12 in CD “A” e 0.8 in CD “B”, dove:

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume staffe di confinamento } f_{yd}}{\text{volume nucleo di calcestruzzo } f_{cd}} \quad (3.42)$$

In tutti i pilastri, e per tutta la lunghezza degli stessi, sono state utilizzate 2 staffe a 2 bracci, per un totale di 4 bracci, in entrambe le direzioni di diametro 8 *mm*, con passi di 10 *cm* e questo ha fatto sì che venissero rispettate le verifiche di resistenza e le limitazioni di normativa.

### 3.5.6. Nodi

Si definisce nodo la zona del pilastro che si incrocia con le travi ad esso concorrenti. La resistenza del nodo deve essere tale da assicurare che esso non pervenga alla rottura prima delle zone della trave e del pilastro ad esso adiacenti; bisogna inoltre evitare, per quanto possibile, la presenza di eccentricità tra l’asse della trave e l’asse del pilastro concorrenti in uno stesso nodo.

Le verifiche di resistenza del nodo sono finalizzate a controllare che la massima compressione diagonale e la massima trazione diagonale nel nodo non superino i valori resistenti del calcestruzzo.

Al § 7.4.4.3.1, il DM2018 prevede che il taglio orizzontale agente in un nodo trave-pilastro, per ogni direzione dell’azione sismica, può essere determinato attraverso espressioni semplificate:

- per nodi trave-pilastro interni:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_c \quad (3.43)$$

- per nodi trave-pilastro esterni:

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd} A_{s1} f_{yd} - V_c \quad (3.44)$$

dove:

- $A_{s1}$  armatura della trave al lembo superiore;
- $A_{s2}$  armatura della trave al lembo inferiore;
- $V_c$  forza di taglio nel pilastro al di sopra del nodo, nella condizione sismica;
- $\gamma_{Rd}$  coefficiente di sovrarresistenza, pari a 1.2 per CD "A" e 1.1 per CD "B".

La compressione diagonale indotta nel nodo dal meccanismo a traliccio non deve essere superiore alla resistenza a compressione del calcestruzzo; in assenza di un modello più accurato, questa prescrizione può essere verificata dall'utilizzo della seguente regola:

$$V_{jbd} \leq \eta f_{cd} b_j h_{jc} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} \quad (3.45)$$

dove:

- $\eta = \alpha_j (1 - f_{ck}/250)$  con  $\alpha_j$  pari a 0.48 per nodi esterni e 0.60 per nodi interni;
- $v_d = N_{Ed}/(A_c f_{cd})$  sforzo assiale normalizzato nel pilastro sopra il nodo;
- $h_{jc}$  distanza tra le giaciture più esterne di armature del pilastro;
- $b_j$  larghezza effettiva del nodo assunta pari alla minore tra:
  - la maggiore delle larghezze della sezione del pilastro e della trave;
  - la minore tra le larghezze della sezione del pilastro e della sezione della trave, entrambe aumentate di metà altezza della sezione del pilastro.

Per evitare poi che la massima trazione diagonale del calcestruzzo ecceda la  $f_{ctd}$ , deve essere previsto un adeguato confinamento che, in assenza di modelli più accurati, è dato da staffe orizzontali con un diametro non inferiore a 6 mm tali che:

$$\frac{A_{sh} f_{ywd}}{b_j h_{jw}} \geq \frac{\left(\frac{V_{jhd}}{b_j h_{jc}}\right)^2}{f_{ctd} + v_d f_{cd}} - f_{ctd} \quad (3.46)$$

dove:

- $A_{sh}$  area totale delle staffe orizzontali;
- $h_{jw}$  distanza tra le giaciture delle armature superiori e inferiori della trave.

In alternativa, l'integrità del nodo a seguito della fessurazione diagonale può essere garantita integralmente dalle staffe orizzontali se:

- per nodi trave-pilastro interni:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} (1 - 0.8 v_d) \quad (3.47)$$

- per nodi trave-pilastro esterni:

$$A_{sh} f_{ywd} \geq \gamma_{Rd} A_{s2} f_{yd} (1 - 0.8 v_d) \quad (3.48)$$

In tutti i nodi sono state utilizzate 2 staffe a 2 bracci, per un totale di 4 bracci, in entrambe le direzioni di diametro 8 mm, con passi di 5 cm e questo ha fatto sì che venissero rispettate le verifiche sopracitate.

### 3.5.7. Spostamenti di interpiano

Secondo il § 7.3.6.1 del DM2018, la condizione in termini di rigidezza sulla struttura si ritiene soddisfatta qualora la conseguente deformazione degli elementi strutturali non produca sugli elementi non strutturali danni tali da rendere la costruzione temporaneamente inagibile. Nel caso delle costruzioni civili e industriali, qualora la temporanea inagibilità sia dovuta a spostamenti di interpiano eccessivi, questa condizione si può ritenere soddisfatta quando gli spostamenti di interpiano ottenuti dall'analisi in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo SL e alla classe d'uso considerati siano inferiori ai limiti indicati nel seguito.

Per classe d'uso II e per tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano  $d_{rp}$ , la verifica consiste nel rispettare la seguente disuguaglianza:

$$q d_r \leq 0.01 h \quad (3.49)$$

dove  $d_r$  è lo spostamento di interpiano, cioè la differenza tra gli spostamenti del solaio superiore e del solaio inferiore, calcolati, nel caso di sisma con spettro elastico SLD e  $h$  è l'altezza del piano, pari a 3 metri.

La verifica risulta soddisfatta per tutti i piani di entrambi i telai H50 e H60.

### 3.6. Riepilogo delle scelte progettuali

Di seguito vengono riassunte le principali caratteristiche del telaio progettato secondo il metodo allo stato limite ultimo, nel rispetto della gerarchia delle resistenze e delle limitazioni costruttive della normativa:

- sezioni dei pilastri:  $60 \times 60 \text{ cm}$ ;
- sezioni delle travi:  $40 \times 50 \text{ cm}$  per il telaio H50 e  $40 \times 60 \text{ cm}$  per il telaio H60;
- passo delle staffe a 4 bracci di diametro  $8 \text{ mm}$  nei pilastri:  $10 \text{ cm}$ ;
- passo delle staffe a 2 bracci di diametro  $8 \text{ mm}$  nella zona dissipativa delle travi:  $7.5 \text{ cm}$  e  $10 \text{ cm}$  rispettivamente per i telai H50 e H60;
- passo delle staffe a 2 bracci di diametro  $8 \text{ mm}$  nella zona non dissipativa delle travi:  $15 \text{ cm}$ ;
- passo delle staffe a 4 bracci di diametro  $8 \text{ mm}$  nei nodi:  $5 \text{ cm}$ ;
- armatura longitudinale nei pilastri: 12 barre di diametro  $20 \text{ mm}$  in totale;
- armatura longitudinale nelle travi: 3 barre di diametro  $18 \text{ mm}$  nel corrente inferiore, 2-5 barre di diametro  $18 \text{ mm}$  nel corrente superiore.

In allegato sono presenti le tavole riguardanti la geometria e la disposizione delle barre di armatura negli elementi strutturali.

## 4. MODELLAZIONE MEDIANTE ATENA 2D

### 4.1. Specificità del software ATENA

ATENA è un programma agli elementi finiti idoneo a eseguire analisi non lineari per le strutture in calcestruzzo armato. Le simulazioni permettono di analizzare il reale comportamento non lineare dei materiali utilizzati, che sono principalmente il calcestruzzo e l'acciaio, basandosi sulla teoria della plasticità e sulla meccanica della frattura.

Il programma possiede dei modelli per diversi materiali: oltre ai già citati calcestruzzo e acciaio, sono descritti in modo avanzato anche materiali quali muratura, terreni e rocce. È possibile creare modelli con materiali di calcestruzzo armato fibro-rinforzato come SHCC, ECC, HPRFC, UHPFRC.

Sono supportate analisi di vario tipo: queste possono dinamiche, statiche e con comportamenti alterati a causa di viscosità, umidità, corrosione, alte temperature e incendi.

La disposizione dell'armatura può essere inclusa nel modello sia in forma di barre discrete che diffuse all'interno del calcestruzzo. Sono supportati anche i cavi interni o esterni da precompressione; inoltre, gli utenti possono osservare la deformazione della struttura e lo stato di fessurazione in ogni step dell'analisi (vedi Figura 28).

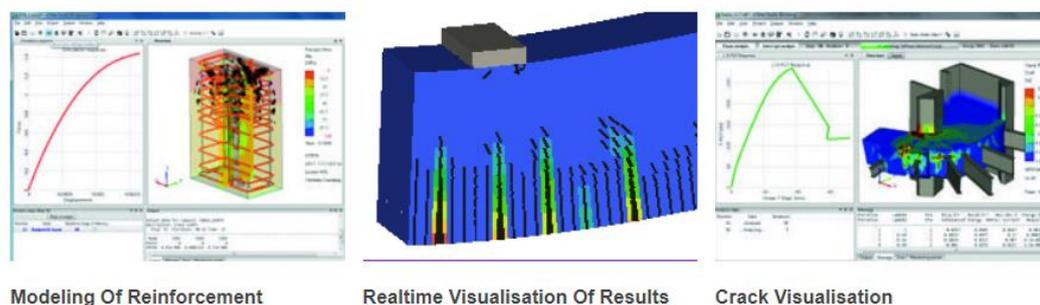


Figura 28: Principali caratteristiche di Atena 2D ([www.cervenka.cz](http://www.cervenka.cz))

ATENA è implementato per eseguire sia analisi bidimensionali che tridimensionali; nel caso in esame l'analisi è stata effettuata mediante un modello piano, per cui è stata utilizzata la sezione del programma ATENA 2D.

Il software è suddiviso principalmente in due interfacce, che sono il *pre-processing*, in cui sono definiti i materiali, la geometria, i carichi e le impostazioni di analisi, e il *post-processing*, nel quale è possibile la visualizzazione della deformazione della struttura, dello stato fessurativo, delle tensioni e delle deformazioni dei materiali.

## 4.2. Pre-processing

La fase del *pre-processing* è la fase precedente a quella dell'analisi, nella quale devono essere definite tutte le caratteristiche del modello strutturale, che sono rappresentate dai materiali, dalla geometria, dai casi di carico e dalle impostazioni di analisi, posti sul lato sinistro dell'interfaccia iniziale mostrata in Figura 29:

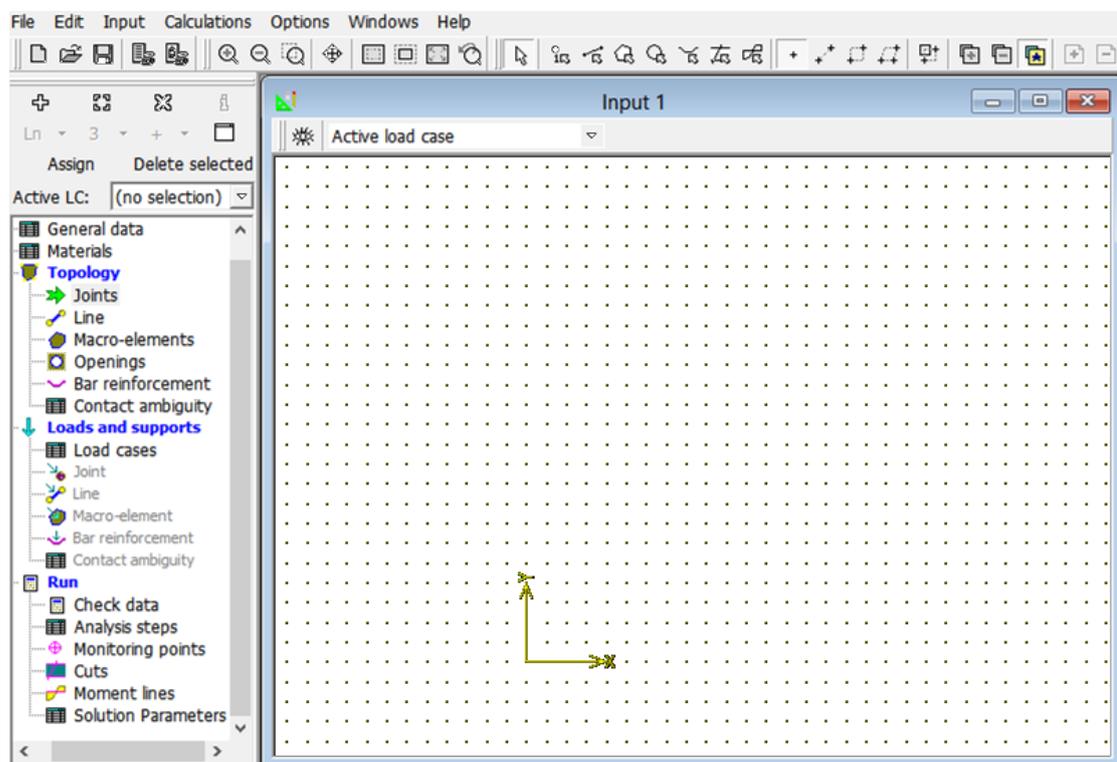


Figura 29: Interfaccia grafica e sezioni della fase di pre-processing

### 4.2.1. Definizione dei materiali

Nella sezione *Materials* è possibile definire le seguenti tipologie di materiali:

- *Plane Stress Elastic Isotropic*;
- *Plane Strain Elastic Isotropic*;
- *3D Non Linear Cementitious*;
- *SBeta Material*;

- *Microplane4 Material;*
- *3D BiLinear Steel Von Mises;*
- *2D Interface*
- *Reinforcement;*
- *Spring;*
- *Bond for Reinforcement;*
- *3D Drucker-Prager Plasticity;*
- *Material with Random Fields.*

I materiali utilizzati per la modellazione di un edificio in calcestruzzo armato sono il calcestruzzo, definito con *SBeta Material* e l'acciaio delle barre di armatura, definito con *Reinforcement*.

Il nome *SBeta* deriva dal programma in cui questo modello di materiale è stato utilizzato per la prima volta e rappresenta l'abbreviazione in lingua tedesca di *StahlBETonAnalyse*, che significa "analisi del calcestruzzo armato". Il materiale *SBeta* include i seguenti effetti del comportamento del calcestruzzo:

- comportamento non lineare in compressione, comprendendo sia la fase di *hardening* che di *softening*;
- fessurazione del calcestruzzo in tensione in base alle leggi della meccanica della frattura non lineare;
- criterio di della resistenza in stato di tensione biassiale;
- effetto di *tension stiffening*;
- riduzione fissa o variabile della rigidezza a taglio dopo la fessurazione;
- due modelli di fessurazione: direzione fissa e ruotata della fessura.

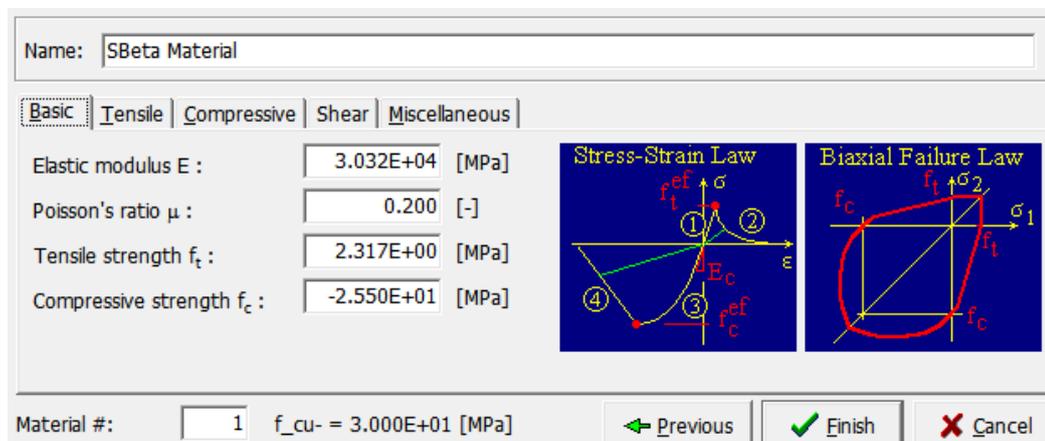


Figura 30: Definizione dei parametri di base del calcestruzzo

La definizione del materiale nel programma passa dall'inserimento dei parametri in cinque sezioni:

- *Basic* (Figura 30), in cui devono essere definiti il modulo elastico tangente  $E$ , il coefficiente di Poisson  $\mu$ , la resistenza a trazione  $f_t$  e la resistenza a compressione  $f_c$ .
- *Tensile* (Figura 31), dove è possibile scegliere la legge di trazione del calcestruzzo tra esponenziale, lineare e deformazione locale; inoltre c'è da definire il parametro di softening  $c_3$  e il modello di fessura, che può essere fisso o ruotato.

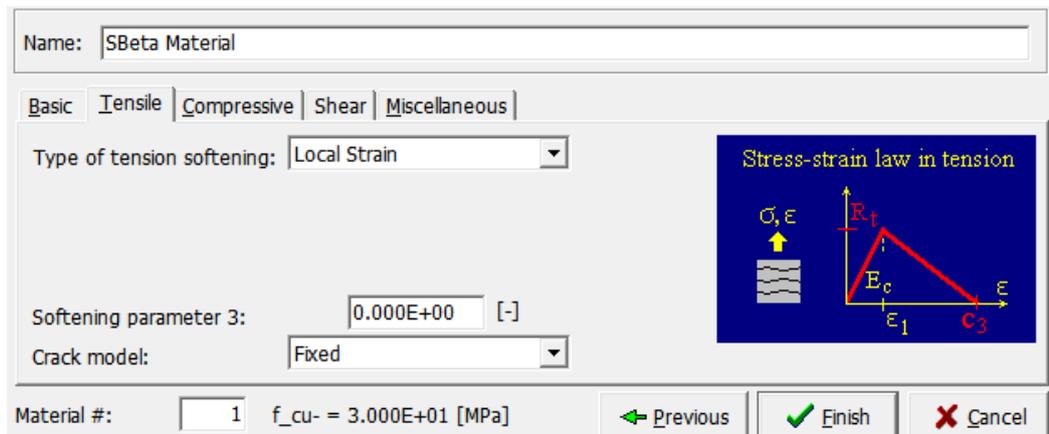


Figura 31: Definizione della legge di trazione del calcestruzzo

- *Compressive* (Figura 32), in cui viene richiesto il valore di deformazione a compressione in corrispondenza della resistenza di compressione nel test uniassiale, il coefficiente di riduzione della resistenza a compressione dovuta alla fessurazione, il tipo di legge di *softening*, e il parametro di *softening*  $c_d$ .

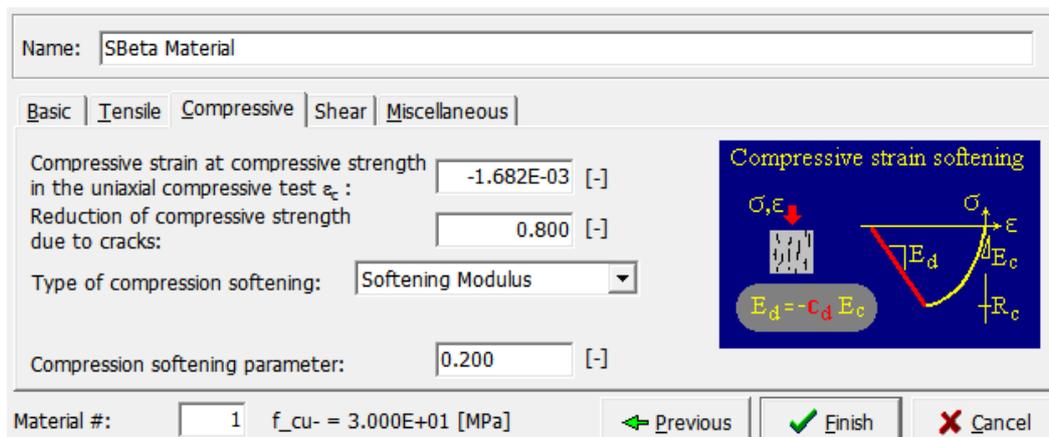


Figura 32: Definizione della legge di compressione del calcestruzzo

- *Shear* (Figura 33), dove bisogna scegliere una legge di riduzione del modulo di taglio fissa o variabile, e il tipo di interazione tensione compressione, il quale può essere lineare o descritta da due diverse leggi iperboliche.

The screenshot shows the 'Shear' tab of the material definition dialog. The 'Name' field contains 'SBeta Material'. The 'Shear retention factor' is set to 'Variable' and the 'Tension-compression interaction' is set to 'Linear'. A diagram illustrates the shear behavior with stress  $\tau$  and strain  $\epsilon$ , and a graph showing the shear retention factor  $I_g$  versus strain  $\epsilon$ . The bottom bar displays 'Material #: 1', 'f\_cu- = 3.000E+01 [MPa]', and buttons for 'Previous', 'Finish', and 'Cancel'.

Figura 33: Definizione del comportamento a taglio del calcestruzzo

- *Miscellaneous* (Figura 34), in cui viene richiesto il peso specifico del materiale  $\rho$  e il coefficiente di espansione termico  $\alpha$ .

The screenshot shows the 'Miscellaneous' tab of the material definition dialog. The 'Name' field contains 'SBeta Material'. The 'Specific material weight  $\rho$ ' is set to 2.300E-02 [MN/m³] and the 'Coefficient of thermal expansion  $\alpha$ ' is set to 1.200E-05 [1/K]. The bottom bar displays 'Material #: 1', 'f\_cu- = 3.000E+01 [MPa]', and buttons for 'Previous', 'Finish', and 'Cancel'.

Figura 34: Definizione di peso specifico e coefficiente di espansione termico del calcestruzzo

Il tipo di materiale *Reinforcement* può essere definito in due forme distinte, cioè in modo discreto o diffuso. L'armatura discreta è in forma di barre di armatura e viene modellata in modo lineare inserendo i punti iniziale e finale; l'armatura diffusa viene considerata come un componente del materiale composito di cui fa parte.

In entrambi i casi, viene considerata la legge costitutiva relativa alla prova monoassiale utilizzata in tutti i tipi di acciaio, che può essere modellata nel programma come lineare, bilineare, multilineare o bilineare con *hardening*. Per la definizione di quest'ultima, nella sezione *Basic* vengono richiesti quattro parametri, che sono il modulo elastico  $E$ , la

tensione di snervamento  $\sigma_y$ , la tensione di rottura  $\sigma_t$  e la deformazione limite  $\varepsilon_{lim}$  (Figura 35).

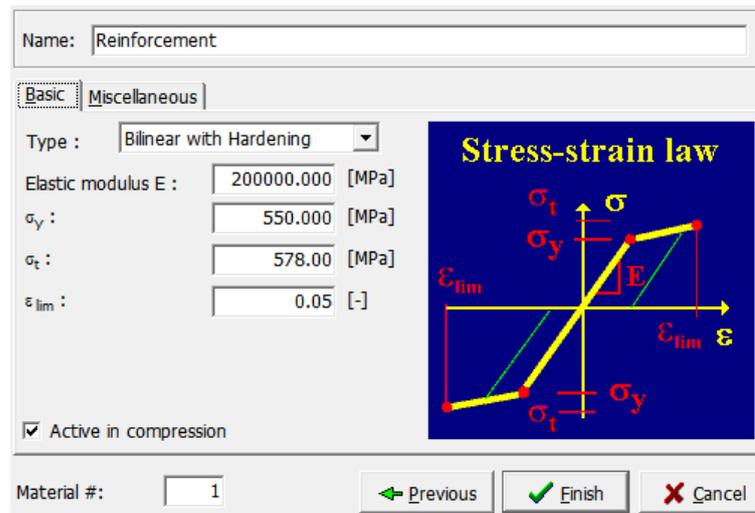


Figura 35: Definizione dei parametri di base dell'acciaio

Nella sezione *Miscellaneous* deve essere definito il peso specifico del materiale  $\rho$  e il coefficiente di espansione termico  $\alpha$  (Figura 36).

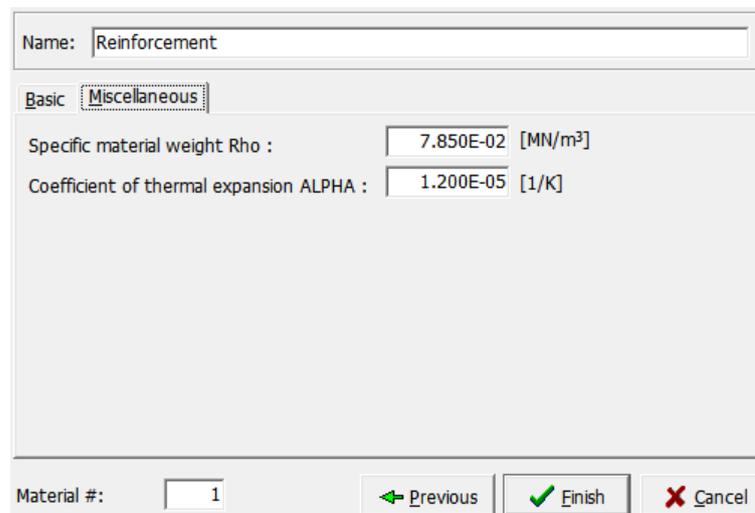


Figura 36: Definizione di peso specifico e coefficiente di espansione termico dell'acciaio

#### 4.2.2. Definizione della geometria

La geometria degli elementi in calcestruzzo armato in ATENA 2D viene definita nella sezione *Topology* (vedi Figura 29) mediante nodi, linee che collegano i vari nodi, macroelementi che sono racchiusi all'interno di più linee.

I punti si definiscono nella sottosezione *Joints*, dove vengono richiesti i valori della coordinata X e della coordinata Y, come mostrato in Figura 37; c'è inoltre la possibilità di inserire delle molle in ogni punto che viene definito.

The screenshot shows the 'Joints' definition window. On the left, under 'Topology', the X-coordinate and Y-coordinate are both set to 0.0000 [m]. Below that, the 'Mesh refinement' section has 'Refinement type' set to 'No refinement'. On the right, the 'Springs' section is empty, with columns for 'Direction' and 'Material'. At the bottom, there is a 'Joint #' field with the value '1', and two buttons: 'Add' (with a red arrow) and 'End' (with a red X).

Figura 37: Definizione dei nodi

Le linee vengono definite nella sottosezione *Line*, in cui vengono inseriti i marker dei punti iniziale e finale (Figura 38); anche per le linee è possibile creare delle molle che agiscono su tutta la lunghezza delle linee stesse.

The screenshot shows the 'Line' definition window. Under 'Topology', 'Line type' is set to 'Line'. The 'Joints' section has 'Origin' and 'End' both set to 0. The 'Mesh refinement' section has 'Refinement method' set to 'No refinement'. The 'Springs' section is empty. At the bottom, there is a 'Line #' field with the value '1', and two buttons: 'Add' (with a red arrow) and 'End' (with a red X).

Figura 38: Definizione delle linee

Nella sottosezione *Macro-elements* vengono creati i macro-elementi: viene richiesta una *Boundary list*, che è la lista dei marker delle linee che racchiudono l'elemento, il tipo di mesh, che può essere triangolare, quadrilatera o mista, la dimensione della mesh, il materiale e lo spessore, come si mostra in Figura 39. Le armature diffuse possono essere definite in questa fase mediante la sottofinestra *Layers of smeared reinforcement*.

Topology  
Boundary list:

FE mesh  
Mesh type:   
Element size:  [m]  
 Smooth element shapes

Properties  
Material:   
Thickness:  [m]  
Quadrilateral elements:   
 Geometrically nonlinear

Layers of smeared reinforcement  

Layer	Material of reinf. layer
A	

  
No. of smeared reinf. layers should be entered within general data.

Macro-element #:

Figura 39: Definizione dei macro-elementi

Reinforcement:

Topology | Properties

Segment type:

Seg.#	Segment type	Point		Center		Radius Rs [m]	Dir Dir.
		X [m]	Y [m]	X [m]	Y [m]		
1	Origin	0.0000	0.0000				
> 2	Line	0.0000	1.0000				

Items: 2

Reinforcement bar:

Figura 40: Definizione della posizione delle barre di armatura

Reinforcement:

Topology | Properties

Basic parameters  
Material:   
Area:  [m<sup>2</sup>]   
 Geometrically nonlinear

Reinforcement bond  
Connection to the material:   
Bar perimeter:  [m]  
Bond material:   
 Disable slip at bar beginning  
 Disable slip at bar end

Reinforcement bar:

Figura 41: Definizione dell'area di armatura e dell'interazione con il calcestruzzo

Al contrario, le barre di armatura discrete sono definite nella sottosezione *Reinforcement* mediante il materiale, le coordinate dei punti iniziale e finale (Figura 40), l'area della sezione della barra e l'interazione tra acciaio e calcestruzzo, che può essere considerata di perfetta aderenza, oppure si può modellare attraverso un determinato legame (Figura 41).

### 4.2.3. Definizione di vincoli, carichi e spostamenti imposti

Nella sezione *Loads and Supports*, è possibile definire i vincoli della struttura, i carichi applicati su di essa, gli spostamenti imposti, gli effetti di variazione termica, il ritiro e la precompressione, come illustrato in Figura 42:

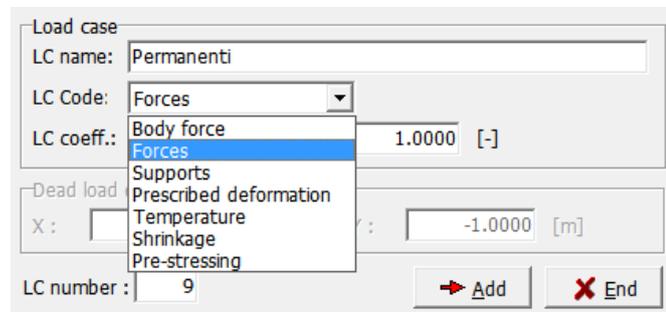


Figura 42: Tipologie di load cases

Una volta creati i vari *Load cases*, il secondo passo è quello di andarli ad applicare sul modello; per farlo è necessario innanzitutto attivarne uno cliccando su *Set active* nella finestra mostrata in Figura 43, e poi selezionare i punti, le linee o i macro-elementi di riferimento nel modello. Dopodiché bisogna cliccare le sottosezioni *Joint*, *Line* o *Macro-element* nella sezione *Loads and supports*, e inserire i parametri richiesti, i quali sono mostrati nelle figure 43, 44, 45 rispettivamente per la definizione di vincoli, forze e spostamenti imposti:

LC Numb	Title	Code	Coefficient [-]
1	Vincolo BASE	Supports	1.0000
2	Peso proprio	Body force	0.0000
3	Perm strutt	Forces	0.0000
4	Variabili	Forces	0.0000
5	Perm non strutt	Forces	0.0000
6	Spostamento imposto 1.5cm	Prescribed deformation	1.0000
7	Spostamento imposto 3cm	Prescribed deformation	1.0000
8	Vincolo LATERALE	Supports	1.0000

Figura 43: Esempi di load cases

Figura 44: Definizione di vincoli su una linea

Figura 45: Definizione di carichi uniformemente distribuiti su una linea

Figura 46: Definizione di spostamenti imposti

#### 4.2.4. Impostazioni di analisi

Le impostazioni di analisi sono definite nella sezione *Run*; in particolare le principali sottosezioni sono rappresentate dagli step dell'analisi o *Analysis steps* e dai punti di monitoraggio o *Monitoring points*.

I singoli step dell'analisi vengono creati cliccando su *Add* nella sottosezione *Analysis steps*; qui viene richiesta la lista dei *Load cases* da considerare nell'analisi e il tipo di calcolo non lineare, che può essere *Standard Newton-Raphson* e *Standard arc length*: in Figura 47 viene illustrata una possibile sequenza di step dell'analisi:

Number	Load case list	Coefficient [-]	Parameters analysis	Save results	Calculated results
1	1,6,8	1.0000	Standart Newton-R	Yes	Not analyzed
2	1,6,8	1.0000	Standart Newton-R	Yes	Not analyzed
3	1,6,8	1.0000	Standart Newton-R	Yes	Not analyzed
4	1,6,8	1.0000	Standart Newton-R	Yes	Not analyzed
5	1,6,8	1.0000	Standart Newton-R	Yes	Not analyzed
6	1,6,8	1.0000	Standart Newton-R	Yes	Not analyzed
7	1,6,8	1.0000	Standart Newton-R	Yes	Not analyzed
8	1,6,8	1.0000	Standart Newton-R	Yes	Not analyzed
9	1,6,8	1.0000	Standart Newton-R	Yes	Not analyzed

Figura 47: Esempi di Analysis steps

I punti di monitoraggio sono punti specifici del modello, in cui si vuole conoscere per esempio lo spostamento o la reazione nodale e si creano cliccando su *Add* nella sottosezione *Monitoring points*; vengono quindi richieste le coordinate del punto e la tipologia di monitoraggio; in Figura 48 viene illustrata una possibile lista di punti di monitoraggio:

Number	Title monitoru	Location			Coefficient [-]	Monitored value	
		X [m]	Y [m]	Position		Value	Item
1	Reazione	10.3000	15.4000	Nodes	1.0000	Reactions	Component
2	Spostamento	10.3000	15.3000	Nodes	1.0000	Displacements	Component 2
3	Spostamento p.5	-0.1000	15.0000	Nodes	1.0000	Displacements	Component 1
4	Spostamento p.4	-0.1000	12.0000	Nodes	1.0000	Displacements	Component 1
5	Spostamento p.3	-0.1000	9.0000	Nodes	1.0000	Displacements	Component 1
6	Spostamento p.2	-0.1000	6.0000	Nodes	1.0000	Displacements	Component 1
7	Spostamento p.1	-0.1000	3.0000	Nodes	1.0000	Displacements	Component 1

Figura 48: Esempi di Monitoring points

Con il settaggio dei punti di monitoraggio si scelgono in automatico le eventuali curve da andare a controllare nella fase di *post-processing*: ogni componente avrà nell'analisi un valore per ogni step, che può essere messo in relazione con tutte le altre componenti sottoforma di grafici, che possono essere per esempio curve di forza-spostamento o curve di spostamento-spostamento

### 4.3. Post-processing

La fase di *post-processing* è la fase relativa al controllo dei risultati; poiché le analisi non lineari sono di solito molto onerose dal punto di vista computazionale e richiedono spesso molto tempo, ATENA permette di visualizzare in forma grafica i risultati non solo alla fine dell'analisi, ma anche in tempo reale, cioè alla fine di ogni step.

Di seguito vengono illustrati i risultati principali che possono essere visualizzati:

- Deformazione della struttura (Figura 49):

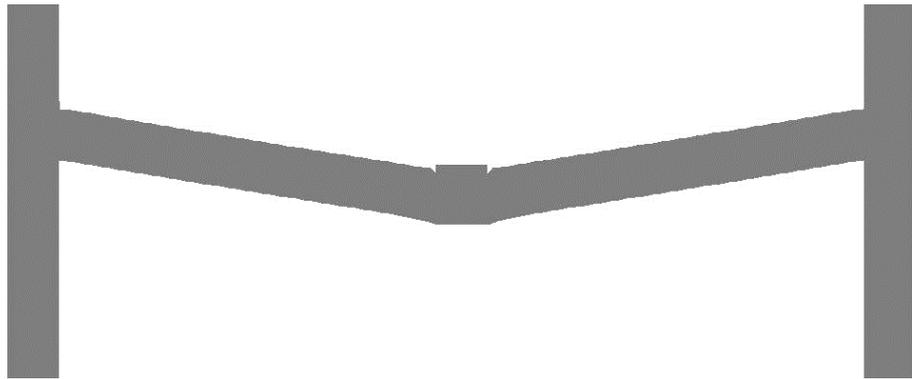


Figura 49: Esempio di deformazione della struttura

- Curva in un piano cartesiano (Figura 50):

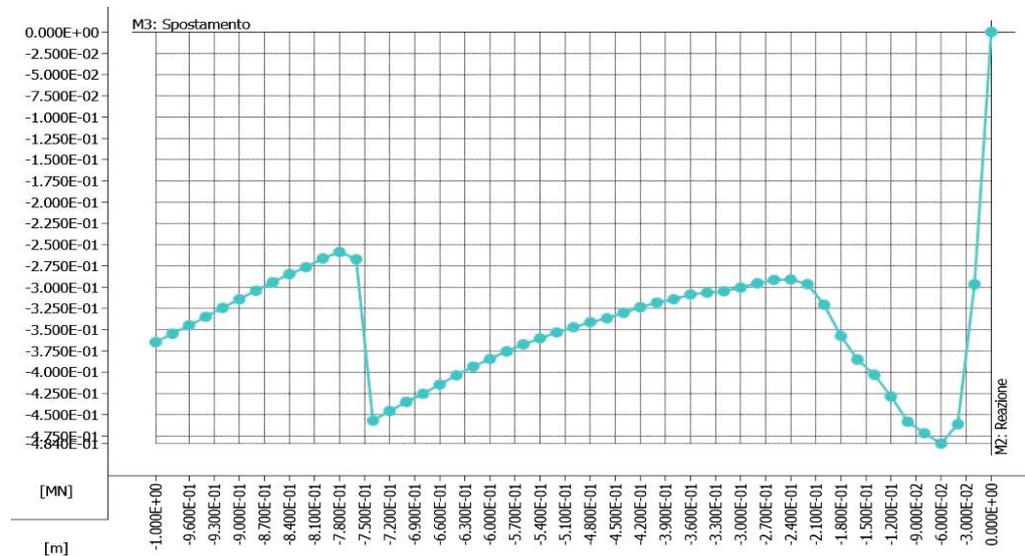


Figura 50: Esempio di curva pushdown forza-spostamento

- Stato fessurativo del calcestruzzo (Figura 51):



Figura 51: Esempio di stato fessurativo del calcestruzzo

- Tensioni e deformazioni nelle barre di armatura (Figura 52):

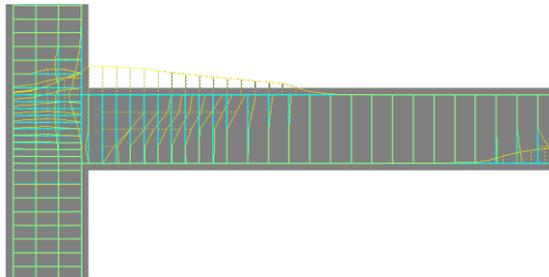


Figura 52: Esempio di livello tensionale nelle barre di armatura

- Tensioni e deformazioni nel calcestruzzo (Figura 53):



Figura 53: Esempio di deformazione totale principale nel calcestruzzo

I risultati delle componenti dei punti di monitoraggio possono inoltre essere esportati in formato testo, al fine di utilizzarli nei programmi adatti alla rielaborazione sottoforma di grafici.

#### 4.4. Modellazione del telaio piano

Di seguito viene riportata la modellazione su ATENA 2D del telaio in esame e i relativi parametri utilizzati in relazione ai materiali, alla geometria, alle condizioni vincolari e di carico e alle impostazioni di analisi.

#### 4.4.1. Calcestruzzo (Modello di Saatcioglu e Razvi, 1992)

Il calcestruzzo è un materiale composito, formato da cemento e inerti e per questo motivo ha un comportamento tipicamente non lineare, a causa delle microfessurazioni interne che vengono a crearsi per via delle concentrazioni di tensione all'interfaccia tra pasta cementizia e aggregati.

La curva di resistenza  $\sigma$ - $\epsilon$  del calcestruzzo dipende da vari fattori, tra cui il confinamento laterale, reso possibile nelle travi e nei pilastri delle strutture in calcestruzzo armato dalla presenza di staffe trasversali.

Il comportamento non lineare del calcestruzzo confinato e non confinato è stato descritto in questo studio con il modello di *Saatcioglu e Razvi (1992)* (Figura 54), mediante il quale è stato possibile considerare diversi comportamenti al variare del confinamento.

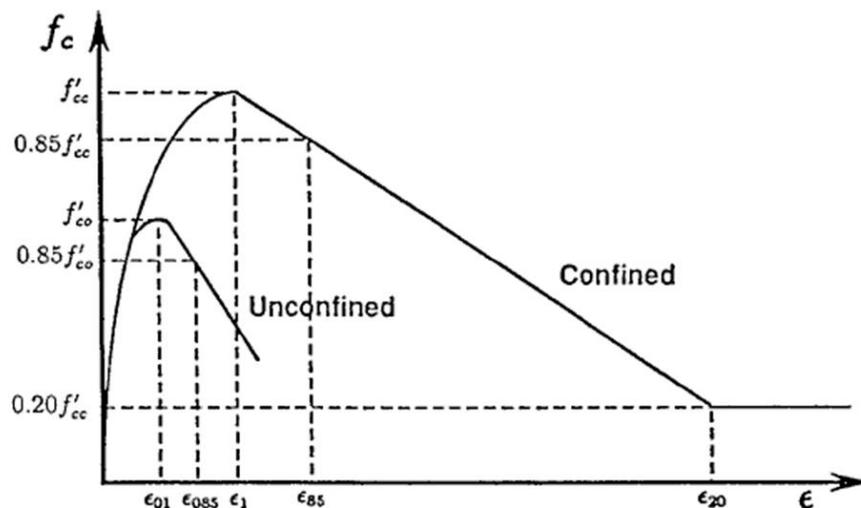


Figura 54: Modello di Saatcioglu e Razvi (1992)

Il modello è stato implementato in un foglio di calcolo Excel, il quale richiede in input la resistenza media del calcestruzzo  $f_{cm}$ , la geometria della sezione, il copriferro, la tensione di snervamento media dell'acciaio utilizzato, il diametro delle quattro barre laterali racchiuse dalle staffe, il diametro, il numero di bracci e il passo delle staffe.

Come mostrato al capitolo 3.1, il materiale scelto per la struttura è stato il C25/30 in cui il primo termine rappresenta la resistenza caratteristica cilindrica a compressione  $f_{ck}$ , mentre il secondo la resistenza caratteristica cubica a compressione  $R_{ck}$ .

Dall'implementazione del modello di *Saatcioglu e Razvi* sono risultate cinque curve di resistenza del calcestruzzo (Figura 55), diverse al variare della geometria e delle barre

longitudinali e trasversali e relative al copriferro, ai pilastri, ai nodi, alla zona dissipativa delle travi e alla zona non dissipativa delle travi.

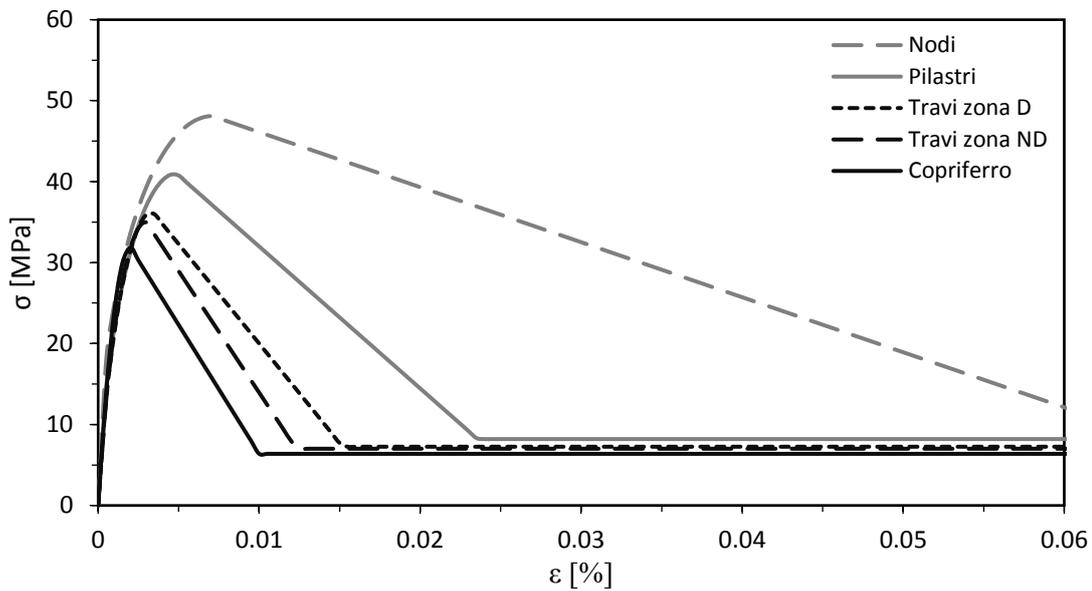


Figura 55: Curve di resistenza del calcestruzzo nei diversi elementi in base al confinamento

Seguendo lo schema illustrato al capitolo 4.2.1, in ATENA 2D sono state fatte le seguenti assunzioni:

- in *Tensile*, è stata scelta la legge di trazione di deformazione locale e il modello di fessura fisso;
- in *Compressive*, è stata adottata una legge di tipo *Softening Modulus*;
- in *Shear*, si è scelta una legge di riduzione del modulo di taglio variabile, e in tipo di interazione tensione compressione lineare;

In Tabella 18 sono riportati tutti i parametri utilizzati come input in ATENA 2D per il calcestruzzo dei diversi elementi:

	BASIC				TENSILE	COMPRESSIVE			MISCELLANEOUS	
	$f_c$	$f_t$	$E$	$\mu$	$c_3$	$\epsilon_c$	<i>r.c.s.</i>	<i>c.s.p.</i>	$\rho$	$\alpha$
	[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[1/K]
Nodi	48.09	2.56	37002	0.2	0.0006913	7.09E-03	0.8	0.018	25	1.20E-05
Pilastri	40.99	2.56	35272	0.2	0.0007253	4.86E-03	0.8	0.050	25	1.20E-05
Travi D	36.26	2.56	33998	0.2	0.0007524	3.38E-03	0.8	0.072	25	1.20E-05
Travi ND	35.01	2.56	33640	0.2	0.0007604	2.99E-03	0.8	0.089	25	1.20E-05
Copriferro	31.87	2.56	32705	0.2	0.0007822	2.00E-03	0.8	0.097	24	1.20E-05

Tabella 18: Caratterizzazione del calcestruzzo in ATENA 2D

#### 4.4.2. Acciaio

La modellazione dell'acciaio delle barre di armature è una fase importante di questo studio, infatti questa influisce in modo significativo alla predisposizione della trave al comportamento membranale e quindi allo sviluppo del meccanismo della catenaria.

Come mostrato al capitolo 3.1, l'acciaio utilizzato è stato il B450C, caratterizzato da una resistenza caratteristica allo snervamento  $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$  ed una classe di duttilità C (acciai laminati a caldo).

La legge utilizzata per le analisi non lineare è stata la legge bilineare con *hardening*; per le analisi non lineari sono state adottate le tensioni medie, in particolare quella di snervamento e quella a rottura, calcolate rispettivamente con le seguenti formule:

$$\sigma_y = f_{yk} \cdot e^{1.645 \cdot 0.05} \quad (4.1)$$

$$\sigma_t = 1.15 \sigma_y \quad (4.2)$$

La deformazione ultima, sulla base dei modelli sperimentali presenti in letteratura, è stata assunta pari a  $\varepsilon_{su} = 0.20$ ; infine è stato considerato un peso specifico nullo poiché il peso dell'acciaio è stato inglobato in quello del calcestruzzo.

In Tabella 19 si riportano i parametri utilizzati per la caratterizzazione dell'acciaio in ATENA 2D:

BASIC				MISCELLANEOUS	
$\sigma_y$	$\sigma_t$	$E$	$\varepsilon_{lim}$	$\rho$	$\alpha$
[MPa]	[MPa]	[MPa]	[-]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[1/K]
489	562	200000	0.20	0	1.20E-05

Tabella 19: Caratterizzazione dell'acciaio in ATENA 2D

#### 4.4.3. Geometria

Seguendo lo schema riportato al paragrafo 4.2.2, la geometria è stata definita nel software ATENA 2D andando a costruire prima i punti, poi le linee, seguite dai macroelementi e infine le barre di armatura; sono state inoltre costruite delle piastre di estremità nei nodi esterni di spessore 10 cm per controllare gli spostamenti in elementi rigidi e per evitare concentrazioni di tensioni nei vincoli e nei punti di spostamento imposto.

Lo schema adottato ha previsto una suddivisione di travi, pilastri e nodi coerente con le diverse leggi costitutive del calcestruzzo per via del confinamento:

- i pilastri sono stati suddivisi in quattro fasce verticali, due esterne rappresentate dal copriferro e due interne che dividono l'asse baricentrico, per sono stati inserite file orizzontali di cinque punti, e tre regioni in altezza che rappresentano le due zone dissipative e la zona non dissipativa.
- le travi sono state suddivise in tre fasce verticali, due esterne rappresentate dal copriferro e una interna, per cui sono state inserite file verticali di quattro punti per ogni travata, e tre regioni in direzione longitudinale che rappresentano le due zone dissipative e la zona non dissipativa.

<b>X</b> [m]	<b>Y (H50)</b> [m]	<b>Y (H60)</b> [m]
-0.100	-0.100	-0.100
0.000	0.000	0.000
0.053	0.600	0.600
0.300	2.100	2.100
0.547	2.750	2.700
0.600	2.802	2.752
5.000	3.198	3.248
5.053	3.250	3.300
5.300	3.900	3.900
5.547	5.100	5.100
5.600	5.750	5.700
10.000	5.802	5.752
10.053	6.198	6.248
10.300	6.250	6.300
10.547	6.900	6.900
10.600	8.100	8.100
15.000	8.750	8.700
15.053	8.802	8.752
15.300	9.198	9.248
15.547	9.250	9.300
15.600	9.900	9.900
20.000	11.100	11.100
20.053	11.750	11.700
20.300	11.802	11.752
20.547	12.198	12.248
20.600	12.250	12.300
20.700	12.900	12.900
	14.100	14.100
	14.750	14.700
	14.802	14.752
	15.198	15.248
	15.250	15.300
	15.350	15.400

Tabella 20: Coordinate X e Y delle file dei punti del modello

La geometria rimane costante in tutte le analisi nei due casi oggetto di studio con altezza delle sezioni delle travi pari a 50 cm e 60 cm, chiamati per semplicità rispettivamente telaio H50 e telaio H60.

I punti sono gli elementi di base del modello, a cui poi si legano le linee e i macro-elementi; le file di coordinate X e Y dei punti sono riportate in Tabella 20: quelle orizzontali di coordinate Y fissate sono diverse nei due modelli H50 e H60, mentre quelle verticali di coordinate X fissate sono costanti poiché le dimensioni dei pilastri sono uguali.

Il numero totale dei punti è risultato pari a 1025 e lo schema è illustrato in Figura 56:

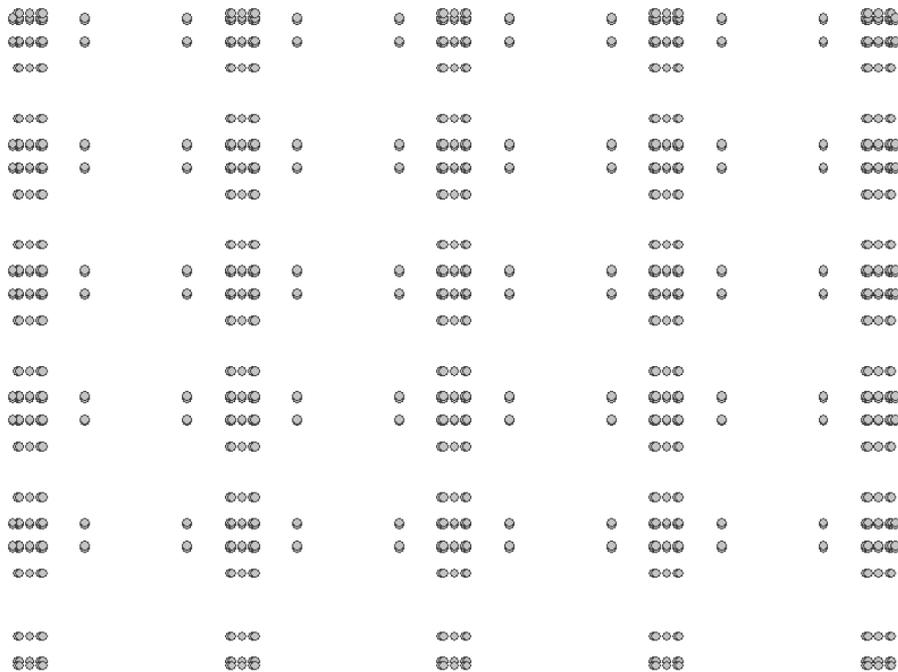


Figura 56: Schema dei punti del modello

Le linee sono gli elementi che nel modello collegano i vari punti e nel modello in esame sono state inserite 1890 linee totali (Figura 57).

Nel caso di modello con molle laterali, alle linee laterali in corrispondenza dei nodi esterni è stata aggiunta un'ulteriore caratteristica, che è quella della rigidità della molla. Questa viene assunta come pressione dovuta a uno spostamento unitario, per cui viene richiesta una profondità della molla stessa. Considerando una profondità di 60 cm, sono stati analizzati i casi di rigidità  $K = 250, 500, 1000 \text{ MPa/m}$ , approfonditi al paragrafo 5.6.

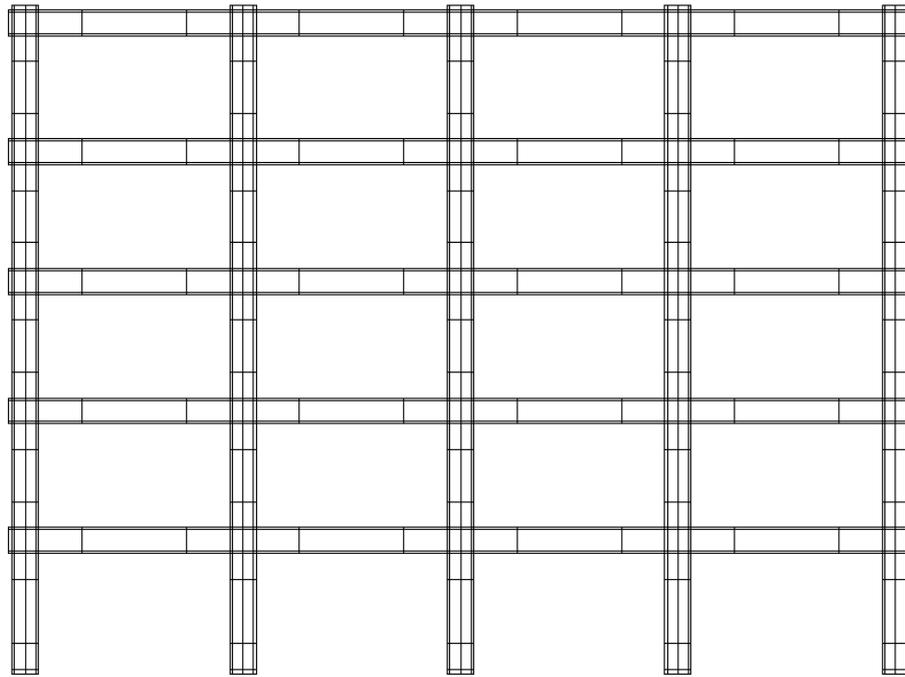


Figura 57: Schema delle linee del modello

I macro-elementi vengono identificati come elementi che sono racchiusi all'interno di più linee, in questo caso quattro linee poiché sono tutti rettangolari; in questo modello sono stati necessari 850 macro-elementi, con lo schema riportato in Figura 58:

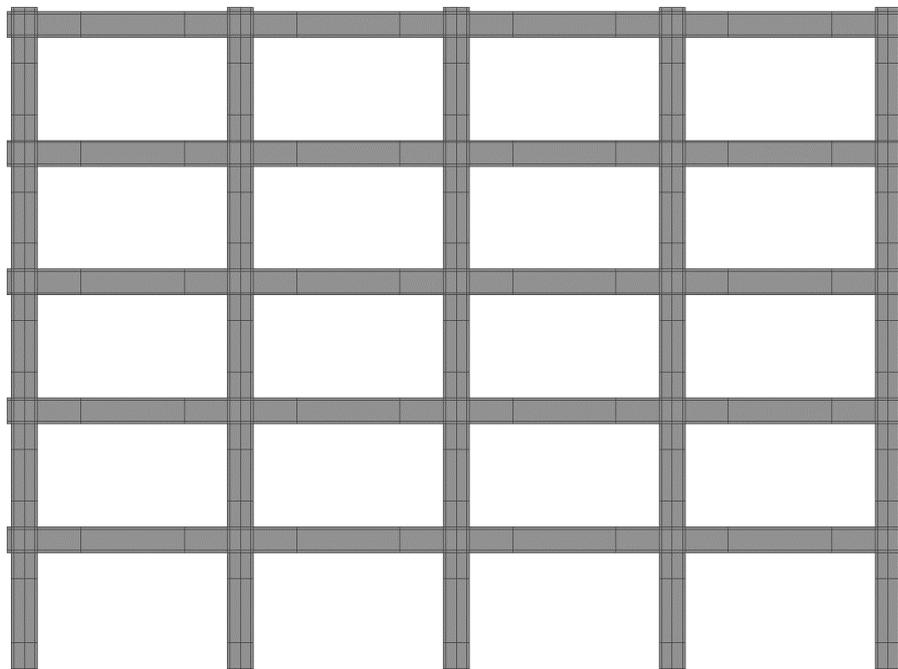


Figura 58: Schema dei macro-elementi del modello

Le armature sono state disposte in modo discreto sia per quanto riguarda quelle longitudinali che per quelle trasversali. Il passo delle staffe utilizzato, ricavato dalle

verifiche a taglio, è di 5 cm per i nodi, 10 cm per i pilastri, 10 cm per la zona dissipativa delle travi e 15 cm per la zona non dissipativa delle travi. Le armature longitudinali dei pilastri nel modello 2D sono rappresentate da quattro file verticali vista la presenza di due barre nella parte intermedia, mentre le armature longitudinali delle travi sono state disposte su due file, che rappresentano l'armatura inferiore e l'armatura superiore.

In Figura 59 è illustrata la disposizione delle barre nel modello:

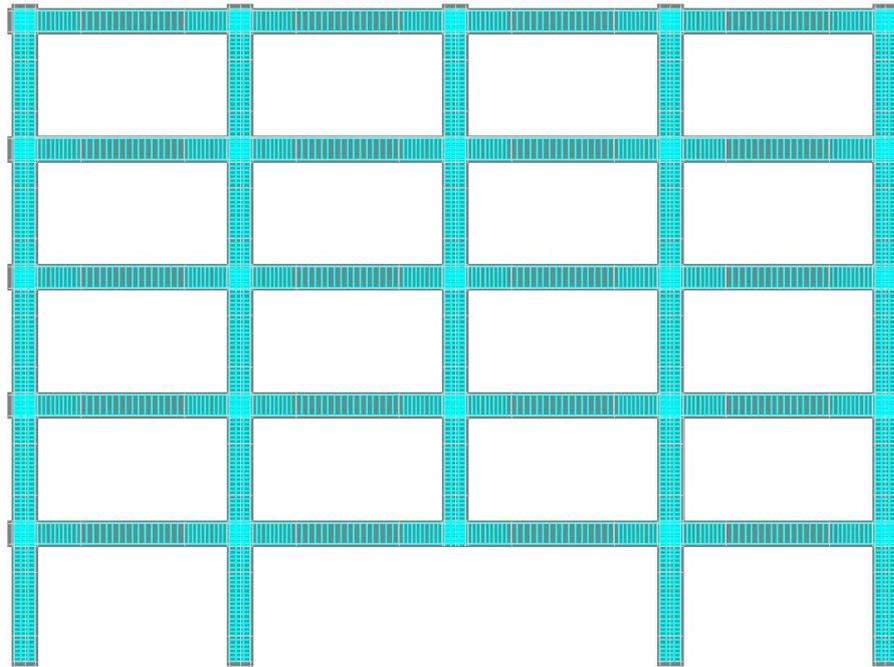


Figura 59: Schema delle barre di armatura del modello

#### 4.4.4. Vincoli, carichi e spostamento imposto

Sono stati definiti nel modello sette *Load cases*, con uno in aggiunta nel caso di vincolo perfetto laterale, come definito in Tabella 21:

Codice	Nome
1	Vincolo di base
2	Peso proprio
3	Permanenti strutturali solaio
4	Permanenti non strutturali solaio
5	Variabili
6	Spostamento imposto 1.5 cm
7	Spostamento imposto 3.0 cm
8	Vincolo laterale

Tabella 21: Load cases definiti nel modello

- Il vincolo di base è stato imposto alle linee presenti alla base dei pilastri, considerati incastrati perfettamente;
- il peso proprio è stato assegnato ai macro-elementi, e viene calcolato dal software sulla base della geometria e del peso specifico;
- i carichi permanenti strutturali e non strutturali del solaio e i carichi variabili sono stati assegnati alle linee superiori di ogni trave come carichi uniformemente distribuiti, con valori pari a:

Nome	Carico [kN/m]	Coefficiente in combinazione eccezionale
Permanenti non strutturali	13.0	1.0
Permanenti strutturali	16.0	1.0
Variabili piani intermedi	10.0	0.3
Variabili piano copertura	2.5	0.0

Tabella 22: Carichi uniformemente distribuiti definiti nel modello

- gli spostamenti imposti sono stati assegnati al nodo centrale superiore della pilastrata centrale, a seguito della rimozione della colonna di base.
- il vincolo laterale è stato adottato solo nel caso di vincolo fisso che blocca le linee in corrispondenza dei nodi laterali; nei casi di molle, invece, queste sono state assegnate alle stesse linee nella loro definizione, come illustrato al paragrafo precedente.

#### 4.4.5. Impostazioni di analisi

Sono state eseguite due tipologie di analisi:

- la prima, senza la rimozione della colonna, per controllare la validità del modello e per calcolare la reazione del pilastro centrale; in questo caso l'analisi è stata effettuata con due soli step di carico, assegnando così prima una metà e poi l'altra del carico utilizzando un coefficiente di step pari a 0.5. I *Load Cases* attivati sono stati in questo caso 1, 2, 3, 4, 5 (vedi Tabella 21), con i coefficienti della combinazione eccezionali mostrati in Tabella 22.
- la seconda, con la rimozione della colonna, per eseguire l'analisi di *pushdown* e costruire la curva forza-spostamento. In quest'altro caso, non sono stati più attivati i carichi esterni, ma solo i vincoli (codice 1 ed eventualmente 8) e gli spostamenti imposti (codici 6 e 7). Gli step sono stati impostati con il modello di calcolo non

lineare *Standard Newton-Raphson*, tutti con coefficiente di step pari a 1.0 e con i vincoli; infine, si è deciso di eseguire i primi 15 step, che sono relativi a cambi bruschi di pendenza della curva, con uno spostamento imposto di 1.5 cm e i restanti, corrispondenti a tratti della curva più smussati, con uno spostamento imposto di 3.0 cm, in modo tale da dimezzare i tempi di analisi.

L'impostazione dei punti di monitoraggio è stata impostata in accordo con quanto illustrato in Figura 48: sono stati quindi monitorati lo spostamento e la reazione del punto in cima alla struttura in corrispondenza della colonna rimossa e gli spostamenti laterali dei vari piani, valutati solo su un lato della struttura vista la simmetria del problema.

La posizione dei punti di monitoraggio sulla struttura è mostrata in Figura 60:

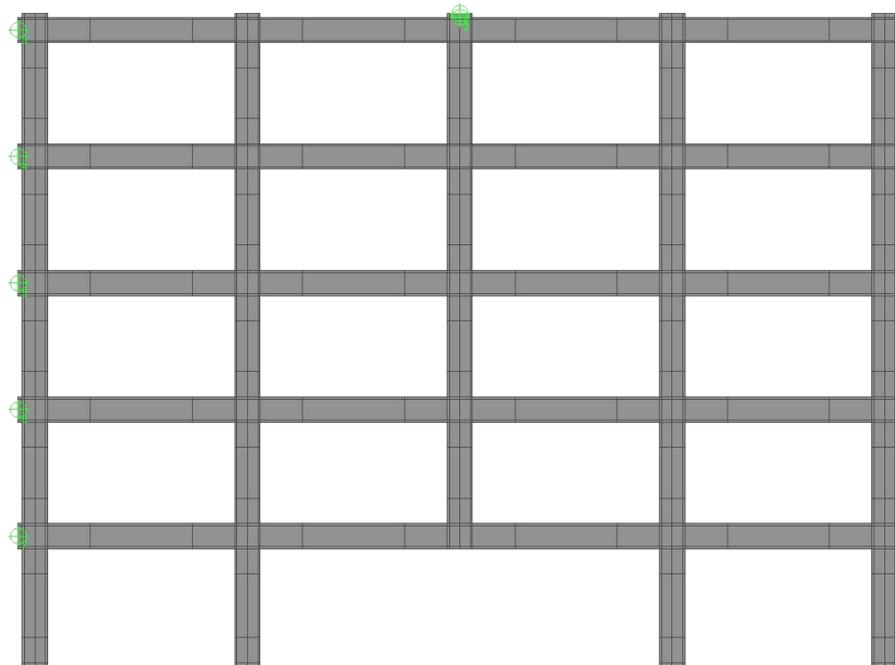


Figura 60: Posizione dei punti di monitoraggio sulla struttura

## 5. ANALISI DI PUSHDOWN E RISULTATI

### 5.1. Premessa

Il calcestruzzo armato è costituito da calcestruzzo e acciaio: l'accoppiamento di questi materiali crea un legame costitutivo non lineare, molto accentuato soprattutto dopo la fessurazione del calcestruzzo e lo snervamento delle barre di armatura.

Inoltre, in presenza di grandi spostamenti, come nel caso di rimozione di una colonna, entra in gioco la cosiddetta non-linearità geometrica, che va tenuta in conto andando a valutare l'equilibrio nella configurazione deformata della struttura.

Pertanto, il comportamento di una struttura di calcestruzzo armato, soprattutto a seguito di perdita di un elemento strutturale risulta avere caratteristiche fortemente non lineari, per cui la teoria lineare risulta inadeguata per avere risultati sufficientemente attendibili.

Nel presente lavoro sono state eseguite delle analisi statiche non lineari di un telaio piano a seguito della rimozione della colonna centrale: l'analisi consiste nell'imposizione statica di uno spostamento verticale monotonicamente crescente del punto in sommità della colonna centrale (Figura 61), ottenendo come risultato di ogni step la forza che il resto della struttura è in grado di fornire nel punto stesso; le curve risultanti sono le cosiddette curve di capacità forza-spostamento o curve di *pushdown*.

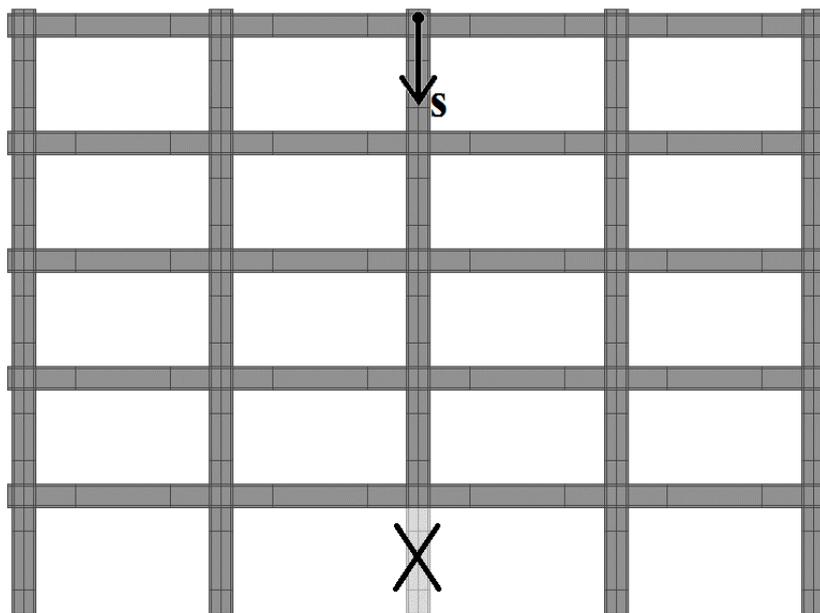


Figura 61: Schema della prova pushdown nel telaio

Seguendo lo schema riportato ai paragrafi 2.3.3, 2.5.1, 2.5.2 e 2.5.3, il metodo scelto per eseguire lo studio della robustezza del telaio piano presenta le seguenti caratteristiche:

- è un metodo di progetto diretto, infatti si valuta in modo esplicito la capacità della struttura nei riguardi dell'evoluzione del collasso sproporzionato, e mira a individuare una soluzione strutturale in grado di non collassare anche in caso di perdita della colonna centrale di base;
- è un metodo di percorso alternativo dei carichi, poiché ha lo scopo di prevenire il collasso sproporzionato ridistribuendo i carichi portati dall'elemento collassato agli elementi integri;
- utilizza modelli costitutivi non lineari dei materiali, sia per l'acciaio che per il calcestruzzo, tenendo in conto la nascita di deformazioni anelastiche e plasticizzazioni che sono fondamentali nella dissipazione di energia e nella redistribuzione delle azioni;
- esegue analisi statiche non lineari, in quanto queste consentono di cogliere effetti importanti come le non linearità geometriche e meccaniche e quindi l'effetto catenaria, tuttavia gli effetti dinamici non sono considerati, per cui è necessario utilizzare un opportuno coefficiente di amplificazione dinamico.

Nel presente capitolo viene mostrato innanzitutto il comportamento nei riguardi della robustezza del telaio progettato secondo i criteri delle norme italiane ed europee, dopo viene esplorata l'influenza della continuità e della simmetria delle barre di armatura longitudinali delle travi, successivamente vengono analizzati i casi di un possibile accentramento delle barre, e infine viene illustrata l'influenza della rigidità laterale della struttura.

## **5.2. Telaio di progetto**

### **5.2.1. Dati principali**

Il telaio piano è stato progettato con il metodo allo stato limite ultimo e rispettando il criterio della gerarchia delle resistenze, in una zona ad alta sismicità e secondo i criteri costruttivi definiti al capitolo 4 e al capitolo 7 del DM2018.

Di seguito vengono riassunte le principali caratteristiche, che sono illustrate nel dettaglio in allegato:

- sezioni dei pilastri: 60 x 60 cm;
- sezioni delle travi: 40 x 50 cm per il telaio H50 e 40 x 60 cm per il telaio H60;
- passo delle staffe a 4 bracci di diametro 8 mm nei pilastri: 10 cm;
- passo delle staffe a 2 bracci di diametro 8 mm nella zona dissipativa delle travi: 7.5 cm e 10 cm rispettivamente per i telai H50 e H60;
- passo delle staffe a 2 bracci di diametro 8 mm nella zona non dissipativa delle travi: 15 cm;
- passo delle staffe a 4 bracci di diametro 8 mm nei nodi: 5 cm;
- armatura longitudinale nei pilastri: 12 barre di diametro 20 mm in totale;
- armatura longitudinale nelle travi: 3 barre di diametro 18 mm nel corrente inferiore, 2-5 barre di diametro 18 mm nel corrente superiore.

C'è da notare che le caratteristiche geometriche dei due telai sono tutte uguali tranne l'altezza stessa della sezione delle travi, il passo delle staffe nella zona dissipativa delle travi e le armature longitudinali delle travi, che variano leggermente nei due telai.

Prima di procedere con le analisi *pushdown*, è necessario determinare la reazione che la colonna centrale offre nel caso di struttura integra; per calcolarla si fa riferimento alla combinazione eccezionale dei carichi:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{21}Q_{k1} + \Psi_{22}Q_{k2} + \dots \quad (5.1)$$

dove  $G_1$  e  $G_2$  sono rispettivamente i carichi permanenti strutturali e non strutturali,  $Q_{kj}$  le azioni variabili,  $\Psi_{ij}$  sono coefficienti di combinazioni relativi alla  $j$ -esima azione variabile, pari a 0.3 per il sovraccarico dovuto all'uso nei piani intermedi e pari a 0 per il vento, la neve e il sovraccarico in copertura.

La reazione del pilastro centrale presenta i seguenti valori:

- 1032 kN per il telaio H50;
- 1056 kN per il telaio H60.

Affinché la struttura non subisca un collasso sproporzionato, queste forze devono essere ridistribuite al resto del sistema strutturale; poiché la perdita di un elemento strutturale porta a degli spostamenti improvvisi, questo provoca effetti dinamici considerevoli, per cui in un'analisi statica questi due valori devono essere incrementati: in questo studio, in base a risultati sperimentali presenti in letteratura e a quanto riportato nelle *Istruzioni per la valutazione della robustezza delle costruzioni* (CNR, 2018), si è fatto riferimento a un valore del coefficiente di amplificazione dinamica pari a 1.5, anche se per effetti dinamici

molto accentuati questo può essere molto più alto, per cui la forza che il resto della struttura deve essere in grado di offrire per evitare il collasso risulta:

- $P_{EST} = 1548 \text{ kN}$  per il telaio H50;
- $P_{EST} = 1584 \text{ kN}$  per il telaio H60.

### 5.2.2. Curve di capacità carico-spostamento

Sia per il telaio H50 che per quello H60, sono state eseguite le analisi *pushdown*, le cui curve di capacità carico-spostamento sono illustrate in Figura 62:

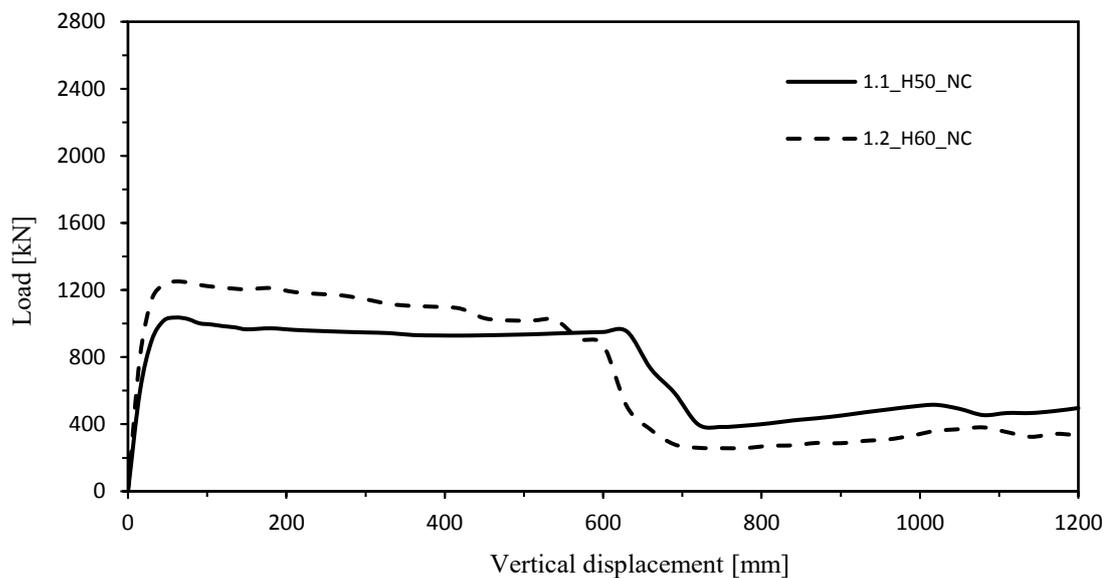


Figura 62: Curve pushdown relative ai telai H50 e H60 progettati secondo i criteri di normativa

I principali aspetti da notare in questo grafico sono i seguenti:

- il valore del carico massimo relativo al comportamento flessionale è più alto nel telaio H60 rispetto a quello H50; questo è coerente con la formula (2.3), nella quale si evince la proporzionalità lineare tra  $P_{MAX,FL}$  e il momento flettente resistente; tale momento è maggiore nel telaio H60 a causa del maggiore braccio di leva interno, per un'armatura longitudinale circa uguale nei due telai;
- superato il picco, entrambe le curve hanno una riserva di resistenza: la resistenza del telaio H60 presenta un andamento leggermente decrescente, mentre quella del telaio H50 si mantiene circa costante, con una direzione delle due curve che sembra tendere verso uno stesso punto;

- entrambi i telai subiscono una marcata caduta di resistenza dopo 600 mm di spostamento verticale: questo effetto è dovuto principalmente alla rottura delle barre longitudinali, come si illustrerà nel seguito.

### 5.2.3. Confronto tra resistenze di calcolo e resistenze sperimentali

I risultati dei valori di resistenza relativa al comportamento flessionale ( $P_{MAX,FL}$ ) e a quello membranale ( $P_{MAX,CAT}$ ), in accordo con quanto definito al paragrafo 2.5.6 e adattati a un telaio multipiano, sperimentalmente risultano (Tabella 23):

Telaio	$P_{MAX,FL}$ [kN]	$P_{MAX,CAT}$ [kN]
<b>H50</b>	1035	942
<b>H60</b>	1251	1021

Tabella 23: Valori sperimentali dei carichi massimi del comportamento flessionale e membranale

Utilizzando le formule (2.3), (2.4) e (2.5), i valori di calcolo dei carichi massimi in comportamento flessionali sono dati dalla somma dei contributi dei vari piani, come illustrato in Tabella 24. Per via della legge incrudente dell'acciaio, è stata scelta in modo semplificato una tensione  $f_y$  pari alla media dei due valori di resistenza di snervamento (489 MPa) e di rottura (560 MPa), inoltre la lunghezza  $L$  utilizzata è stata assunta pari a 5 m.

Telaio	$h$ [mm]	$d$ [mm]	Piano	app. laterali		app. centrale		$P_{MAX,FL,i}$ [kN]	$P_{MAX,FL}$ [kN]
				$A_s^-$ [mm <sup>2</sup> ]	$M_{PL}^-$ [kNm]	$A_s^+$ [mm <sup>2</sup> ]	$M_{PL}^+$ [kNm]		
<b>H50</b>	500	448	1	1272	269	763	161	172	818
			2	1272	269	763	161	172	
			3	1272	269	763	161	172	
			4	1018	215	763	161	151	
			cop	1018	215	763	161	151	

Telaio	$h$ [mm]	$d$ [mm]	Piano	app. laterali		app. centrale		$P_{MAX,FL,i}$ [kN]	$P_{MAX,FL}$ [kN]
				$A_s^-$ [mm <sup>2</sup> ]	$M_{PL}^-$ [kNm]	$A_s^+$ [mm <sup>2</sup> ]	$M_{PL}^+$ [kNm]		
<b>H60</b>	600	548	1	1272	329	763	197	211	974
			2	1272	329	763	197	187	
			3	1018	263	763	197	165	
			4	1018	263	763	197	165	
			cop	1018	263	763	197	165	

Tabella 24: Valori di calcolo dei carichi massimi del comportamento flessionale

È possibile notare come i valori di calcolo sono più bassi di circa il 20% rispetto a quelli sperimentali: questo è dovuto all'approssimazione della formula, la quale tiene conto solo dell'armatura tesa, inoltre non considera l'incremento dello sforzo normale di compressione presente nelle travi in questa fase, e al fatto di adattare la formula di una travata ad un telaio; tuttavia, la formula analitica è a favore di sicurezza. È confermato anche per il calcolo analitico il maggiore valore di resistenza del telaio H60 rispetto a quella del telaio H50.

I valori di calcolo dei carichi massimi in comportamento membranale sono calcolati con la formula (2.6) e sommati per tutti i piani, come illustrato in Tabella 25. Si è utilizzato il valore dello spostamento  $\delta$  di 60 cm, che è il massimo spostamento prima della caduta di resistenza, e sono state considerate come armature continue delle travi quelle che corrono per tutta la zona interessata dalla perdita della colonna, che sono sempre 3 barre  $\Phi 18$  per il corrente inferiore e 2 o 3 barre  $\Phi 18$  per il corrente superiore.

Telaio	Piano	$A_{s,cont}^-$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{s,cont}^+$ [mm <sup>2</sup> ]	$P_{MAX,CAT,i}$ [kN]	$P_{MAX,CAT}$ [kN]
<b>H50</b>	1	509	763	160	897
	2	509	763	160	
	3	763	763	192	
	4	763	763	192	
	cop	763	763	192	

Telaio	Piano	$A_{s,cont}^-$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_{s,cont}^+$ [mm <sup>2</sup> ]	$P_{MAX,CAT,i}$ [kN]	$P_{MAX,CAT}$ [kN]
<b>H60</b>	1	509	763	160	833
	2	509	763	160	
	3	509	763	160	
	4	763	763	192	
	cop	509	763	160	

Tabella 25: Valori di calcolo dei carichi massimi del comportamento membranale

Anche per quanto riguarda i carichi massimi in comportamento membranale i valori di calcolo sottostimano le resistenze reali; bisogna notare che in questo caso i due valori di calcolo sono più vicini tra loro a causa dell'armatura continua utilizzata che risulta essere quasi la stessa: questo giustifica in parte il tratto circa orizzontale della curva del telaio H50 e quello decrescente del telaio H60, tendenti verso un unico punto.

#### 5.2.4. Deformata e stato fessurativo della struttura

Nella Figura 63, che riguarda la deformata della struttura H50 e lo schema di fessurazione prima della caduta di resistenza, si possono notare le seguenti caratteristiche:

- nelle due travi superiori è presente una curvatura concentrata alle estremità delle zone dissipative dei due nodi laterali rispetto a quello soggetto allo spostamento verticale: questo effetto è dovuto alle discontinuità in quella zona sia dal punto di vista delle barre longitudinali e trasversali, sia per il diverso livello di confinamento del calcestruzzo, e indica una formazione delle cerniere plastiche in una zona diversa da quella ideale;

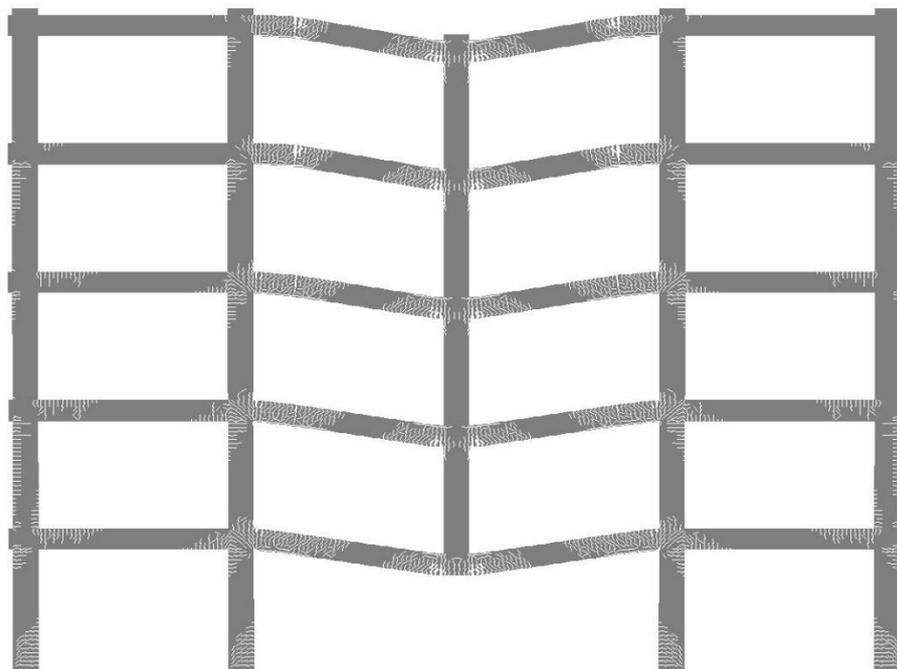
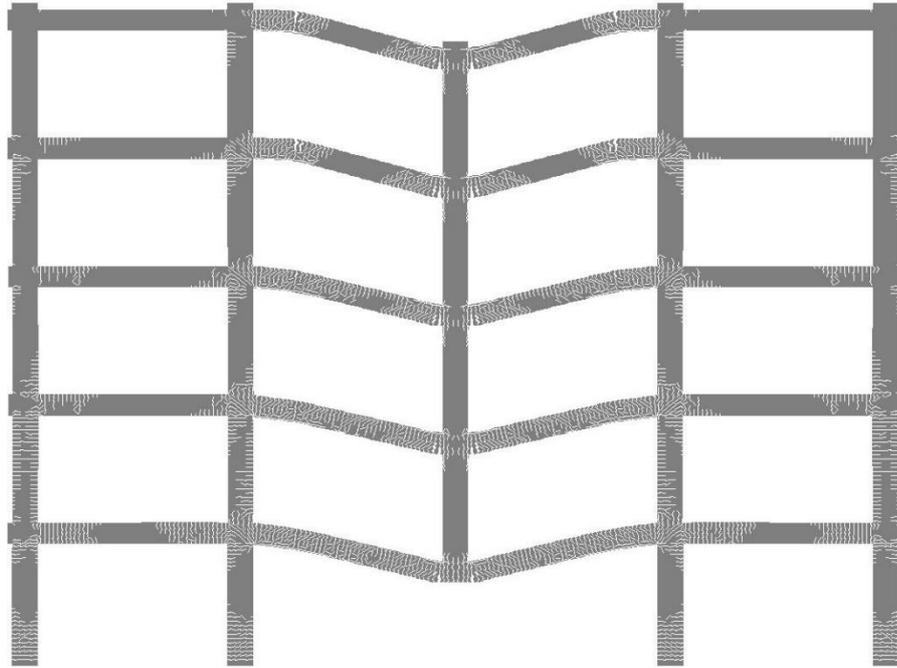


Figura 63: Deformata telaio H50 con barre di progetto, step 25, spostamento verticale 600 mm

- nelle tre travi inferiori la curvatura è concentrata a filo pilastro, grazie alla presenza di una barra continua aggiuntiva nel corrente superiore che prosegue anche in zona non dissipativa, dove si passa da sole 2 barre  $\Phi 18$  a 3 barre  $\Phi 18$  (vedi allegato): si riduce quindi la debolezza presente all'interfaccia tra zona dissipativa e zona non dissipativa della trave, pertanto la cerniera plastica si forma a filo pilastro.
- le fessurazioni nella struttura interessano principalmente tutti i nodi coinvolti nelle rotazioni plastiche e le zone dissipative adiacenti; c'è da notare l'interessamento

della fessurazione anche nella parte inferiore dei pilastri di base e nei nodi esterni, soprattutto nella zona inferiore della struttura.

Nel proseguo dell'analisi lo spostamento verticale imposto aumenta, la posizione delle cerniere plastiche rimane invariata e l'effetto fessurativo si propaga gradualmente nel resto della struttura, come viene descritto dalla Figura 64, relativa allo step successivo alla caduta di resistenza.



*Figura 64: Deformata telaio H50 con barre di progetto, step 35, spostamento verticale 900 mm*

In Figura 65 e in Figura 66 sono mostrate le deformate relative al telaio H60 rispettivamente prima e dopo la caduta di resistenza.

Tutti gli aspetti denotati per la deformata del telaio H50 si ripetono, eccetto la posizione delle cerniere plastiche, che risulta essere all'estremità della zona dissipativa nei piani 1, 3, 4 e copertura e a filo pilastro per il piano 2.

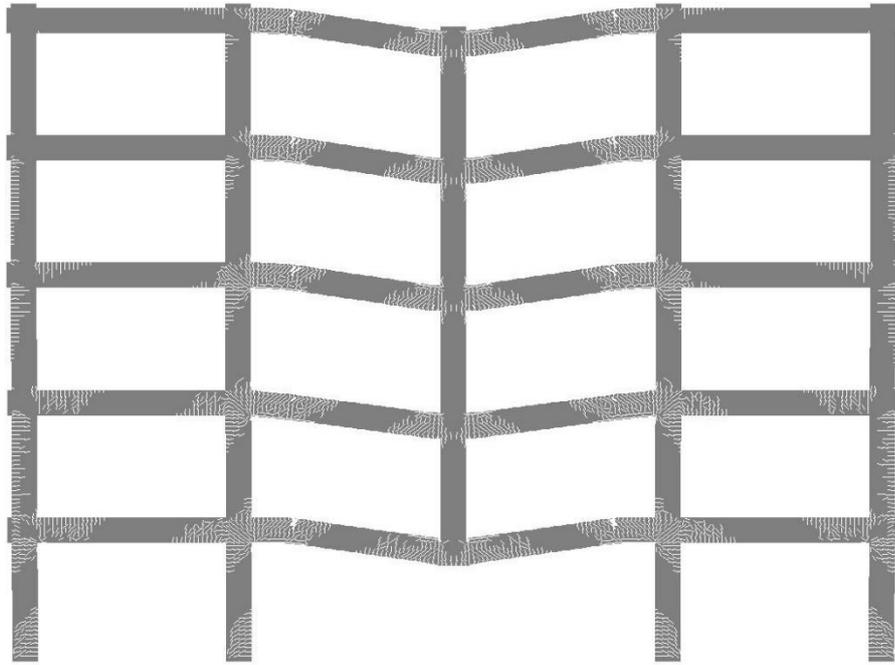


Figura 65: Deformata telaio H60 con barre di progetto, step 23, spostamento verticale 540 mm

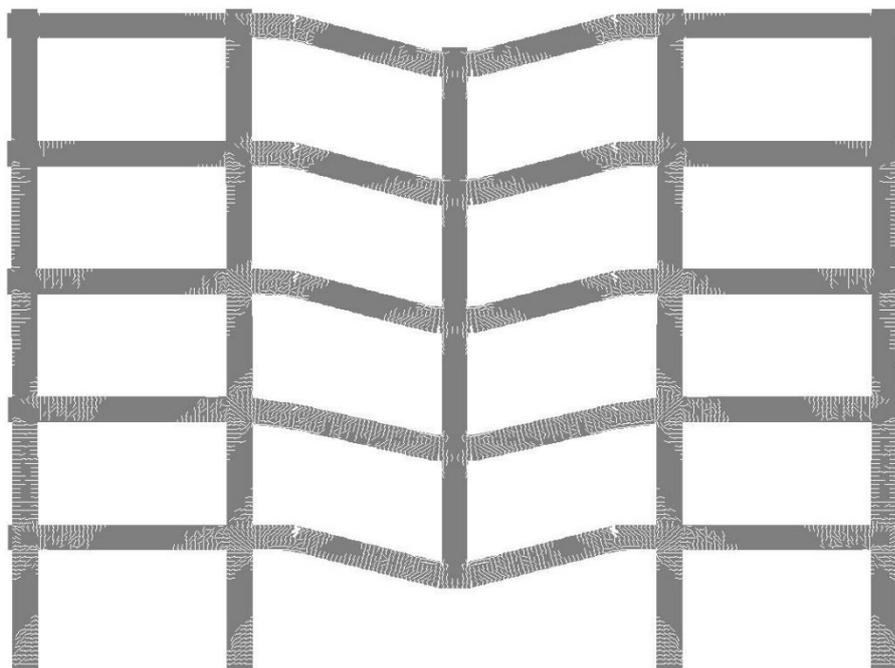


Figura 66: Deformata telaio H60 con barre di progetto, step 35, spostamento verticale 900 mm

È molto interessante osservare come la ragione di questo esito sia esattamente uguale a quella relativa alle tre travi inferiori del telaio H50: la trave del piano 2 del telaio H60, infatti, è l'unica ad avere una barra continua aggiuntiva nel corrente superiore (vedi allegato) per via di un momento sollecitante maggiore nel nodo centrale: questa consente

di passare da sole 2 barre  $\Phi 18$  a 3 barre  $\Phi 18$  nel corrente superiore della zona non dissipativa della trave, riducendo la debolezza ed evitando la formazione di una cerniera plastica in una zona diversa da quella ideale.

### 5.2.5. Stato di deformazione e di tensione delle barre di armatura

In questo paragrafo si descrive lo stato di deformazione e di tensione delle barre di armatura longitudinali delle travi durante la prova *pushdown*; in particolare, si focalizza l'attenzione sulle armature tese, che sono quelle che maggiormente vanno a influenzare il comportamento della struttura e la forma della curva risultante.

In Tabella 26 si riportano le deformazioni e le tensioni di snervamento e di rottura riferite alla legge costitutiva bilineare con *hardening* dell'acciaio utilizzato nelle analisi:

SNERVAMENTO		ROTTURA	
$\sigma_y$ [MPa]	$\epsilon_y$ [%]	$\sigma_t$ [MPa]	$\epsilon_t$ [%]
489	0.24	562	20.00

Tabella 26: Valori di tensione e deformazione nella legge costitutiva bilineare dell'acciaio

Si farà riferimento a tre step caratteristici della prova:

- step relativo al picco flessionale della curva;
- step che precede la caduta di resistenza;
- step che segue la caduta di resistenza.

Nello step relativo al picco flessionale della curva, per il telaio H50, si ha l'andamento tensionale di trazione mostrato in Figura 67.

Le tensioni massime sono registrate nelle armature superiori dei nodi laterali e nelle armature inferiori del nodo centrale in ogni travata, e arrivano a  $495 \text{ MPa}$ , mentre le deformazioni massime arrivano a valori di circa  $1.90 \%$ . Questi due dati indicano che le barre hanno superato il limite di snervamento e in quei punti si è giunti alla formazione di cerniere plastiche.

Mentre nei nodi laterali lavorano in trazione le armature superiori, nel nodo centrale lavora in trazione l'armatura inferiore; in entrambi i casi il limite di snervamento è stato superato, e la disparità di altezza del livello tensionale nel grafico si ha a causa della differenza di coordinata y tra le barre superiori e le barre inferiori.

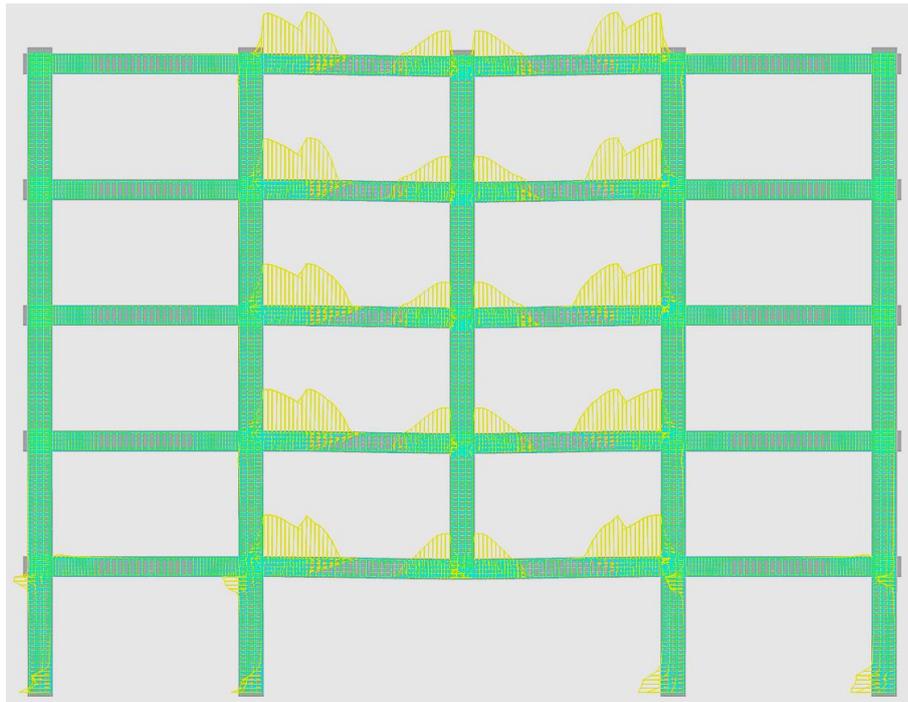


Figura 67: Tensioni massime nelle barre di progetto del telaio H50, step4

Si può notare che le tensioni delle barre superiori nei nodi laterali presentano due picchi a causa della discontinuità che si ha tra zona dissipativa e non dissipativa, mentre le tensioni delle barre inferiori nel nodo centrale presentano un solo picco, vista la continuità delle stesse.

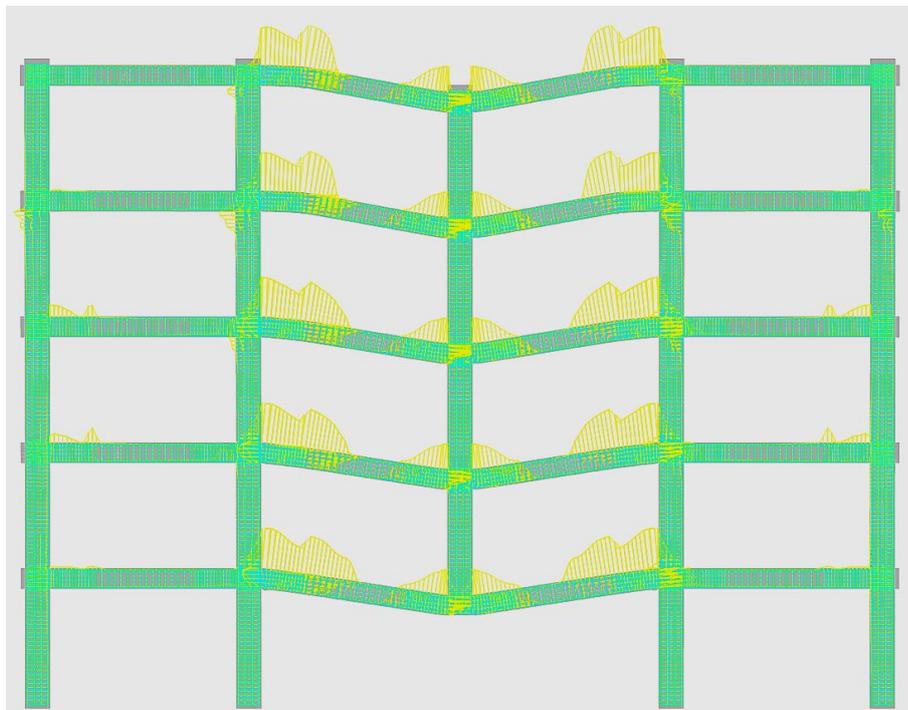


Figura 68: Tensioni massime nelle barre di progetto del telaio H50, step26

In Figura 68 è riportato lo stato tensionale di trazione nel telaio H50 nello step precedente alla caduta di resistenza; esso presenta sostanzialmente l'andamento descritto nella figura precedente, ma con valori vicini a quelli di rottura. La tensione massima registrata in questo caso è infatti di  $559 \text{ MPa}$  e le deformazioni massime corrispondenti arrivano a  $18.7 \%$ : questo significa che le barre sono prossime alla rottura.

In Figura 69 viene mostrato l'andamento delle tensioni di trazione nel telaio H50 nello step successivo alla caduta di resistenza; si nota come il livello tensionale sia stato abbattuto nei piani 4 e copertura e nel nodo centrale del piano 3: tale scenario indica la rottura delle barre in quelle zone, le quali non riescono più a fornire il contributo di trazione. Al contrario, le barre sono in trazione per quasi tutta la lunghezza nei piani 1, 2 e in parte anche nel piano 3, ma sono insufficienti a fornire un'adeguata resistenza.

È importante notare che la rottura completa delle barre è stata evitata solo nelle travi in cui la cerniera plastica si è formata a filo pilastro, cioè nei piani in cui le zona di debolezza è stata rinforzata dalla presenza di una barra aggiuntiva nel corrente superiore.

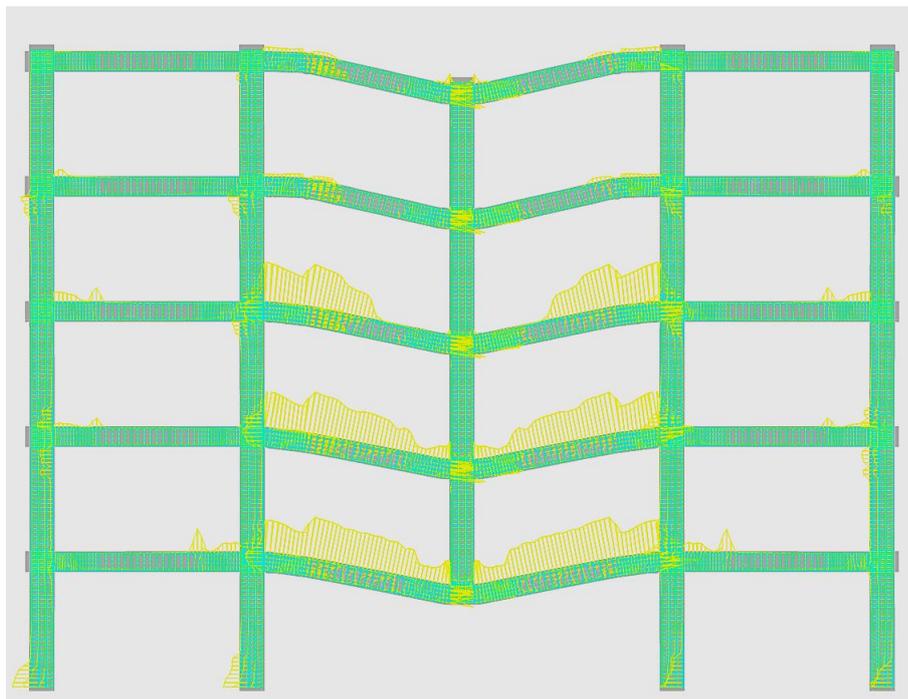


Figura 69: Tensioni massime nelle barre di progetto del telaio H50, step31

Per quanto riguarda il telaio H60, la descrizione ripercorre in modo quasi analogo quanto descritto per il telaio H50.

In Figura 70 si ha l'andamento tensionale relativo allo step di picco flessionale, dove le tensioni giungono a valori di  $496 \text{ MPa}$  e le deformazioni a  $2.1\%$ , denotando il superamento del limite di snervamento.

La Figura 71 si riferisce invece allo step precedente la caduta di resistenza: qui si hanno tensioni che raggiungono  $553 \text{ MPa}$  e deformazioni che superano il valore del  $20\%$ , perché nel piano 1 le barre sono già giunte a rottura, come si può notare dall'andamento tensionale.

In Figura 72 si illustra infine lo stato tensionale dello step successivo alla caduta di resistenza: solo la trave del piano 2 presenta un comportamento a tirante, mentre tutte le altre presentano livello tensionale circa nullo a causa della rottura delle barre di armatura.

Ancora una volta, l'unica trave in cui viene evitato lo strappo completo dell'è la trave in cui è presente una barra aggiuntiva che rinforza la zona di debolezza presente in zona non dissipativa.

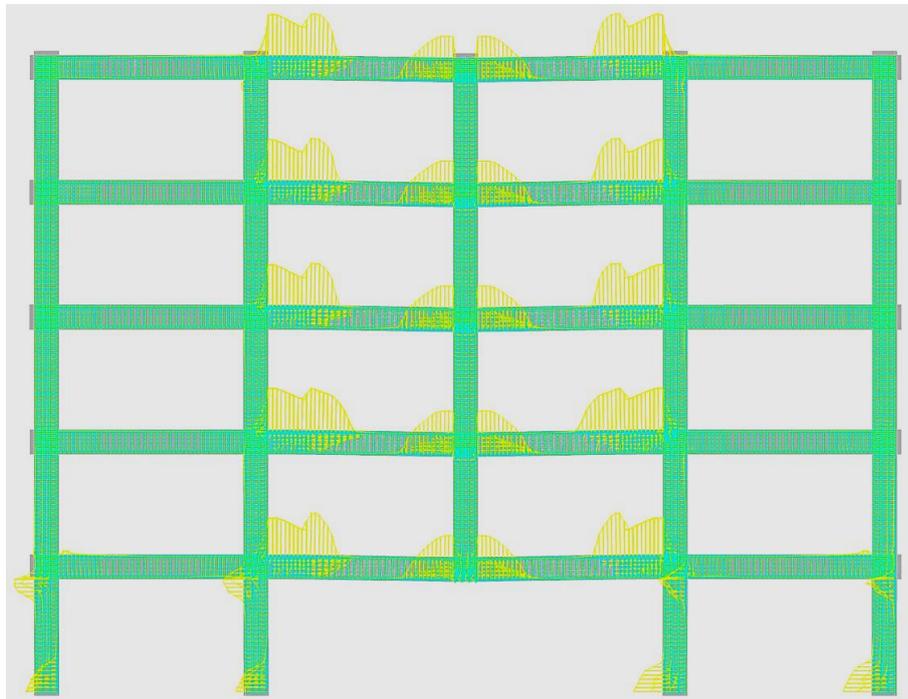


Figura 70: Tensioni massime nelle barre di progetto del telaio H60, step4

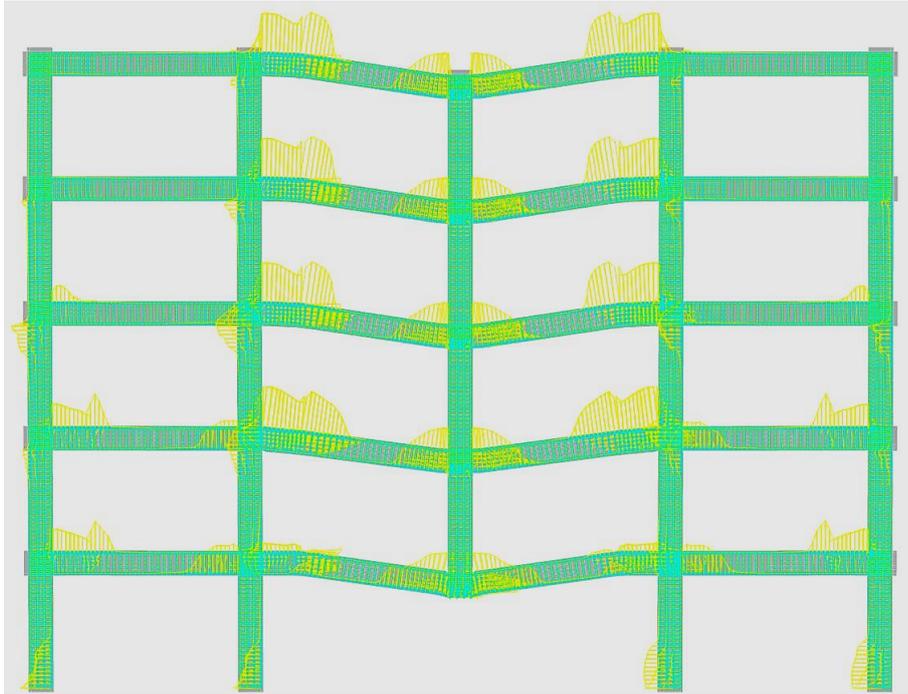


Figura 71: Tensioni massime nelle barre di progetto del telaio H60, step23

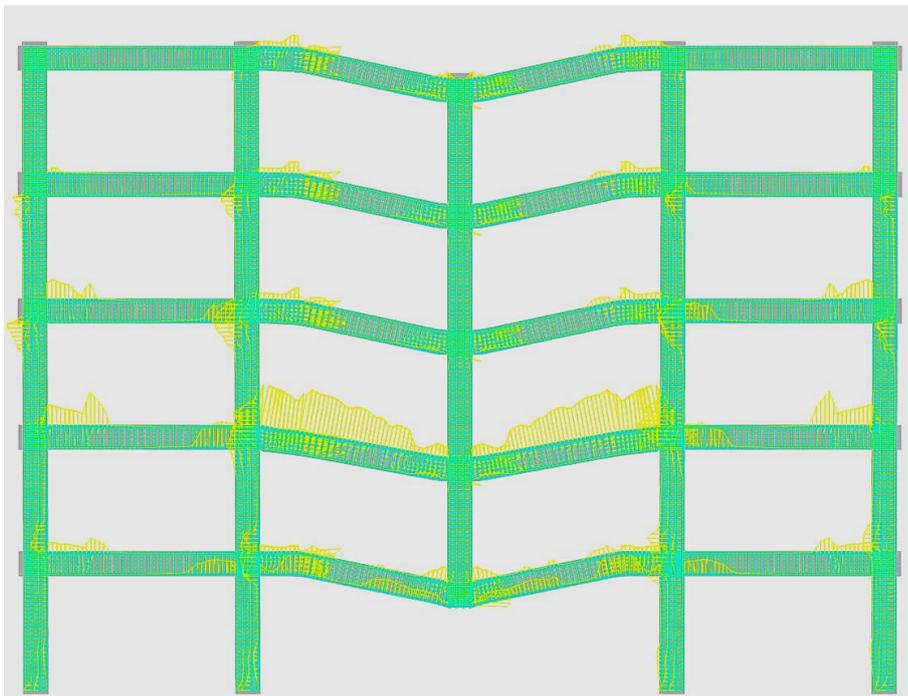


Figura 72: Tensioni massime nelle barre di progetto del telaio H60, step30

### 5.2.6. Confronto tra azione dinamica e resistenza sperimentale

In generale è interessante notare che, in entrambi i casi, i valori massimi delle due curve sono minori della reazione fornita dalla colonna centrale incrementata dal coefficiente dinamico considerato di 1.5, come si evince dalla Tabella 27:

<b>Telaio</b>	$P_{EST}$ [kN]	$P_{MAX,RES}$ [kN]
<b>H50</b>	1548	1035
<b>H60</b>	1584	1251

Tabella 27: Carico dinamico e carico resistente per il telaio progettato con criteri sismici

Questo significa che i due telai progettati con i criteri sismici, seppur abbiano dettagli costruttivi restrittivi e spesso favorevoli nei riguardi della robustezza strutturale, non forniscono risorse sufficienti ad evitare il collasso sproporzionato nel caso di perdita di una colonna portante alla base.

Sulla base delle criticità analizzate per il telaio di progetto, sono state apportate delle modifiche relative principalmente alle armature longitudinali delle travi, con l'obiettivo di migliorare il comportamento nei riguardi della robustezza strutturale.

### 5.3. Continuità delle barre di armatura longitudinale

Nell'analisi del comportamento del telaio di progetto è emerso che alcune problematiche dal punto di vista di fessurazione, deformazioni e tensioni nell'armatura derivino dalla discontinuità delle barre longitudinali delle travi.

Dal punto di vista statico, le travi lavorano mediante un comportamento flessionale, e risultano quindi progettate con un'armatura longitudinale abbastanza importante soprattutto in determinate sezioni, cioè quelle più sollecitate, che sono le due estremità e la mezzeria.

Nel caso di perdita di una colonna portante, le travi sono chiamate ad assumere un comportamento a tirante, e questo è possibile mediante adeguate barre di armatura longitudinale non solo in punti specifici, bensì su tutta la lunghezza della trave. Infatti, con una visione semplificata, è abbastanza intuitivo osservare come lo sforzo normale di trazione trasmesso nella zona dissipativa della trave debba trovare un'area di armatura adeguata anche nella zona intermedia, altrimenti sono inevitabili grandi concentrazioni di tensioni e rotture delle barre nella zona meno armata.

Al riguardo, sia le normative italiane che quelle europee tendono a consigliare opportuni incatenamenti di armatura continua al fine del miglioramento della robustezza strutturale.

Nel caso in esame, il telaio è stato progettato secondo i criteri sismici indicati dalle norme e in particolare, nei riguardi della continuità delle barre longitudinali delle travi, il

DM2018 al § 7.4.6.2.1 impone la seguente limitazione: “almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm devono essere presenti superiormente e inferiormente per tutta la lunghezza della trave”. Questa prescrizione è sicuramente utile nei riguardi della robustezza, ma può non essere sufficiente ad evitare il collasso sproporzionato.

### 5.3.1. Influenza della continuità nelle curve di capacità

La prima modifica effettuata al telaio di progetto è stata quella di rendere continua su tutta la lunghezza della trave l’armatura massima della trave stessa, solitamente presente in corrispondenza dei nodi. Questa modifica non influenza il progetto degli altri elementi strutturali, visto che il momento resistente nei nodi rimane invariato, e quindi la gerarchia delle resistenze continua a risultare verificata.

L’armatura in questo caso, oltre a essere continua, è anche variabile nei vari piani e asimmetrica (da qui la sigla *CVa* presente nella legenda del grafico), visto che l’armatura inferiore rimane formata di 3 barre  $\Phi 18$  e l’armatura superiore di 4 o 5 barre  $\Phi 18$  a seconda del massimo valore presente nei nodi nella trave di riferimento.

In Tabella 28 si riassume l’armatura utilizzata nei vari piani per i telai H50 e H60:

Piano	Corrente	n° di barre $\Phi 18$	
		Telaio H50	Telaio H60
copertura	superiore	4	4
	inferiore	3	3
4	superiore	4	4
	inferiore	3	3
3	superiore	5	4
	inferiore	3	3
2	superiore	5	5
	inferiore	3	3
1	superiore	5	5
	inferiore	3	3

Tabella 28: Numero di barre di diametro 18 mm presenti nei vari piani nelle analisi 2.1 e 2.2

I risultati di tale modifica sono riportati in Figura 73, con le due nuove curve *pushdown* indicate con 2.1 e 2.2. Si può notare che il picco flessionale rimane invariato, per via dello stesso momento resistente, e si hanno maggiori riserve di resistenza in termini di spostamento imposto massimo sia per il telaio H50 che per quello H60, per via dell’annullamento delle discontinuità delle barre che erano presenti nel caso del telaio di

progetto: questo porta una certa omogeneità nella distribuzione delle tensioni nelle armature e migliora in generale il comportamento della struttura.

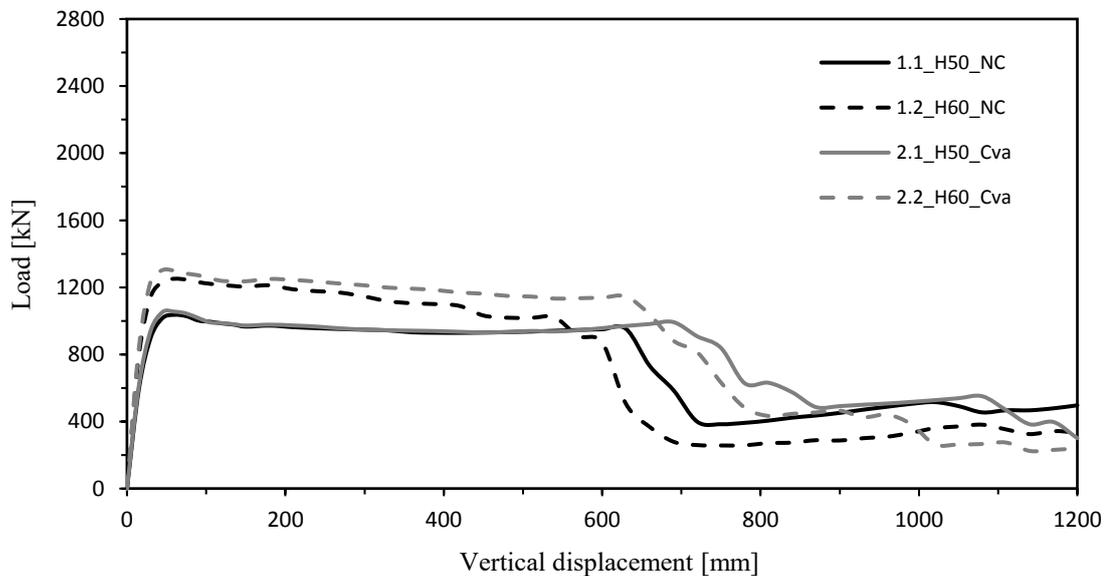


Figura 73: Influenza dell'armatura continua variabile nei piani e asimmetrica

La seconda modifica effettuata è stata quella di rendere simmetriche le sezioni della trave (curve identificate con la sigla *CVs* nella legenda). In generale infatti, il momento flettente positivo nelle campate delle travi è molto più basso del momento negativo presente agli appoggi, così il progettista tende ad utilizzare un'armatura longitudinale inferiore più piccola di quella superiore.

Nel caso di perdita di una colonna portante, la zona delle travi in corrispondenza dei nodi laterali subisce delle inflessioni di momento negativo, cioè secondo il verso per il quale solitamente viene progettata, mentre in corrispondenza dei nodi centrali di ha un'inflessione di momento positivo, che è di verso contrario rispetto alla concezione in fase di progetto.

Per questo motivo, l'armatura inferiore gioca un ruolo molto importante ai fini del comportamento nei riguardi della robustezza e pertanto si è deciso di utilizzare uguale armatura nei due correnti della trave, come descritto in Tabella 29.

Nel caso precedente tutti i momenti resistenti alle estremità delle travi sono rimasti invariati; al contrario, nel caso di sezioni simmetriche il momento resistente positivo viene ad essere incrementato: questo porta a rivedere il criterio di gerarchia delle resistenze e alla riduzione della spaziatura delle staffe nella zona dissipativa delle travi

del telaio H60 da 10 cm a 7.5 cm. Il resto delle scelte progettuali rimane analogo a quello di progetto, andando a soddisfare il suddetto criterio.

Piano	Corrente	n° di barre $\Phi 18$	
		Telaio H50	Telaio H50
copertura	superiore	4	4
	inferiore	4	4
4	superiore	4	4
	inferiore	4	4
3	superiore	5	4
	inferiore	5	4
2	superiore	5	5
	inferiore	5	5
1	superiore	5	5
	inferiore	5	5

Tabella 29: Numero di barre di diametro 18 mm presenti nei vari piani nelle analisi 2.3 e 2.4

Le curve risultanti sono mostrate in Figura 74, indicate con 2.3 e 2.4 e confrontate con quelle precedenti: mentre la continuità aveva portato un ritardo nella caduta di resistenza, la simmetria sposta il plateau delle curve più in alto, per via dell'aumento del momento resistente che fa alzare il picco flessionale e per via dell'aumento dell'area totale di armatura che produce un carico massimo membranale maggiore.

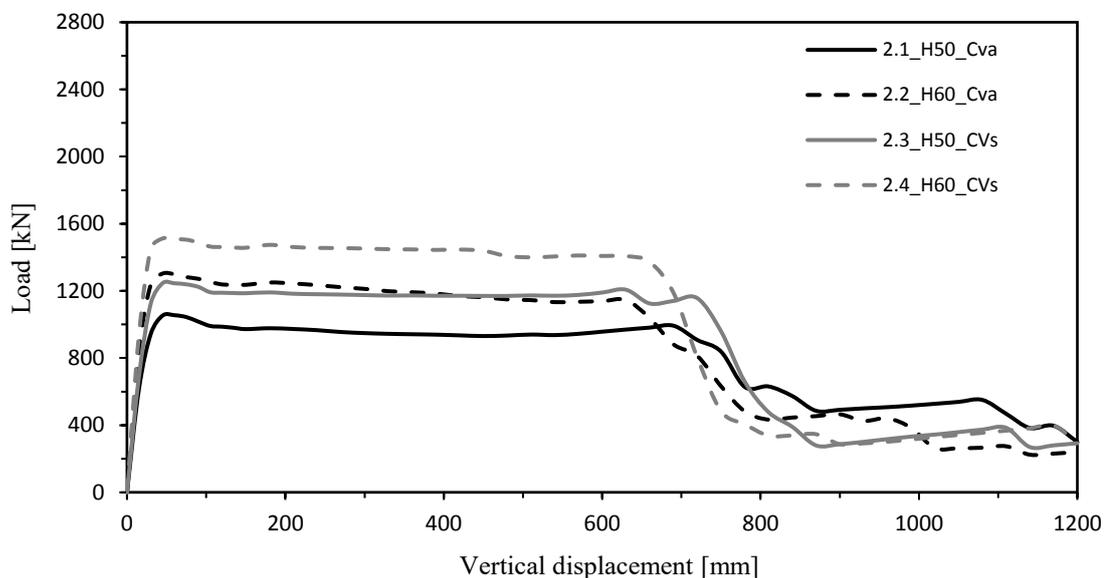


Figura 74: Influenza della simmetria dell'armatura longitudinale

L'ultima modifica attuata al fine di produrre ulteriori miglioramenti è stata quella di rendere costante l'armatura nei vari piani del telaio (curve indicate con 2.5 e 2.6 e con la sigla C nella legenda del grafico).

Nei piani più bassi, l'armatura longitudinale delle travi è maggiore, perché deriva dal maggiore momento esterno sollecitante in combinazione sismica; nel caso di perdita di una colonna portante, a causa dell'instensibilità assiale del pilastro, tutti i piani sono soggetti sostanzialmente allo stesso spostamento del nodo centrale, pertanto tendenzialmente subiscono le stesse sollecitazioni. Per questo motivo, l'utilizzo di un'armatura uguale in tutti i piani evita variazioni di tensioni da un piano rispetto a un altro nel calcestruzzo e nelle barre di armatura e in generale consente un comportamento migliore nei riguardi della robustezza.

In definitiva, nelle prove 2.5 e 2.6, in tutte le travi sono state utilizzate 5 barre longitudinali continue di diametro 18 mm, sia per il corrente inferiore che per quello superiore.

Come si illustra in Figura 75, l'uguaglianza dell'armatura porta a un ulteriore innalzamento del plateau, a causa dell'incremento del momento resistente e dell'armatura totale nei piani superiori: questo effetto è più accentuato per il telaio H60 dove le modifiche sono avvenute per tre piani, mentre per il telaio H50 solo per due.

Si può osservare inoltre che la curva del telaio H50 riesce per la prima volta, seppure di poco, a oltrepassare il valore del picco flessionale, rendendo possibile una ripresa di resistenza e un eventuale comportamento a catenaria.

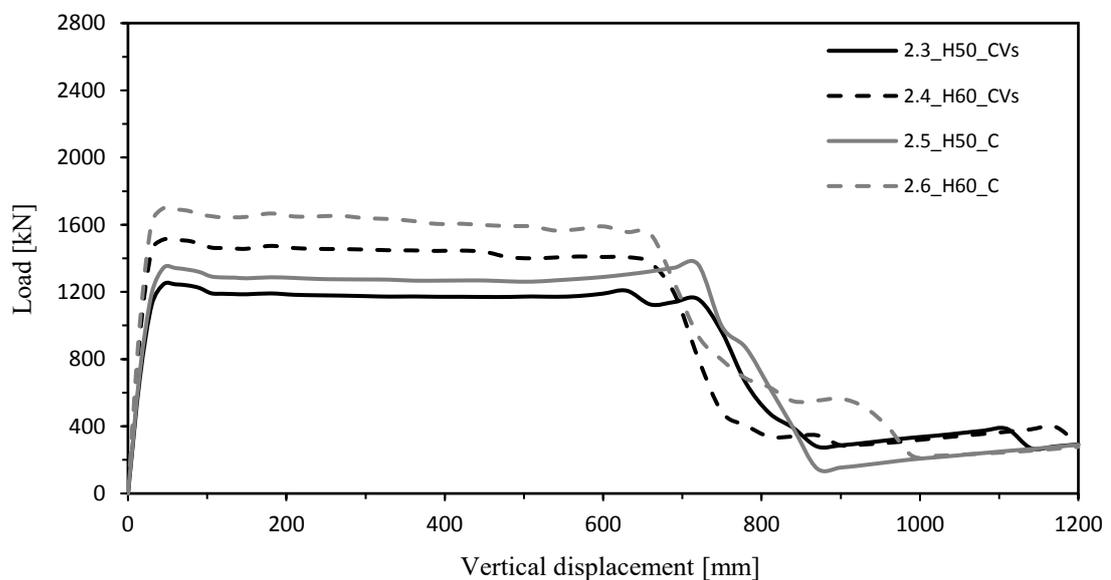


Figura 75: Influenza dell'uguaglianza dell'armatura longitudinale nei piani

In Figura 76 viene descritto in modo riassuntivo il passaggio dalle curve nere relative al telaio progetto (denominate 1.1 e 1.2) alle curve grigie relative al telaio con armature

longitudinali delle travi continue, simmetriche e costanti nei piani, pari a 5 barre  $\Phi 18$  sia nel corrente superiore che nel corrente inferiore (denominate 2.5 e 2.6).

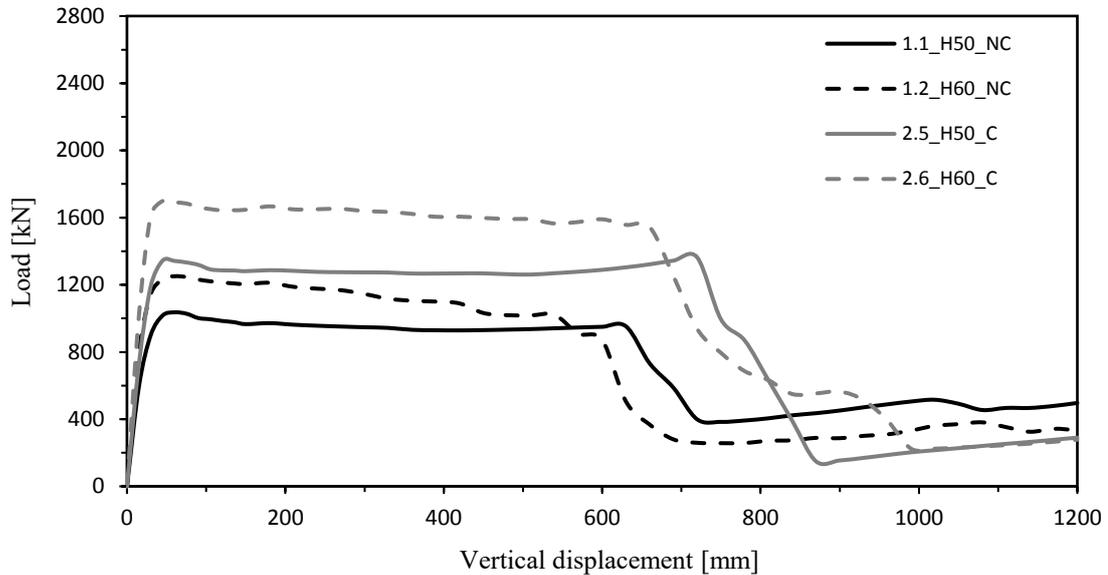


Figura 76: Influenza dell'armatura continua, simmetrica e costante nei piani rispetto al caso di progetto

Si può notare che, a parità di armatura, il telaio H60 offre un momento resistente maggiore e un conseguente picco flessionale più alto, ma, allo stesso tempo, un carico di massimo membranale uguale per grandi spostamenti, pertanto le due curve grigie tendono verso un'unica direzione.

Nel telaio soggetto alle modifiche di armatura continua, l'armatura longitudinale è stata incrementata rispetto al caso di progetto, inoltre per il telaio H60 anche il numero delle staffe è aumentato conseguentemente alla diminuzione del passo nella zona dissipativa; di seguito è stato determinato numericamente il volume di armatura totale utilizzato prima e dopo le modifiche (Tabella 30).

Volume delle armature [ $cm^3$ ]	Armature di progetto (prove 1.1 e 1.2)		Armatura continua (prove 2.5 e 2.6)	
	H50	H60	H50	H60
Telaio				
staffe travi	61'188	58'889	61'188	70'031
longitudinali travi	167'002	161'177	252'992	252'992
staffe pilastro	282'686	282'686	282'686	282'686
longitudinali pilastri	286'311	287'253	286'311	287'253
<b>totale</b>	<b>797'188</b>	<b>790'005</b>	<b>883'178</b>	<b>892'962</b>

Incremento di armatura		
Telaio	H50	H60
[ $cm^3$ ]	85'990	102'957
[%]	<b>10.8</b>	<b>13.0</b>

Tabella 30: Volume di armatura prima e dopo le modifiche di continuità delle barre

Allo stesso tempo, questo aumento di armatura è seguito da un ritardo nella caduta di resistenza della curva, ma soprattutto da un incremento di resistenza notevole, come illustrato in Figura 76 e riportato numericamente in Tabella 31.

$P_{MAX,RES}$	Armature di progetto (prove 1.1 e 1.2)		Armature continue (prove 2.5 e 2.6)		Incremento di resistenza		
	H50	H60	H50	H60	Telaio	H50	H60
Telaio	H50	H60	H50	H60	[kN]	328	448
[kN]	1035	1251	1363	1699	[%]	<b>31.7</b>	<b>35.8</b>

Tabella 31: Valori di resistenza prima e dopo le modifiche di continuità delle barre

Si può osservare che un aumento di poco superiore al 10 % di armatura totale, porta ad un incremento maggiore del 30 % di resistenza nei riguardi della perdita di una colonna portante: questo risultato rimarca la grande importanza assunta dall'armatura longitudinale delle travi al fine del miglioramento della robustezza strutturale.

### 5.3.2. Deformata e stato fessurativo della struttura

In analogia con quanto analizzato nel caso del telaio di progetto al paragrafo 5.2.4, di seguito vengono illustrate le deformate e lo schema della fessurazione prima e dopo la caduta di resistenza.

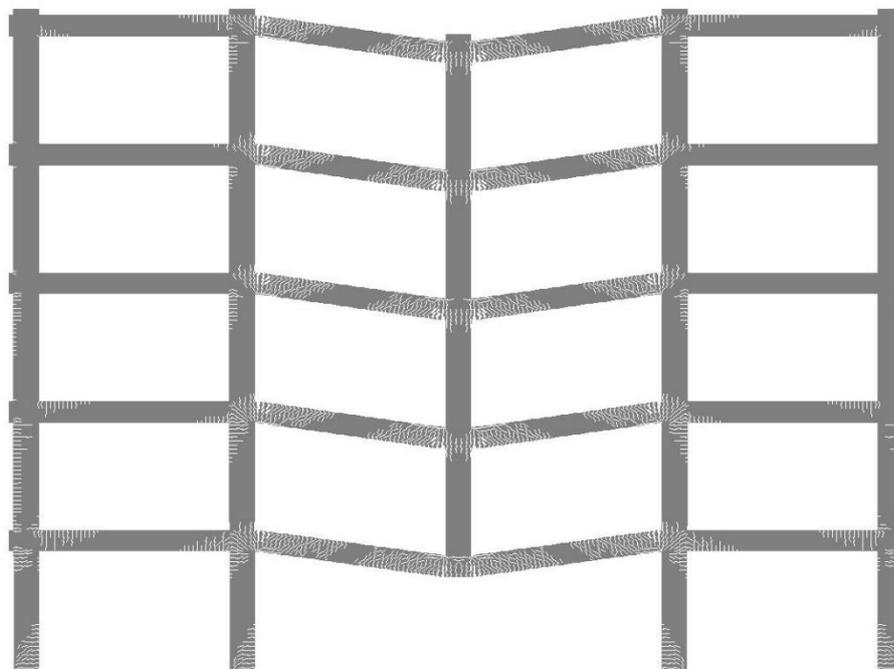


Figura 77: Deformata telaio H50 con barre continue e simmetriche, step 25, spostamento 600 mm

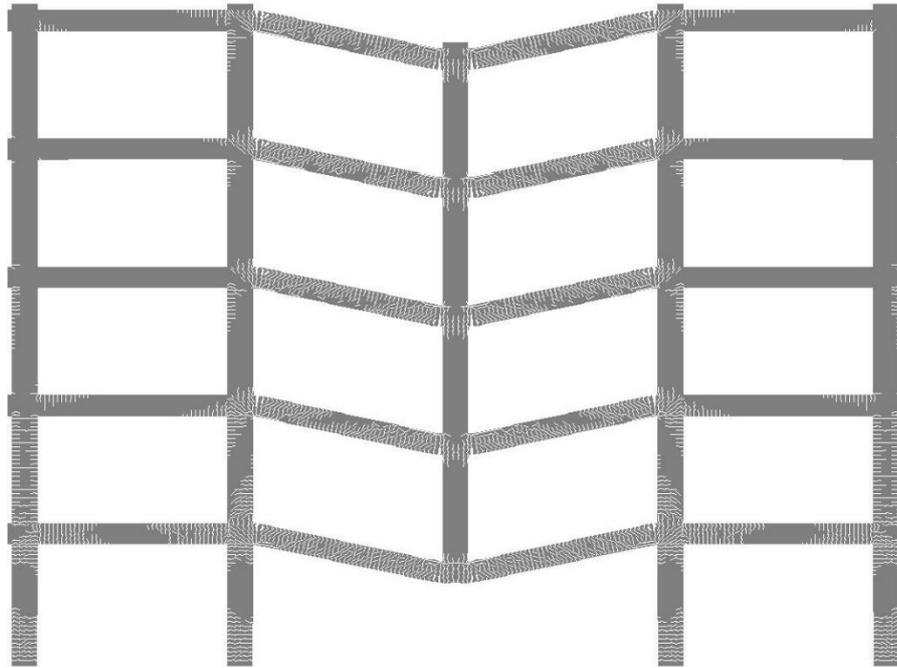


Figura 78: Deformata telaio H50 con barre continue e simmetriche, step 35, spostamento 900 mm

La Figura 77 e la Figura 78 descrivono la deformata del telaio H50: si nota come la fessurazione prima della caduta di resistenza sia limitata principalmente ai nodi interessati dalle rotazioni, alle zone dissipative adiacenti e ai nodi di base dei pilastri, mentre successivamente le fessure si propagano per tutta la lunghezza delle travi centrali e anche nei pilastri, soprattutto nei piani più bassi.

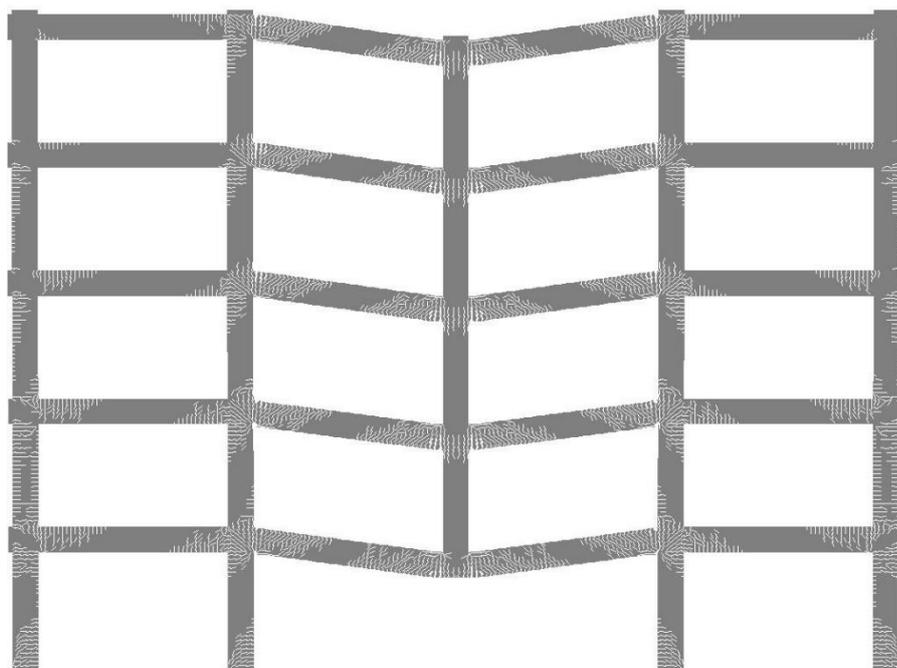


Figura 79: Deformata telaio H60 con barre continue e simmetriche, step 25, spostamento 600 mm

Al contrario di quello che accadeva per il telaio di progetto, la continuità delle barre longitudinali delle travi evita la formazione di curvature concentrate, ovvero di cerniere plastiche, in sezioni diverse da quelle a filo pilastro; questo aspetto migliora il comportamento a tirante delle travi e quindi la robustezza della struttura.

Per il telaio H60 (Figura 79 e Figura 80) si ha un comportamento analogo; c'è da notare un maggiore interessamento della fessurazione nei pilastri esterni a causa della maggiore rigidità e degli sforzi assiali più alti nelle travi.

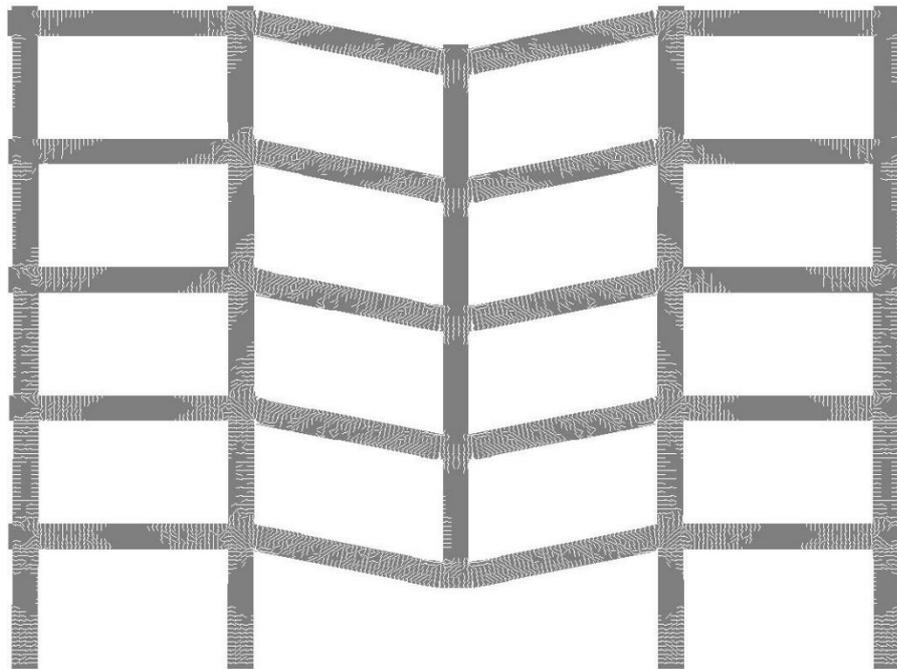


Figura 80: Deformata telaio H60 con barre continue e simmetriche, step 35, spostamento 900 mm

### 5.3.3. Stato di deformazione e di tensione nelle barre di armatura

In questa sezione, così come fatto per il telaio di progetto al paragrafo 5.2.5, vengono mostrate le tensioni nelle barre di armatura in trazione con riferimento alle corrispondenti deformazioni per descrivere le principali differenze apportate grazie alla continuità delle barre.

I tre step di riferimento, caratteristici della curva *pushdown*, sono:

- step relativo al picco flessionale della curva;
- step che precede la caduta di resistenza;
- step che segue la caduta di resistenza.

Innanzitutto, si descrivono le massime tensioni nelle barre del telaio H50.

In Figura 81 si fa riferimento allo step di picco flessionale, dove le tensioni giungono a valori di  $493 \text{ MPa}$  e le deformazioni a  $1.4\%$ , denotando il superamento del limite di snervamento nei nodi e la formazione delle cerniere plastiche in quei punti.

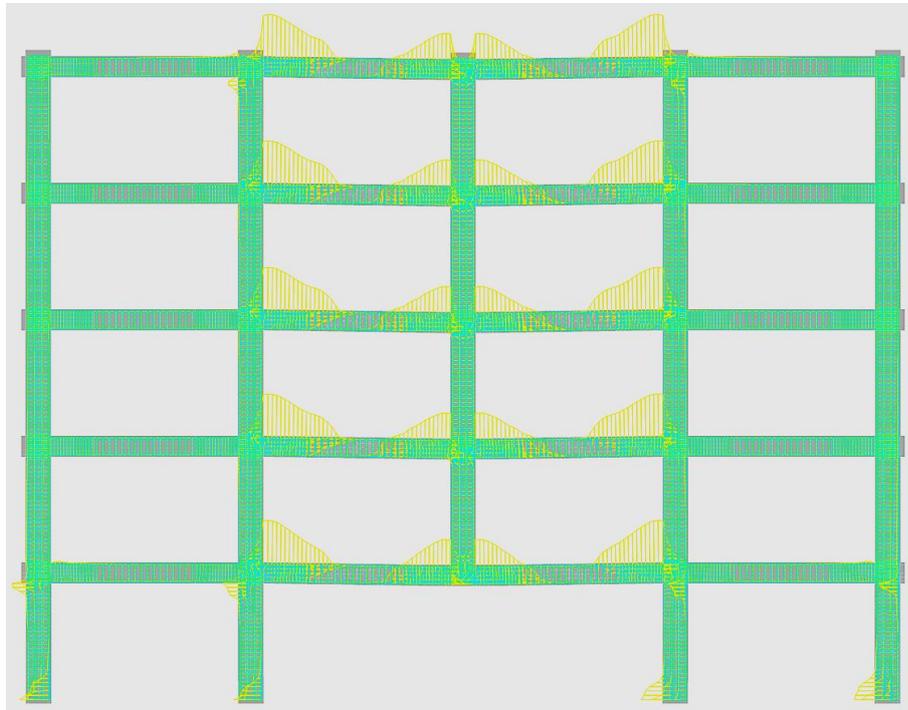


Figura 81: Tensioni massime nelle barre continue del telaio H50, step 4

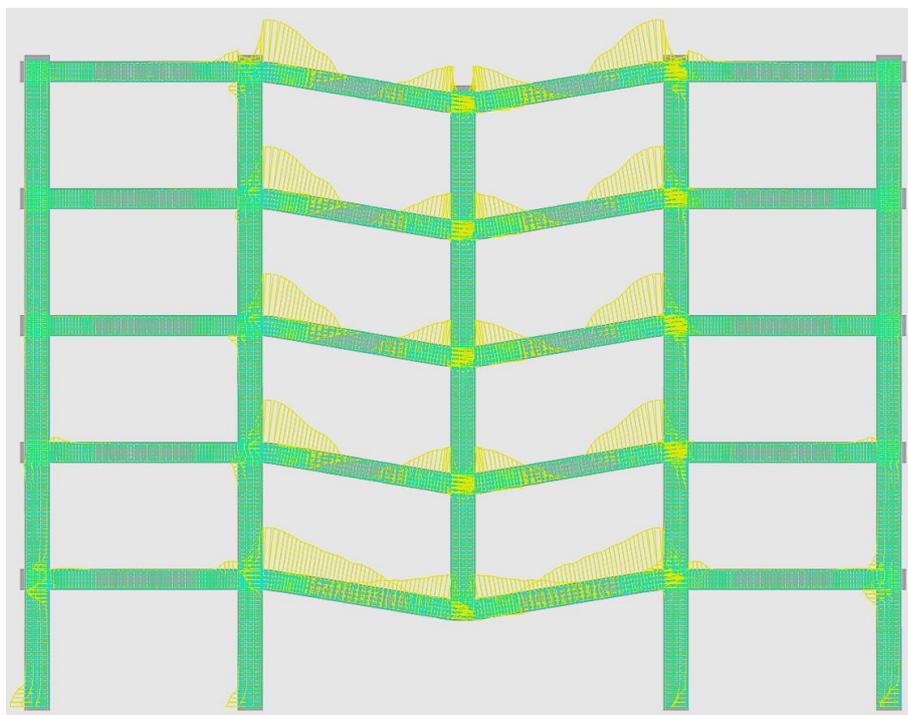


Figura 82: Tensioni massime nelle barre continue del telaio H50, step 29

La Figura 82 è invece relativa allo step precedente la caduta di resistenza: qui si hanno tensioni che raggiungono  $556 \text{ MPa}$  e deformazioni pari al 18 %, che indicano stati molto vicini alla rottura; nel piano 1 si intravede una distribuzione tensionale che si prolunga nell'intera trave, avvicinandosi al comportamento del tirante ideale.

In Figura 83 si illustra infine lo stato tensionale dello step successivo alla caduta di resistenza: solo la trave del piano 1 presenta un comportamento a tirante, mentre tutte le altre presentano livello tensionale nullo a causa della rottura delle barre di armatura.

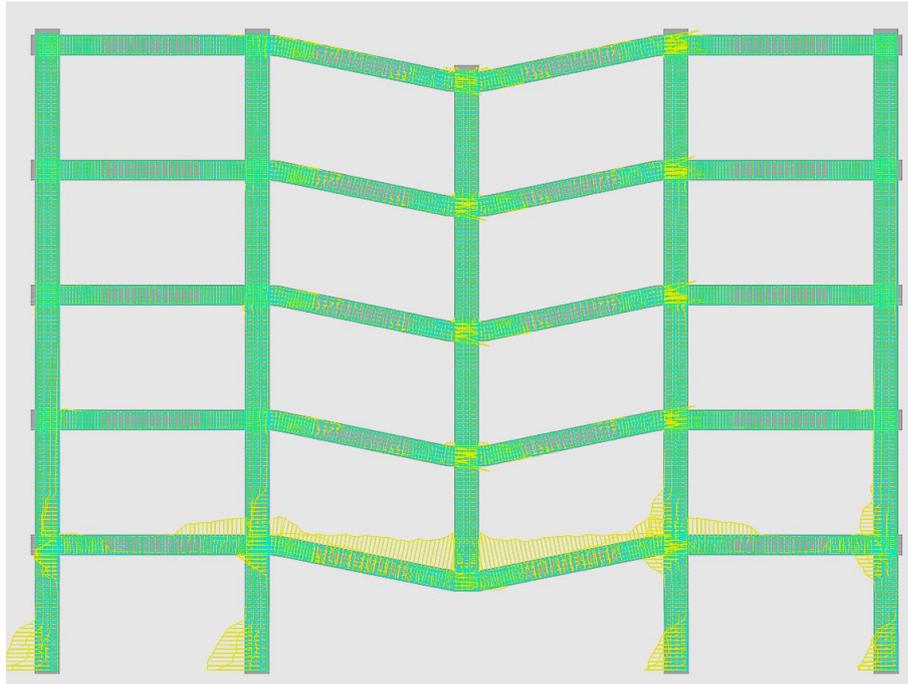


Figura 83: Tensioni massime nelle barre continue del telaio H50, step 34

La Figura 84, la Figura 85 e la Figura 86 descrivono le distribuzioni delle tensioni di trazione nei tre step caratteristici della prova per il telaio H60: le conclusioni sono del tutto analoghe, le uniche differenze da notare sono la presenza di tensioni più grandi nei pilastri e nelle travi esterne, in accordo a quanto visto per la fessurazione, e la presenza di tensioni non nulle anche nelle barre delle travi del piano 2 e 3 dopo la caduta di resistenza.

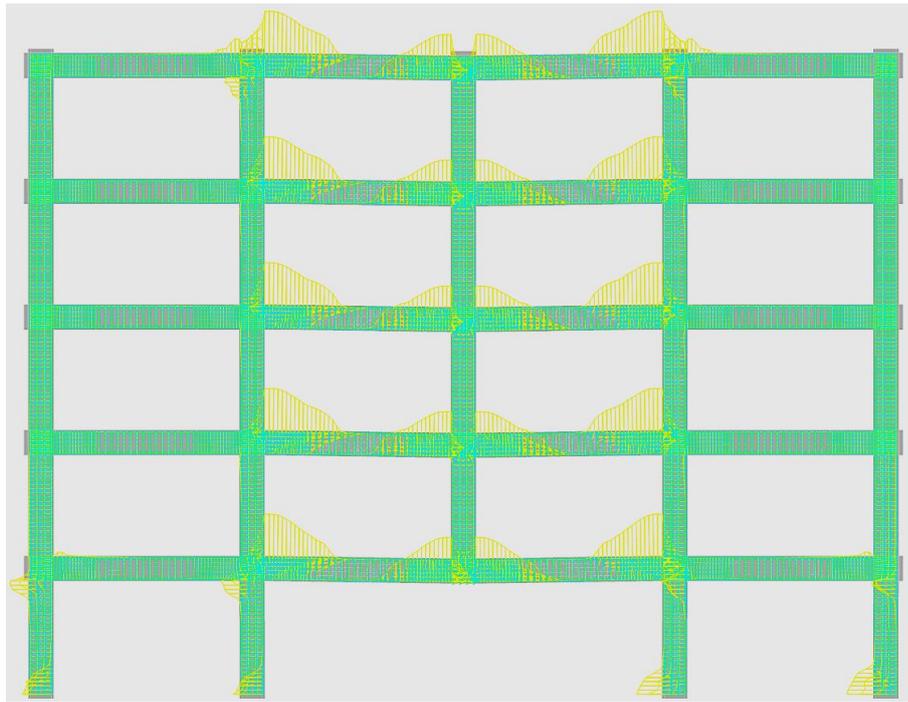


Figura 84: Tensioni massime nelle barre continue del telaio H60, step 4

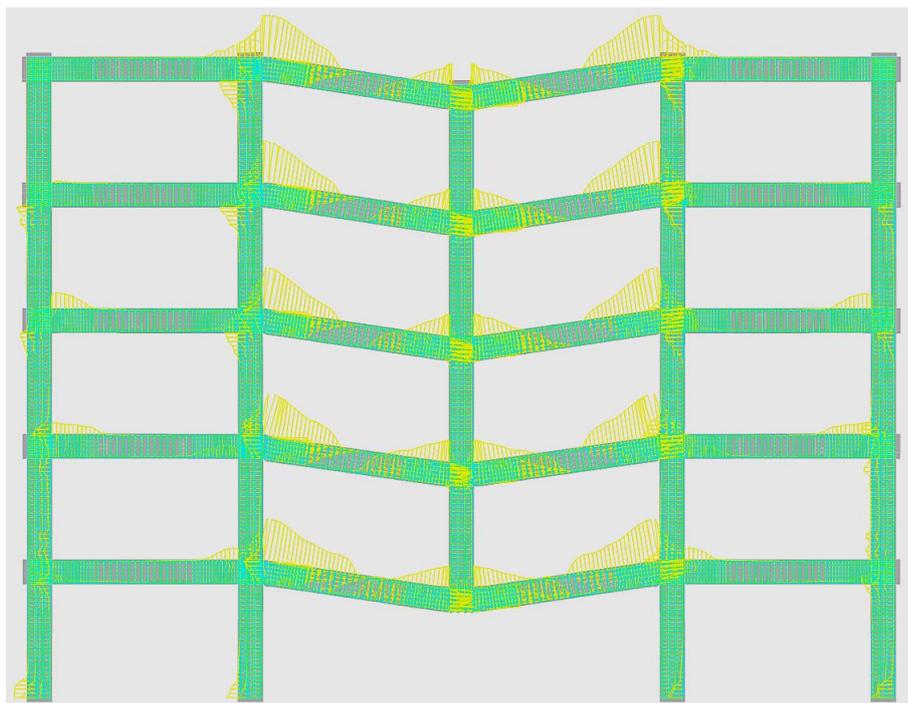


Figura 85: Tensioni massime nelle barre continue del telaio H60, step 27

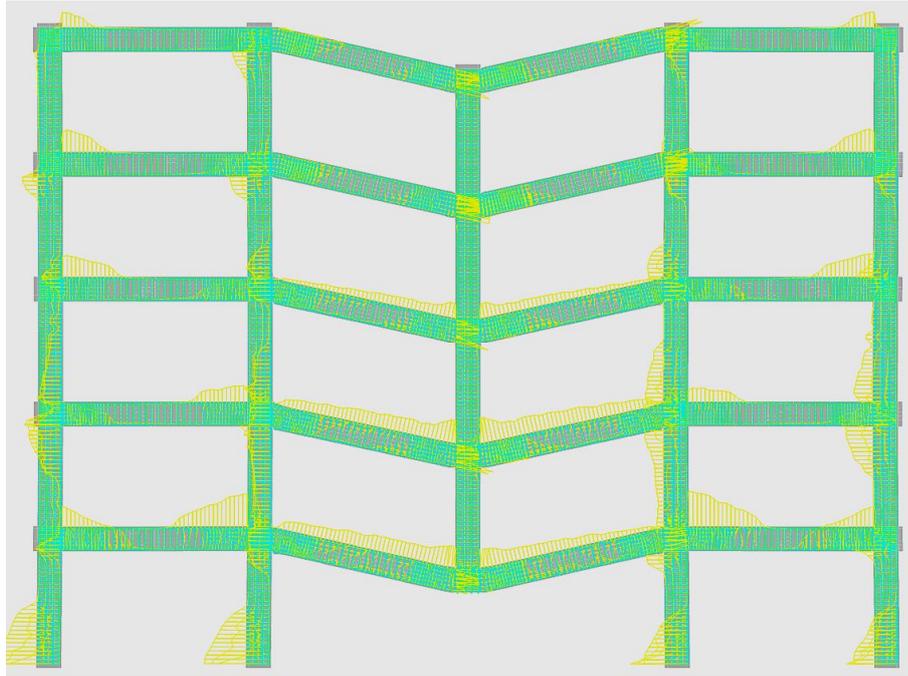


Figura 86: Tensioni massime nelle barre continue del telaio H60, step 38

In definitiva, dal punto di vista delle tensioni massime di trazione nell'armatura, la differenza più visibile che si ha nel caso di barre continue rispetto al caso di barre di progetto è sicuramente la presenza di un solo picco di tensione nei nodi laterali rispetto a quello di rimozione della colonna: questo evita la formazione di cerniere plastiche in sezioni diverse da quelle a filo pilastro, e in generale migliora il comportamento a tirante delle travi e quindi la robustezza della struttura.

#### 5.3.4. Confronto tra azione dinamica e resistenza sperimentale

Dalla Figura 76 è possibile notare che la curva relativa al telaio H50 presenta un andamento tale per cui il carico massimo in comportamento membranale supera quello relativo al comportamento flessionale, denotando una migliore propensione a uno sviluppo di comportamento a catenaria; tuttavia, nel caso in esame, confrontando il carico dinamico calcolato con coefficiente pari 1.5 e quelli resistente sperimentale derivato dalla curva, solo il telaio H60 riesce a rispettare la verifica mediante la resistenza fornita dal primo picco flessionale, come riportato in Tabella 32.

Questo significa che la continuità, la simmetria e l'uguaglianza delle barre nei piani migliorano il comportamento nei riguardi della robustezza strutturale, ma questi

accorgimenti possono risultare insufficienti ad evitare il collasso sproporzionato nel caso di perdita di una colonna portante.

Telaio	$P_{EST}$ [kN]	$P_{MAX,RES}$ [kN]
H50	1548	1363
H60	1584	1699

Tabella 32: Carico dinamico e carico resistente per il telaio con armatura continua

#### 5.4. Incremento di armatura longitudinale

Al fine di migliorare ulteriormente il valore del carico di resistenza, sono state eseguite delle analisi sempre con armatura continua, simmetrica e uguale nei vari piani, ma con aggiunta di ulteriori barre longitudinali nelle travi, utilizzando lo schema illustrato in Figura 87. In particolare, si è passati da una sezione con 5 barre di diametro 18 mm nel corrente e compresso a una sezione con 6 e 7 barre, sia per il telaio H50 che per quello H60.

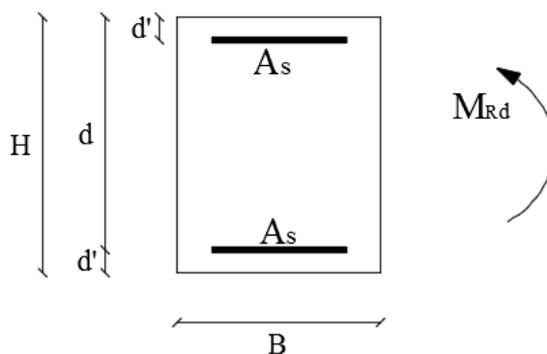


Figura 87: Schema della sezione della trave

Si è fatto quindi riferimento a tre aree diverse di armatura, come riassunto in Tabella 33

n° analisi H50	n° analisi H60	n° barre $\Phi 18$	$A_s$ [cm <sup>2</sup> ]
3.1	3.4	5	12.72
3.2	3.5	6	15.27
3.3	3.6	7	17.81

Tabella 33: Numero di barre e area corrispondente nelle analisi con incremento di armatura

Oltre all'altezza della sezione indicata con  $H$  e all'area di armatura indicata con  $A_s$ , nella legenda dei grafici sono presenti altre due sigle:  $d'$ , che indica la distanza dell'armatura

dal lembo esterno sia superiore che inferiore della sezione e  $M$ , il quale indica il momento resistente SLU della sezione sia in verso positivo che negativo, vista la simmetria.

Aumentando il numero di barre longitudinali nelle travi, aumenta il momento resistente e pertanto il principio delle gerarchie delle resistenze deve essere ricontrollato.

In particolare, le analisi 3.1 e 3.4 sono identiche all'ultima analisi di 5 barre longitudinali, mentre per le altre prove sono state necessarie le seguenti modifiche per rispettare il principio:

- nell'analisi 3.2 non c'è stato bisogno di alcuna modifica;
- nell'analisi 3.3 è stato cambiato il passo della zona dissipativa delle travi da 7.5 cm a 5 cm e il numero totale delle barre longitudinali dei tre pilastri centrali passando da 12 a 16;
- nelle analisi 3.5 e 3.6 è stato aumentato il numero totale delle barre longitudinali dei tre pilastri centrali da 12 a 16 e 20, rispettivamente.

In Figura 88 si riportano le tre curve relative al telaio H50.

L'aggiunta di una barra nel corrente superiore e inferiore porta un incremento sia dal punto di vista del carico resistente, sia dal punto di vista di spostamento massimo, mentre l'aggiunta di un'ulteriore barra, anche se innalza il picco flessionale, porta a una caduta di resistenza molto precoce, a causa di tensioni troppo alte nell'armatura, che quindi giunge molto presto a rottura.

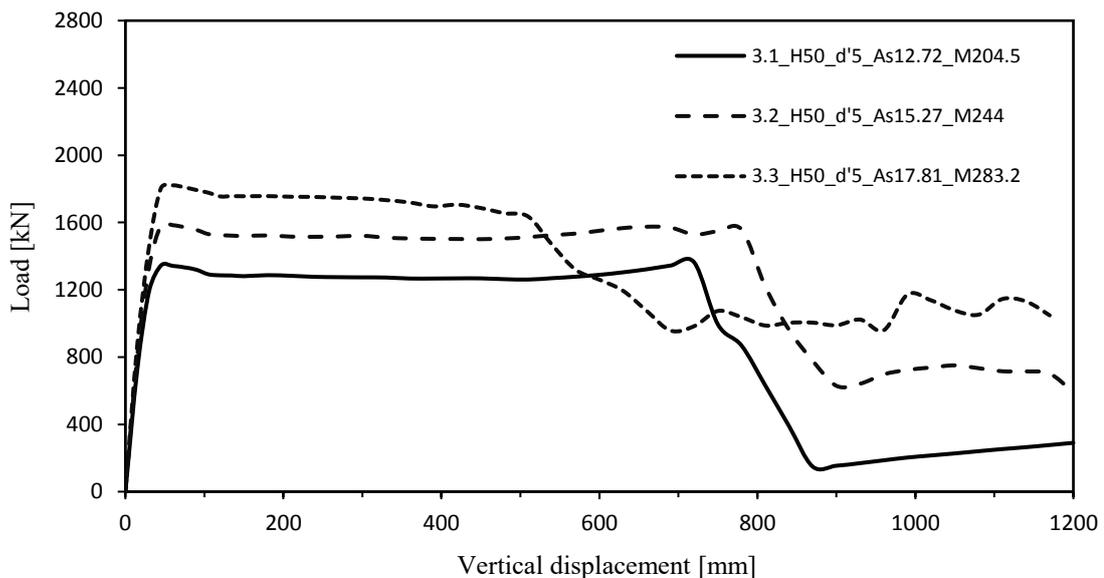


Figura 88: Influenza dell'aggiunta di barre longitudinali nel telaio H50

La Figura 89 descrive l'influenza dell'aggiunta di barre longitudinali nel telaio H60. Qui, in entrambi i casi, è visibile l'effetto di aumento del picco flessionale e allo stesso tempo di riduzione dello spostamento massimo: il sistema, quindi, all'aumentare della resistenza mostra un comportamento più fragile.

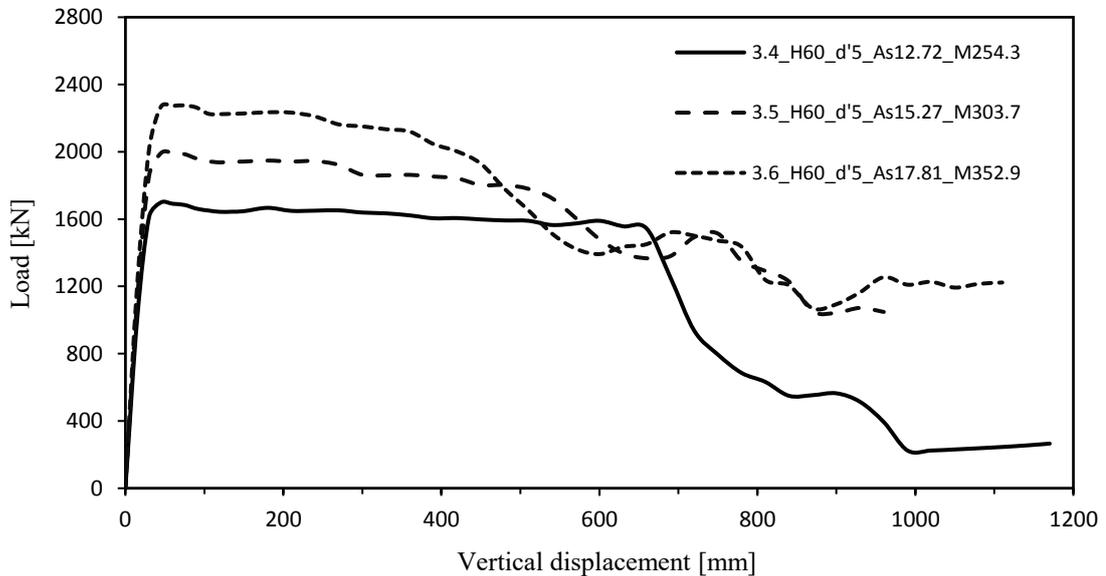


Figura 89: Influenza dell'aggiunta di barre longitudinali nel telaio H60

È possibile osservare che, mentre per il telaio H60 bastano 5 barre  $\Phi 18$  per superare il carico dinamico (Tabella 32), per il telaio H50 ne sono necessarie 6 (Figura 88), infatti nella curva corrispondente si ha un carico resistente massimo di 1584 kN che supera quello dinamico pari a 1548 kN.

In definitiva, considerando un coefficiente dinamico di 1.5 applicato al carico che la colonna portava prima di essere rimossa, le analisi con la minima armatura in grado di soddisfare la verifica sono sostanzialmente due:

- per il telaio H50, l'armatura minima è quella relativa alla prova 3.2, con 6 barre longitudinali continue, simmetriche e uguali per tutte le travi;
- per il telaio H60, l'armatura minima è quella relativa alla prova 3.4, con 5 barre longitudinali continue, simmetriche e uguali per tutte le travi;

Tuttavia, per un confronto più diretto tra telaio H50 e telaio H60, si è deciso di considerare lo stesso momento resistente, relativo alla prova 3.2, quindi è stata considerata un'area di armatura fittizia  $A_s$  per il telaio H60 tale per cui il momento resistente fosse uguale.

Nell'analisi 3.7 è stata quindi utilizzata un'armatura di  $A_s$  pari a  $12.19 \text{ cm}^2$ , per la quale il momento resistente risulta uguale a  $244 \text{ kNm}$ , identico a quello della prova 3.2, e valevole sia nel verso positivo che negativo, vista la simmetria.

Il confronto tra telaio H50 e telaio H60 a parità di momento resistente è riportato in Figura 90: è possibile notare che ovviamente il picco flessionale è sostanzialmente uguale, mentre nella fase successiva la caduta di resistenza per il telaio H60 avviene prima di quella del telaio H50, inoltre la curva relativa a quest'ultimo mostra una leggera tendenza alla risalita, raggiungendo il picco flessionale.

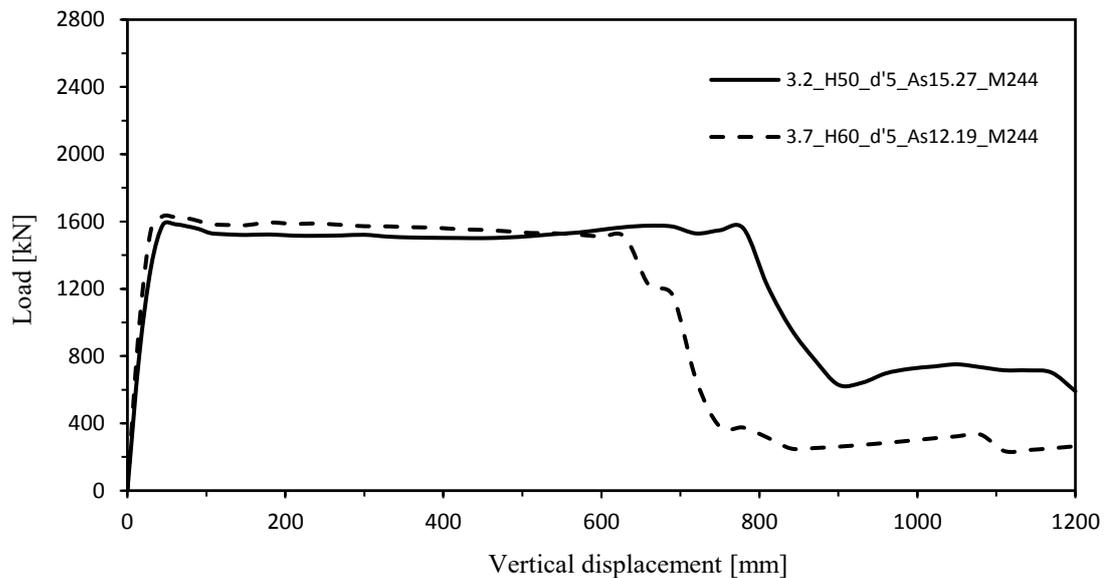


Figura 90: Confronto tra telaio H50 e telaio H60 a parità di momento resistente

Entrambe le analisi, con un momento resistente di SLU delle travi pari a  $244 \text{ kNm}$ , verificano i momenti sollecitanti esterni, rispettano il criterio di gerarchia delle resistenze e inoltre la verifica di robustezza nel caso di assunzione di un coefficiente dinamico pari a 1.5. Per questo motivo, nel proseguo delle analisi, si è fatto riferimento a questo valore di momento resistente sia per il telaio H50 e H60, che fornisce sempre un picco flessionale intorno a  $1600 \text{ kNm}$ .

Inoltre, solo per il telaio H50 si è fatto riferimento anche alla prova con 5 barre longitudinali, relativa a un momento resistente di  $204.5 \text{ kNm}$ , che rispetta le verifiche SLU e il criterio della gerarchia delle resistenze, e ha un picco flessionale intorno a  $1400 \text{ kNm}$ : seppur questo valore non rispetti la verifica di robustezza, è stato indagato in questo caso il comportamento del sistema per valutare l'eventuale sviluppo di catenaria, con risultati positivi nel caso di imposizione di vincoli laterali (paragrafo 5.6). Questo

valore di momento resistente non è stato implementato per il telaio H60, in quanto il momento di  $204.5 \text{ kNm}$  non è sufficiente per rispettare le verifiche SLU in alcune sezioni.

## 5.5. Accentramento dell'armatura longitudinale

Per incrementare il valore del massimo carico in comportamento membranale è necessario un aumento dell'armatura longitudinale delle travi; tuttavia, questo incremento porta ad innalzare anche il picco flessionale, riducendo la possibilità di uno sviluppo di catenaria con carico maggiore di quello in comportamento flessionale.

In questo capitolo è stata esplorata la possibilità di accentramento delle barre nella sezione della trave, aumentando il valore dell'area di armatura e mantenendo fisso il valore del momento resistente di stato limite ultimo, grazie proprio al minore braccio di leva interno. Queste analisi, come anticipato nel paragrafo precedente, sono state eseguite per due valori specifici di momento resistente, uguale sia in verso positivo che negativo per via della simmetria e indicato nella legenda dei grafici con le seguenti sigle:

- M205, che indica un momento resistente di  $205 \text{ kNm}$  e un picco flessionale sperimentale di circa  $1400 \text{ kN}$ , analizzato solo per il telaio H50, in quanto questo valore non soddisfa le verifiche SLU per il telaio H60;
- M244, che indica un momento resistente di  $244 \text{ kNm}$  e un picco flessionale sperimentale di circa  $1600 \text{ kN}$ , analizzato per entrambi i telai.

L'accentramento delle barre è stato studiato sia per due che per quattro livelli di armatura. Poiché questo è uno studio parametrico, le aree di acciaio utilizzate sono fittizie, in modo tale da riuscire a fissare un unico valore di momento resistente: ciò sarebbe stato proibitivo nel caso di area derivante da diametri reali presenti in commercio.

### 5.5.1. Due livelli di armatura

Sono state utilizzate quattro specifiche distanze delle armature rispetto al lembo esterno che, in accordo con lo schema riportato in Figura 87, sono le seguenti:

- $d' = 5 \text{ cm}$ , caso analizzato nei paragrafi precedenti;
- $d' = 8 \text{ cm}$ ;
- $d' = 10 \text{ cm}$ ;

- $d' = 12 \text{ cm}$ ;

In Figura 91 si mostra l'influenza dell'accentramento delle barre per il telaio H50 con momento resistente pari a circa  $205 \text{ kNm}$ .

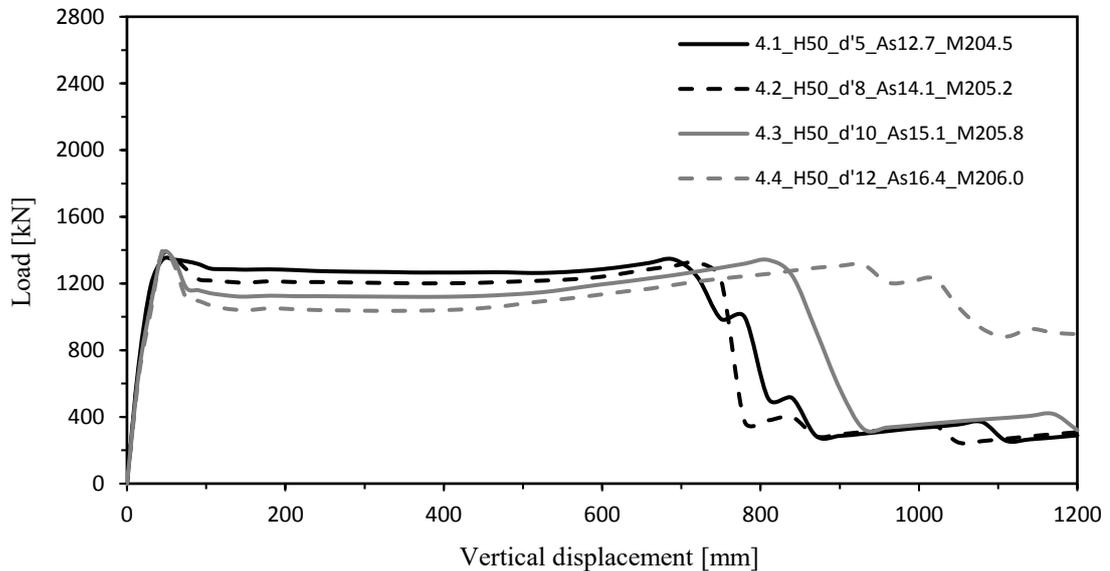


Figura 91: Influenza dell'accentramento delle barre su due livelli per il telaio H50 con M205

Le principali caratteristiche delle curve a seguito dell'accentramento con momento resistente costante sono le seguenti:

- il picco flessionale rimane sostanzialmente invariato, a causa dello stesso valore del momento resistente;
- la caduta subito dopo il picco flessionale è maggiore all'aumentare dell'entità dell'accentramento;
- la caduta finale di resistenza avviene in corrispondenza di uno spostamento verticale sempre maggiore all'aumentare di  $d'$ , che assume un valore di circa un metro nel caso di  $d' = 12 \text{ cm}$ ;
- la risalita della curva resistenza è visibile in tutti i casi di accentramento;
- il picco di carico membranale raggiunge in quasi tutti i casi il valore del picco flessionale, senza però superarlo.

La Figura 92 illustra l'influenza dell'accentramento delle barre per il telaio H50 con momento resistente pari a circa  $244 \text{ kNm}$ .

Le conclusioni sono simili a quelle delle analisi con momento resistente di  $205 \text{ kNm}$ ; in particolare, nella prova con  $d' = 8 \text{ cm}$ , si supera, anche se di poco, il valore di carico massimo membranale relativo a quello relativo a  $d' = 5 \text{ cm}$ . L'ulteriore accentramento

delle barre porta a una prima caduta più accentuata e un carico membranale minore, ma anche uno spostamento massimo più grande.

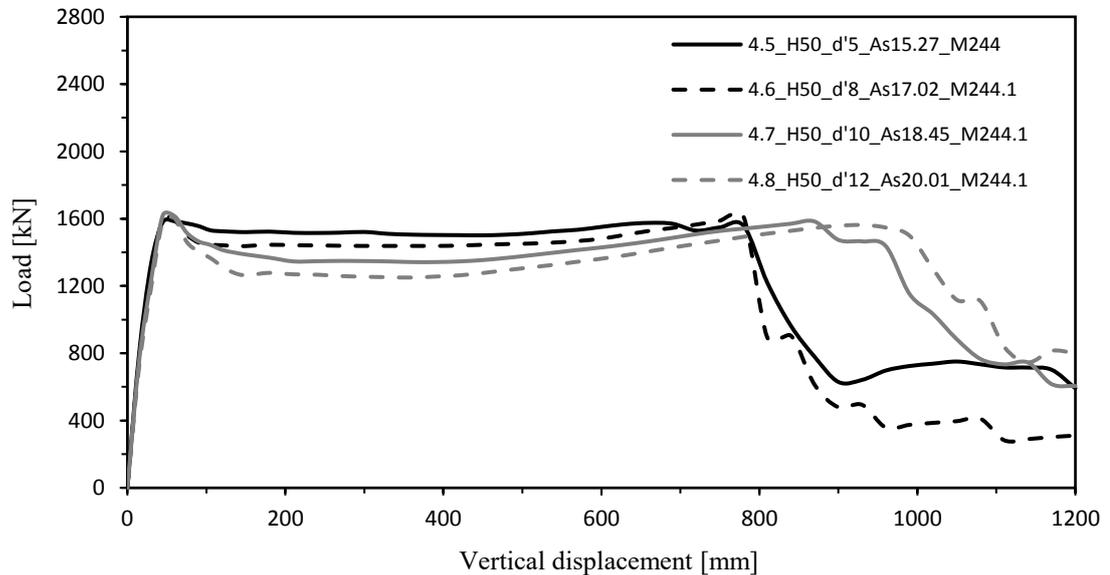


Figura 92: Influenza dell'accentrimento delle barre su due livelli per il telaio H50 con M244

In Figura 91 si descrive l'influenza dell'accentrimento delle barre per il telaio H60 con momento resistente pari a circa  $244 \text{ kNm}$ . Risulta evidente che gli effetti ottenuti per il telaio H50 non sono così visibili, perché, anche se è presente un leggero incremento di spostamento massimo, si ha una riduzione del picco membranale.

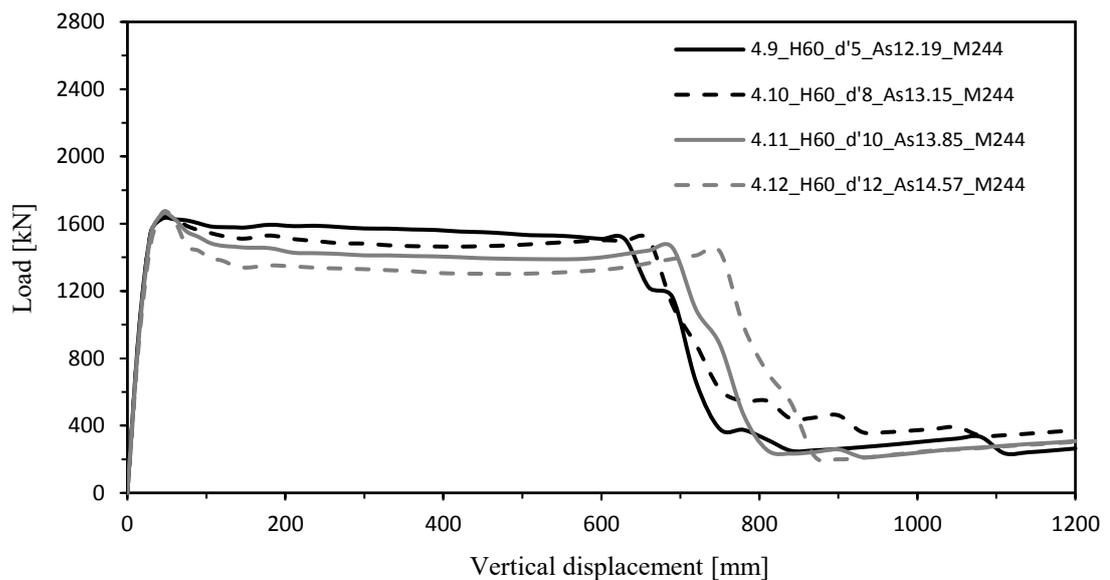


Figura 93: Influenza dell'accentrimento delle barre su due livelli per il telaio H60 con M244

### 5.5.2. Quattro livelli di armatura

L'altra possibilità di accentramento delle armature consiste nell'aggiunta di due livelli di barre centrali, per un totale di quattro livelli, con un'area tale da produrre un momento resistente costante.

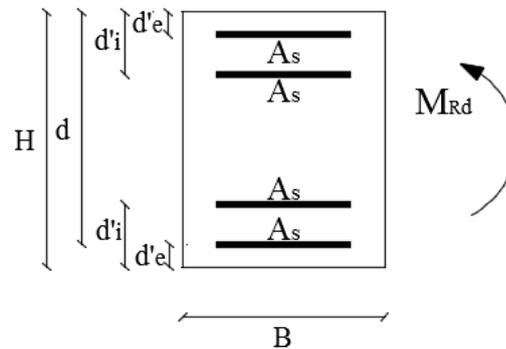


Figura 94: Schema della sezione della trave nel caso di quattro livelli di armatura

Sono state utilizzate cinque coppie di distanze di entrambi i livelli di armatura rispetto al lembo esterno, in accordo con quanto riportato nello schema di Figura 94:

- $d'e = 5 \text{ cm}$  e  $d'i = 10 \text{ cm}$ ;
- $d'e = 6 \text{ cm}$  e  $d'i = 12 \text{ cm}$ ;
- $d'e = 8 \text{ cm}$  e  $d'i = 12 \text{ cm}$ ;
- $d'e = 6 \text{ cm}$  e  $d'i = 15 \text{ cm}$ ;
- $d'e = 8 \text{ cm}$  e  $d'i = 15 \text{ cm}$ ;

Gli effetti dell'accentramento delle armature su quattro livelli per il telaio H50 e per un momento resistente pari a circa  $205 \text{ kNm}$  sono illustrati in Figura 95.

Anche qui il risultato è quello di avere spostamenti massimi più grandi prima della caduta di resistenza nel caso di accentramento più accentuato e carichi massimi in comportamento membranale confrontabili con quelli flessionali: da questi punti di vista, la curva con un andamento migliore è quella con copriferro esterno pari a  $8 \text{ cm}$  e copriferro interno pari a  $15 \text{ cm}$ .

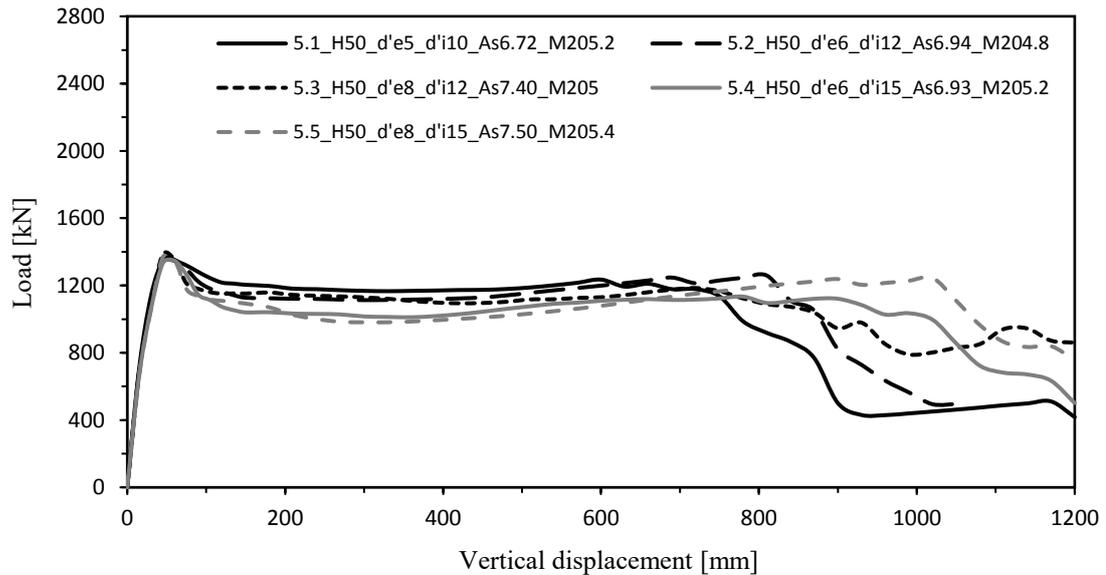


Figura 95: Influenza dell'accentramento delle barre su quattro livelli per il telaio H50 con M205

La Figura 96 mostra invece l'influenza dell'accentramento su quattro livelli per il telaio H50 e per un momento resistente di circa  $244 \text{ kNm}$ . Anche per un momento resistente maggiore i risultati in termini di forma della curva sono confrontabili con il caso precedente: i comportamenti migliori si hanno per le coppie di  $d'$  corrispondenti a 6 – 15  $\text{cm}$  e 8 – 15  $\text{cm}$ .

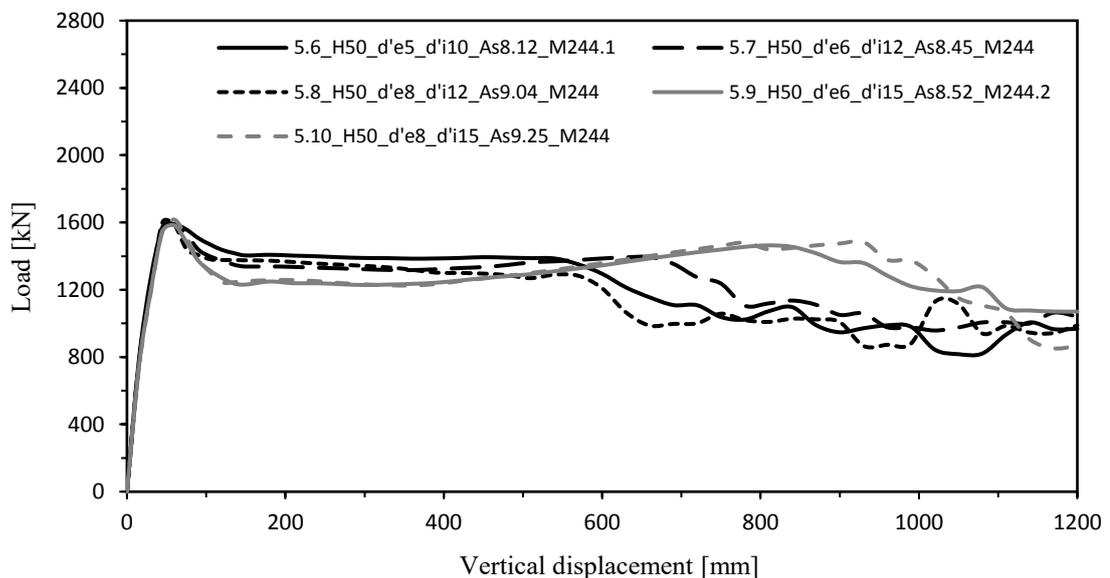


Figura 96: Influenza dell'accentramento delle barre su quattro livelli per il telaio H50 con M244

In Figura 97 è invece illustrato il comportamento del telaio H60 con quattro livelli e momento resistente di  $244 \text{ kNm}$ : al contrario di quanto accade per il telaio H50, in queste

prove non si intravede la ripresa di resistenza, sebbene venga evitata negli ultimi due casi una caduta netta di resistenza. Questo dimostra ancora una volta la bassa propensione delle travi più alte allo sviluppo di un comportamento a catenaria.

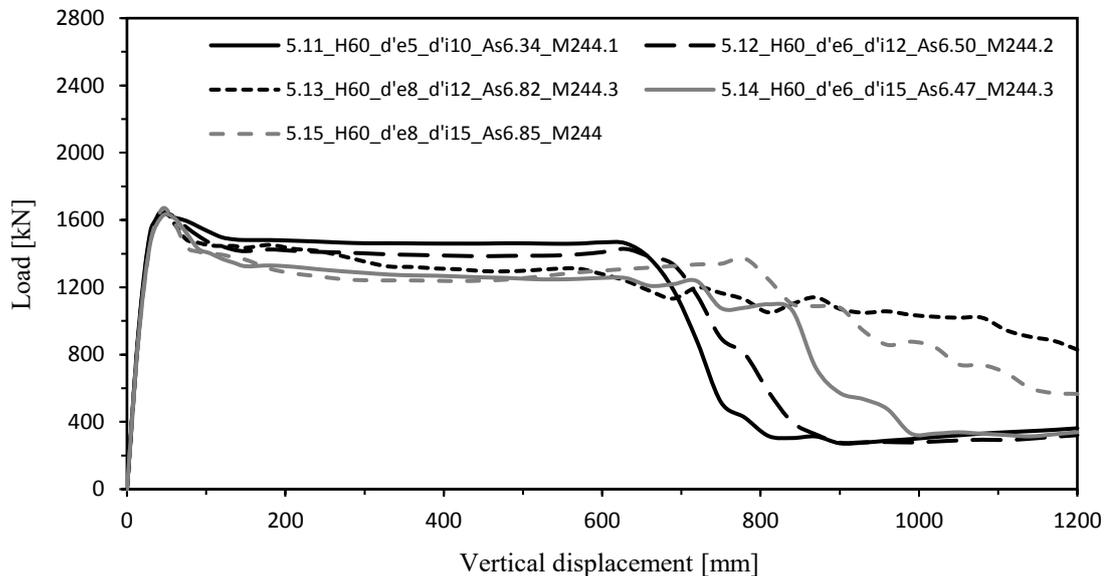


Figura 97: Influenza dell'accentrimento delle barre su quattro livelli per il telaio H60 con M244

## 5.6. Condizioni di vincolo laterale

L'analisi piana di un telaio considera bloccati tutti gli spostamenti fuori dal piano, mentre gli spostamenti nel piano dipendono dai vincoli imposti e dalla rigidità dei vari elementi strutturali.

Nel modello in esame, gli unici spostamenti bloccati nel piano sono rappresentati dagli incastri considerati perfetti alla base dei pilastri, trascurando l'interazione tra struttura e terreno, mentre rimangono perfettamente liberi gli spostamenti laterali dei vari piani.

Nella realtà, in un sistema strutturale tridimensionale, gli spostamenti laterali di un telaio vengono limitati a causa dell'influenza di travi trasversali, solai ed eventuali controventi in telai paralleli, che irrigidiscono la struttura e la aiutano nei confronti della robustezza.

Un esempio di spostamento laterale di un nodo esterno laterale durante l'analisi *pushdown* è illustrato in Figura 98.

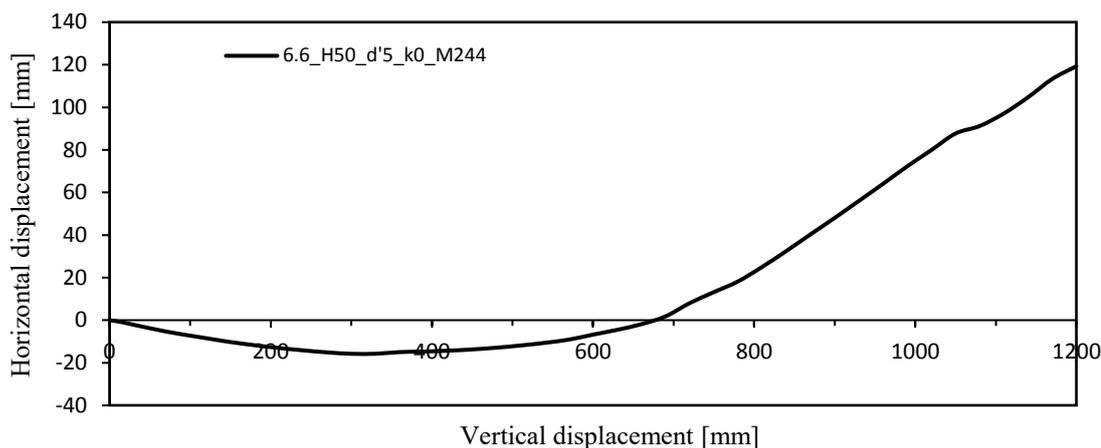


Figura 98: Spostamento orizzontale del nodo esterno del piano 3, telaio H50 con armature continue

Questo andamento ripercorre quello mostrato in Figura 13 per un modello locale:

- inizialmente si ha uno spostamento orizzontale verso l'esterno a causa della fessurazione della trave che ne comporta un incremento di lunghezza; essendo tale incremento di lunghezza limitato dalla rigidità delle colonne, la trave risulta compressa;
- successivamente lo spostamento orizzontale del punto inizia a cambiare verso fino ad annullarsi, quindi lo sforzo di compressione nella trave diminuisce fino a diventare pari a zero;
- infine, si ha uno spostamento verso l'interno via via sempre più grande che arriva a valori considerevoli.

Le norme italiane ed europee e le istruzioni di progettazione per la robustezza rimarcano l'importanza dei vincoli rispetto agli spostamenti laterali; al riguardo le *Istruzioni per la valutazione della robustezza delle costruzioni* (CNR, 2018) enunciano:

“Il valore degli sforzi membranali dipende in misura sostanziale dalle condizioni vincolari: la condizione di incastro definisce il limite superiore del valore degli sforzi membranali, che si riducono al ridursi della rigidità del vincolo esterno senza mai esaurirsi totalmente poiché gli sforzi membranali sono presenti anche in elementi privi di vincoli agli spostamenti laterali in virtù della continuità strutturale”.

In questo paragrafo viene descritta l'influenza delle condizioni vincolari laterali, che sono state modellate in modo semplificato mediante delle molle. Esse sono state imposte nelle linee in corrispondenza dei nodi esterni laterali del telaio con rigidità variabile, così come mostrato in Figura 99.

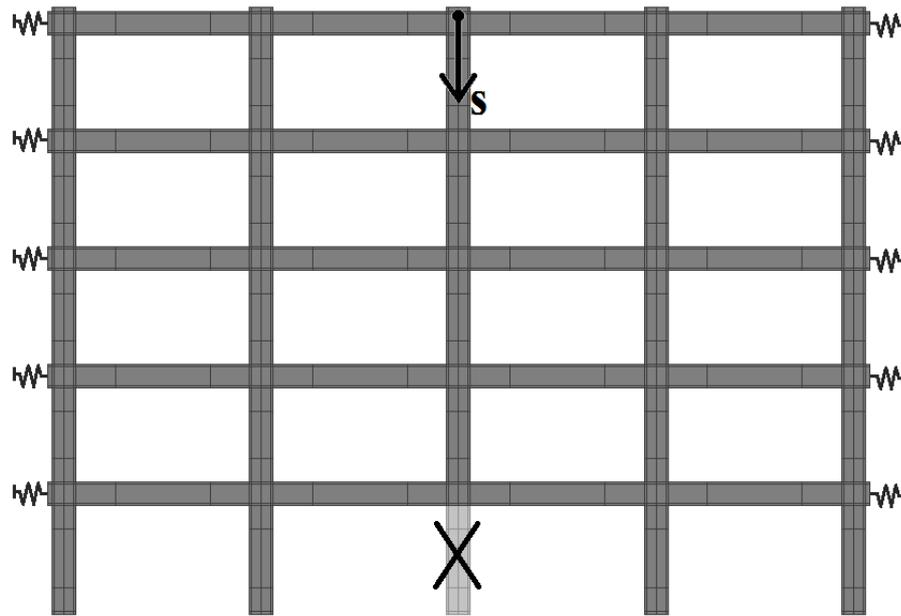


Figura 99: Schema delle molle laterali nel modello

La rigidezza della molla su una superficie viene assunta come pressione dovuta a uno spostamento unitario, per cui viene richiesta, oltre la linea di riferimento, anche la profondità della molla stessa. Considerando una profondità di 60 cm, e che si tratta di un'analisi puramente parametrica, sono stati analizzati i casi di rigidezza  $K = 250, 500, 1000 \text{ MPa/m}$ , che, come si evince dai risultati, sono i casi che meglio distribuiscono la variabilità delle curve tra quelle estreme, relative alle prove di vincolo nullo e vincolo perfetto o rigidezza infinita.

Le analisi sono state eseguite tutte con armature continue e con momenti resistenti delle travi di 205 kNm e 244 kNm. Esse sono state considerate inizialmente con  $d' = 5 \text{ cm}$  e rigidezza variabile e infine, solo per il caso di rigidezza  $K = 250 \text{ MPa/m}$  è stata analizzata l'influenza dell'accentramento, passando da  $d' = 5 \text{ cm}$  a  $d' = 10 \text{ cm}$ .

### 5.6.1. Variazione di rigidezza laterale

In Figura 100 viene illustrata l'influenza della variazione di rigidezza laterale nel telaio H50 relativo a un momento resistente delle travi pari a 205 kNm.

Per quanto riguarda il picco di carico flessionale, risulta evidente l'innalzamento all'aumentare della rigidezza, a causa della maggiore compressione nelle travi.

Al contrario, il picco di catenaria mostra un comportamento opposto: maggiore è la rigidezza, più basso è il valore massimo, quindi la struttura ha bisogno di una certa

cedevolezza nei riguardi degli spostamenti orizzontali al fine di sviluppare un adeguato comportamento a catenaria.

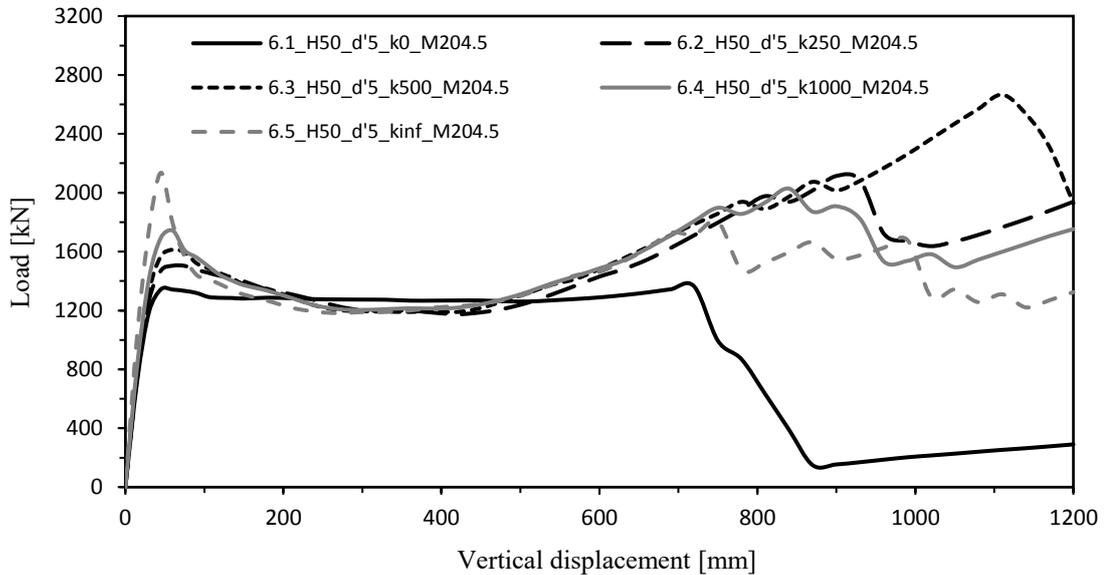


Figura 100: Influenza della variazione di rigidezza laterale per il telaio H50 con M205

Risulta interessante notare che, eccetto per la prova di vincolo perfetto, in tutti i casi il carico massimo membranale supera quello flessionale, rendendo possibile la ripresa di resistenza della struttura al fine di evitare il collasso sproporzionato anche in casi di effetti dinamici molto accentuati: la migliore curva in tal senso risulta quella relativa a  $K = 250 \text{ MPa/m}$ .

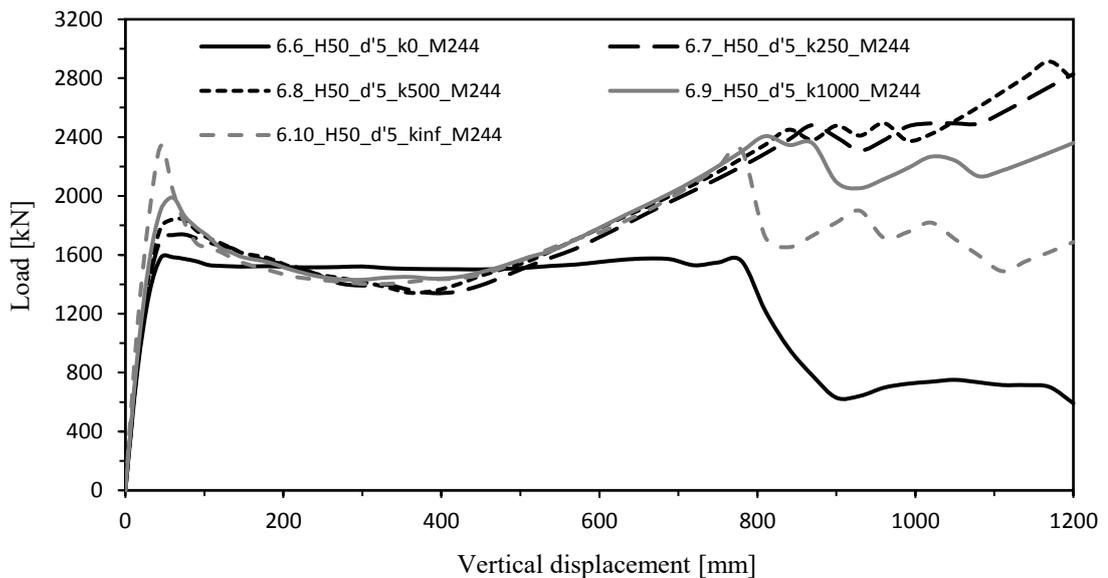


Figura 101: Influenza della variazione di rigidezza laterale per il telaio H50 con M244

In figura Figura 101 si descrive l'influenza della variazione di rigidezza laterale nel telaio H50 relativo a un momento resistente delle travi pari a  $244 \text{ kNm}$ .

Le conclusioni sono analoghe a quelle osservate nelle prove precedenti con momento resistente pari  $205 \text{ kNm}$ , e si può notare che il miglioramento è molto visibile per le rigidezze più basse, ovvero quelle pari a  $250$  e  $500 \text{ MPa/m}$ .

È molto interessante notare che la curva di spostamento laterale di un piano risulta essere molto influenzata dalla rigidezza laterale (Figura 102).

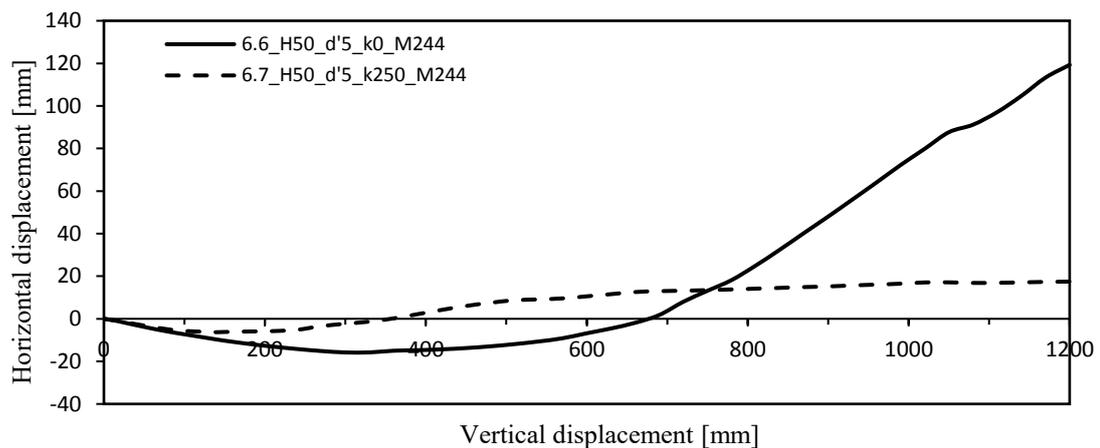


Figura 102: Influenza della rigidezza laterale nello spostamento orizzontale del piano 3, telaio H50

Si può osservare che lo spostamento massimo verso l'esterno della prima fase è molto ridotto e che il punto di nullo è anticipato. Infine, lo spostamento verso l'interno, che assume valori molto accentuati nel caso di rigidezza nulla, si riduce drasticamente, evitando che la struttura segua la colonna centrale e che quindi collassi in modo sproporzionato.

La figura Figura 103 mostra l'influenza della variazione di rigidezza laterale nel telaio H60 relativo a un momento resistente delle travi pari a  $244 \text{ kNm}$ .

In questo caso l'innalzamento del picco flessionale è molto più accentuato rispetto alle curve del telaio H50, a causa della compressione ancora maggiore nelle travi; il picco di carico membranale inoltre, tranne per una rigidezza di  $500 \text{ MPa/m}$ , non supera mai quello flessionale, confermando la poca propensione del telaio H60 allo sviluppo del comportamento a catenaria.

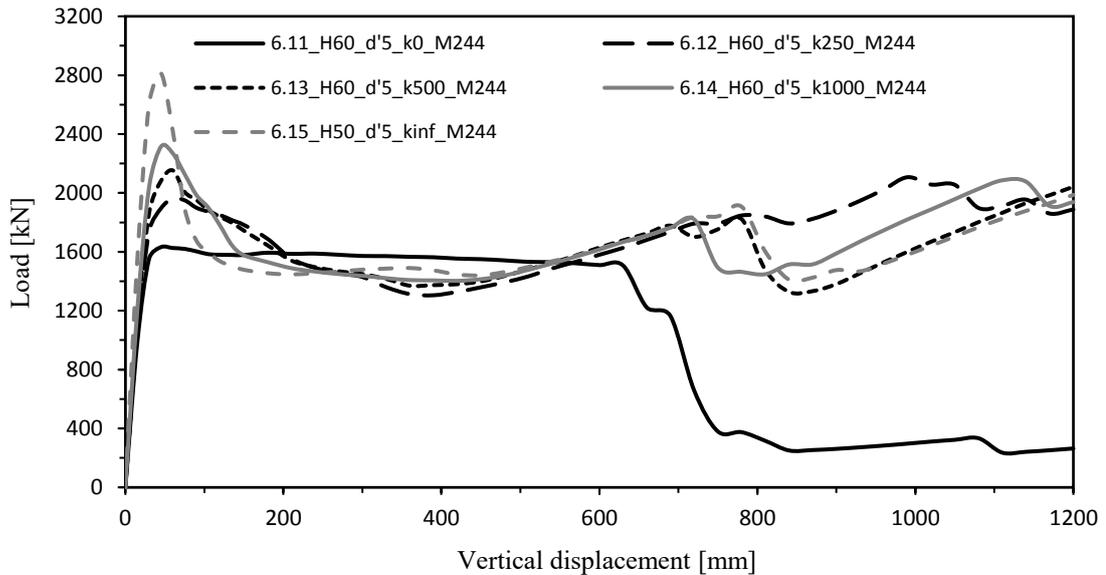


Figura 103: Influenza della variazione di rigidezza laterale per il telaio H60 con M244

### 5.6.2. Accentrimento dell'armatura nel caso di rigidezza laterale

Nel paragrafo precedente, le migliori curve nei riguardi delle condizioni di vincolo laterale erano relative alle prove con  $K = 250 \text{ MPa}/m$ , così in questo paragrafo si è valutata la possibilità di un accentrimento delle barre anche in un telaio irrigidito lateralmente, in particolare facendo riferimento a una distanza dell'armatura longitudinale dal lembo esterno pari a 10 cm.

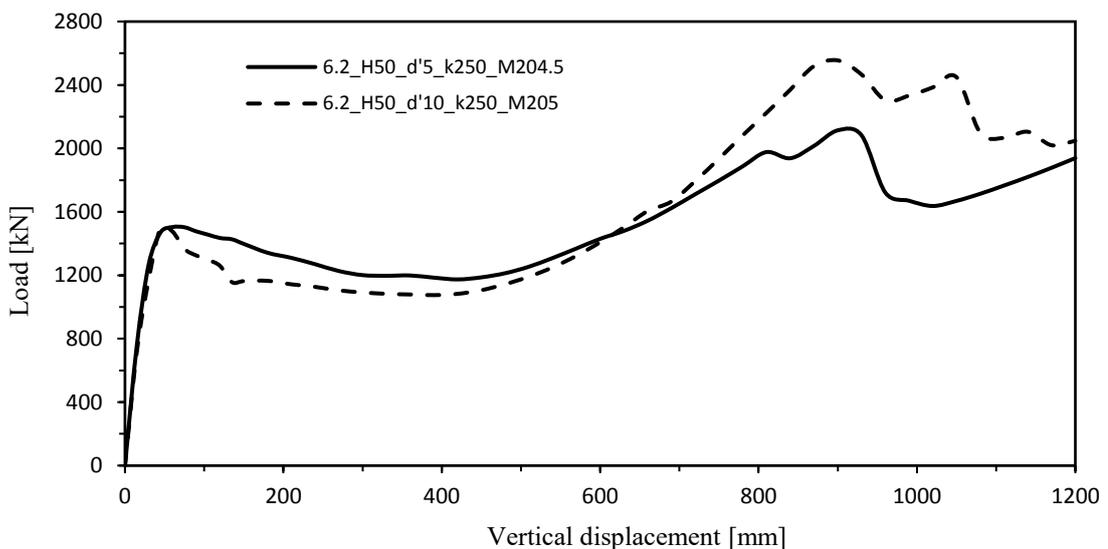


Figura 104: Influenza dell'accentrimento nel caso di rigidezza laterale, telaio H50 con M205

La Figura 104 descrive l'influenza dell'accentramento nel telaio H50 con momento resistente delle travi pari a  $205 \text{ kNm}$ : è possibile osservare un mantenimento del picco flessionale, visto lo stesso valore del momento resistente, una prima ricaduta più accentuata, ma anche un innalzamento del picco membranale, consentendo una ripresa di resistenza ancora più accentuata, grazie all'aumento dell'area di armatura longitudinale nelle travi.

La stessa prova è stata ripetuta per un valore di momento resistente maggiore, pari a  $244 \text{ kNm}$ , e i risultati, mostrati in Figura 105, concordano con quanto descritto per il grafico precedente.

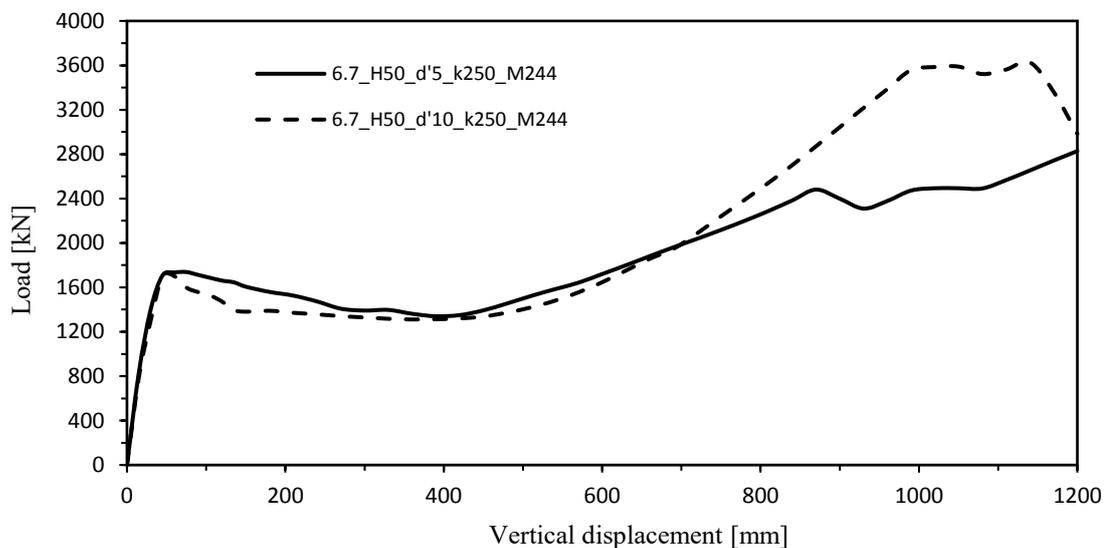


Figura 105: Influenza dell'accentramento nel caso di rigidità laterale, telaio H50 con M244

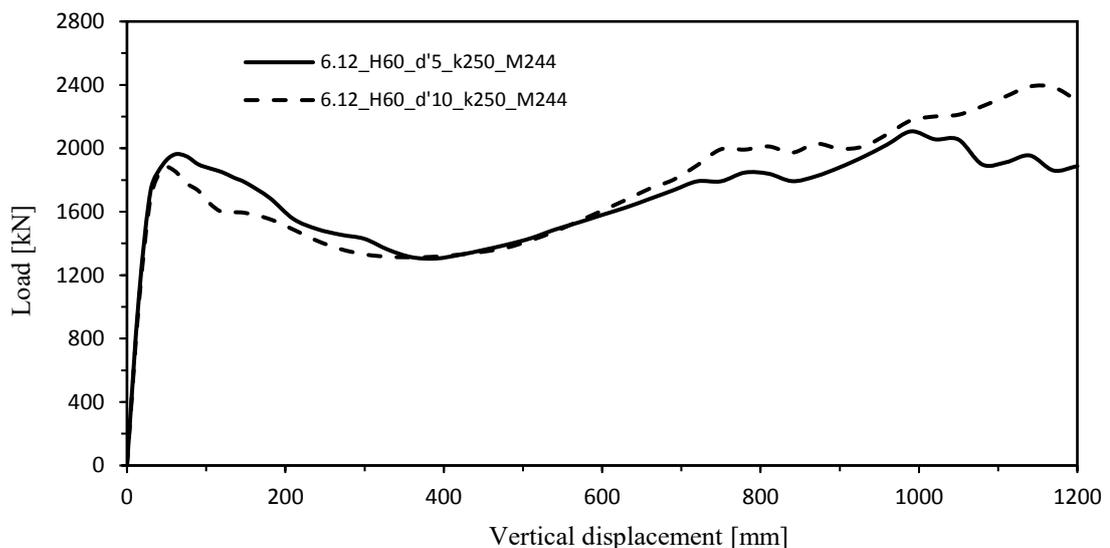


Figura 106: Influenza dell'accentramento nel caso di rigidità laterale, telaio H60 con M244

Nella prova eseguita per il telaio H60 e un momento resistente di  $244 \text{ kNm}$ , l'effetto dell'accentramento è sempre quello di aumentare il picco membranale, ma in questo caso l'influenza è molto più ridotta, come si può evincere dalla Figura 106.

In definitiva, nei casi di presenza di rigidità laterale, l'accentramento delle barre longitudinali delle travi con conseguente aumento dell'area di acciaio al fine di mantenere fisso il momento resistente, mostra, soprattutto per il telaio H50, un notevole incremento del picco di carico in comportamento membranale.

---

## 6. CONCLUSIONI

Questo lavoro di tesi ha avuto come obiettivo sia quello di studiare il comportamento nei riguardi della rimozione di una colonna di un telaio in c.a. progettato con criteri sismici, sia quello di fornire indicazioni progettuali e strategie utili al fine del miglioramento della robustezza.

Le analisi eseguite sul telaio di progetto hanno illustrato prima di tutto che i criteri sismici e i dettagli costruttivi imposti dalle attuali normative, sebbene possano risultare favorevoli nei riguardi della robustezza, non sono sufficienti ad evitare un collasso sproporzionato nel caso di perdita di una colonna portante di base. Per le suddette analisi è stato ampiamente evidenziato che la discontinuità presente all'interfaccia tra la zona dissipativa, sia in termini di armatura che di confinamento del calcestruzzo, porta a problemi di formazione delle cerniere plastiche in sezioni diverse da quelle ideali, concentrazioni di tensioni e conseguente rottura dell'armatura longitudinale, senza la quale è impossibile un comportamento robusto.

Dalle prove condotte sui telai soggetti alle modifiche di armatura è emersa la grande importanza delle barre longitudinali delle travi: in tal senso giocano un ruolo considerevole la continuità, la simmetria e l'uguaglianza dell'armatura nei vari piani.

Attraverso queste modifiche, è stata possibile la formazione delle cerniere plastiche nelle sezioni di filo pilastro, evitando concentrazioni di tensioni nelle barre a causa delle discontinuità, e si sono osservati grossi miglioramenti sia dal punto di vista di spostamento verticale massimo consentito prima della caduta di resistenza, sia dal punto di vista del carico massimo di resistenza. Tali modifiche hanno comportato una riprogettazione nei riguardi delle verifiche di stato limite ultimo, sismiche e di gerarchia delle resistenze, ma questo è stato giustificato dal fatto che un incremento di armatura totale pari a circa il 10% ha portato a un incremento di resistenza nei riguardi di rimozione della colonna maggiore del 30% per entrambi i casi di telaio H50 e telaio H60.

Dopo aver reso l'armatura continua, simmetrica e uguale nei vari piani, è stato analizzato l'effetto dell'aggiunta di ulteriori barre longitudinali nelle travi: il risultato è stato ovviamente un innalzamento di resistenza relativa al picco flessionale di carico, ma anche una riduzione dello spostamento massimo prima della caduta di resistenza: il sistema, quindi, all'aumentare della resistenza ha mostrato un comportamento più fragile.

Un aspetto nuovo che è stato esplorato è stato quello relativo all'accentramento dell'armatura longitudinale delle travi a parità di momento resistente: questo è stato possibile aumentando l'armatura longitudinale e riducendo il braccio di leva interno. Le curve risultanti hanno evidenziato una leggera caduta di resistenza subito dopo il carico massimo flessionale, un accenno alla ripresa fino ad arrivare al livello del picco flessionale e un ritardo della caduta di resistenza in termini di spostamento massimo.

Infine, è stato studiato il comportamento della struttura nel caso di limitazione di spostamenti in direzione orizzontale: nella realtà, infatti, in un sistema strutturale tridimensionale, gli spostamenti laterali di un telaio vengono limitati a causa dell'influenza di travi trasversali, solai ed eventuali controventi in telai paralleli, che irrigidiscono la struttura e la aiutano nei confronti della robustezza. Per quanto riguarda il picco di carico flessionale, risulta evidente l'innalzamento all'aumentare della rigidità, a causa della maggiore compressione nelle travi. Il picco di carico membranale, inoltre, supera quasi sempre quello flessionale, soprattutto per il telaio H50, sviluppando il comportamento di catenaria e rendendo quindi possibile la resistenza della struttura al collasso sproporzionato anche nel caso di grandi effetti dinamici. Si è evidenziato inoltre che, maggiore è la rigidità, più basso è il valore massimo in comportamento membranale, quindi la struttura ha bisogno di una certa cedevolezza nei riguardi degli spostamenti orizzontali al fine di sviluppare un adeguato comportamento di catenaria.

Come prove conclusive, sono state condotte delle analisi con tutti le possibili modifiche migliorative, quindi oltre alla continuità e al vincolo laterale, è stato aggiunto anche l'accentramento delle barre, denotando un miglioramento visibile del carico massimo in comportamento membranale.

---

## 7. BIBLIOGRAFIA

**Adam, J. M., Parisi, F., Sagaseta, J., & Lu, X.** (2018). Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century. *Engineering Structures*, *173*, 122-149.

**Bertagnoli, G., Gino, D., Giordano, L., La Mazza, D., & Mancini, G.** (2016). Robustness of reinforced concrete framed buildings: a comparison between different numerical models. In *Key Engineering Materials* (Vol. 711, pp. 814-821). Trans Tech Publications.

**Brett, C., & Lu, Y.** (2013). Assessment of robustness of structures: Current state of research. *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, *7*(4), 356-368.

**Brunesi, E., Nascimbene, R., Parisi, F., & Augenti, N.** (2015). Progressive collapse fragility of reinforced concrete framed structures through incremental dynamic analysis. *Engineering Structures*, *104*, 65-79.

**Castaldo, P., Mancini, G., & Palazzo, B.** (2018). Seismic reliability-based robustness assessment of three-dimensional reinforced concrete systems equipped with single-concave sliding devices. *Engineering Structures*, *163*, 373-387.

**Cervenka V. et al.** (2015). ATENA Documentation - Part 1: Theory.

**Cervenka V. et al.** (2015). ATENA Documentation - Part 2-1: User's Manual for ATENA 2D.

**Consiglio Nazionale delle Ricerche** (2018). Istruzioni per la valutazione della robustezza delle costruzioni.

**C. O. S. T.** (2011). Structural robustness design for practising engineers. *COST Action TU0601 Robustness of Structures*, 139.

**Dalmasso, M.** (2018). Influenza dei tamponamenti in muratura sulla robustezza di strutture intelaiate in calcestruzzo armato. Master's Thesis, Politecnico di Torino.

**Droogné, D., Botte, W., & Caspeele, R.** (2018). A multilevel calculation scheme for risk-based robustness quantification of reinforced concrete frames. *Engineering Structures*, *160*, 56-70.

**European Committee for Standardization** (1990). Eurocode: Basis of structural design.

**European Committee for Standardization** (1991). Eurocode 1: Action on structures – Part 1-7: General actions – Accidental actions.

**European Committee for Standardization** (1992). Eurocode 2: Concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.

**European Committee for Standardization** (1992). UNI EN 2016-1: Concrete: Specification, performance, production and conformity.

**Fascetti, A., Kunnath, S. K., & Nisticò, N.** (2015). Robustness evaluation of RC frame buildings to progressive collapse. *Engineering Structures*, 86, 242-249.

**Lew, H. S., Bao, Y., Sadek, F., Main, J. A., Pujol, S., & Sozen, M. A.** (2011). An experimental and computational study of reinforced concrete assemblies under a column removal scenario. *NIST Technical Note*, 1720, 106.

**Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** (2018). DECRETO 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”.

**Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti** (2018). Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

**Parisi, F., & Augenti, N.** (2012). Influence of seismic design criteria on blast resistance of RC framed buildings: A case study. *Engineering Structures*, 44, 78-93.

**Saatcioglu, M., & Razvi, S. R.** (1992). Strength and ductility of confined concrete. *Journal of Structural engineering*, 118(6), 1590-1607.

**Salem, H. M., El-Fouly, A. K., & Tagel-Din, H. S.** (2011). Toward an economic design of reinforced concrete structures against progressive collapse. *Engineering Structures*, 33(12), 3341-3350.

**Scalvenzi M., Parisi F** (2019). Il ruolo della robustezza strutturale nella riduzione del rischio verso eventi estremi, [www.ingenio-web.it](http://www.ingenio-web.it).

**Starossek, U.** (2009). Progressive collapse of structures.

**Yi, W. J., He, Q. F., Xiao, Y., & Kunnath, S. K.** (2008). Experimental study on progressive collapse-resistant behavior of reinforced concrete frame structures. *ACI Structural Journal*, 105(4), 433.

## 7.1. Sitografia

<https://www.cervenka.cz/products/atena/>

<http://www.csi-italia.eu>

<https://www.ingenio-web.it>

---

## 8. RINGRAZIAMENTI

*Desidero ringraziare tutti coloro che mi hanno accompagnato durante il mio percorso universitario e durante il periodo di stesura della tesi.*

*Inizio col ringraziare sentitamente il professor Paolo Castaldo, relatore di questa tesi, per avermi dato l'opportunità di svolgere questo lavoro, per la sua competenza messa a disposizione e per la serenità che mi ha trasmesso durante tutto lo svolgimento. Ringrazio Diego, per la pazienza, per la disponibilità e per avermi dato consigli utili in ogni occasione.*

*Un immenso ringraziamento va ai miei genitori, i miei maestri di vita, che con il loro esempio mi hanno insegnato a vivere con sani principi, che hanno sostenuto ogni mia decisione e che con tanti sacrifici hanno permesso la realizzazione di uno dei miei più grandi obiettivi: questo lavoro è dedicato a loro.*

*Ringrazio Francesca, Marzia e Marco, che sono la mia certezza, per la presenza costante e per essere disposti ad aiutarmi e consigliarmi in ogni circostanza.*

*Ringrazio infinitamente Liliana che è il mio punto di riferimento e la persona che mi ha sostenuto e incoraggiato in tutto il percorso universitario con tanta pazienza e amore.*

*Ringrazio tanto i miei suoceri Battista e Filomena e i miei cognati Francesco e Arianna per la loro disponibilità e per avermi sempre fatto sentire a mio agio e come uno di famiglia.*

*Un ringraziamento affettuoso va ai miei cognati Andrea, Davide e Viviana: con loro ho trascorso momenti di serenità e di gioia in famiglia.*

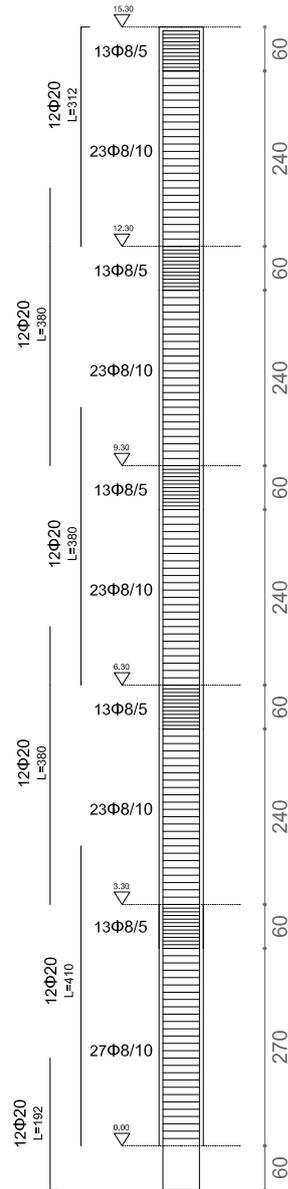
*Ringrazio calorosamente mia nonna Alda, che mi dimostra tutto l'affetto possibile in ogni occasione, e un pensiero particolare va a mio nonno Antonio, che rimarrà sempre nel mio cuore per i saggi insegnamenti che mi ha dato.*

*Un ringraziamento particolare va ai miei amici Pasquale, Vincenzo, Alberto, Leo, Mario, Luigi, Dario, Giovanni, Giuseppe, Gianluca, Ciccio, Rosario, Domenico, per aver contribuito per un motivo o per un altro a rendere questi anni universitari sicuramente meno difficili e più divertenti.*

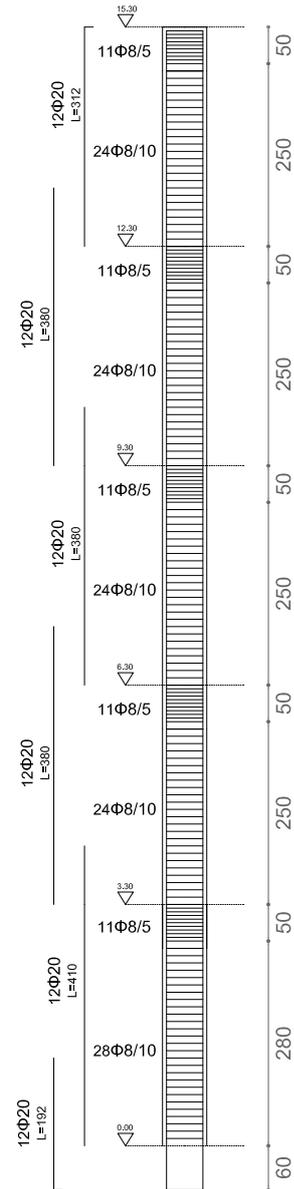
*Ringrazio con affetto i compagni di avventura della "cantina" nel percorso di stesura della tesi, Cristian, Alessandro, Alberto, Fabio e in particolare Luca, per aver reso questi mesi molto più allegri e piacevoli, e i coinquilini del V piano della residenza Paoli, con i quali ho condiviso nell'ultimo anno accademico tanti momenti di grande spensieratezza.*

# ALLEGATI

## Distinta pilastri Scala 1:100



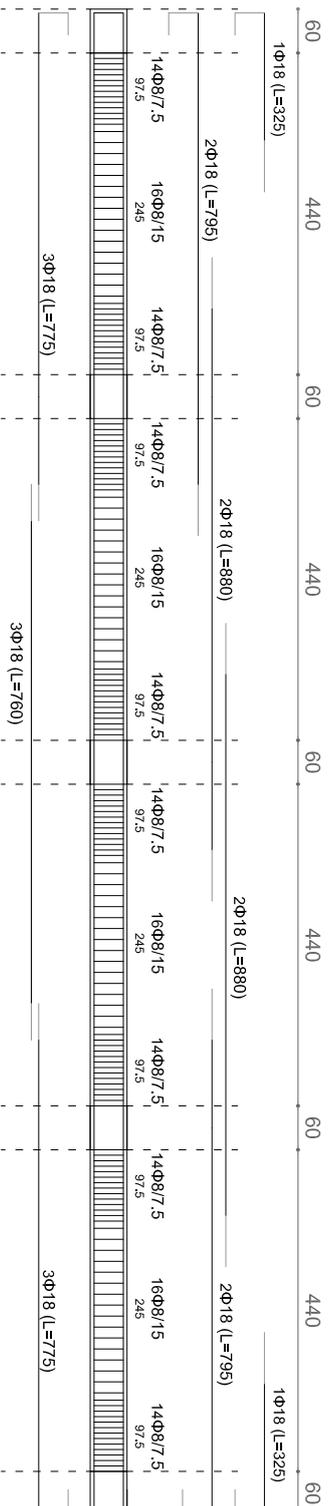
Pilastro  
telaio H60



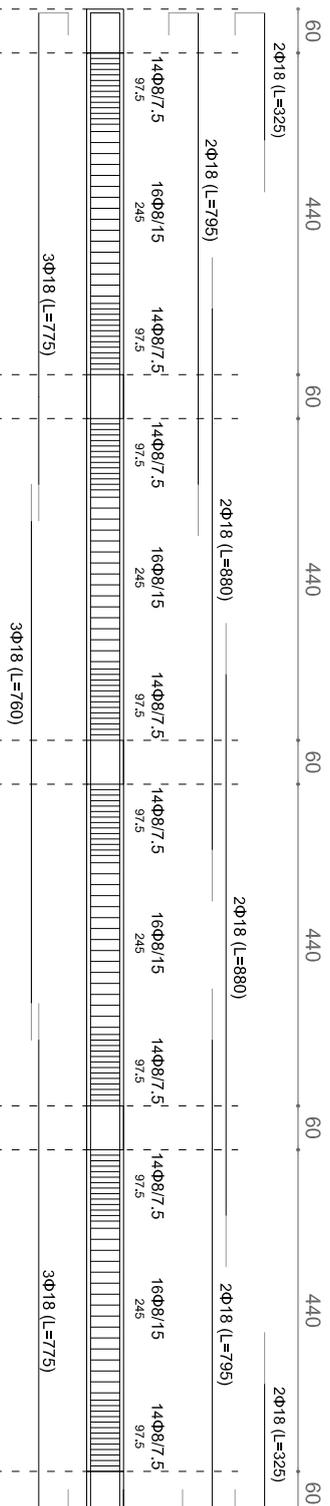
Pilastro  
telaio H50

TELAIO H50  
Scala 1:100

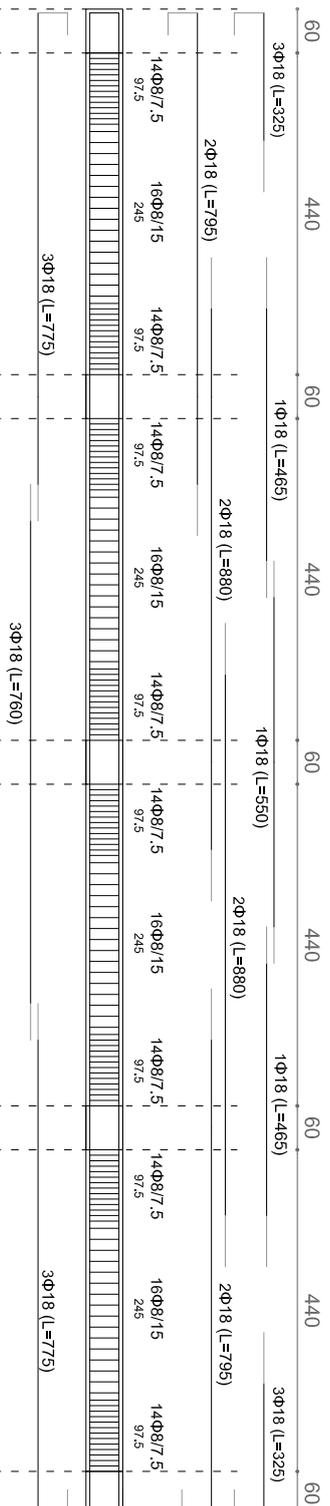
Trave  
copertura



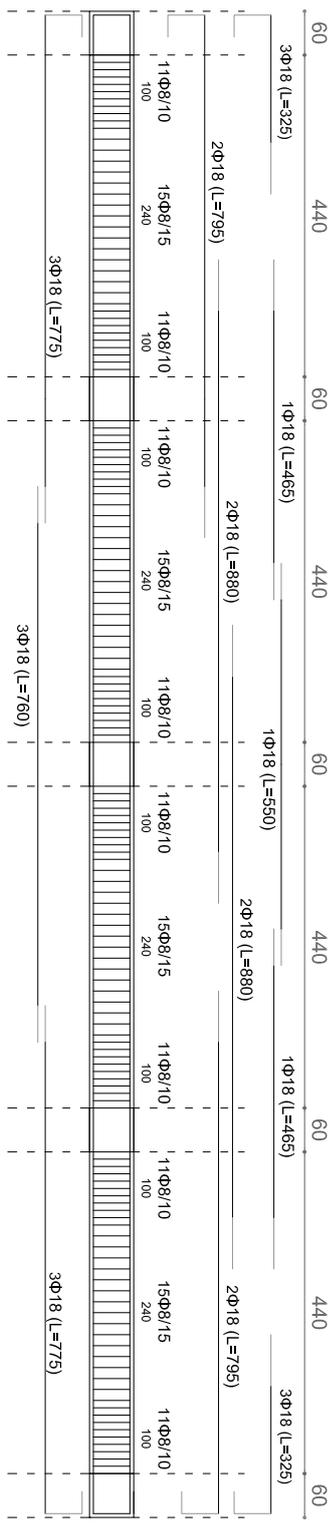
Trave  
piano 4



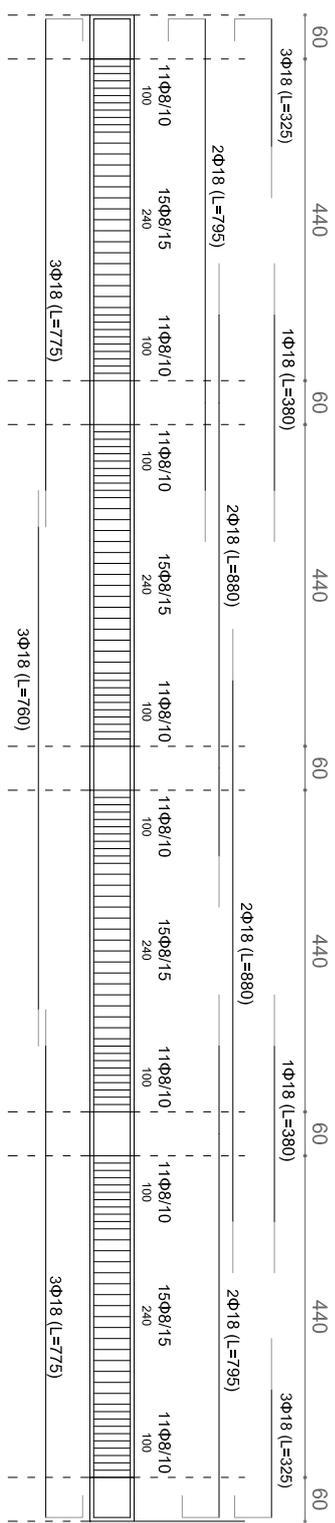
Trave  
piano 1,2,3



TELAIO H60  
Scala 1:100

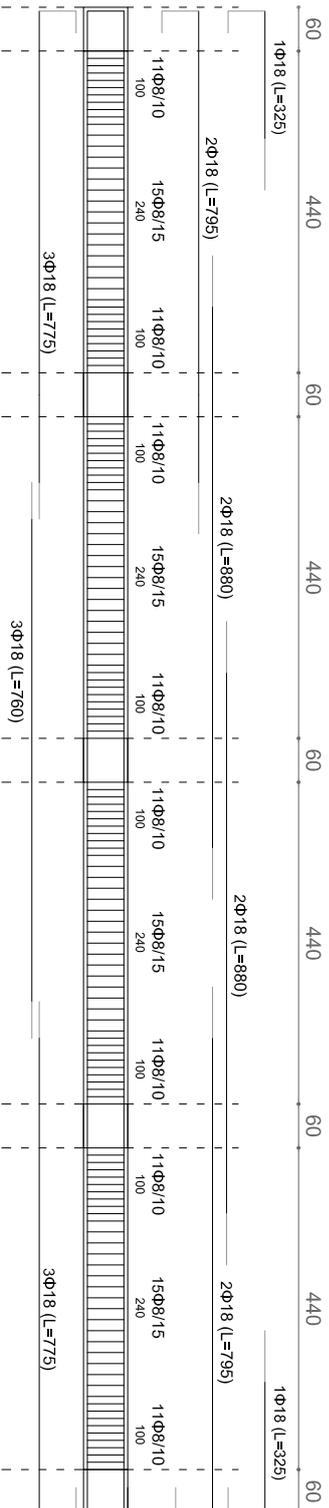


Trave  
piano 2

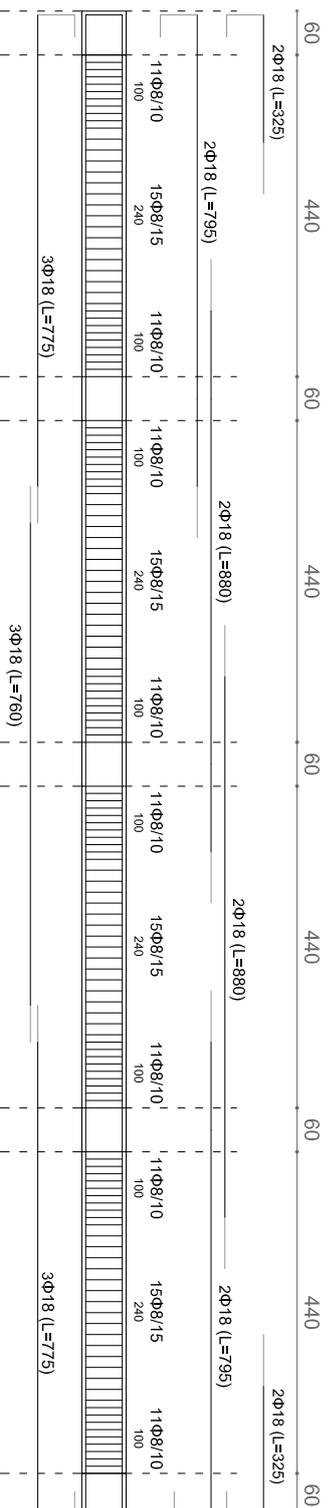


Trave  
piano 1

TELAIO H60  
Scala 1:100



Trave  
copertura



Trave  
piano 3,4