



**Politecnico
di Torino**

Politecnico di Torino

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile
A.a. 2022/2023

**Robustezza strutturale di telai in zona sismica:
proposte progettuali**

Relatori:

Prof. Paolo Castaldo
PhD Student Elena Miceli

Candidato:

Adolfo Ricioppo

Abstract

La robustezza è la capacità di una costruzione di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità dell'azione che innesca un danno iniziale. La presente tesi ha l'obiettivo di esaminare la robustezza di una struttura intelaiata in ca progettata in conformità alle Norme tecniche delle costruzioni seguendo i principi della progettazione in capacità.

Per valutare il comportamento strutturale, è stato scelto di adottare un approccio a minaccia generica, senza specificarne una in particolare, ma ipotizzando uno scenario di danno identificato con la rimozione di un pilastro. La misura della robustezza è offerta dalle curve di capacità carico-spostamento ottenute attraverso un modello ad elementi finiti, con il quale sono state condotte analisi pushdown che prevedono l'applicazione di uno spostamento verticale crescente nel punto di rimozione della colonna misurando, per ogni incremento, la forza che il resto della struttura è in grado di fornire in quel punto. Al fine di considerare il contributo dei telai ortogonali al piano del telaio in esame sono state aggiunte, all'altezza di ogni nodo, delle molle non lineari. Il legame tra la forza e lo spostamento delle molle è stato ricavando da un'analisi non lineare utilizzando un modello tridimensionale a fibre applicando uno spostamento orizzontale crescente e misurando la reazione nel punto di applicazione.

È stato constatato che la risposta complessiva della struttura, ottenuta tramite un'analisi pushdown utilizzando un modello tridimensionale a fibre, è paragonabile alla curva di capacità ottenuta sommando le singole risposte dei telai ortogonali di collasso ottenuti dai modelli ad elementi finiti.

Inoltre, sono stati esaminati diversi scenari di collasso, in cui la posizione del danno iniziale è stata variata di volta in volta. Su ogni scenario si è analizzata anche l'influenza della continuità e della simmetria nella disposizione delle barre di armatura longitudinale.

Sommario

| | | |
|--------|--|----|
| 1. | Definizione di Robustezza | 1 |
| 1.1. | Azioni Eccezionali..... | 1 |
| 1.2. | Collasso sproporzionato | 2 |
| 1.3. | Rischio di collasso | 3 |
| 1.3.1. | Analisi probabilistica del rischio..... | 4 |
| 1.4. | Metodi di riduzione del rischio..... | 6 |
| 1.5. | Metodi di progetto | 7 |
| 1.5.1. | Metodo della resistenza locale | 9 |
| 1.5.2. | Metodo del percorso alternativo dei carichi | 9 |
| 1.5.3. | Compartimentazione | 10 |
| 1.6. | Modellazione strutturale | 10 |
| 1.7. | Costruzioni in c.a. gettate in opera | 11 |
| 1.8. | Comportamento nei riguardi della rimozione di un pilastro..... | 13 |
| 2. | Progettazione sismica..... | 15 |
| 2.1. | Descrizione generale..... | 15 |
| 2.1.1. | Caratteristiche geometriche..... | 15 |
| 2.1.2. | Normativa adottata | 16 |
| 2.1.3. | Vita nominale di progetto..... | 17 |
| 2.2. | Materiali strutturali | 18 |
| 2.2.1. | Calcestruzzo | 18 |
| 2.2.2. | Acciaio | 18 |

| | | |
|--------|--|----|
| 2.3. | Durabilità | 19 |
| 2.3.1. | Classe di esposizione ambientale e classe strutturale..... | 19 |
| 2.3.2. | Copriferro | 19 |
| 2.4. | Azioni sulle costruzioni | 20 |
| 2.4.1. | Classificazione delle azioni | 20 |
| 2.4.2. | Combinazione delle azioni | 21 |
| 2.4.3. | Carichi permanenti strutturali..... | 23 |
| 2.4.4. | Carichi permanenti non strutturali..... | 24 |
| 2.4.5. | Carichi variabili legati alla destinazione d'uso | 25 |
| 2.4.6. | Carichi variabili legati alla neve..... | 26 |
| 2.4.7. | Carichi variabili legati al vento | 26 |
| 2.4.8. | Azione sismica | 28 |
| 2.4.9. | Fattore di struttura | 30 |
| 2.5. | Predimensionamento | 32 |
| 2.5.1. | Travi in direzione x | 32 |
| 2.5.2. | Travi in direzione y | 34 |
| 2.5.3. | Verifica di duttilità delle travi | 34 |
| 2.5.4. | Pilastri soggetti ai carichi gravitazionali | 35 |
| 2.5.5. | Pilastri soggetti all'azione sismica | 37 |
| 2.5.6. | Verifica di resistenza dei pilastri..... | 41 |
| 2.5.7. | Verifiche di rigidezza | 41 |
| 2.6. | Dimensioni scelte | 42 |

| | | |
|---------|---|----|
| 2.7. | Analisi statica lineare..... | 42 |
| 2.8. | Progettazione e verifica – Travi..... | 43 |
| 2.8.1. | SLU: flessione | 43 |
| 2.8.2. | SLU: taglio | 45 |
| 2.8.3. | SLE: limitazione delle tensioni | 47 |
| 2.8.4. | SLE: fessurazione..... | 48 |
| 2.8.5. | SLE: deformazione..... | 49 |
| 2.9. | Progettazione e verifica – Pilastri..... | 49 |
| 2.9.1. | Gerarchia delle resistenze..... | 49 |
| 2.9.2. | SLU: presso-flessione deviata..... | 51 |
| 2.9.3. | SLU: taglio | 51 |
| 2.10. | Progettazione e verifica – nodi | 54 |
| 2.11. | Verifiche di duttilità (DUT)..... | 56 |
| 2.12. | Verifiche di rigidezza (RIG) | 57 |
| 2.13. | Progettazione e verifica – elementi ST secondari..... | 58 |
| 2.13.1. | SLU: flessione | 58 |
| 2.13.2. | SLU: taglio | 60 |
| 2.13.3. | SLE: limitazione delle tensioni..... | 61 |
| 2.13.4. | SLE: fessurazione | 61 |
| 2.13.5. | SLE: deformazione | 62 |
| 2.14. | Progettazione e verifica – Nervatura di solaio..... | 63 |
| 2.14.1. | SLU: flessione | 63 |

| | | |
|---------|---|----|
| 2.14.2. | SLU: Taglio | 64 |
| 2.14.3. | SLE: limitazione delle tensioni..... | 65 |
| 2.14.4. | SLE: fessurazione | 65 |
| 2.14.5. | SLE: deformazione | 66 |
| 3. | Calibrazione delle molle..... | 68 |
| 3.1. | Modello tridimensionale SAP2000 | 68 |
| 3.2. | Materiali usati | 70 |
| 3.3. | Tipologia di analisi | 71 |
| 3.4. | Cerniere plastiche | 72 |
| 3.4.1. | Lunghezza delle cerniere plastica | 73 |
| 3.4.2. | Posizione delle cerniere..... | 73 |
| 3.4.3. | Numero di fibre | 74 |
| 3.4.4. | Semplificazioni..... | 74 |
| 4. | ATENA 2D | 77 |
| 4.1. | Materiali..... | 77 |
| 4.2. | Geometria | 80 |
| 4.3. | Barre di armatura | 82 |
| 4.4. | Molle..... | 83 |
| 4.5. | Analisi pushdown | 85 |
| 5. | Confronto SAP2000 e ATENA..... | 87 |
| 5.1. | Scelta dello scenario di collasso da analizzare | 87 |
| 5.2. | Leggi costitutive dei materiali | 88 |

| | | |
|--------|--|-----|
| 5.3. | Analisi Pushdown SAP2000..... | 89 |
| 5.3.1. | Curva di capacità SAP2000..... | 92 |
| 5.4. | Analisi Pushdown ATENA 2D..... | 93 |
| 5.4.1. | Telaio X2..... | 93 |
| 5.4.2. | Telaio Y3..... | 94 |
| 5.4.3. | Curva di capacità finale..... | 95 |
| 5.5. | Confronto..... | 96 |
| 6. | Altri scenari di collasso e modifiche progettuali..... | 98 |
| 6.1. | Scenari di collasso possibili..... | 98 |
| 6.2. | Modifiche progettuali | 101 |
| 6.2.1. | Modifiche progettuali minime..... | 101 |
| 6.2.2. | Modifiche progettuali complete | 103 |
| 6.3. | Confronto fra le curve di capacità | 103 |
| 7. | Conclusioni..... | 108 |
| | Bibliografia..... | 110 |
| | Allegati..... | 112 |

Indice delle figure

| | |
|---|----|
| Figura 1: – Strategie per la prevenzione del rischio di collasso sproporzionato (Haberland e Staros sek 2009) | 6 |
| Figura 2: Diversi tipi di incatenamento..... | 8 |
| Figura 3: Possibile percorso alternativo dei carichi | 10 |
| Figura 4: Sforzi membranali negli elementi strutturali (CNR, 2018) | 12 |
| Figura 5: Curva di capacità forza-spostamento verticale (CNR, 2018)..... | 13 |
| Figura 6: Pianta del piano tipo | 15 |
| Figura 7: Prospetto verticale | 16 |
| Figura 8: Confronto fra spettro allo SLV e spettro di progetto | 31 |
| Figura 9: Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti | 35 |
| Figura 10: Gerarchia delle resistenze – pilastri..... | 50 |
| Figura 11: Azioni nel nodo..... | 54 |
| Figura 12: Spostamento di interpiano allo SLV..... | 57 |
| Figura 13: Modello tridimensionale SAP2000..... | 69 |
| Figura 14: Modellazione sezione elementi strutturali - SAP2000 | 69 |
| Figura 15: Definizione legge costitutiva - SAP2000 | 70 |
| Figura 16: Legame costitutivo calcestruzzo..... | 71 |
| Figura 17: Analisi non lineare - SAP2000 | 72 |
| Figura 18: Cerniere plastiche a fibre | 74 |
| Figura 19: Scenario di collasso | 75 |
| Figura 20: Coefficienti moltiplicativi..... | 76 |
| Figura 21: Legge costitutiva non lineare - molle | 76 |
| Figura 22: Legge costitutiva del calcestruzzo confinato - ramo di compressione | 78 |
| Figura 23: Legge costitutiva del calcestruzzo confinato - ramo a trazione..... | 78 |
| Figura 24: Legge costitutiva dell'acciaio | 79 |

| | |
|---|-----|
| Figura 25: Schema delle linee del modello | 80 |
| Figura 26: Modellazione FEM - macroelementi | 81 |
| Figura 27: Schema dei macro-elementi del modello..... | 82 |
| Figura 28: Schema delle barre di armatura del modello | 82 |
| Figura 29: Schema dei macro-elementi del modello con molle non lineari..... | 83 |
| Figura 30: Curva forza – spostamento | 84 |
| Figura 31: Curva tensione - deformazione | 84 |
| Figura 32: Curva tensione - deformazione Atena 2D | 85 |
| Figura 33: Schema analisi pushdown..... | 86 |
| Figura 34: Scenario di collasso scelto (S1) | 88 |
| Figura 35: Telaio X2 con danneggiamento locale - SAP2000..... | 90 |
| Figura 36: Telaio Y3 con danneggiamento locale- SAP2000..... | 91 |
| Figura 37: Curva di capacità - SAP2000..... | 92 |
| Figura 38: Curva di capacità telaio X2..... | 94 |
| Figura 39: Curva di capacità telaio Y3..... | 94 |
| Figura 40: Curva di capacità - ATENA | 95 |
| Figura 41: Confronto curve di capacità..... | 96 |
| Figura 42: Scenari di collasso | 98 |
| Figura 43: Curve di capacità - scenari di collasso 1, 2 e 3..... | 100 |
| Figura 44: Disposizione ferri di parete..... | 102 |
| Figura 45: Curve di capacità - Scenario 1 | 103 |
| Figura 46: Curve di capacità - Scenario 2 | 104 |
| Figura 47: Curve di capacità - Scenario 3 | 104 |
| Figura 48: Spostamenti orizzontali P6 - Progettazione sismica..... | 106 |
| Figura 49: Spostamenti orizzontali P6 - Modifiche progettuali minime..... | 107 |
| Figura 50: Spostamenti orizzontali P6 - Modifiche progettuali tutte..... | 107 |

Indice delle tabelle

| | |
|--|----|
| Tabella 1: Valori minimi della vita nominale di progetto per i diversi tipi di costruzione..... | 17 |
| Tabella 2: Valori del coefficiente d'uso | 17 |
| Tabella 3: Caratteristiche del calcestruzzo C25/30 | 18 |
| Tabella 4: Caratteristiche dell'acciaio B450C | 19 |
| Tabella 5: Valori di $c_{min,dur}$ in relazione alla classe strutturale di esposizione ambientale..... | 20 |
| Tabella 6: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU. | 23 |
| Tabella 7: Valori dei coefficienti di combinazione | 23 |
| Tabella 8: Carichi permanenti strutturali del solaio | 24 |
| Tabella 9: Carichi permanenti non strutturali | 24 |
| Tabella 10: Peso proprio per unità di lunghezza dei tramezzi | 25 |
| Tabella 11: Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione..... | 27 |
| Tabella 12: Carichi dovuti all'azione del vento | 28 |
| Tabella 13: Probabilità di superamento in funzione dello stato limite considerato | 28 |
| Tabella 14: Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD | 31 |
| Tabella 15: Scemi semplificati per il calcolo dei punti di annullamento del taglio | 32 |
| Tabella 16: Altezza minima per le travi principali..... | 33 |
| Tabella 17: Altezza minima per le travi secondarie | 34 |
| Tabella 18: Dimensioni della sezione minime per i pilastri con soli carichi gravitazionali | 36 |
| Tabella 19: Forze sismiche statiche equivalenti per i telai in direzione x..... | 38 |
| Tabella 20: Forze sismiche statiche equivalenti per i telai in direzione y..... | 39 |
| Tabella 21: Momento flettente alla base dei pilastri per effetto del sisma agente in direzione x | 39 |

| | |
|--|----|
| Tabella 22: Momento flettente alla base dei pilastri per effetto del sisma agente in direzione y | 40 |
| Tabella 23: Combinazione delle sollecitazioni alla base dei pilastri | 40 |
| Tabella 24: Valori del coefficiente α per la verifica a pressoflessione deviata | 41 |

1. Definizione di Robustezza

La robustezza strutturale è un concetto fondamentale nell'ingegneria civile e strutturale che si riferisce alla capacità di una struttura di resistere a carichi e sollecitazioni impreviste senza subire cedimenti strutturali o collassi. È un aspetto essenziale per garantire la sicurezza delle persone che utilizzano o si trovano vicino a una struttura e per preservare l'integrità dell'edificio stesso. Una struttura robusta è in grado di mantenere la sua funzionalità e la sua capacità portante anche in presenza di eventi estremi come terremoti, uragani, incendi o carichi eccezionali. In letteratura esistono diverse definizioni di robustezza strutturale ma la più completa è quella fornita nelle Istruzioni per la valutazione della robustezza delle costruzioni emanate dal CNR – Commissione di studio per la predisposizione e l'analisi di norme tecniche relative alle costruzioni nel 2018 secondo la quale la robustezza è la capacità di una costruzione di evitare danni sproporzionati rispetto all'entità dell'azione che innesca un danno iniziale. Per avere una definizione ancora più esaustiva è necessario specificare il tipo di azione da considerare e in base a che parametri essa può considerarsi eccezionale e quando un danno può considerarsi sproporzionato in relazione alla struttura in esame.

1.1. Azioni Eccezionali

L'azione eccezionale è definita come “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” dalle Istruzioni per la valutazione della robustezza delle costruzioni emanate del CNR.

L'azione deve essere definita in funzione di due parametri legati alla struttura ovvero l'uso previsto della stessa e le conseguenze che avrebbe un eventuale collasso. Le azioni da applicare alla struttura per valutarne la robustezza non sono comprese nelle azioni di progetto o, se lo

sono, presentano una probabilità di accadimento molto più bassa. Il CNR prevede una classificazione delle possibili azioni in tre categorie:

- Categoria 1: comprende tutte le azioni derivanti da fenomeni naturali o da attività antropiche involontarie. Fanno parte di questa categoria i sismi, i fenomeni meteorologici come tornado e allagamenti, le frane, le esplosioni e gli incendi di origine non dolosa;
- Categoria 2: comprende le azioni causate intenzionalmente dall'uomo come atti vandalici e terroristici;
- Categoria 3: comprende tutti i pericoli conseguenti ad errori di concezione, progettazione ed esecuzione della costruzione.

In generale, lo studio del comportamento strutturale e dell'evoluzione da collasso locale a generalizzato non richiede necessariamente la definizione di una minaccia ma è possibile immaginare uno scenario di danno in maniera indipendente dalla causa che lo possa aver provocato. La progettazione in termini di robustezza ha come obiettivo quello di ottenere una struttura in cui il danno non si propaghi in modo incontrollato.

1.2. Collasso sproporzionato

Un collasso sproporzionato è caratterizzato da una marcata sproporzione tra l'evento che interessa la struttura ed il conseguente collasso di una parte significativamente estesa della struttura stessa, o in certi casi dell'intera struttura. È da distinguere rispetto il collasso progressivo che rappresenta una modalità di collasso che inizia con il cedimento di uno o di pochi componenti strutturali (danneggiamento localizzato) e prosegue coinvolgendo via via altri componenti, fino ad interessare una porzione anche significativa della struttura causando, in certi casi, il collasso totale. In genere un collasso progressivo è tipicamente un collasso

sproporzionato. Come linea guida generale è possibile affermare che una struttura dotata di adeguata iperstaticità abbinata ad una buona duttilità mostra un comportamento strutturale capace di contenere eventuali danneggiamenti locali e impedire che questi evolvano in un collasso sproporzionato. Questo comportamento avviene perché la ridondanza strutturale abbinata alla duttilità permette l'instaurarsi di diverse configurazioni equilibrate permettendo ai carichi di seguire percorsi alternativi non coinvolgendo gli elementi oggetto di danneggiamento.

1.3.Rischio di collasso

Le azioni eccezionali che possono colpire la struttura nel corso della vita utile della stessa sono caratterizzate da una probabilità di accadimento per cui è necessario fare affidamento al concetto probabilistico di rischio che è legato alla possibilità che un dato evento possa accadere e che sia capace di creare un certo danno. Il rischio è dato dall'espressione riportata

$$R = P (*) V (*) E$$

In cui:

- P è la pericolosità definita come la probabilità che un dato evento si verifichi in un certo intervallo di tempo e in una data area,
- V è la vulnerabilità ovvero la predisposizione del sistema a subire danni agli elementi strutturali e non;
- E è l'esposizione ovvero una misura del valore della struttura considerando quante persone la utilizzano e i beni che contiene;

1.3.1. Analisi probabilistica del rischio

In generale la definizione di un livello di rischio accettabile, nell'ambito delle costruzioni, è molto complessa perché fortemente soggettiva e perché i fattori che entrano nella sua valutazione sono di natura differente. Il ruolo del progettista è quello di realizzare delle strutture che soddisfino i livelli di sicurezza definiti dalle normative che definiscono un livello di rischio definito come accettabile. All'interno della valutazione del livello di rischio accettabile devono rientrare una valutazione degli investimenti necessari alla riduzione ulteriore del rischio e una stima delle perdite che potrebbero verificarsi se il rischio aumentasse. Per definire la probabilità che l'evento oggetto di studio, rappresentato dal collasso sproporzionato innescato da un danneggiamento locale, avvenga si possono adottare vari modelli matematici che prendono in considerazione i vari attori dell'evento.

Il modello basato sull'analisi probabilistica del rischio (PRA) è molto utile per le applicazioni in ambito strutturale perché permette di considerare un evento dannoso con bassa probabilità di accadimento ma con gravi conseguenze attese nel caso di suo accadimento. Nel campo dello studio della robustezza strutturale delle costruzioni l'evento dannoso è rappresentato da una delle azioni eccezionali descritte precedentemente mentre le gravi conseguenze indicano l'accadimento di un collasso sproporzionato. Nell'ambito di dell'analisi probabilistica un evento con bassa probabilità di accadimento ma gravi danni attesi è definito Hazard ed è indicato con la lettera H, il danneggiamento locale della costruzione è indicato con SL e il collasso è indicato con C. Il modello matematico per la stima della probabilità di collasso è rappresentato dall'equazione seguente.

$$P[C] = P[C|SL] \cdot P[SL|H] \cdot P[H]$$

In cui:

- $P[C]$ indica la probabilità che avvenga il collasso strutturale a seguito dell'evento H in un anno;
- $P[H]$ indica la probabilità che possa avvenire l'evento H;
- $P[C|SL]$ è la probabilità che si verifichi il collasso sproporzionato in seguito al danneggiamento locale;
- $P[SL|H]$ rappresenta la probabilità che avvenga di danno locale in seguito all'evento individuato come Hazard;

I termini dell'equazione descritta rappresentano i vari contributi alla valutazione della robustezza della struttura. Attraverso l'applicazione di questa metodologia, è possibile decomporre il concetto di rischio nei suoi elementi costitutivi, consentendo agli organi decisionali di selezionare con precisione le eventuali azioni da adottare per ridurre l'impatto. In primo luogo, è di fondamentale importanza limitare la probabilità di accadimento di eventi eccezionali $P[H]$, indipendentemente dalle strategie di progettazione, attraverso l'implementazione di misure che influenzino sia la frequenza di tali eventi che il tasso annuale medio di accadimento. In tal modo, si lavora sulla mitigazione del pericolo associato al fenomeno. In alternativa, è possibile concentrarsi sulla probabilità di danneggiamento locale quando avviene l'evento dannoso lavorando sul termine $P[SL|H]$. In questo caso, diventa cruciale mitigare la vulnerabilità locale al fine di preservare la struttura da danni eccessivi, nonostante l'insorgenza dell'evento pericoloso individuato. Infine, è possibile intervenire sul terzo fattore che completa il metodo dell'Analisi del Rischio Probabilistica (PRA), analizzando la probabilità di collasso strutturale dato un determinato danneggiamento locale $P[C|SL]$. Questo implica lavorare sulla struttura stessa per mitigare la vulnerabilità globale, ad esempio attraverso la compartimentazione strutturale o adottando una progettazione mirata all'instaurarsi di percorsi alternativi per il carico. La Figura riporta uno schema riassuntivo che

illustra i fattori descritti, come descritto nel documento CNR-DT 214/2018, basato sugli studi di Haberland e Starossek del 2009.

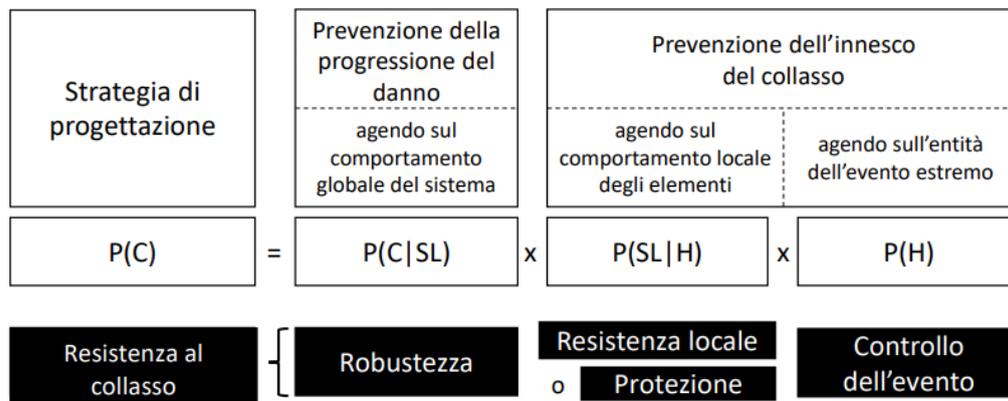


Figura 1: – Strategie per la prevenzione del rischio di collasso sproporzionato (Haberland e Starossek 2009)

1.4. Metodi di riduzione del rischio

La progettazione finalizzata a mitigare il rischio di collasso sproporzionato differisce notevolmente dalla progettazione tradizionale poiché tiene conto della possibilità di eventi estremi, con una probabilità estremamente bassa, che possono verificarsi durante la vita della struttura. L'obiettivo principale è ridurre tale rischio attraverso una serie di passaggi chiave. Innanzitutto, è necessario definire i requisiti o le prestazioni richieste considerando gli scenari di rischio specifici. Ciò implica l'identificazione degli eventi estremi che potrebbero influenzare la struttura, come terremoti, esplosioni o incendi, e stabilire gli obiettivi, in termini di prestazione, che la struttura dovrebbe soddisfare in tali circostanze. Successivamente, si procede al calcolo della probabilità di non soddisfacimento coinvolgendo l'analisi delle possibili cause di cedimento strutturale e la valutazione della probabilità che tali eventi si verifichino. Infine, si procede alla valutazione delle conseguenze che potrebbero derivare dal mancato soddisfacimento dei requisiti. Questo comporta l'analisi degli effetti che un collasso potrebbe avere sulla sicurezza delle persone, sulle proprietà circostanti e sull'ambiente prendendo in considerazione fattori come la perdita di vite umane, i danni materiali, le interruzioni delle

attività e gli impatti ambientali vengono considerati al fine di valutare l'importanza e le conseguenze di un potenziale collasso. Esistono diverse metodologie per ridurre il rischio di collasso sproporzionato, che possono essere riassunte nei seguenti approcci:

- Prevedere che l'evento accada operando una riduzione delle probabilità che l'evento innescante possa verificarsi lavorando sul termine P dell'equazione presentata al precedente paragrafo;
- Prevedere che danni locali possano portare all'innescamento di un collasso sproporzionato;
- Prevedere, successivamente ai danneggiamenti locali, la loro evoluzione in un collasso sproporzionato di estese parti della costruzione, ovvero della struttura nel suo complesso;

1.5. Metodi di progetto

I metodi di progetto che hanno come obiettivo il miglioramento della risposta strutturale nei riguardi della robustezza sono prevalentemente prescrittivi e sono classificabili in due categorie:

- Metodi di progetto indiretti: sono metodi che sfruttano la ridondanza del sistema e la duttilità degli elementi strutturali inserendo una serie di dettagli costruttivi riguardo il sistema strutturale con l'obiettivo di incrementare le capacità membranali dei piani in modo che il collasso locale di una membratura possa essere assorbito attraverso redistribuzioni che sfruttino anche l'effetto catenario o, più in generale l'effetto membrana. Essendo un metodo di tipo prescrittivo mira a garantire la robustezza della struttura senza alcuna stima della stessa ed è applicabile solo a tipologie strutturali con determinate caratteristiche. Nelle figure riportate sono rappresentati alcuni dei possibili incatenamenti che possono verificarsi e che permettono una redistribuzione del carico.

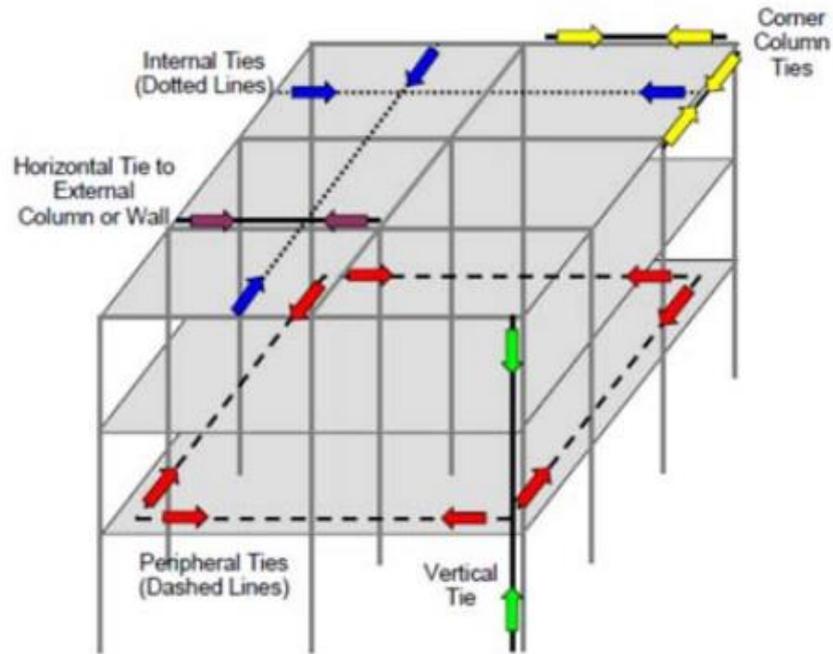


Figura 2: Diversi tipi di incatenamento

- Metodi di progetto diretti si valuta in modo esplicito la robustezza della struttura e si opera per garantirne un livello minimo, in particolare si possono applicare due metodi di seguito illustrati.

Tra i metodi diretti si ha il metodo della resistenza locale che mira a incrementare la resistenza di elementi strutturali individuati come elementi chiave il cui danneggiamento potrebbe degenerare in un collasso sproporzionato e il metodo del percorso alternativo dei carichi che ha come obiettivo il progetto di una struttura che possa trasferire i carichi anche dopo il danneggiamento di un elemento aggirando la porzione interessata dal collasso locale. Il secondo approccio è quello più utilizzato e si applica studiando la risposta strutturale in seguito a un collasso locale rappresentato dall'eliminazione di un elemento che, nel caso degli edifici, è una colonna. Il metodo ha anche il vantaggio di non necessitare la definizione dell'evento che ha provocato il collasso locale lavorando con un approccio a minaccia generica.

1.5.1. Metodo della resistenza locale

Il metodo ha come obiettivo quello di ridurre la probabilità che il danno locale si verifichi progettando l'elemento chiave per resistere alle azioni eccezionali identificate come possibili riducendo così anche a probabilità che si inneschi il collasso sproporzionato.

L'elemento chiave può resistere alle azioni in modo individuale lavorando come un elemento strutturale isolato oppure può resistere richiamando il contributo di altri elementi coinvolti nel meccanismo resistente che si oppone all'azione considerata. In questo secondo approccio è necessario verificare che i collegamenti fra gli elementi che si oppongono al collasso possano trasferire la massima capacità resistente. L'adozione dell'approccio appena descritto riguarda strutture con un livello di ridondanza basso che rende improbabile l'instaurarsi di percorsi alternativi dei carichi in seguito a danneggiamenti locali. La progettazione deve anche essere mirata a garantire che i meccanismi di collasso duttili precedano sempre quelli fragili sotto l'applicazione delle azioni eccezionali identificate grazie a un adeguato confinamento e alla continuità delle armature in prossimità dei nodi per le strutture in calcestruzzo armato.

1.5.2. Metodo del percorso alternativo dei carichi

L'obiettivo del metodo è sempre la prevenzione del collasso di dimensioni sproporzionate rispetto l'evento ma si cerca di raggiungerlo attraverso una certa redistribuzione di carichi che avrebbero dovuto essere assorbiti dall'elemento collassato. Il concetto di percorso alternativo dei carichi è ben descritto dalla figura riportata.

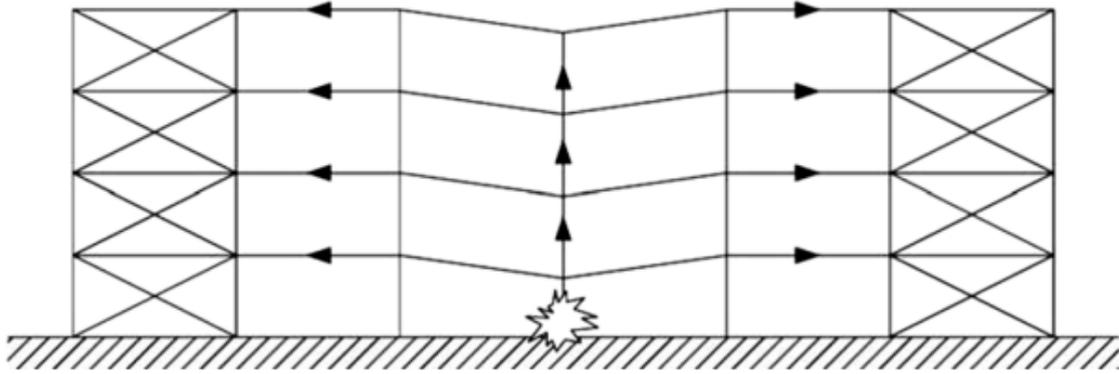


Figura 3: Possibile percorso alternativo dei carichi

Il metodo ha il vantaggio di poter essere utilizzato senza l'identificazione di una minaccia specifica e dello studio della stessa ma è possibile partire direttamente da un danneggiamento ipotizzando una minaccia generica. Per avere una buona redistribuzione dei carichi è necessario che possano svilupparsi nuovi percorsi delle azioni facilmente e ciò è garantito da una sufficiente duttilità, una regolarità strutturale, dalla ridondanza e dalla capacità dissipativa della struttura.

1.5.3. Compartimentazione

Il metodo permette al progettista di avere una soluzione differente dalle precedenti operando con l'intento di restringere l'estensione del collasso sproporzionato isolando la parte della struttura collassata dal resto. Tale approccio si può realizzare progettando degli elementi deboli che collassando sconnettono la porzione strutturale interessata dal collasso locale da quella restante limitando così la porzione interessata dal collasso.

1.6. Modellazione strutturale

La scelta dei modelli da utilizzare nelle analisi di robustezza svolge un ruolo fondamentale perché la capacità dissipativa in seguito a danneggiamenti localizzati dipende prevalentemente

dalle leggi costitutive adottate per schematizzare il comportamento dei materiali. È possibile suddividere i modelli costitutivi in funzione della seguente classificazione:

- I modelli elastici-lineari vengono impiegati nelle fasi iniziali di studio poiché non considerano le caratteristiche non lineari dei materiali, nello studio dell'evoluzione di un collasso sproporzionato non sono adeguati perché si hanno spostamenti grandi analizzabili solo considerando leggi costitutive non lineari.
- I modelli costitutivi non lineari prendono in considerazione il reale comportamento dei materiali utilizzando dei legami costitutivi con andamento non lineare. Sono adeguati allo studio del collasso sproporzionato che richiede lo sviluppo di deformazioni anelastiche. Escludere le deformazioni plastiche dei materiali porterebbe a non considerare tutti i fenomeni di dissipazione dell'energia e redistribuzione delle azioni.

1.7. Costruzioni in c.a. gettate in opera

Le strutture realizzate in calcestruzzo armato gettate in opera presentano una serie di caratteristiche favorevoli nei confronti della resistenza ad azioni eccezionali. Le caratteristiche principali sono connesse alla continuità strutturale e alla ridondanza, entrambe assicurano la capacità di redistribuzione delle sollecitazioni. Ciò consente a un elemento singolo di trasferire parte del carico e non dover resistere all'azione esterna come un elemento isolato. Un secondo aspetto fondamentale è che le membrature in calcestruzzo armato soggette a flessione hanno un comportamento duttile, che significa che possono deformarsi senza rompersi completamente, consentendo una capacità di assorbire energia e resistere a carichi eccezionali. Le colonne in calcestruzzo armato sono anche meno suscettibili all'instabilità rispetto ad altre tipologie di materiali, contribuendo così alla robustezza della struttura. La massa delle strutture in ca è elevata e ciò fornisce una maggiore resistenza agli eventi catastrofici ma può rendere difficile la ripartizione dei carichi in quanto l'entità della forza da trasmettere è elevata. Inoltre, i

meccanismi resistenti fragili, come il taglio e la torsione possono ostacolare lo sviluppo di meccanismi duttili. Tale problema è risolvibile adottando un approccio di progettazione basato sulla gerarchia delle resistenze. Nel considerare le travi in calcestruzzo armato deve essere preso in considerazione l'effetto membranale. Tale meccanismo si innesca quando l'elemento strutturale è soggetto a grandi deformazioni e porta un aumento della resistenza della trave inflessa con il passaggio da un comportamento flessionale a uno assiale. Durante questo passaggio, si osserva un contributo praticamente trascurabile da parte del calcestruzzo alla resistenza complessiva poiché gravemente fessurato, mentre le armature longitudinali delle travi operano come tiranti. Nella figura 4, estratta dalle Istruzioni per la valutazione della robustezza delle costruzioni emanate dal CNR sono rappresentate le fasi che portano all'innescio degli sforzi membranali evidenziando l'incremento di resistenza.

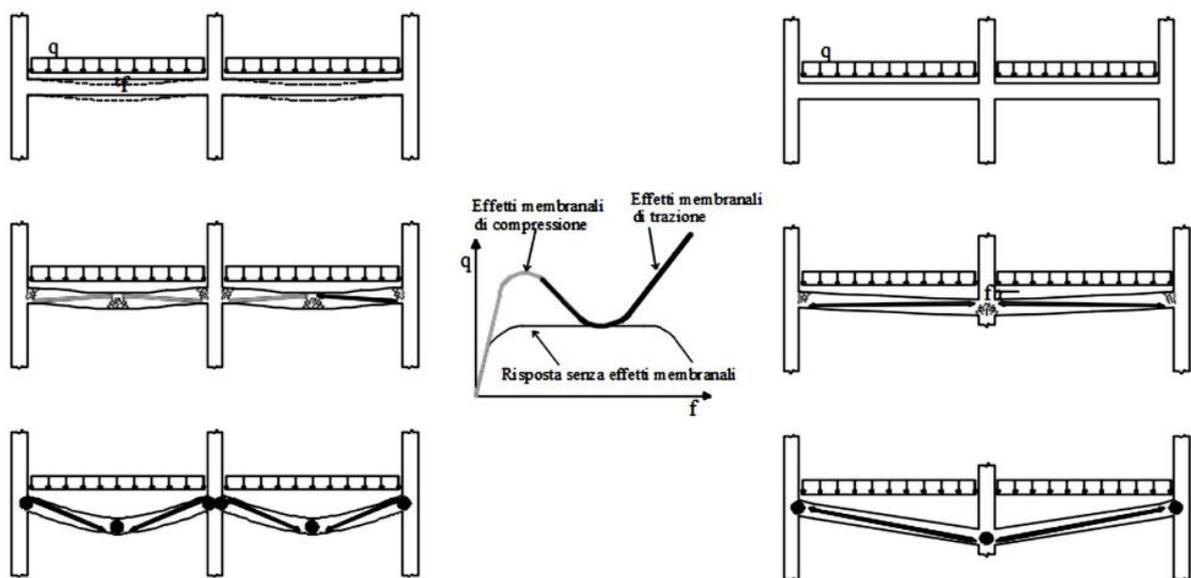


Figura 4: Sforzi membranali negli elementi strutturali (CNR, 2018)

La robustezza delle costruzioni di calcestruzzo armato può beneficiare notevolmente degli sforzi membranali presenti negli elementi strutturali. Questi sforzi giocano un ruolo

fondamentale sia in situazioni accidentali, come la rimozione di un pilastro, sia in applicazioni con carichi superiori a quelli previsti nel progetto iniziale.

1.8. Comportamento nei riguardi della rimozione di un pilastro

Per valutare la robustezza, è possibile adottare un approccio a minaccia generica rimuovendo un pilastro e conducendo un'analisi pushdown. Il comportamento strutturale degli edifici intelaiati di calcestruzzo armato a seguito della rimozione di un elemento portante verticale può essere suddiviso in diverse fasi evidenziate dalla curva riportata in figura 5 che rappresenta l'andamento della forza in funzione dell'abbassamento imposto nel punto di rimozione della colonna.

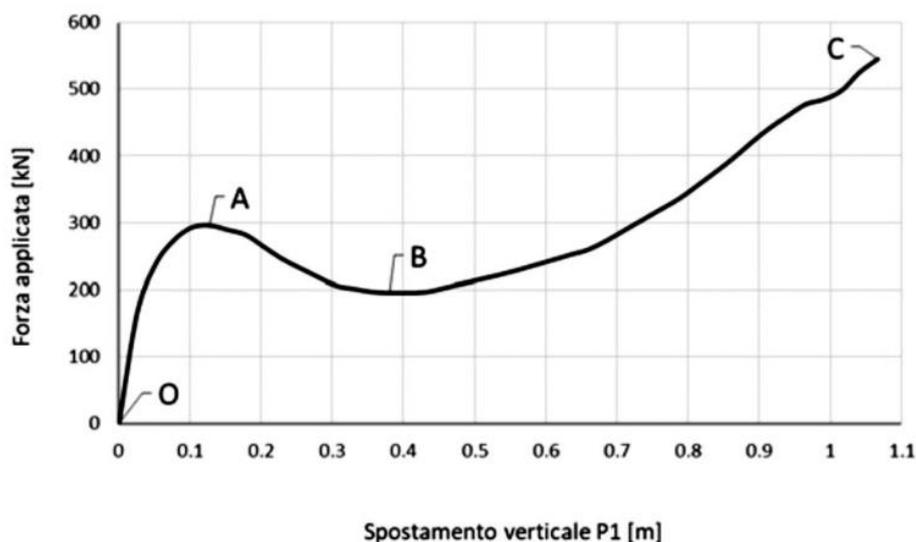


Figura 5: Curva di capacità forza-spostamento verticale (CNR, 2018)

Il comportamento rappresentato dalla curva evidenzia tre fasi:

- Tratto OA: si ha un comportamento flessionale della trave con la formazione di cerniere plastiche nei nodi trave-pilastro. La fessurazione della trave porta a un incremento di lunghezza della stessa che risulta essere compressa per la presenza dei pilastri.
- Tratto AB: si osserva una diminuzione della forza applicata al crescere dello spostamento verticale e lo sforzo di compressione nella trave diminuisce fino ad annullarsi.

- Tratto BC: si osserva un aumento della forza al crescere dello spostamento. Durante questa fase, il carico viene trasferito alla trave attraverso un effetto combinato di flessione e di tensione dovuto all'effetto catenaria presente nella trave. L'effetto catenaria diventa sempre più pronunciato man mano che lo spostamento verticale aumenta.

2. Progettazione sismica

2.1. Descrizione generale

2.1.1. Caratteristiche geometriche

L'edificio in oggetto presenta 5 piani fuori terra e un'altezza di interpiano pari a 3.5m per un'altezza totale di 17.5m dal livello del terreno. La costruzione è situata nel comune di L'Aquila che appartiene alla Zona sismica 2 - zona con pericolosità sismica media dove possono verificarsi forti terremoti. Il fabbricato è destinato ad un uso residenziale. La tipologia costruttiva scelta è quella di telaio spaziale sismo-resistente realizzato interamente in calcestruzzo armato mentre i solai di interpiano e di copertura sono in latero-cemento. La copertura sarà piana e accessibile per sola manutenzione. Dalla pianta del piano tipo e dalla sezione verticale del telaio si può notare la sua regolarità in pianta e in altezza.

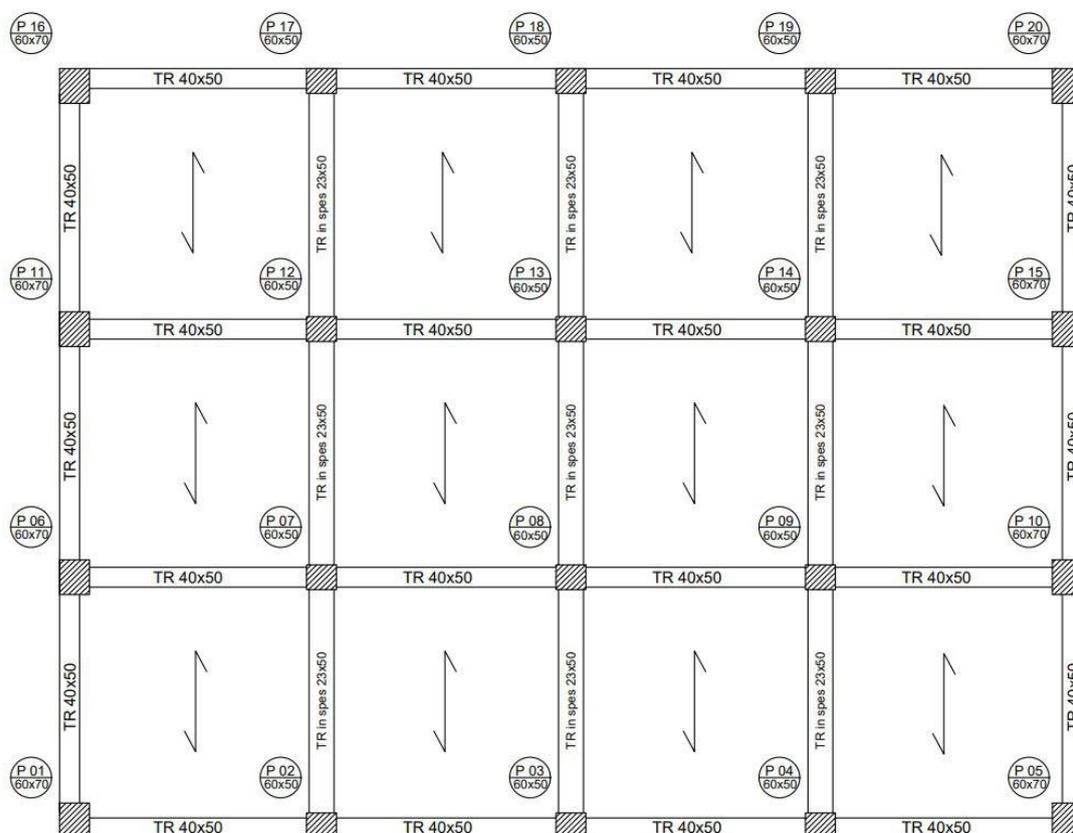


Figura 6: Pianta del piano tipo

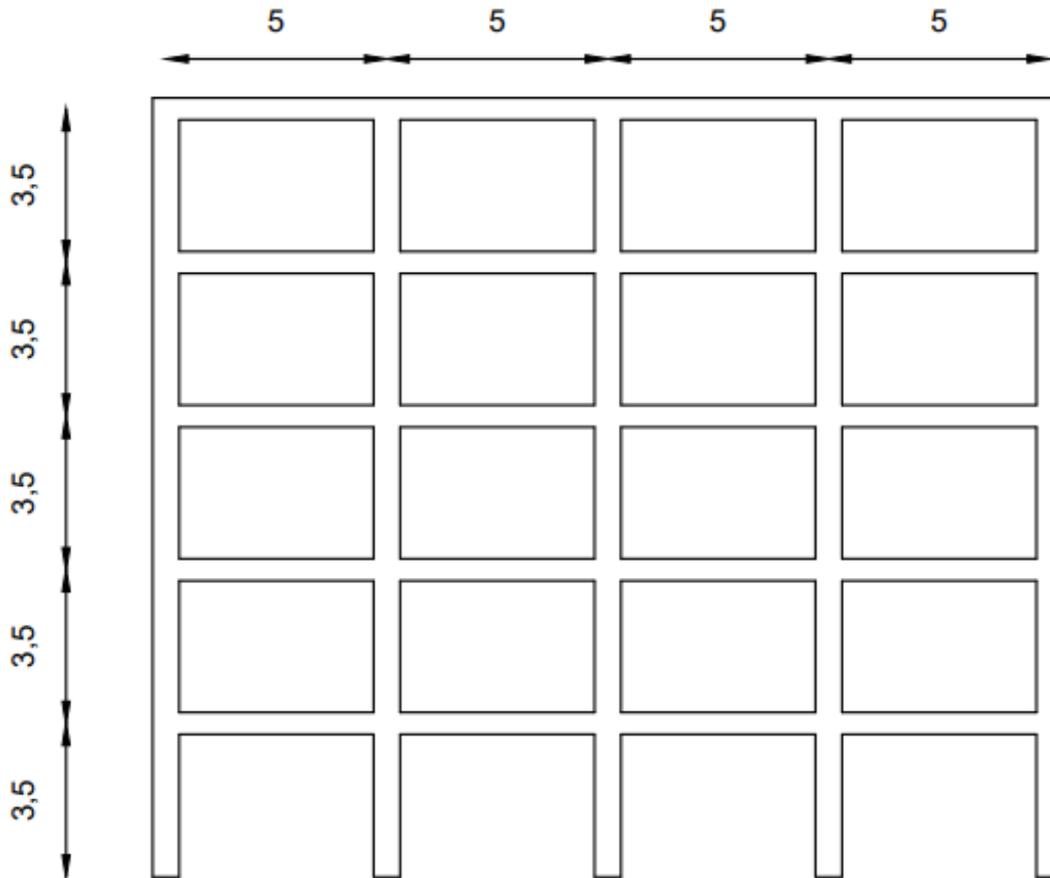


Figura 7: Prospetto verticale

2.1.2. Normativa adottata

Nella progettazione dell'edificio si è fatto riferimento alle seguenti normative:

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

2.1.3. Vita nominale di progetto

La vita nominale di progetto è definita, nel DM 2018, come il numero di anni nel quale è previsto che l'opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. Al fine di definirla si adotta quanto riportato nella tabella seguente.

| 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 1: Valori minimi della vita nominale di progetto per i diversi tipi di costruzione

Nel caso in esame si ha una costruzione con livelli di prestazioni ordinari cui corrisponde una vita nominale di progetto di 50 *anni*. La costruzione in esame appartiene alla Classe II- Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti come descritto al §2.4.2 delle NTC2018. A tale classe corrisponde un coefficiente d'uso (C_U) unitario come riportato nella tabella 2.4.II del DM2018.

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

Tabella 2: Valori del coefficiente d'uso

Il periodo di riferimento V_R , si ottiene applicando l'equazione seguente.

$$V_R = V_N C_U = 50 \text{ anni}$$

2.2. Materiali strutturali

2.2.1. Calcestruzzo

Per la realizzazione della costruzione si è scelto di adottare un calcestruzzo con classe di resistenza C25/30 che presenta le caratteristiche riportate in tabella.

| | |
|---|------------------------------------|
| Peso per unità di volume | $\gamma_{CLS} = 25 \text{ N/mm}^3$ |
| Resistenza a compressione caratteristica cubica | $R_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza caratteristica cilindrica a compressione | $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza di progetto a compressione | $f_{cd} = 14.17 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza media a trazione | $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza caratteristica a trazione | $f_{ctk} = 1.80 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza di progetto a trazione | $f_{ctd} = 1.20 \text{ N/mm}^2$ |
| Deformazione limite allo SLU | $\varepsilon_{cu} = 3.5 \text{ ‰}$ |
| Modulo di elasticità longitudinale (a 28gg) | $E_{cm} = 31476 \text{ N/mm}^2$ |
| Coefficiente di contrazione trasversale | $\nu = 0.2$ |

Tabella 3: Caratteristiche del calcestruzzo C25/30

2.2.2. Acciaio

L'acciaio adottato è il B450C le cui caratteristiche sono riportate nella tabella 4.

| | |
|---|--------------------------------------|
| Resistenza a trazione caratteristica | $f_{tk} = 450 \text{ N/mm}^2$ |
| Tensione caratteristica di snervamento dell'acciaio | $f_{yk} = 450 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza di progetto | $f_{yd} = 391 \text{ N/mm}^2$ |
| Resistenza media a trazione | $f_{ctm} = 2.56 \text{ N/mm}^2$ |
| Modulo di elasticità longitudinale | $E_s = 200000 \text{ N/mm}^2$ |
| Deformazione limite allo SLU | $\varepsilon_{ud} = 63 \text{ ‰}$ |
| Deformazione di snervamento di calcolo | $\varepsilon_{syd} = 1.96 \text{ ‰}$ |

Tabella 4: Caratteristiche dell'acciaio B450C

2.3. Durabilità

2.3.1. Classe di esposizione ambientale e classe strutturale

Le classi di esposizione ambientale sono riportate al §4.2 dell'Eurocodice 2. Nel caso in esame la classe di esposizione ambientale è la XC2 - superfici in calcestruzzo a contatto prolungato con l'acqua. La Classe Strutturale consigliata dall'Eurocodice2 al § 4.4.1.2 (5), per strutture con vita utile di progetto di 50 anni, è la S4.

2.3.2. Copriferro

Lo strato di ricoprimento di calcestruzzo deve garantire una sufficiente protezione alle barre di armatura nei riguardi della corrosione, una buona resistenza al fuoco e una corretta trasmissione degli sforzi tra barre di armatura e calcestruzzo. La determinazione del ricoprimento ottimale è stata eseguita in fede al § 4.4.1 dell'EC2. Il valore nominale è calcolato tramite l'equazione riportata.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta c_{dev}$$

In cui ΔC_{dev} è la tolleranza dimensionale che, nel caso di getti in opera, si assume variabile tra 5 e 10 mm e C_{min} è il valore minimo del copriferro ottenibile dall'equazione seguente.

$$c_{min} = \max (c_{min,b} ; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add} ; 10 \text{ mm})$$

- $c_{min,b}$ è il copriferro minimo per garantire l'aderenza delle armature ed è pari al diametro della barra nel caso di armature singole;
- $c_{min,dur}$ è il copriferro minimo legato alle condizioni ambientali ottenibile dalla tabella 5 in funzione della classe di esposizione e della classe strutturale;
- $\Delta c_{dur,\gamma}$, $\Delta c_{dur,st}$ e $\Delta c_{dur,add}$ sono correzioni dovute rispettivamente ai margini di sicurezza, all'uso di acciaio inox e alle protezioni aggiuntive. Di norma sono tutti valori posti pari a zero.

| Environmental Requirement for $c_{min,dur}$ (mm) | | | | | | | |
|--|---------------------------------------|-----|-----------|-----|-----------|-----------|-----------|
| Structural Class | Exposure Class according to Table 4.1 | | | | | | |
| | X0 | XC1 | XC2 / XC3 | XC4 | XD1 / XS1 | XD2 / XS2 | XD3 / XS3 |
| S1 | 10 | 10 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 |
| S2 | 10 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 |
| S3 | 10 | 10 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 |
| S4 | 10 | 15 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 |
| S5 | 15 | 20 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 |
| S6 | 20 | 25 | 35 | 40 | 45 | 50 | 55 |

Tabella 5: Valori di $c_{min,dur}$ in relazione alla classe strutturale di esposizione ambientale

Nel caso in esame si è adottato un valore nominale del copriferro pari a 30 mm.

2.4. Azioni sulle costruzioni

2.4.1. Classificazione delle azioni

L'azione è definita, nel §2.5.1 delle NTC2018, come la causa o l'insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura. Nel §2.5 della suddetta norma sono presenti tre classificazioni per le azioni.

Classificazione in base al modo di esplicarsi in:

- a) Dirette: forze concentrate, carichi distribuiti sia fissi che mobili;
- b) Indirette: spostamenti impressi, variazioni di temperatura, di umidità, ritiro, precompressione;
- c) Degrado: legato a un'alterazione del materiale che può avvenire naturalmente o a seguito di agenti esterni;

Classificazione in funzione della risposta strutturale:

- a) Statiche: azioni che non provocano accelerazioni sulla struttura;
- b) Pseudo statiche: azioni dinamiche rappresentabili tramite un'azione statica equivalente;
- c) Dinamiche: azioni che provocano accelerazioni sulla struttura;

Classificazione secondo la variazione della loro intensità nel tempo:

- a) Carichi permanenti (G): azioni che agiscono per tutta la vita della struttura e che, nel tempo, subiscono variazioni talmente piccole da poter essere considerate costanti;
- b) Carichi variabili (Q): azioni che agiscono con valori istantanei che possono risultare sensibilmente diversi fra loro nel corso della vita nominale della struttura;
- c) Carichi eccezionali (A): azioni che si verificano solo eccezionalmente nel corso della vita nominale della struttura. Sono dovute ad eventi eccezionali (incendi, esplosioni, urti, impatti);
- d) Azioni sismiche (E): derivanti dai terremoti;

2.4.2. Combinazione delle azioni

Seguendo quanto riportato nel §2.5.3 delle NTC2018 si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni ai fini delle verifiche agli stati limite:

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

$$\gamma_{G1} \cdot G1 + \gamma_{G2} \cdot G2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Qk1 + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Qk2 + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Qk3 + \dots$$

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

$$G1 + G2 + P + Qk1 + \psi_{02} \cdot Qk2 + \psi_{03} \cdot Qk3 + \dots$$

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

$$G1 + G2 + P + \psi_{11} \cdot Qk1 + \psi_{22} \cdot Qk2 + \psi_{23} \cdot Qk3 + \dots$$

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

$$G1 + G2 + P + \psi_{21} \cdot Qk1 + \psi_{22} \cdot Qk2 + \psi_{23} \cdot Qk3 + \dots$$

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

$$E + G1 + G2 + P + \psi_{21} \cdot Qk1 + \psi_{22} \cdot Qk2 \dots$$

- Combinazione eccezionale, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali di progetto

$$G1 + G2 + P + A_d + \psi_{21} \cdot Qk1 + \psi_{22} \cdot Qk2 \dots$$

- Per la valutazione dell'azione sismica si considerano le masse associate ai seguenti carichi gravitazionali

$$G1 + G2 + \sum \psi_{2j} \cdot Qkj$$

I coefficienti parziali per le azioni nelle verifiche SLU ($\gamma_{G1}, \gamma_{G2}, \gamma_{Qi}$) sono divisi in funzione del tipo di azione e sono riportati nella tabella 6.

| | | Coefficiente γ_F | EQU | A1 | A2 |
|--|-------------|----------------------------|-----|-----|-----|
| Carichi permanenti G_1 | Favorevoli | γ_{G1} | 0,9 | 1,0 | 1,0 |
| | Sfavorevoli | | 1,1 | 1,3 | 1,0 |
| Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$ | Favorevoli | γ_{G2} | 0,8 | 0,8 | 0,8 |
| | Sfavorevoli | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |
| Azioni variabili Q | Favorevoli | γ_{Qi} | 0,0 | 0,0 | 0,0 |
| | Sfavorevoli | | 1,5 | 1,5 | 1,3 |

Tabella 6: Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

I coefficienti di combinazione, riportati in tabella 7, riducono il valore caratteristico dell'i-esimo carico variabile per la scarsa probabilità che siano presenti tutti contemporaneamente.

| Categoria/Azione variabile | Ψ_{0j} | Ψ_{1j} | Ψ_{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 ≤ 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 ≤ 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 7: Valori dei coefficienti di combinazione

2.4.3. Carichi permanenti strutturali

I carichi permanenti strutturali sono rappresentati dalle forze gravitazionali di tutti gli elementi strutturali. Il peso proprio delle travi e dei pilastri è automaticamente preso in considerazione dal software di calcolo adottato mentre, per il calcolo del peso proprio del solaio in latero

cemento si sono ipotizzate le dimensioni geometriche riportate in tabella 8 e i pesi specifici estratti dal DM2018 al §3.1.2. Inoltre, si è ipotizzato un interasse fra le nervature di 50 cm e una larghezza delle stesse di 10 cm.

| STRATO | Spessore [m] | Peso specifico [kN/m³] | Carico [kN/m²] |
|---------------------------|---------------------|--|----------------------------------|
| <i>Spessore soletta</i> | 0,05 | 25 | 1.25 |
| <i>Altezza nervatura</i> | 0,18 | 25 | 0.90 |
| <i>Larghezza pignatta</i> | 0,4 | 7,3 | 1.05 |

Tabella 8: Carichi permanenti strutturali del solaio

In definitiva si ottiene un valore del carico permanente $G_1=3.20 \text{ kN/m}^2$.

2.4.4. Carichi permanenti non strutturali

Vengono presi in considerazione tutti gli strati non strutturali che saranno presenti con la stratigrafia riportata nella tabella 9.

| STRATO | Spessore [m] | Peso specifico [kN/m³] | Carico [kN/m²] |
|---------------------------|---------------------|--|----------------------------------|
| <i>Spessore massetto</i> | 0,05 | 16 | 0,80 |
| <i>Spessore intonaco</i> | 0,01 | 18 | 0,18 |
| <i>Spessore pavimento</i> | 0,02 | 20 | 0,4 |

Tabella 9: Carichi permanenti non strutturali

Per tenere in conto il peso dai tramezzi si adotta il metodo approssimato riportato nel §3.1.3. delle NTC2018 che permette di considerare il peso proprio per unità di lunghezza delle

partizioni interne come un carico uniformemente distribuito. Per il calcolo del peso proprio per unità di lunghezza si ipotizza lo schema descritto in tabella 10.

| STRATO | Spessore [m] | Peso specifico [kN/m³] | Carico [kN/m²] |
|--------------------------|---------------------|--|----------------------------------|
| <i>Spessore intonaco</i> | 0,01 | 18 | 0.18 |
| <i>Mattoni forati</i> | 0,08 | 6 | 0.48 |
| Spessore intonaco | 0,01 | 18 | 0.18 |

Tabella 10: Peso proprio per unità di lunghezza dei tramezzi

Considerando un'altezza dei tramezzi di 3.27m e un'incidenza delle aperture del 15% si ottiene un valore del peso per unità di lunghezza di 2.33 kN/m cui, da normativa, corrisponde un carico uniformemente distribuito di 1.20 kN/m². Tale valore è da aggiungere ai carichi già calcolati. In definitiva, si ottiene un valore del carico permanente non strutturale $G_2=2.58$ kN/m².

2.4.5. Carichi variabili legati alla destinazione d'uso

I sovraccarichi legati alla destinazione d'uso dell'opera sono riportati nel §3.1.4. delle NTC2018 e sono distinti in base alla categoria d'uso della costruzione. Il generico solaio di interpiano appartiene alla categoria Ambienti ad uso residenziale – aree per attività domestiche e residenziali cui corrisponde un carico variabile di $Q_{k1}=2$ kN/m². Il solaio di copertura appartiene alla categoria Coperture – coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione cui corrisponde un carico variabile di $Q_{k1}=0.5$ kN/m².

2.4.6. Carichi variabili legati alla neve

L'azione che esercita la neve sulla copertura è valutata in fede al §3.4. delle NTC2018 grazie all'equazione riportata.

$$q_s = q_{sk} \mu_i c_t c_E$$

In cui q_{sk} è il valore di riferimento del carico neve al suolo, μ_i è il coefficiente di forma per le coperture, c_t è il coefficiente termico tiene conto della riduzione del carico della neve e c_E è il coefficiente di esposizione che tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'opera. Il sito in analisi presenta un'altezza sul livello del mare di 714m e, in fede al §3.4.2, è classificato in Zona II. Il coefficiente di forma per coperture piane è pari a 0.80 e i coefficienti termico e di esposizione sono entrambi unitari. In definitiva, si ottiene un valore del carico neve $Q_{k2}=2.18 \text{ kN/m}^2$.

2.4.7. Carichi variabili legati al vento

Seguendo le indicazioni contenute nel §3.3. delle NTC2018 la pressione del vento è ottenibile con la formula seguente.

$$p = q_r c_e c_p c_d$$

In cui q_r è la pressione cinetica di riferimento; c_e è il coefficiente di esposizione che dipende dall'altezza dal suolo del punto considerato e dal sito in cui sorge la costruzione; c_p è il coefficiente di pressione funzione della tipologia, della geometria della costruzione e del suo orientamento rispetto alla direzione del vento; c_d è il coefficiente dinamico con cui si tiene in conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali. La pressione cinetica di riferimento q_r è data dall'espressione riportata.

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2$$

In cui v_r è la velocità di riferimento del vento; ρ è la densità dell'aria pari. Per il sito di riferimento si ottiene una velocità di riferimento v_r di 31.3 m/s e una pressione cinetica q_r di 611.4 N/m².

Il coefficiente di esposizione del sito è calcolabile in funzione dell'altezza del punto considerato tramite l'uso delle espressioni sottostanti.

$$c_e(z) = k_r^2 \cdot c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \left[7 + c_t \cdot \ln\left(\frac{z}{z_0}\right) \right] \text{ per } z \geq z_{min}$$

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

La costruzione è ubicata nella città di L'Aquila e si ha una classe di rugosità del terreno di tipo A. Tramite le informazioni contenute nel §3.3.7. delle NTC2018 si ottiene che il sito appartiene alla categoria di esposizione V e i valori dei parametri da utilizzare nell'espressione sono ricavabili dalla tabella 11.

| Categoria di esposizione del sito | K_t | z_0 [m] | z_{min} [m] |
|-----------------------------------|-------|-----------|---------------|
| I | 0,17 | 0,01 | 2 |
| II | 0,19 | 0,05 | 4 |
| III | 0,20 | 0,10 | 5 |
| IV | 0,22 | 0,30 | 8 |
| V | 0,23 | 0,70 | 12 |

Tabella 11: Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Il coefficiente dinamico, in assenza di analisi specifiche, si pone unitario. Il coefficiente di pressione, ottenuto dalle indicazioni fornite nel §C3.3.8 della Circolare esplicativa del 2019, è pari a 0.80 per le superfici investite in maniera diretta dal vento e -0.4 per le superfici non

investite in maniera diretta dal vento. Nella tabella 12 sono riportati i valori della pressione o della depressione esercitata dall'azione del vento in funzione dell'altezza del punto considerato.

| Quota | Ce | p_{sopr} | p_{sott} |
|--------------|-----------|------------------------------|------------------------------|
| [m] | [-] | [kN/m ²] | [kN/m ²] |
| 0 | 1,48 | 0,72 | -0,36 |
| 3,5 | 1,48 | 0,72 | -0,36 |
| 7 | 1,48 | 0,72 | -0,36 |
| 10,5 | 1,48 | 0,72 | -0,36 |
| 14 | 1,58 | 0,77 | -0,39 |
| 17,5 | 1,74 | 0,85 | -0,43 |

Tabella 12: Carichi dovuti all'azione del vento

2.4.8. Azione sismica

La valutazione dell'azione sismica avviene in relazione al §3.2. delle NTC2018. La normativa definisce le azioni sismiche di progetto in base alla pericolosità sismica del sito di costruzione che è funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche del terreno. Inoltre, per ogni Stato limite definito, si ha una probabilità di occorrenza di evento sismico definita in termini di probabilità di superamento in un tempo assegnato e riportata nella tabella 13.

| Stati Limite | | P_{VR} : Probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_r |
|---------------------------|-----|--|
| Stati limite di esercizio | SLO | 81% |
| | SLD | 63% |
| Stati limite ultimi | SLV | 10% |
| | SLC | 5% |

Tabella 13: Probabilità di superamento in funzione dello stato limite considerato

Stati limite di esercizio (SLE):

- Stato Limite di Operatività (SLO): si richiede che la costruzione nel suo complesso, includendo impianti ed elementi non strutturali, non subisca danni e interruzioni d'uso significative a seguito del sisma;
- Stato Limite di Danno (SLD): si richiede che la costruzione subisca danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi pertanto immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.

Stati limite ultimi (SLU):

- Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV): si accetta che la costruzione subisca rotture o crolli dei componenti non strutturali, con perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali, ma si richiede che essa conservi una parte di resistenza e rigidezza per azioni verticali ed un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): si accetta che la struttura subisca gravi rotture e crolli degli elementi non strutturali, e danni molto gravi delle componenti strutturali, ma si richiede che essa conservi una parte della rigidezza e resistenza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Il modello di riferimento per descrivere il moto dovuto al sisma è lo spettro di risposta. Gli spettri di risposta, particolarizzati per ogni stato limite, sono definiti a partire dai parametri elencati e dipendono delle coordinate geografiche del sito di costruzione.

- 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.

Il calcolo degli spettri è stato eseguito grazie all'uso di un software specifico utilizzando i seguenti parametri di input:

- Coefficiente d'uso $C_U = 1$; Categoria suolo: B; Categoria topografica: T3; Smorzamento convenzionale per le strutture in ca: 5%;

2.4.9. Fattore di struttura

La costruzione in esame è stata progettata seguendo un comportamento strutturale dissipativo. Tale assunzione, come descritto nel §7.2.2. delle NTC18, implica considerare che un numero elevato di membrature evolvono in campo plastico, mentre la restante parte della struttura rimane in campo sostanzialmente elastico. La capacità dissipativa legata alle non linearità di materiale è presa in conto implicitamente considerando uno spettro di progetto ottenuto dividendo le ordinate dello spettro di risposta elastico per il fattore di comportamento q . Il valore del fattore di comportamento dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e si determina dalla seguente espressione:

$$q = q_0 K_R$$

In cui K_R è un fattore riduttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, per la costruzione in oggetto è assunto pari ad uno; q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV funzione dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_u / α_1 ovvero tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione. I valori massimi

di q_0 allo SLV sono ottenibili dalla tabella 14 in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD. Nel caso in esame si è adottata una classe di duttilità alta, CD "A".

| Tipologia strutturale | q_0 | |
|---|-------------------------|-------------------------|
| | CD "A" | CD "B" |
| Costruzioni di calcestruzzo (§ 7.4.3.2) | | |
| Strutture a telaio, a pareti accoppiate, miste (v. § 7.4.3.1) | $4,5 \alpha_u/\alpha_1$ | $3,0 \alpha_u/\alpha_1$ |
| Strutture a pareti non accoppiate (v. § 7.4.3.1) | $4,0 \alpha_u/\alpha_1$ | 3,0 |
| Strutture deformabili torsionalmente (v. § 7.4.3.1) | 3,0 | 2,0 |
| Strutture a pendolo inverso (v. § 7.4.3.1) | 2,0 | 1,5 |
| Strutture a pendolo inverso intelaiate monopiano (v. § 7.4.3.1) | 3,5 | 2,5 |

Tabella 14: Valori massimi del valore di base q_0 del fattore di comportamento allo SLV per diverse tecniche costruttive ed in funzione della tipologia strutturale e della classe di duttilità CD

Per la valutazione del rapporto α_u / α_1 la normativa indica dei valori per le diverse tipologie costruttive. La struttura in esame può essere classificata come struttura a telaio perché la resistenza alle azioni verticali e orizzontali è affidata principalmente a telai spaziali. Per strutture a telaio con più piani e più campate la norma, al § 7.4.3.2., suggerisce $\alpha_u/\alpha_1 = 1.3$.

In definitiva si ottiene:

$$q = 4,5 \alpha_u/\alpha_1 = 5.85$$

In figura è riportato il confronto tra lo spettro di risposta elastico allo SLV e lo spettro di progetto.

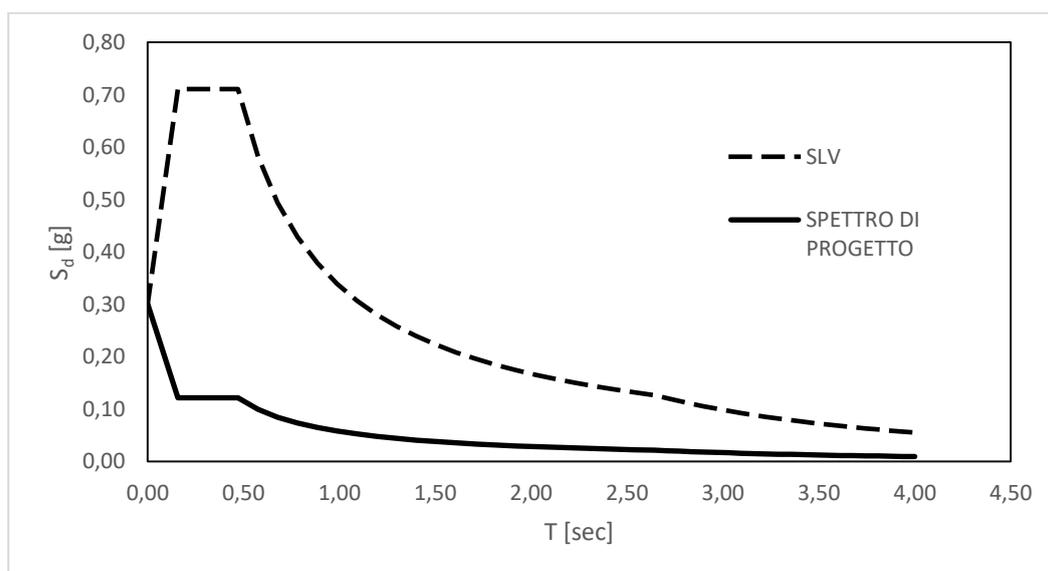


Figura 8: Confronto fra spettro allo SLV e spettro di progetto

2.5. Predimensionamento

L'obiettivo primario del predimensionamento dei principali elementi strutturali è quello di ottenere, tramite analisi semplificate, delle dimensioni sezionali il più possibile vicine a quelle che si adotteranno nella realtà. Tutto ciò serve a scongiurare possibili sovradimensionamenti e a poter controllare i risultati ottenuti da analisi strutturali più complesse.

2.5.1. Travi in direzione x

Per il dimensionamento dell'area della sezione trasversale delle travi si è calcolata la lunghezza di influenza di ogni trave al fine ottenere l'aliquota di carico derivante dal solaio che ogni trave dovrà sorreggere. Per il calcolo della lunghezza di influenza si sono utilizzati degli schemi semplificati, riportati nella figura, che permettono di individuare i punti di annullamento del taglio.

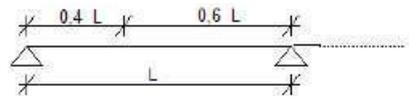
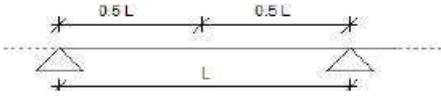
| | |
|--|--|
| Campata di estremità di trave continua |  |
| Campata intermedia di trave continua |  |

Tabella 15: Schemi semplificati per il calcolo dei punti di annullamento del taglio

Applicando la combinazione di carico fondamentale e nell'ipotesi di uno schema semplificato di trave in semplice appoggio si è calcolato il momento flettente agente in mezzeria. Per il calcolo dell'altezza minima della sezione si sono adottate le seguenti semplificazioni:

- Dimensione della base prefissata e pari a 400, 350 e 300 mm;
- Rapporto geometrico di armatura sia pari a 0.7 %;
- Sezione con sola armatura tesa;

Dalle equazioni si sono ricavate le due incognite: l'altezza minima della sezione e l'altezza della zona compressa.

$$M_{Ed} = C(d - \beta_2 x_u) \rightarrow M_{Ed} = \beta_1 x_u f_{cd} B (d - \beta_2 x_u)$$

$$C = S \rightarrow \beta_1 x_u f_{cd} B = A_s f_{yd}$$

In cui β_1 e β_2 sono i coefficienti di riempimento e f_{yd} e f_{cd} sono le resistenze di progetto dei materiali definite nei capitoli precedenti. I risultati ottenuti sono riportati nella tabella 16.

| TRAVI PRINCIPALI (DIR X) | B | H |
|-----------------------------|------|------|
| | [mm] | [mm] |
| Solaio di interpiano | 400 | 487 |
| | 350 | 518 |
| | 300 | 555 |
| Solaio copertura | 400 | 493 |
| | 350 | 523 |
| | 300 | 561 |

Tabella 16: Altezza minima per le travi principali

In definitiva si è scelto di adottare delle travi principali con sezione 40 x 50 cm.

2.5.2. Travi in direzione y

Il solaio non scarica direttamente sulle travi in direzione y in quanto è ordito in direzione parallela ad esse. Per questo motivo non possiamo adottare il criterio usato precedentemente per il calcolo della lunghezza di influenza ma adottiamo un valore forfettario pari a 70 cm da entrambi i lati. Il calcolo che porta ai risultati raffigurati in tabella 17.

| TRAVI SECONDARIE (DIR Y) | B | H |
|-----------------------------|------|------|
| | [mm] | [mm] |
| Solaio di interpiano | 400 | 273 |
| | 350 | 288 |
| | 300 | 301 |
| Solaio copertura | 400 | 270 |
| | 350 | 285 |
| | 300 | 304 |

Tabella 17: Altezza minima per le travi secondarie

In definitiva si è scelto di adottare delle travi con sezione 40 x 50 cm per i telai esterni considerati sismo resistenti mentre per i telai interni di è scelto di adottare delle travi in spessore di solaio con base pari a 50 cm considerati come elementi strutturali secondari.

2.5.3. Verifica di duttilità delle travi

Per verificare la correttezza delle dimensioni sezionali scelte per le travi si è eseguita la verifica di duttilità seguendo le indicazioni riportate nel § 7.4.4.1.2 delle NTC18. La verifica avviene confrontando la domanda in duttilità di curvatura con la capacità di duttilità che può offrire la

sezione. Dalla figura riportata è possibile conoscere lo stato limite di riferimento per la verifica in oggetto.

| STATI LIMITE | | CU I | CU II | | | CU III e IV | | |
|--------------|-----|------|--------|-----|-----|-------------|-----|-------|
| | | ST | ST | NS | IM | ST | NS | IM(*) |
| SLE | SLO | | | | | RIG | | FUN |
| | SLD | RIG | RIG | | | RES | | |
| SLU | SLV | RES | RES | STA | STA | RES | STA | STA |
| | SLC | | DUT(*) | | | DUT(*) | | |

Figura 9: Stati limite di elementi strutturali primari, elementi non strutturali e impianti

Per la verifica di duttilità degli elementi strutturali, essendo in classe d'uso II, si adotta lo SLC. La domanda di duttilità di curvatura allo SLC nelle zone dissipative ed è espressa mediante il fattore di duttilità in curvatura valutato dalle equazioni riportate.

$$\mu_{\phi} = 1.2 (q_0 - 1) \text{ per } T_1 \geq T_c$$

$$\mu_{\phi} = 1.2 \left[1 + 2 (q_0 - 1) \frac{T_c}{T_1} \right] \text{ per } T_1 < T_c$$

La capacità di duttilità risulta essere maggiore della domanda e la verifica può ritenersi soddisfatta.

2.5.4. Pilastri soggetti ai carichi gravitazionali

L'area minima di calcestruzzo da assegnare alla sezione trasversale dei pilastri è stata calcolata, nell'ipotesi in cui agisca solo lo sforzo normale derivante dai carichi gravitazionali grazie alla formula riportata. Per tenere conto del reale stato di sollecitazione degli elementi resistenti verticali si è ridotta la resistenza di progetto del calcestruzzo del 50%.

$$A_{c,min} = \frac{N_{Ed}}{0.5 f_{cd}}$$

N_{Ed} è lo sforzo normale agente calcolato considerando la combinazione di carico fondamentale e l'area di competenza di ogni pilastro. Quest'ultimo parametro è calcolabile applicando gli schemi semplificati per il calcolo dell'area di influenza in entrambe le direzioni. I risultati ottenuti sono riportati nella tabella seguente.

| PILASTRO | $A_{competenza}$ | N_{Ed} | $A_{c,min}$ |
|----------|-------------------|----------|--------------------|
| | [m ²] | [kN] | [cm ²] |
| 1 | 4 | 225 | 317 |
| 2 | 11 | 618 | 872 |
| 3 | 10 | 562 | 793 |
| 4 | 11 | 618 | 872 |
| 5 | 4 | 225 | 317 |
| 6 | 11 | 618 | 872 |
| 7 | 30 | 1699 | 2398 |
| 8 | 28 | 1545 | 2180 |
| 9 | 30 | 1699 | 2398 |
| 10 | 11 | 618 | 872 |

Tabella 18: Dimensioni della sezione minime per i pilastri con soli carichi gravitazionali

Si è scelto di adottare le seguenti dimensioni:

- Pilastri 1, 5, 6, 10, 11, 15, 16, 20 con sezione 70x60 cm;
- Pilastri 2, 3, 4, 7, 8, 9, 12, 13, 14, 17, 18, 19 con sezione 60x50 cm;

2.5.5. Pilastri soggetti all'azione sismica

I pilastri non devono solo resistere ai carichi gravitazionali ma, insieme alle travi, comporranno i telai sismo-resistenti nelle due direzioni principali che si opporranno all'azione dettata dal sisma. Al fine di considerare questo aspetto si è effettuata un'analisi lineare statica seguendo le indicazioni del §7.3.3.2 delle NTC2018. Inizialmente si è valutata l'applicabilità dell'analisi calcolando il periodo fondamentale di vibrare con l'espressione riportata e confrontandolo con i limiti di applicabilità riportati al §7.3.3.2 delle NTC2018.

$$T_1 = 2\sqrt{d}$$

In cui d è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio, espresso in metri, nella direzione orizzontale. I limiti di applicabilità sono i seguenti:

- $T_1 \leq 2.5 T_c$; $T_1 \leq T_D$; Costruzione che presenta regolarità in altezza;

La costruzione in esame soddisfa tutti i requisiti descritti in entrambe le direzioni quindi l'analisi lineare statica risulta applicabile. L'entità delle forze statiche equivalenti da applicare alla struttura è stata valutata dall'equazione riportata in cui $S_d(T_1)$ è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto, W è il peso complessivo della costruzione; λ è un coefficiente pari a 0,85 e g è l'accelerazione di gravità.

$$F_h = \frac{S_d(T_1)W\lambda}{g}$$

Nota la forza totale che investe la costruzione si è valutata la forza da applicare a ciascun piano:

$$F_i = F_h z_i \frac{W_i}{\sum z_j W_j}$$

Al fine di considerare l'eccentricità accidentale fra centro di massa e centro di rigidezza si è adottato il metodo riportato nel §4.3.3.2.4 dell'Eurocodice8 che consiste nell'amplificare le forze calcolate moltiplicandole per il parametro δ ottenuto dalla formula riportata.

$$\delta = 1 + 0,6 \frac{x}{L_e}$$

In cui x è la distanza fra l'elemento resistente considerato e il centro di massa dell'edificio in pianta misurata perpendicolarmente alla direzione di azione del sisma e L_e è la distanza fra gli elementi resistenti più esterni misurata perpendicolarmente alla direzione di azione del sisma. Il calcolo è stato eseguito per entrambe le direzioni e porta ad ottenere le forze statiche da applicare per ogni telaio e ad ogni quota riportate nelle tabelle 19 e 20. Tali forze rappresentano l'azione del sisma agente rispettivamente in direzione x e in direzione y .

| z_i | X-1 | X-2 | X-3 | X-4 |
|-------------|------|------|------|------|
| | Fi | Fi | Fi | Fi |
| [m] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] |
| 3,5 | 33 | 33 | 33 | 33 |
| 7 | 66 | 66 | 66 | 66 |
| 10,5 | 99 | 99 | 99 | 99 |
| 14 | 132 | 131 | 132 | 131 |
| 17,5 | 141 | 141 | 141 | 141 |

Tabella 19: Forze sismiche statiche equivalenti per i telai in direzione x

| zi | Y-1 | Y-2 | Y-3 | Y-4 | Y-5 |
|------|------|------|------|------|------|
| | Fi | Fi | Fi | Fi | Fi |
| [m] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] | [kN] |
| 3,5 | 36 | 15 | 13 | 15 | 36 |
| 7 | 72 | 31 | 27 | 31 | 72 |
| 10,5 | 109 | 46 | 40 | 46 | 109 |
| 14 | 145 | 61 | 53 | 61 | 145 |
| 17,5 | 170 | 72 | 63 | 72 | 170 |

Tabella 20: Forze sismiche statiche equivalenti per i telai in direzione y

Per la tipologia di analisi scelta la risposta deve essere calcolata unitariamente per le due componenti applicando l'espressione riportata prendendo in considerazione gli effetti più gravosi ricavati dal confronto tra le combinazioni ottenute permutando circolarmente i coefficienti moltiplicativi.

$$1,00E_x + 0,30E_y$$

Sono state calcolate le sollecitazioni di momento flettente alla base dei pilastri per ogni telaio e per ogni distribuzione di forze. I risultati sono riportati nelle tabelle 21 e 22.

Direzione d'azione del sisma: X

| M _y | | | | | | | | | |
|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------|
| X1 | | | | | X2 | | | | |
| P1-16 | P2-17 | P3-18 | P4-19 | P5-20 | P6-11 | P7-12 | P8-13 | P9-14 | P10-15 |
| [kNm] | [kNm] | [kNm] | [kNm] | [kNm] | [kNm] | [kNm] | [kNm] | [kNm] | [kNm] |
| 201,3 | 230,1 | 277,4 | 230,1 | 201,3 | 181,1 | 275,5 | 273,4 | 275,5 | 181,1 |

Tabella 21: Momento flettente alla base dei pilastri per effetto del sisma agente in direzione x

Direzione d'azione del sisma: Y

| Mx | | | | | | | | | | | |
|-----------|-------|--------|--------|-----------|-------|--------|--------|-----------|-------|-------|-------|
| Y1 | | | | Y2 | | | | Y3 | | | |
| P1-5 | P6-10 | P11-15 | P16-20 | P2-4 | P7-9 | P12-14 | P17-19 | P3 | P8 | P13 | P18 |
| [kNm] | [kNm] | [kNm] | [kNm] | [kNm] | [kNm] | [kNm] | [kNm] | [kNm] | [kNm] | [kNm] | [kNm] |
| 236,0 | 417,7 | 417,7 | 236,0 | 147,9 | 189,7 | 189,7 | 147,9 | 129,1 | 165,6 | 165,6 | 129,1 |

Tabella 22: Momento flettente alla base dei pilastri per effetto del sisma agente in direzione y

Considerando la simmetria in pianta presente in entrambe le direzioni sono riportati solo i pilastri dal numero 1 al numero 8.

| | Ex+0,3Ey | | Ey+0,3Ex | |
|-----------|-----------------|-------|-----------------|-------|
| | My | Mx | My | Mx |
| | [kNm] | [kNm] | [kNm] | [kNm] |
| P1 | 201 | 71 | 60 | 236 |
| P2 | 230 | 44 | 69 | 148 |
| P3 | 277 | 39 | 83 | 129 |
| P6 | 181 | 125 | 54 | 418 |
| P7 | 276 | 57 | 83 | 190 |
| P8 | 273 | 50 | 82 | 166 |

Tabella 23: Combinazione delle sollecitazioni alla base dei pilastri

2.5.6. Verifica di resistenza dei pilastri

Vista la presenza contemporanea di due momenti flettenti M_x e M_y e dello sforzo assiale prodotto dai carichi gravitazionali N_{Ed} è stata condotta la verifica a pressoflessione deviata seguendo le indicazioni riportate al §4.1.2.3.4.2. delle NTC18. La verifica si ritiene soddisfatta se è rispettata l'espressione seguente.

$$\left(\frac{M_{Edx}}{M_{Rdx}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^\alpha \leq 1$$

In cui M_{Edx} e M_{Edy} sono le due componenti di flessione retta della sollecitazione attorno agli assi x e y; M_{Rdx} e M_{Rdy} sono i valori di progetto dei momenti resistenti di pressoflessione retta corrispondenti a N_{Ed} e α è un esponente funzione della geometria della sezione e dei parametri che può valutarsi dalla tabella 24.

| | | | |
|------------------|-----|-----|-----|
| N_{Ed}/N_{Rcd} | 0,1 | 0,7 | 1,0 |
| α | 1,0 | 1,5 | 2,0 |

Tabella 24: Valori del coefficiente α per la verifica a pressoflessione deviata

Si è valutato quanto appena descritto per ogni pilastro nell'ipotesi di una percentuale geometrica di armatura pari al 1,2%. Con tale percentuale di armatura le verifiche risultano soddisfatte.

2.5.7. Verifiche di rigidità

La verifica imposta dalla normativa al §7.3.6.1 richiede il calcolo spostamenti di interpiano in presenza dell'azione sismica di progetto corrispondente allo SLD. Avendo scelto delle tamponature progettate in modo da non subire danni a seguito di spostamenti d'interpiano lo spostamento di interpiano massimo è il 10% dell'altezza di interpiano. Sono stati calcolati gli spostamenti di interpiano per entrambe le direzioni e la verifica risulta soddisfatta.

2.6. Dimensioni scelte

Le dimensioni scelte per realizzare gli elementi strutturali sono:

- Le travi appartenenti ai telai sismoresistenti avranno una sezione rettangolare con base 40 cm e altezza 50 cm;
- Le travi appartenenti ai telai non sismoresistenti saranno progettate come elementi strutturali secondari e avranno sezione rettangolare con base pari a 50 cm e altezza pari a 23 cm;
- I pilastri numero 1, 5, 6, 10, 11, 15, 16, 20 avranno sezione rettangolare 60x70cm;
- I pilastri numero 2, 3, 4, 7, 8, 9, 12, 13, 14, 17, 18, 19 avranno sezione rettangolare 60x50cm;

2.7. Analisi statica lineare

Attraverso l'utilizzo del software SAP2000, è stato deciso di sviluppare un modello tridimensionale della struttura al fine di valutare il comportamento globale della stessa attraverso analisi specifiche. La struttura presa in esame mostra una regolarità sia nella pianta che in altezza, pertanto, per comprendere il suo comportamento durante l'azione sismica, è stata adottata un'analisi dinamica modale. Questa analisi scompone la risposta dinamica complessiva della struttura nei contributi dei singoli modi di vibrazione. Al §7.3.3.1 la normativa impone di considerare almeno tutti i modi di vibrare con massa partecipante superiore al 5% e un numero di modi la cui massa partecipante totale sia superiore allo 85%. Si è scelto di considerare i primi dodici modi di vibrare della struttura tramite una a combinazione quadratica completa. Per determinare gli effetti più significativi generati dall'azione sismica, sono state prese in considerazione le diverse componenti dell'azione sismica e la variabilità spaziale del movimento. La combinazione riportata consente di calcolare gli effetti desiderati tenendo conto delle diverse direzioni in cui il sisma potrebbe agire. Al fine di ottenere le sollecitazioni più

intense per ciascun elemento strutturale, è necessario eseguire una permutazione circolare dei coefficienti moltiplicativi.

$$1,00E_x + 0,30E_y + 0,30E_z$$

La dispersione spaziale del movimento viene presa in considerazione mediante l'introduzione di un'eccentricità casuale del centro di massa, pari a 0,05 volte la dimensione media dell'edificio misurata in direzione perpendicolare all'azione sismica.

Ricavate le sollecitazioni agenti sono state combinate attraverso le procedure descritte capitolo 2.4 della tesi al fine di massimizzare gli effetti ricercati per la progettazione dei singoli elementi strutturali.

2.8. Progettazione e verifica – Travi

La progettazione degli elementi strutturali, descritta nel seguente capitolo, è stata fatta seguendo le indicazioni fornite dalla normativa e adottando la progettazione in capacità. Tale approccio progettuale mira a evitare rotture fragili della struttura favorendo meccanismi di collasso globali che risultano più duttili e, grazie ai quali, è possibile ottenere un comportamento dissipativo della struttura. Per raggiungere l'obiettivo è necessario definire la resistenza degli elementi e dei meccanismi duttili e progettare tutto il resto affinché la resistenza degli elementi e dei meccanismi fragili sia maggiore.

2.8.1. SLU: flessione

Note le sollecitazioni flettenti derivanti dalla combinazione di carichi gravitazionali e sismici agenti sulle singole travi si è adottata la procedura descritta nel seguente paragrafo per stabilire il corretto quantitativo di armatura longitudinale da predisporre. Inizialmente si è calcolato il valore del momento flettente limite tramite l'espressione:

$$M_{Ed,lim} = 0.2961 B d^2 f_{cd}$$

Se il momento esterno agente è maggiore dell' $M_{Ed,lim}$ è necessaria, al fine di garantire una sufficiente duttilità sezionale, posizionare delle barre di armatura anche in zona compressa. Se il momento esterno è minore del valore limite è sufficiente armare la sezione solo in zona tesa. Nella struttura in esame si è ricaduti sempre nel secondo caso.

Le dimensioni della sezione di calcestruzzo sono note e dalle due equazioni riportate si sono ricavate le due incognite: l'altezza della zona compressa e il quantitativo minimo di armatura.

$$M_{Ed} = C(d - \beta_2 x_u) \rightarrow M_{Ed} = \beta_1 x_u f_{cd} B (d - \beta_2 x_u)$$

$$C = S \rightarrow \beta_1 x_u f_{cd} B = A_s f_{yd}$$

Si è preferito scegliere un unico diametro pari a 18mm per tutte le barre di armatura e per tutte le travi appartenenti ai telai sismo-resistenti. Le scelte sono state effettuate nel rispetto dei valori ottenuti dalle equazioni e dei dettagli costruttivi riportati al § 7.4.6.2.1 delle NTC2018 e di seguito riassunti.

- Almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm devono essere presenti superiormente e inferiormente, per tutta la lunghezza della trave;
- In ogni sezione della trave il rapporto geometrico relativo all'armatura tesa deve essere compreso entro i seguenti limiti:

$$\frac{1,4}{f_{yk}} < \rho < \rho_{comp} + \frac{3,5}{f_{yk}}$$

- $\rho_{comp} \geq 0,25\rho$ in ogni sezione, il coefficiente moltiplicativo diventa 0,5 nelle zone dissipative;

Il posizionamento e il quantitativo di armatura longitudinale adottato sono riportati nei dettagli costruttivi presenti negli allegati.

Nella fase di verifica si è calcolata l'altezza della zona compressa riferita al reale quantitativo di armatura predisposto e il momento resistente della sezione grazie alle equazioni riportate:

$$M_{Rd} = S'(d - c) + C(d - \beta_2 x_u) \rightarrow M_{Rd} = A'_s f_{yd}(d - c) + \beta_1 x_u f_{cd} B(d - \beta_2 x_u)$$

$$C + S' + S = 0 \rightarrow \beta_1 x_u f_{cd} B + A'_s f_{yd} + A_s f_{yd} = 0$$

- A'_s è il quantitativo di armatura posizionata in zona compressa;
- A_s è il quantitativo di armatura posizionata in zona tesa;
- β_1 e β_2 sono i coefficienti di riempimento;
- f_{yd} e f_{cd} sono le resistenze di progetto dell'acciaio e del calcestruzzo;
- d e c sono l'altezza utile della sezione e il copriferro;

Le verifiche da eseguire sono:

$$x_u \leq 0,45 d \text{ e } M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

2.8.2. SLU: taglio

Le sollecitazioni taglianti utilizzate per progettare il quantitativo necessario di armatura trasversale non sono estratte dall'analisi strutturale ma, seguendo la progettazione in capacità, sono calcolate partendo della capacità flessionale di progetto nelle due sezioni di estremità della trave in analisi. L'espressione riportata è ottenuta considerando la trave incernierata agli estremi, soggetta ai carichi gravitazionali e pensando che entrambe le sezioni di estremità siano plasticizzate.

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \frac{M_{Rb,1} + M_{Rb,2}}{L} + \frac{(G + \psi_{i2} Q_k)}{2} L$$

- $M_{Rb,1}$ e $M_{Rb,2}$ rappresentano la capacità a flessione delle sezioni estreme della trave;
- γ_{Rd} è il fattore di sovraresistenza che prende in considerazione la possibilità che le barre longitudinali presentino una tensione di snervamento maggiore di quella prevista;
- L è la lunghezza della trave;
- $(G + \psi_{i2}Q_k)$ sono i carichi verticali;

Per tutte le travi sono state adottate delle staffe di diametro 8 mm mentre il passo è stato scelto in modo che vengano rispettate le due verifiche richieste al §4.1.2.3.5.2 e i dettagli costruttivi. Il valore del taglio che manda in crisi il calcestruzzo è calcolato, dal modello del traliccio di Ritter-Morsch, grazie alla formula riportata.

$$V_{Rd,c} = 0.9 \cdot d \cdot b \cdot \alpha_{cw} \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\cot\theta + \cot\alpha)}{(1 + \cot^2\theta)}$$

- f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta per tenere conto della contemporanea trazione in direzione ortogonale;
- α_{cw} è un coefficiente moltiplicativo che, per membrature non compresse è unitario;
- θ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto l'asse della trave;
- α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

Il valore di resistenza a taglio per una data armatura è pari a:

$$V_{Rd,s} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha$$

- $\frac{A_{sw}}{s}$ è il rapporto fra l'area dell'armatura trasversale e l'interasse e tra due armature trasversali consecutive;
- f_{ywd} è la resistenza di snervamento per l'acciaio con il quale sono realizzate le staffe;

Nello sviluppo longitudinale della trave bisogna distinguere fra zone di estremità e corpo centrale dell'elemento strutturale perché le due porzioni devono rispettare dettagli costruttivi differenti. Le estremità sono dette zone dissipative e si estendono, a partire dal filo del pilastro, per una lunghezza pari a 1.5 volte l'altezza della trave per la Classe di Duttività "A" mentre il corpo centrale è composto dalla porzione di trave rimanente. I dettagli costruttivi per le zone dissipative illustrati al §7.4.6.2.1 del NTC2018 sono riassunti dall'espressione seguente che limita il passo delle staffe.

$$s \leq \min\left(\frac{d}{4}; 6\phi_L; 24\phi_W; 175 \text{ mm}\right)$$

Per il corpo centrale della trave la normativa al §4.1.6.1.1 del NTC2018 impone che l'area totale sia non inferiore a $1.5 \cdot b$ in $\frac{\text{mm}^2}{\text{m}}$, che siano presenti almeno tre staffe per ogni metro e che il passo non superi il valore $0.9 \cdot d$. Scelto il passo si esegue la verifica riportata.

$$\max\{V_{Rd,c}; V_{Rd,s}\} \geq V_{Ed}$$

Con l'obiettivo di rispettare quanto riportato sono state adottate, per le travi di entrambe le direzioni, staffe a due bracci di diametro 8 mm. Le travi appartenenti ai telai sismo resistenti presentano un passo di 10 cm nelle zone dissipative e un passo di 15 cm nel corpo centrale mentre le travi definite come elementi strutturali secondari presentano un passo unico su tutto lo sviluppo longitudinale pari a 10 cm.

2.8.3. SLE: limitazione delle tensioni

Le tensioni massime nel calcestruzzo e nell'armature devono essere minori dei limiti imposti dalla normativa al §4.1.2.2.5.1 e al §4.1.2.2.5.2 e di seguito riportati.

- $\sigma_c < 0,6 \cdot f_{ck}$ per la combinazione di carico caratteristica;
- $\sigma_c < 0,45 \cdot f_{ck}$ per la combinazione quasi permanente;
- $\sigma_s < 0,8 \cdot f_{yk}$ per la combinazione caratteristica;

Lo stato tensionale rispetta sempre i limiti di normativa e la verifica è quindi soddisfatta.

2.8.4. SLE: fessurazione

L'ampiezza delle fessure non deve superare i valori massimi per non accelerare il degrado della struttura e non influenzare l'uso in esercizio della struttura. Per effettuare il controllo si è adottata la verifica con calcolo diretto dell'apertura della fessura seguendo quanto riportato al §7.3.4 dell'EC2. L'apertura della fessura è stata calcolando utilizzando l'espressione riportata.

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

- $s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{eff}$ distanza massima fra le fessure
- k_1 è un coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura, adottando barre ad aderenza migliorata è pari a 0.8;
- k_2 è un coefficiente che considera la distribuzione delle deformazioni;
- $k_3 = 0,4$ e $k_4 = 0,425$, i valori dipendono dalle normative nazionali;

Il termine $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ rappresenta la differenza fra la deformazione media dell'armatura e la deformazione media del calcestruzzo fra le fessure.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_{s,max} - k_t \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff}) \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho}}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_{s,max}}{E_s}$$

- k_t fattore dipendente dalla durata del carico, 0.4 nel caso in esame perché si considerano carichi di lunga durata;

- $\rho_{eff} = \frac{A_s + \vartheta \cdot A_p}{A_{c,eff}}$ dove $A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso;

La verifica risulta essere soddisfatta per tutte le travi.

2.8.5. SLE: deformazione

L'obiettivo è limitare la deformazione della struttura in condizioni di esercizio al fine di garantire la funzionalità della stessa. Nel §C.4.1.2.2. della Circolare 2019 è illustrato come, per il caso in esame, la verifica risulta soddisfatta limitando il rapporto l/h tra luce e altezza.

$$\frac{l}{h} \leq K \left[11 + \frac{1,5 \cdot f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \left[11 + \frac{500 \cdot A_{s,eff}}{f_{yk} A_{s,calc}} \right]$$

- $A_{s,eff}$ è l'armatura tesa effettivamente presente nella sezione più sollecitata;
- $A_{s,calc}$ è l'armatura di progetto nella stessa sezione;
- ρ è il rapporto di armatura tesa;
- ρ' è il rapporto di armatura compressa;
- K è fattore correttivo dipendente dallo schema strutturale e dal livello di sollecitazione del calcestruzzo;

La verifica risulta soddisfatta.

2.9. Progettazione e verifica – Pilastri

2.9.1. Gerarchia delle resistenze

La progettazione in capacità richiede che la resistenza complessiva dei pilastri sia maggiore della resistenza complessiva delle travi. La verifica deve essere controllata in ogni direzione e per ciascun verso di applicazione dell'azione sismica per tutti i nodi trave-pilastro della struttura

intelaiata, gli unici nodi esclusi dalla verifica sono quelli alla sommità dei pilastri dell'ultimo piano. La figura riportata e l'espressione sintetizzano il tutto.

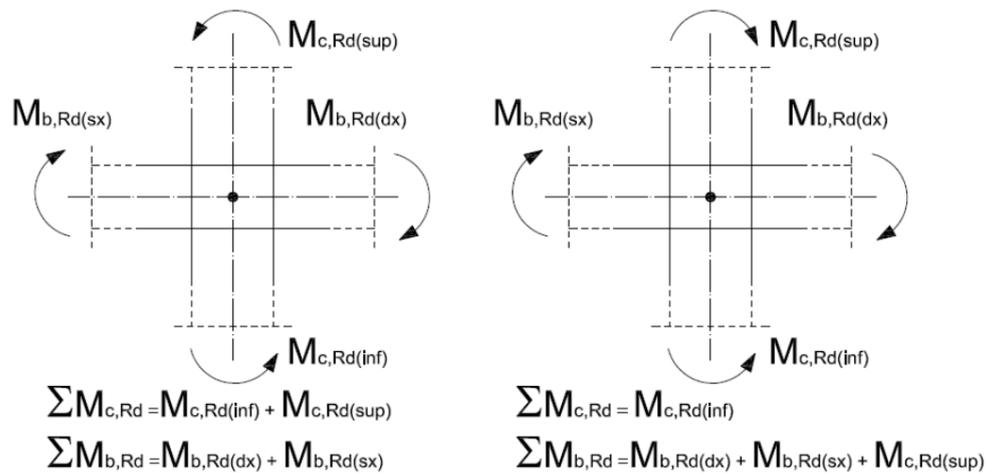


Figura 10: Gerarchia delle resistenze – pilastri

$$\Sigma M_{c,Rd} \geq \gamma_{Rd} M_{b,Rd}$$

- $M_{c,Rd}$ è il momento resistente per pressoflessione retta del pilastro convergente nel nodo e relativo allo sforzo normale della combinazione sismica considerata;
- $M_{b,Rd}$ è la capacità a flessione della trave convergente al nodo;
- γ_{Rd} è il fattore di sovraresistenza necessario a considerare la possibilità che la resistenza delle travi sia maggiore di quella calcolata;

Il quantitativo di armatura longitudinale è stato scelto rispettando l'espressione per tutte le 32 combinazioni sismiche e i dettagli costruttivi riportati nel §7.4.6.2.2 delle NTC18. Per i pilastri si sono adottate barre di armatura con diametro 20mm, per i pilastri 60x50 si è scelta una percentuale geometrica di armatura longitudinale pari all'1% mentre per quelli 60x70 pari a 1,2%.

2.9.2. SLU: presso-flessione deviata

Per la presenza contemporanea dei due momenti flettenti e dello sforzo assiale prodotto dai carichi gravitazionali è stata condotta la verifica a pressoflessione deviata seguendo le indicazioni riportate al §4.1.2.3.4.2. delle NTC18. La verifica si ritiene soddisfatta se è rispettata l'espressione seguente.

$$\left(\frac{M_{Edx}}{M_{Rdx}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_{Edy}}{M_{Rdy}}\right)^\alpha \leq 1$$

- M_{Edx} e M_{Edy} sono le due componenti di flessione retta della sollecitazione attorno ai due assi; M_{Rdx} e M_{Rdy} sono i valori di progetto dei momenti resistenti di pressoflessione retta;
- α è un coefficiente funzione dello sforzo normale;

La verifica di resistenza è stata effettuata per ogni combinazione di carico sia sismica che allo stato limite ultimo e risulta soddisfatta.

2.9.3. SLU: taglio

La sollecitazione tagliante con la quale calcolare il corretto quantitativo di armatura trasversale deve essere calcolata partendo dai valori della capacità resistente a flessione delle sezioni estreme del pilastro tramite la formula riportata.

$$V_{Ed} = \gamma_{Rd} \frac{M_{Rd}^{sup} + M_{Rd}^{inf}}{lp}$$

- M_{Rd}^{sup} e M_{Rd}^{inf} rappresentano la capacità resistente a flessione delle sezioni estreme;
- lp è la lunghezza del pilastro;

Alle estremità dei pilastri si estendono due zone dissipative nelle quali la distanza fra armature trasversali consecutive deve rispettare le limitazioni illustrate al §7.4.6.2.2 del NTC2018 e riassunte dall'espressione riportata.

$$s \leq \min\left(\frac{d}{3}; 6\phi_L; 125 \text{ mm}\right)$$

- s è il passo delle staffe;
- d è la lunghezza del lato minore della sezione trasversale del pilastro;
- ϕ_L è il diametro dell'armatura longitudinale;

Per garantire un'adeguata duttilità la normativa introduce un ulteriore dettaglio costruttivo limitando il rapporto meccanico di armatura trasversale che è stato calcolato con l'espressione riportata.

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume staffe di confinamento}}{\text{volume nucleo di calcestruzzo}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

La verifica da effettuare è:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot \nu_d \cdot \varepsilon_{sy,d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

- α è il coefficiente di efficacia del confinamento;
- ω_{wd} è il rapporto meccanico dell'armatura trasversale di confinamento all'interno della zona dissipativa;
- μ_ϕ è la domanda in duttilità di curvatura allo SLC;
- ν_d è la forza assiale adimensionalizzata relativa alla combinazione sismica;
- $\varepsilon_{sy,d}$ è la deformazione di snervamento dell'acciaio;

- b_c è la larghezza minima della sezione trasversale lorda;
- b_0 è la larghezza del nucleo confinato;

Per tutti i pilastri si sono scelte staffe a 4 bracci realizzate con barre di armatura di diametro 8 mm e posizionate con un interasse pari a 10 cm costante su tutta la lunghezza. In modo analogo a quanto fatto con le travi si è calcolato il valore del taglio che manda in crisi il calcestruzzo grazie all'espressione riportata.

$$V_{Rd,c} = 0.9 \cdot d \cdot b \cdot \alpha_{cw} \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\cot\theta + \cot\alpha)}{(1 + \cot^2\theta)}$$

- f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta per tenere conto della contemporanea trazione in direzione ortogonale;
- α_{cw} è un coefficiente moltiplicativo che, per membrature non compresse è unitario;
- θ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto l'asse della trave;
- α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

Il valore di resistenza a taglio per una data armatura è pari a:

$$V_{Rd,s} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha$$

- $\frac{A_{sw}}{s}$ è il rapporto fra l'area dell'armatura trasversale e l'interasse e tra due armature trasversali consecutive;
- f_{ywd} è la resistenza di snervamento per l'acciaio con il quale sono realizzate le staffe;

La verifica effettuata è riassunta dalla formulazione riportata.

$$\max\{V_{Rd,c}; V_{Rd,s}\} \geq V_{Ed}$$

La verifica risulta soddisfatta per tutti i pilastri.

2.10. Progettazione e verifica – nodi

La porzione di pilastro che si interseca con le travi confluenti in esso è detta nodo. L'obiettivo della progettazione è posticipare la rottura di tale porzione rispetto le zone della trave e del pilastro concorrenti. La forza di taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo si può calcolare partendo dalla figura sottostante che mostra le azioni trasmesse al nodo dagli altri elementi strutturali.

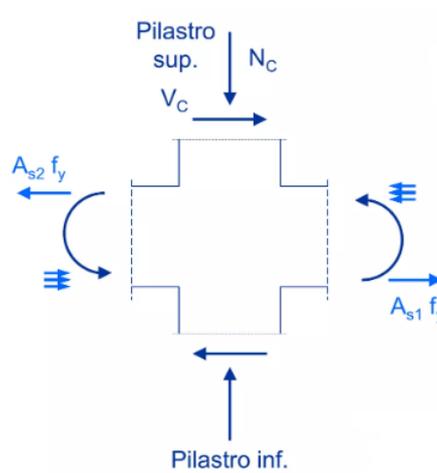


Figura 11: Azioni nel nodo

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd}(A_{s1} + A_{s2})f_{yd} - V_c \text{ per nodi interni}$$

$$V_{jbd} = \gamma_{Rd}A_{s1}f_{yd} - V_c \text{ per nodi esterni}$$

- V_{jbd} è la domanda a taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo;
- V_c è la forza di taglio trasmessa dal pilastro superiore;

- $A_{s1}f_{yd}$ e $A_{s2}f_{yd}$ sono i momenti flettenti nelle travi che mandano in trazione l'armatura e compressione nel calcestruzzo. Sono calcolati allo stato limite ultimo considerando l'armatura snervata;
- γ_{Rd} è il fattore di sovraresistenza che amplifica il contributo delle travi;

L'effetto dell'azione calcolata può essere valutato attraverso un modello tiranti e puntoni nel quale si evidenziano un meccanismo di taglio compressione e uno di taglio trazione. La compressione che si genera non deve superare la resistenza a compressione del calcestruzzo stesso. Questa limitazione può essere controllata tramite l'espressione fornita al § 7.4.4.3.1 delle NTC2018.

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

- $\eta = \alpha_j \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$ è un coefficiente riduttivo introdotto per considerare la presenza simultanea di compressione e trazione nelle direzioni ortogonali in cui α_j è funzione della posizione del pilastro;
- b_j è la larghezza effettiva del nodo
- h_{jc} è la distanza tra le posizioni più esterne delle armature dell'elemento verticale;
- $v_d = \frac{\sigma}{f_{cd}}$ è la tensione normalizzata rispetto alla resistenza del calcestruzzo;

La massima trazione diagonale del calcestruzzo deve essere limitata, al massimo, al valore di resistenza a trazione di progetto del materiale. Tale indicazione può essere soddisfatta posizionando nel nodo un numero di staffe tale da rispettare quanto riportato.

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

- A_{sh} è l'area totale delle armature trasversali presenti nel nodo;
- f_{ywd} è la resistenza a snervamento di progetto dell'acciaio con cui sono realizzate le staffe nel nodo;
- h_{jc} è la distanza fra le armature estreme del pilastro;
- f_{ctd} è la resistenza a trazione di progetto del calcestruzzo;

In alternativa, l'integrità del nodo a seguito della fessurazione diagonale può essere garantita integralmente dalle staffe orizzontali se è rispettata l'espressione riportata.

$$A_{sh}f_{ywd} \geq \gamma_{Rd}(A_{s1} + A_{s2})f_{yd}(1 - 0,8v_d) \text{ per nodi interni}$$

$$A_{sh}f_{ywd} \geq \gamma_{Rd}A_{s2}f_{yd}(1 - 0,8v_d) \text{ per nodi esterni}$$

Al fine di soddisfare quanto descritto nel presente paragrafo sono state adottate, per tutti i nodi della struttura, staffe a 4 bracci realizzate con barre di armatura con diametro 8 mm e posizionate con un interasse di 5 cm.

2.11. Verifiche di duttilità (DUT)

Avendo adottato un'analisi lineare la verifica di duttilità si può ritenere soddisfatta rispettando, per tutti gli elementi strutturali, i dettagli costruttivi riportati nei §4.1.6 e nel §7.4 delle NTC 2018.

2.12. Verifiche di rigidezza (RIG)

Per soddisfare la verifica è necessario calcolare spostamenti di interpiano in presenza dell'azione sismica di progetto. Seguendo le indicazioni fornite dalla normativa la verifica è stata eseguita considerando lo spettro di risposta allo SLD in quanto la struttura è in classe d'uso II. Si è scelto di adottare delle tamponature progettate in modo da non subire spostamenti di interpiano quindi, al fine di rispettare la verifica, lo spostamento di interpiano dovrà essere minore dell'1% dell'altezza di interpiano. Nella figura seguente sono riportati gli spostamenti di interpiano in funzione della quota per ogni telaio considerato. La verifica risulta soddisfatta per tutti i telai della struttura.

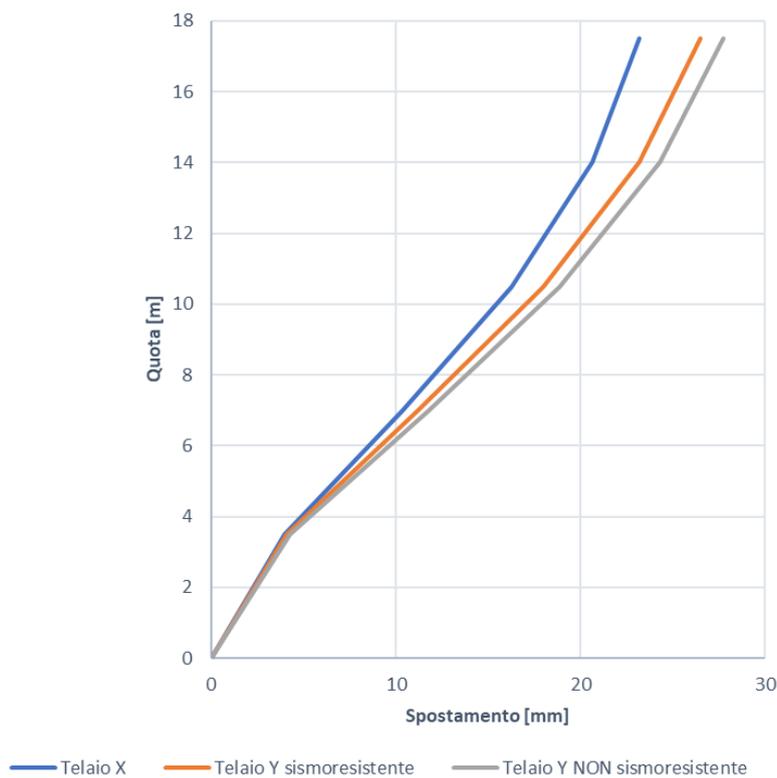


Figura 12: Spostamento di interpiano allo SLV

2.13. Progettazione e verifica – elementi ST secondari

Gli elementi strutturali secondari devono essere progettati per resistere ai soli carichi verticali e per seguire gli spostamenti della struttura senza perdere capacità portante. Nella struttura in esame tutte le travi a spessore sono considerate elementi strutturali secondari e le sollecitazioni usate per la loro progettazione e verifica derivano solo della combinazione di carico fondamentale.

2.13.1. SLU: flessione

Note le sollecitazioni flettenti agenti sulle singole travi si è adottata la procedura descritta nel seguente paragrafo per stabilire il corretto quantitativo di armatura longitudinale da predisporre. Si è calcolato il valore del momento flettente limite tramite l'espressione seguente:

$$M_{Ed,lim} = 0.2961 B d^2 f_{cd}$$

Se il momento esterno agente è maggiore dell' $M_{Ed,lim}$ è necessaria, al fine di garantire una sufficiente duttilità sezionale, posizionare delle barre di armatura anche in zona compressa. Se il momento esterno è minore del valore limite è sufficiente armare la sezione solo in zona tesa. Nella struttura in esame si è ricaduti sempre nel secondo caso.

Le dimensioni della sezione di calcestruzzo sono note e dalle due equazioni riportate si sono ricavate le due incognite: l'altezza della zona compressa e il quantitativo minimo di armatura.

$$M_{Ed} = C(d - \beta_2 x_u) \rightarrow M_{Ed} = \beta_1 x_u f_{cd} B (d - \beta_2 x_u)$$

$$C = S \rightarrow \beta_1 x_u f_{cd} B = A_s f_{yd}$$

Si è preferito scegliere un unico diametro pari a 14mm per tutte le barre di armatura in tutti gli elementi strutturali secondari. Le scelte sono state effettuate nel rispetto dei valori ottenuti dalle

equazioni riportate e dei dettagli costruttivi riportati al § 4.1.6.1.1 delle NTC2018 e di seguito riassunti.

- L'area dell'armatura longitudinale in zona tesa non deve rispettare l'espressione:

$$A_{s,min} = 0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_t \cdot d \geq 0.0013 \cdot b_t \cdot d$$

$A_{s,min}$ è l'area dell'armatura longitudinale in zona tesa minima;

b_t è la larghezza media della zona tesa;

d è l'altezza utile della sezione;

$\frac{f_{ctm}}{f_{yk}}$ è il rapporto tra il valore della resistenza di calcolo a trazione del calcestruzzo e il

valore caratteristico della resistenza a snervamento dell'acciaio;

Il posizionamento e il quantitativo di armatura longitudinale adottato sono riportati nei dettagli costruttivi presenti negli allegati.

Nella fase di verifica si è calcolata l'altezza della zona compressa riferita al reale quantitativo di armatura predisposto e il momento resistente della sezione grazie alle equazioni riportate:

$$M_{Rd} = S'(d - c) + C(d - \beta_2 x_u) \rightarrow M_{Rd} = A'_s f_{yd} (d - c) + \beta_1 x_u f_{cd} B (d - \beta_2 x_u)$$

$$C + S' + S = 0 \rightarrow \beta_1 x_u f_{cd} B + A'_s f_{yd} + A_s f_{yd} = 0$$

- A'_s è il quantitativo di armatura posizionata in zona compressa;
- A_s è il quantitativo di armatura posizionata in zona tesa;
- β_1 e β_2 sono i coefficienti di riempimento;
- f_{yd} e f_{cd} sono le resistenze di progetto dell'acciaio e del calcestruzzo;
- d e c sono l'altezza utile della sezione e il copriferro;

Le verifiche da eseguire sono:

$$x_u \leq 0,45 d \text{ e } M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

2.13.2. SLU: taglio

Le sollecitazioni taglianti utilizzate per progettare il quantitativo necessario di armatura trasversale sono estratte dall'analisi strutturale considerando la combinazione fondamentale allo SLU.

Per tutti gli elementi strutturali secondari sono state adottate delle staffe di diametro 8 mm e il passo è stato scelto in modo che vengano rispettate le due verifiche richieste al §4.1.2.3.5.2 e i dettagli costruttivi. Il valore del taglio che manda in crisi il calcestruzzo è calcolato, dal modello del traliccio di Ritter-Morsch, grazie alla formulazione riportata.

$$V_{Rd,c} = 0.9 \cdot d \cdot b \cdot \alpha_{cw} \cdot f'_{cd} \cdot \frac{(\cot\theta + \cot\alpha)}{(1 + \cot^2\theta)}$$

- f'_{cd} è la resistenza a compressione ridotta per tenere conto della contemporanea trazione in direzione ortogonale;
- α_{cw} è un coefficiente moltiplicativo che, per membrature non compresse è unitario;
- θ è l'inclinazione dei puntoni di calcestruzzo rispetto l'asse della trave;
- α angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

Il valore di resistenza a taglio per una data armatura è pari a:

$$V_{Rd,s} = 0.9 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot f_{ywd} \cdot (\cot\theta + \cot\alpha) \cdot \sin\alpha$$

- $\frac{A_{sw}}{s}$ è il rapporto fra l'area dell'armatura trasversale e l'interasse e tra due armature trasversali consecutive;
- f_{ywd} è la resistenza di snervamento per l'acciaio con il quale sono realizzate le staffe;

La normativa al §4.1.6.1.1 del NTC2018 impone che l'area totale sia non inferiore a $1.5b$ in $\frac{mm^2}{m}$, che siano presenti almeno tre staffe per ogni metro e che il passo non superi il valore $0.9d$.

Scelto il passo si esegue la verifica riportata.

$$\max\{V_{Rd,c}; V_{Rd,s}\} \geq V_{Ed}$$

Con l'obiettivo di rispettare quanto descritto sono state adottate staffe a due bracci di diametro 8 mm con passo di 10 cm costante lungo tutto lo sviluppo longitudinale degli elementi in analisi.

2.13.3. SLE: limitazione delle tensioni

Le tensioni massime nel calcestruzzo e nell'armature devono essere minori dei limiti imposti dalla normativa al §4.1.2.2.5.1 e al §4.1.2.2.5.2 e di seguito riportati.

- $\sigma_c < 0,6 \cdot f_{ck}$ per la combinazione di carico caratteristica;
- $\sigma_c < 0,45 \cdot f_{ck}$ per la combinazione quasi permanente;
- $\sigma_s < 0,8 \cdot f_{yk}$ per la combinazione caratteristica;

Lo stato tensionale rispetta sempre i limiti di normativa e la verifica è quindi soddisfatta.

2.13.4. SLE: fessurazione

L'ampiezza delle fessure non deve superare i valori massimi per non accelerare il degrado della struttura e non influenzare l'uso in esercizio della struttura. Per effettuare il controllo si è

adottata la verifica con calcolo diretto dell'apertura della fessura seguendo quanto riportato al §7.3.4 dell'EC2. L'apertura della fessura è stata calcolando utilizzando l'espressione riportata.

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

- $s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{eff}$ distanza massima fra le fessure
- k_1 è un coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura, adottando barre ad aderenza migliorata è pari a 0.8;
- k_2 è un coefficiente che considera la distribuzione delle deformazioni;
- $k_3 = 0,4$ e $k_4 = 0,425$, i valori dipendono dalle normative nazionali;

Il termine $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ rappresenta la differenza fra la deformazione media dell'armatura e la deformazione media del calcestruzzo fra le fessure.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_{s,max} - k_t \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff}) \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho}}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_{s,max}}{E_s}$$

- k_t fattore dipendente dalla durata del carico, 0.4 nel caso in esame perché si considerano carichi di lunga durata;
- $\rho_{eff} = \frac{A_s + \vartheta \cdot A_p}{A_{c,eff}}$ dove $A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso;

La verifica risulta essere soddisfatta per tutte le travi.

2.13.5. SLE: deformazione

L'obiettivo è limitare la deformazione della struttura in condizioni di esercizio al fine di garantire la funzionalità della stessa. Nel §C.4.1.2.2. della Circolare 2019 è illustrato come, per il caso in esame, la verifica risulta soddisfatta limitando il rapporto l/h tra luce e altezza.

$$\frac{l}{h} \leq K \left[11 + \frac{1,5 \cdot f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \left[11 + \frac{500 \cdot A_{s,eff}}{f_{yk} A_{s,calc}} \right]$$

- $A_{s,eff}$ è l'armatura tesa effettivamente presente nella sezione più sollecitata;
- $A_{s,calc}$ è l'armatura di progetto nella stessa sezione;
- ρ è il rapporto di armatura tesa;
- ρ' è il rapporto di armatura compressa;
- K è fattore correttivo dipendente dallo schema strutturale e dal livello di sollecitazione del calcestruzzo;

La verifica risulta soddisfatta.

2.14. Progettazione e verifica – Nervatura di solaio

Per il progetto dell'armatura longitudinale delle nervature di solaio sono state estratte le sollecitazioni dal software di calcolo SAP2000 facendo riferimento al travetto più sollecitato.

2.14.1. SLU: flessione

Le dimensioni della sezione di calcestruzzo sono note e dalle due equazioni riportate si sono ricavate l'altezza della zona compressa e il quantitativo minimo di armatura.

$$M_{Ed} = C(d - \beta_2 x_u) \rightarrow M_{Ed} = \beta_1 x_u f_{cd} B (d - \beta_2 x_u)$$

$$C = S \rightarrow \beta_1 x_u f_{cd} B = A_s f_{yd}$$

Si è scelto di adottare barre di armatura di diametro 10 mm disposte come riportato nel dettaglio costruttivo allegato. Le scelte sono state effettuate nel rispetto dei valori ottenuti dalle equazioni riportate e dei dettagli costruttivi riportati al § 4.1.6 delle NTC2018.

Nella fase di verifica si è calcolata l'altezza della zona compressa riferita al reale quantitativo di armatura predisposto e il momento resistente della sezione grazie alle equazioni riportate:

$$M_{Rd} = S'(d - c) + C(d - \beta_2 x_u) \rightarrow M_{Rd} = A'_s f_{yd}(d - c) + \beta_1 x_u f_{cd} B(d - \beta_2 x_u)$$

$$C + S' + S = 0 \rightarrow \beta_1 x_u f_{cd} B + A'_s f_{yd} + A_s f_{yd} = 0$$

- A'_s è il quantitativo di armatura posizionata in zona compressa;
- A_s è il quantitativo di armatura posizionata in zona tesa;
- β_1 e β_2 sono i coefficienti di riempimento;
- f_{yd} e f_{cd} sono le resistenze di progetto dell'acciaio e del calcestruzzo;
- d e c sono l'altezza utile della sezione e il copriferro;

Le verifiche da eseguire sono:

$$x_u \leq 0,45 d \text{ e } M_{Rd} \geq M_{Ed}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

2.14.2. SLU: Taglio

Il travetto di solaio è un elemento senza armature trasversali resistenti a taglio. È necessario verificare che il taglio sollecitante sia minore della resistenza di progetto a taglio.

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

La resistenza di progetto a taglio è valutata con la formula riportata:

$$V_{Rd,c} = \max \left\{ \frac{0,18}{\gamma_c} k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d; [0,035 \cdot k^{3/2} \cdot f_{ck}^{1/2} + k \cdot \sigma_{cp}] b_w d \right\}$$

- $\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d}$ è la percentuale di armatura longitudinale tesa della sezione;
- σ_{cp} prende in conto l'eventuale effetto favorevole della precompressione;
- $k = 1 + \sqrt{200/d} \leq 2$ è un fattore di scala che considera la minore efficacia dell'ingranamento degli inerti al crescere dell'altezza utile della sezione;

Deve essere rispettata anche la seguente condizione:

$$V_{Ed} \leq 0,5 \cdot b_w \cdot d \cdot f_{cd}$$

Le verifiche risultano soddisfatte.

2.14.3. SLE: limitazione delle tensioni

Le tensioni massime nel calcestruzzo e nell'armature devono essere minori dei limiti imposti dalla normativa al §4.1.2.2.5.1 e al §4.1.2.2.5.2 e di seguito riportati.

- $\sigma_c < 0,6 \cdot f_{ck}$ per la combinazione di carico caratteristica;
- $\sigma_c < 0,45 \cdot f_{ck}$ per la combinazione quasi permanente;
- $\sigma_s < 0,8 \cdot f_{yk}$ per la combinazione caratteristica;

2.14.4. SLE: fessurazione

L'ampiezza delle fessure non deve superare i valori massimi per non accelerare il degrado della struttura e non influenzare l'uso in esercizio della struttura. Per effettuare il controllo si è adottata la verifica con calcolo diretto dell'apertura della fessura seguendo quanto riportato al §7.3.4 dell'EC2. L'apertura della fessura è stata calcolando utilizzando l'espressione riportata.

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

- $s_{r,max} = k_3 \cdot c + k_1 \cdot k_2 \cdot k_4 \cdot \phi / \rho_{eff}$ distanza massima fra le fessure;

- k_1 è un coefficiente che tiene conto delle proprietà di aderenza dell'armatura, adottando barre ad aderenza migliorata è pari a 0.8;
- k_2 è un coefficiente che considera la distribuzione delle deformazioni;
- $k_3 = 0,4$ e $k_4 = 0,425$, i valori dipendono dalle normative nazionali;

Il termine $\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm}$ rappresenta la differenza fra la deformazione media dell'armatura e la deformazione media del calcestruzzo fra le fessure.

$$\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} = \frac{\sigma_{s,max} - k_t \cdot (1 + \alpha_e \cdot \rho_{eff}) \cdot \frac{f_{ctm}}{\rho}}{E_s} \geq 0,6 \cdot \frac{\sigma_{s,max}}{E_s}$$

- k_t fattore dipendente dalla durata del carico, 0.4 nel caso in esame perché si considerano carichi di lunga durata;
- $\rho_{eff} = \frac{A_s + \vartheta \cdot A_p}{A_{c,eff}}$ dove $A_{c,eff}$ è l'area efficace di calcestruzzo teso;

La verifica risulta soddisfatta.

2.14.5. SLE: deformazione

L'obiettivo è limitare la deformazione della struttura in condizioni di esercizio al fine di garantire la funzionalità della stessa. Nel §C.4.1.2.2. della Circolare 2019 è illustrato come, per il caso in esame, la verifica risulta soddisfatta limitando il rapporto l/h tra luce e altezza.

$$\frac{l}{h} \leq K \left[11 + \frac{1,5 \cdot f_{ck}}{\rho + \rho'} \right] \left[11 + \frac{500 \cdot A_{s,eff}}{f_{yk} A_{s,calc}} \right]$$

- $A_{s,eff}$ è l'armatura tesa effettivamente presente nella sezione più sollecitata;
- $A_{s,calc}$ è l'armatura di progetto nella stessa sezione;
- ρ è il rapporto di armatura tesa;

- ρ' è il rapporto di armatura compressa;
- K è fattore correttivo dipendente dallo schema strutturale e dal livello di sollecitazione del calcestruzzo;

La verifica risulta soddisfatta.

3. Calibrazione delle molle

La robustezza della struttura è stata indagata grazie al software ad elementi finiti ATENA 2D specializzato in analisi non lineari sulle strutture in calcestruzzo armato come descritto nel capitolo successivo. Il modello ad elementi finito realizzato permette solo un'analisi bidimensionale quindi, per considerare il contributo offerto dai telai ortogonali al telaio analizzato, si è sfruttata la possibilità di inserire delle molle posizionate in corrispondenza di ogni nodo trave-pilastro. Tale procedura è stata adottata con l'obiettivo di ottenere una risposta che rappresenti il comportamento dell'intera struttura nel tridimensionale. Il seguente capitolo descriverà le procedure e le metodologie adottate nella calibrazione del legame forza spostamento assegnato alle molle non lineari.

3.1. Modello tridimensionale SAP2000

Per la calibrazione della legge costitutiva da attribuire alle molle, si è optato per l'utilizzo del software SAP2000. Inizialmente, è stato creato un modello tridimensionale dell'intera struttura, come illustrato nell'immagine successiva. Al fine di ottenere un modello il più possibile fedele alla fase precedente di progettazione, si è scelto di suddividere gli elementi frame delle travi, separando la zona dissipativa posizionate alle estremità della trave dalla zona centrale non dissipativa.

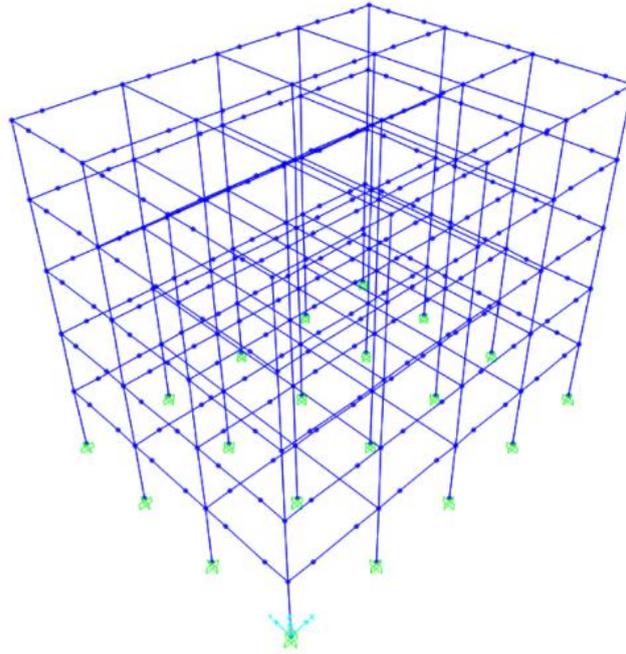


Figura 13: Modello tridimensionale SAP2000

Utilizzando lo strumento Section Designer all'interno del software, sono state definite le sezioni per gli elementi strutturali, rispettando i dettagli costruttivi indicati nell'allegato della presente tesi. Nella figura sottostante sono riportate alcune delle sezioni realizzate per mettere in evidenza come il confinamento del calcestruzzo, offerto dalle staffe, è stato modellato utilizzando due leggi costitutive differenti per il nucleo centrale e per il copriferro.

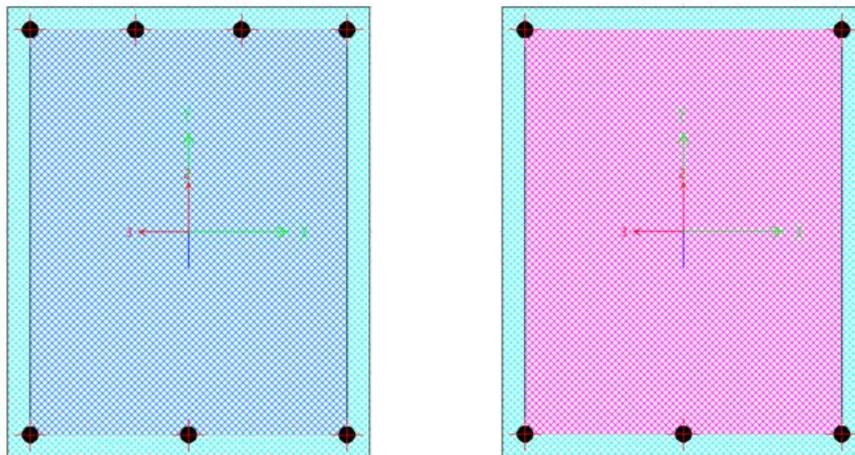


Figura 14: Modellazione sezione elementi strutturali - SAP2000

3.2. Materiali usati

Le leggi costitutive dei diversi materiali sono state attribuite utilizzando la funzionalità di SAP2000 che consente di assegnare le leggi tensione-deformazione per punti. Tale funzione è rappresentata nella figura seguente.

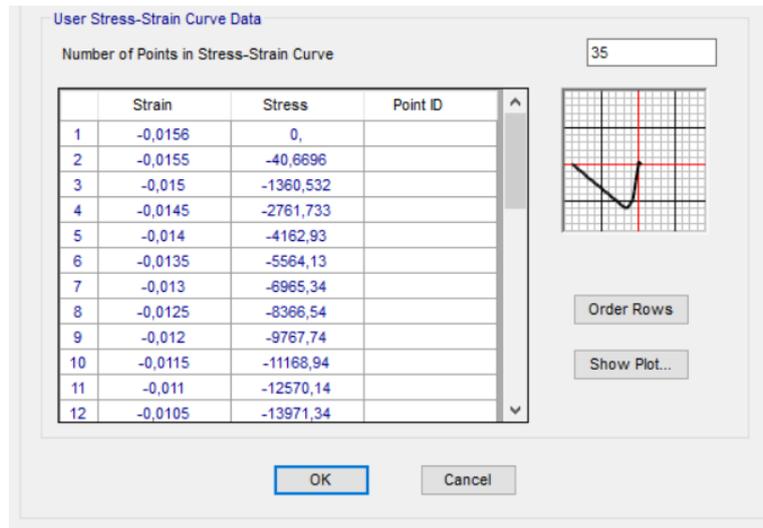


Figura 15: Definizione legge costitutiva - SAP2000

La scelta delle leggi costitutive da adottare, elencate di seguito, è stata effettuata al fine di garantire la coerenza tra i software utilizzati, consentendo così un confronto per la validazione dei risultati ottenuti. In particolare, sono stati scelti i seguenti modelli costitutivi:

- Per il calcestruzzo confinato, è stato utilizzato il legame di Saatcioglu e Razvi, che tiene conto della sovreresistenza dovuta al confinamento considerando parametri come il passo delle staffe, le dimensioni geometriche della sezione e il diametro delle armature longitudinali.

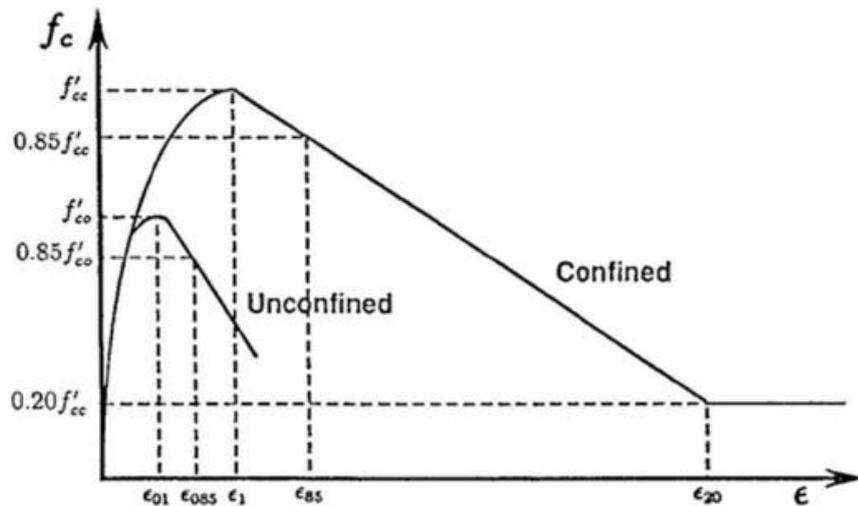


Figura 16: Legge costitutiva calcestruzzo

- Per l'acciaio delle armature longitudinali e trasversali, realizzato in B450C, è stata adottata una legge bilineare con tratto di incrudimento con riferimento ai valori medi.

3.3. Tipologia di analisi

Al fine di determinare la legge costitutiva delle molle, rappresentata come una relazione tra forza e spostamento, è stata condotta un'analisi non lineare. In particolare, è stata eseguita un'analisi in controllo di spostamento tramite l'applicazione incrementale di uno spostamento orizzontale crescente di 1 cm alla volta e registrando la reazione in corrispondenza del nodo in esame. Tale procedura è stata ripetuta per ogni nodo trave-pilastro appartenente al telaio in analisi. Questo processo è stato realizzato utilizzando la funzionalità di non linear static load case presente nel software. Tale funzionalità ha consentito di applicare lo spostamento imposto, ignorando il peso proprio degli elementi strutturali, al fine di ottenere un risultato basato esclusivamente sulla resistenza strutturale offerta al carico imposto. Inoltre, poiché si trattava di un'analisi non lineare, sono state considerate anche le non linearità geometriche attraverso l'applicazione del metodo P-delta. Nella figura seguente sono riportate, a titolo di esempio, le impostazioni utilizzate per sviluppare l'analisi.

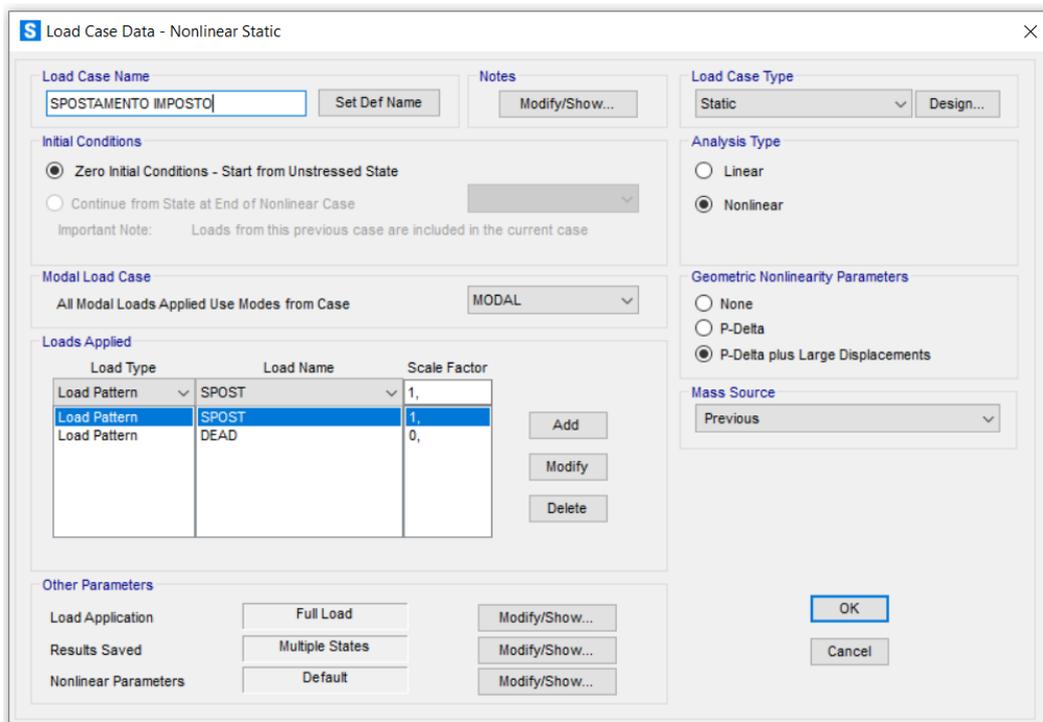


Figura 17: Analisi non lineare - SAP2000

3.4.Cerniere plastiche

Per la modellazione del comportamento non lineare, è stato utilizzato il concetto delle cerniere a plasticità diffusa. Questo metodo permette di rappresentare in maniera accurata la deformazione plastica e il collasso delle strutture, tenendo conto degli effetti di isteresi e dissipazione di energia durante il carico e lo scarico. Per ottenere una rappresentazione più accurata del comportamento non lineare, sono state utilizzate le cerniere a fibre anziché le cerniere a plasticità concentrata. Tali cerniere operano come un sistema composto da diverse fibre, ognuna delle quali è associata a un materiale specifico e presenta una relazione tensione-deformazione unica, correlata all'area di competenza della singola fibra. Questo permette di considerare in modo accurato la variazione delle proprietà materiali lungo la sezione e di catturare in maniera dettagliata il comportamento non lineare e la distribuzione delle tensioni e delle deformazioni. Effettuando la somma dei valori di tensione di ciascuna fibra, è possibile

determinare le sollecitazioni che agiscono sulla sezione trasversale, espressi in termini di sforzo assiale e momento flettente. Le cerniere a fibre possono essere modellate in funzione di tre parametri descritti nei paragrafi successivi.

3.4.1. Lunghezza delle cerniere plastica

La lunghezza delle cerniere plastiche svolge un ruolo cruciale poiché, a partire dalle sollecitazioni descritte in precedenza, consente di determinare gli spostamenti e le rotazioni plastiche che si verificano nelle cerniere. Questo parametro è essenziale per comprendere il comportamento della struttura in campo non lineare. Nel modello realizzato è stata scelta una lunghezza delle cerniere plastiche pari al 10% della lunghezza dell'elemento resistente corrispondente.

3.4.2. Posizione delle cerniere

Il secondo parametro fondamentale è la posizione delle cerniere plastiche definite all'interno del modello. Per ogni trave sono state collocate quattro cerniere plastiche: due alle estremità dell'elemento, all'altezza del nodo trave-pilastro, e altre due all'interfaccia tra la zona dissipativa e la zona non dissipativa. La scelta di questa disposizione deriva dal fatto che il momento resistente varia tra le due zone e potrebbero formarsi per prime le cerniere nella transizione tra la zona critica e quella non dissipativa. Questo approccio comporta un maggior onere computazionale nel modello, ma è motivato dalla volontà di catturare in modo preciso il comportamento non lineare della struttura. La porzione dell'elemento in cui non sono presenti le cerniere rimane nel campo elastico, contribuendo alla rappresentazione del comportamento lineare della struttura. Per i pilastri si è scelto di posizionare le cerniere plastiche solo alle estremità dell'elemento strutturale.

3.4.3. Numero di fibre

Il numero di fibre è il terzo parametro che influenza il comportamento delle cerniere a fibre. La selezione del numero di fibre da assegnare deve essere effettuata considerando che un aumento del numero di fibre comporta una maggiore precisione dei risultati, ma anche un aumento del carico computazionale. È quindi necessario trovare un giusto equilibrio tra la precisione desiderata e l'efficienza computazionale, al fine di ottenere una modellazione accurata senza compromettere le prestazioni del software. Nella figura sottostante è rappresentata una delle sezioni realizzate nel software e la sua divisione in fibre.

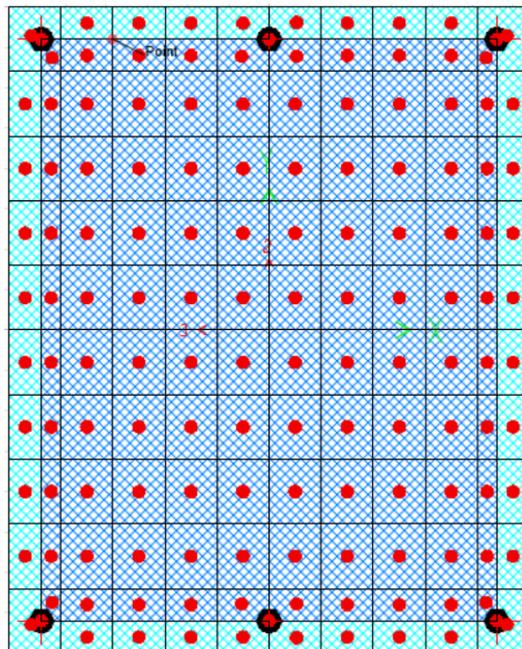


Figura 18: Cerniere plastiche a fibre

3.4.4. Semplificazioni

Al fine di focalizzarsi esclusivamente sul contributo dei telai ortogonali, sono state apportate alcune semplificazioni nelle analisi precedentemente descritte. In particolare, è stato ritenuto necessario evitare di considerare il contributo del telaio principale nel modello di calibrazione. Poiché il telaio di collasso è già incluso nel modello agli elementi finiti realizzato sul software ATENA, considerarlo nuovamente nel modello di calibrazione porterebbe a un risultato errato

e a una sovrastima del suo contributo. Al fine di evitare l'errore precedentemente menzionato, sono state apportate delle modifiche agli elementi strutturali.

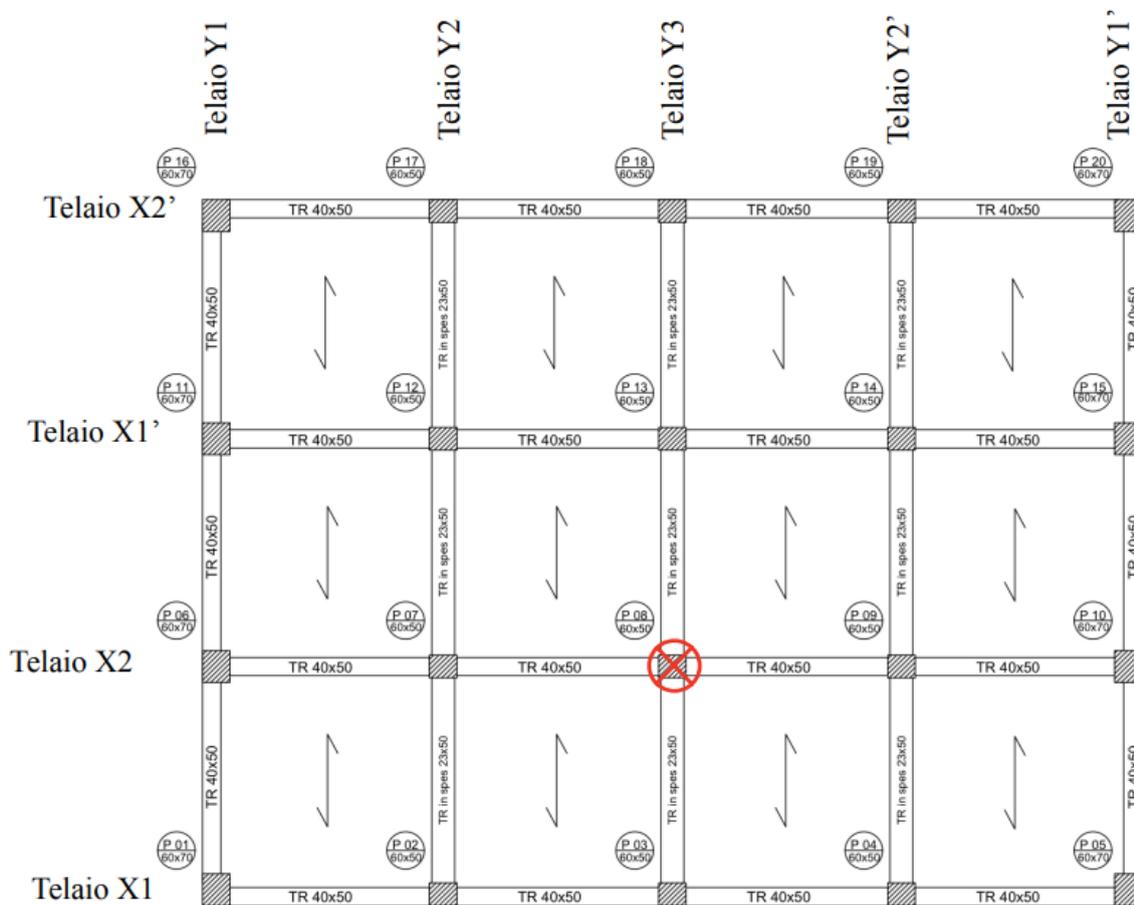


Figura 19: Scenario di collasso

Per il particolare scenario di collasso evidenziato nell'immagine precedente, sono state applicate le seguenti limitazioni al fine di evitare errate stime dei contributi e cogliere solo il contributo, in termini di resistenza, offerto dai telai in direzione y.

- Le travi del telaio individuato come X2 sono state completamente rimosse poiché già considerate all'interno del modello FEM realizzato sul software ATENA;
- I pilastri del telaio X2 sono già presenti nel modello FEM, tuttavia, essendo un modello bidimensionale, viene considerata solo il comportamento resistente dei pilastri nel piano. Il contributo offerto da tali elementi resistenti fuori dal piano deve essere

considerato nel modello di calibrazione. Per fare ciò si è pensato di introdurre dei moltiplicatori variabili per le proprietà sezionali di tali elementi. Tali coefficienti moltiplicativi sono riassunti nell'immagine sottostante.

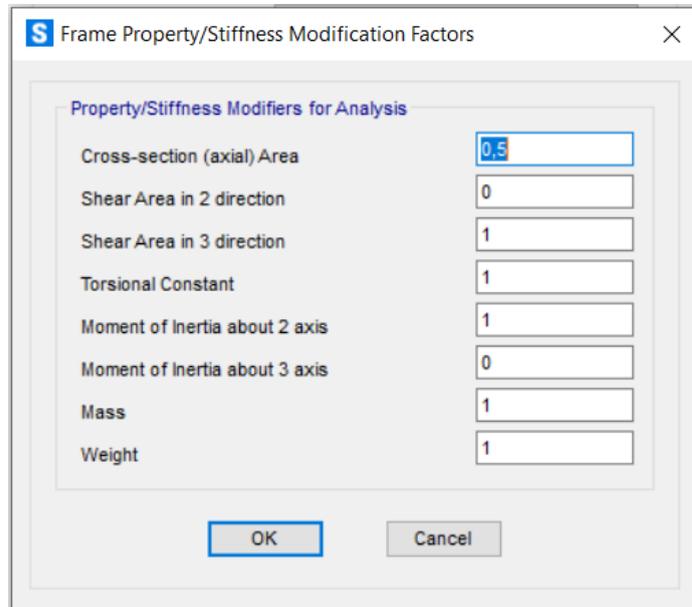


Figura 20: Coefficienti moltiplicativi

È stata considerata una riduzione dell'area resistente allo sforzo assiale pari al 50% per tutti i pilastri del telaio principale di collasso e sono stati annullati l'area di taglio e il momento di inerzia nel piano considerando così i pilastri non reagenti per sforzo di taglio e momento flettente nel piano.

Di seguito è riportata una delle curve ottenuta da tale procedura.

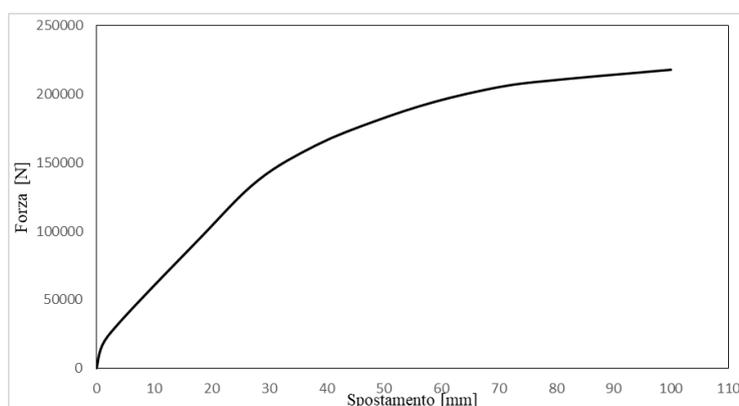


Figura 21: Legge costitutiva non lineare - molle

4. ATENA 2D

Per analizzare l'evoluzione del danneggiamento locale e la robustezza della struttura è stato utilizzato il software a elementi finiti ATENA 2D che permette di eseguire analisi non lineari sulle strutture in calcestruzzo armato. Una delle principali caratteristiche del programma è la sua capacità di modellare il comportamento non lineare del calcestruzzo armato, tenendo conto degli effetti della fessurazione, l'effetto di tension stiffening e la riduzione della rigidità a taglio per effetto della fessurazione del materiale. La risposta di una struttura in calcestruzzo armato, soprattutto dopo la perdita di un elemento portante, mostra un comportamento altamente non lineare, rendendo la teoria lineare inadeguata per ottenere risultati accurati.

4.1. Materiali

Nella sezione dedicata ai materiali, abbiamo fornito una precisa descrizione dei vari tipi di materiali e delle loro leggi costitutive. In particolare, abbiamo individuato due classi di materiali: SBeta material e reinforcement, impiegati specificatamente per il calcestruzzo e le barre di armatura in acciaio. Per la modellazione del comportamento del calcestruzzo confinato in compressione, è stato adottato il legame di Saatcioglu e Razvi, il quale tiene conto dell'aumento di resistenza dovuto al confinamento. Per definire questa legge costitutiva, il software richiede i seguenti parametri: il valore di deformazione corrispondente alla resistenza a compressione, il coefficiente di riduzione che considera gli effetti delle fessurazioni e il modulo di elasticità tangenziale.

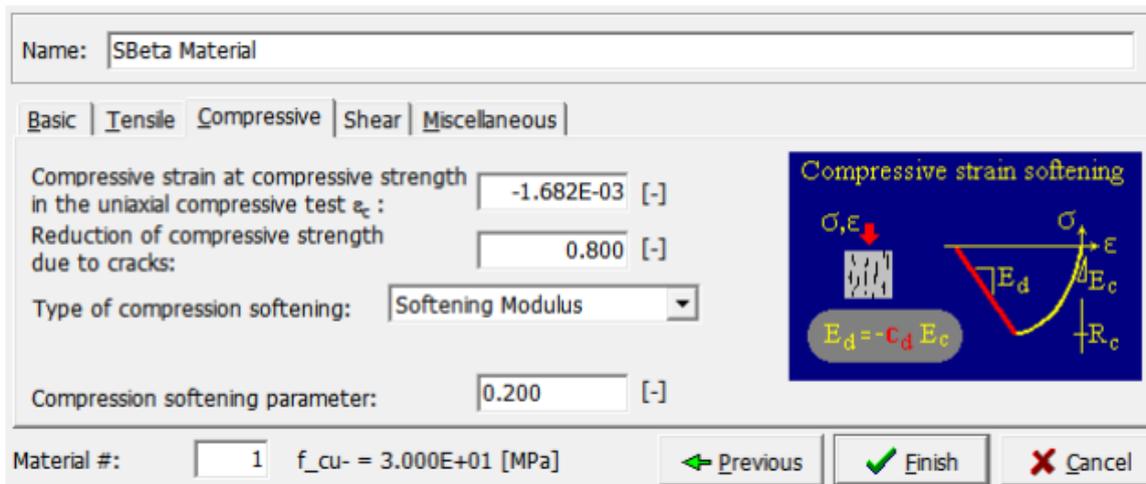


Figura 22: Legge costitutiva del calcestruzzo confinato - ramo di compressione

Per la definizione del comportamento a trazione del calcestruzzo è stata adottata una legge bilineare definendo la deformazione e la tensione relative al picco e il punto di annullamento.

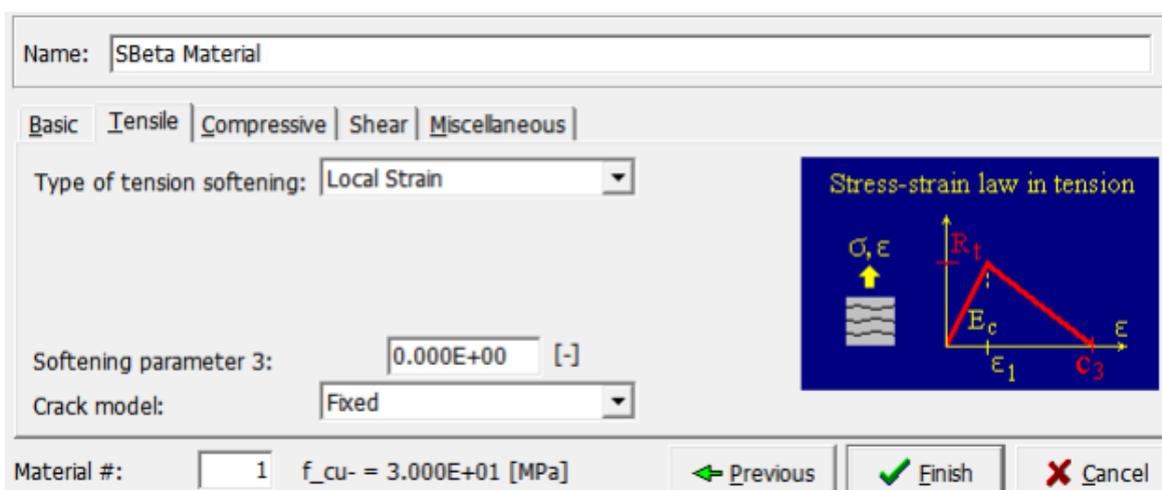


Figura 23: Legge costitutiva del calcestruzzo confinato - ramo a trazione

La legge costitutiva dell'acciaio è stata modellata utilizzando un comportamento bilineare, come illustrato nel grafico. Questa legge è definita attraverso l'inserimento di diversi parametri, tra cui il modulo elastico, la tensione di snervamento, la tensione di rottura e la deformazione limite.

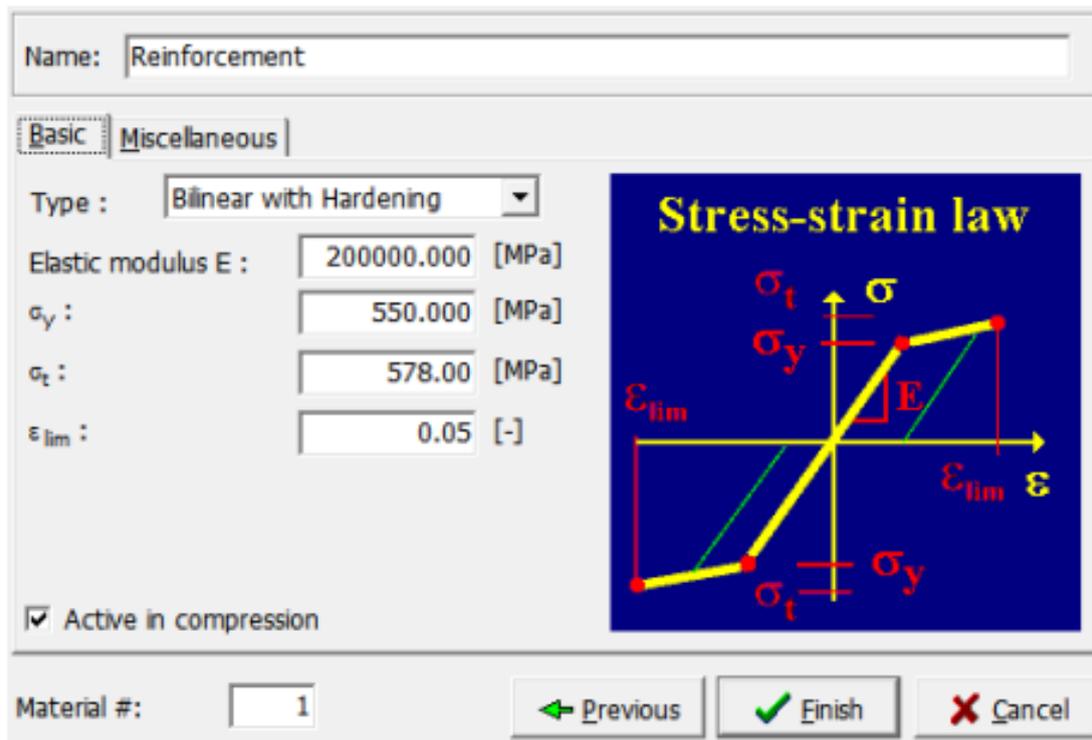


Figura 24: Legge costitutiva dell'acciaio

Seguendo quanto appena descritto sono stati definiti i seguenti materiali:

- CLS Travi ZD: tale materiale è stato utilizzato per descrivere il comportamento del calcestruzzo nelle zone dissipative delle travi;
- CLS Travi: utilizzato per caratterizzare il comportamento del calcestruzzo nelle regioni non dissipative delle travi;
- CLS Pilastro ZD: tale materiale è stato utilizzato per descrivere il comportamento del calcestruzzo nelle zone dissipative dei pilastri;
- CLS Pilastro: utilizzato per caratterizzare il comportamento del calcestruzzo nelle regioni non dissipative dei pilastri;
- CLS Nodi trave - pilastro: utilizzato per descrivere l'azione di confinamento all'altezza del nodo;
- CLS copriferro: per definire il calcestruzzo nelle zone del copriferro;
- B450C: per le barre di armatura longitudinali e trasversali;

4.2.Geometria

Durante la fase di pre-processing, è stato possibile definire con precisione la geometria del telaio oggetto di studio. Questo è stato realizzato attraverso la definizione delle coordinate dei punti che rappresentano i nodi strutturali. Successivamente, questi punti sono stati collegati da linee, creando così la rappresentazione visiva della struttura riportata nell'immagine sottostante. Si è scelto di dividere gli elementi resistenti nel seguente modo, i pilastri sono stati suddivisi in quattro porzioni verticali, le due strisce esterne costituiscono il copriferro mentre le due interne separano l'asse baricentrico. Le travi, d'altra parte, sono state divise in tre strisce verticali: due strisce esterne costituite dal copriferro e una striscia interna. Inoltre, per entrambi gli elementi resistenti sono state separate le zone dissipative da quelle non dissipative.

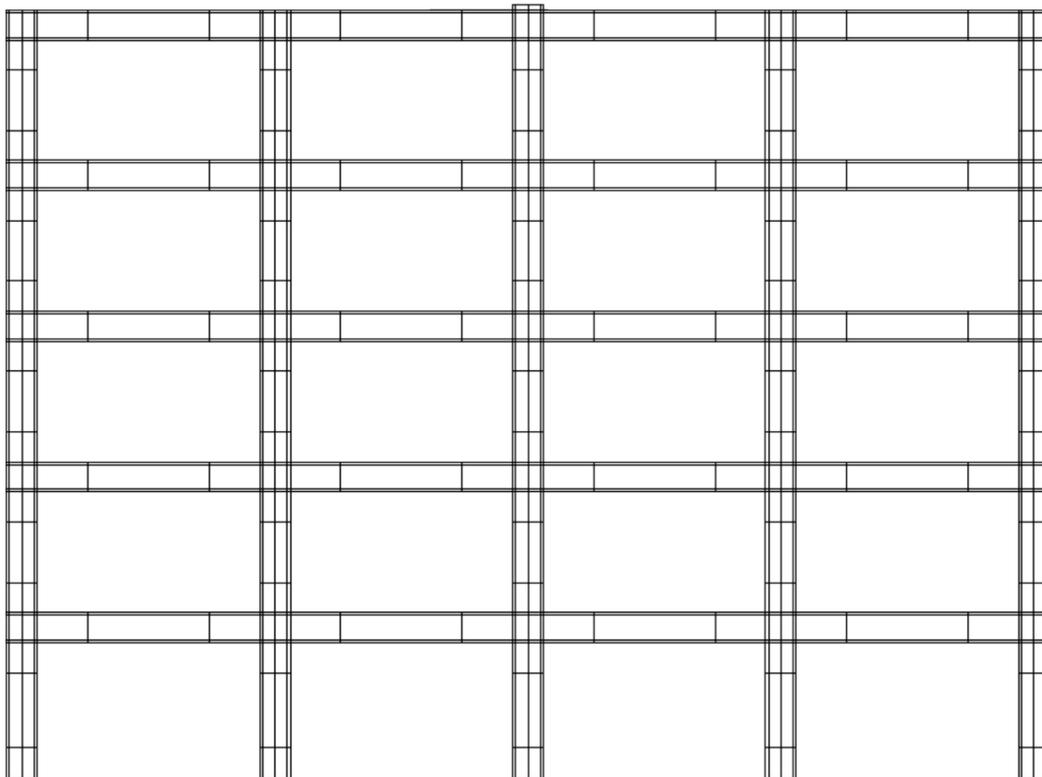


Figura 25: Schema delle linee del modello

Una volta che le linee sono state create, è stato possibile generare i macroelementi. I macroelementi sono un insieme di elementi finiti che rappresentano in modo semplificato le

caratteristiche meccaniche di parti specifiche della struttura definiti grazie alle linee che ne identificano il perimetro. Ogni macroelemento è stato caratterizzato dalla specifica assegnazione del materiale, del tipo di mesh e delle dimensioni ortogonali ad esso associate. Questo approccio ha consentito di distinguere le zone dissipative degli elementi strutturali da quelle non dissipative. Tale distinzione è stata ottenuta mediante l'utilizzo di materiali diversi, i quali rappresentano il comportamento del calcestruzzo confinato nella zona considerata. Nell'immagine seguente è riportata interfaccia grafica del software per la definizione di macroelementi. La mesh adottata è di tipo quadrangolare con una dimensione pari a 0,1 m.

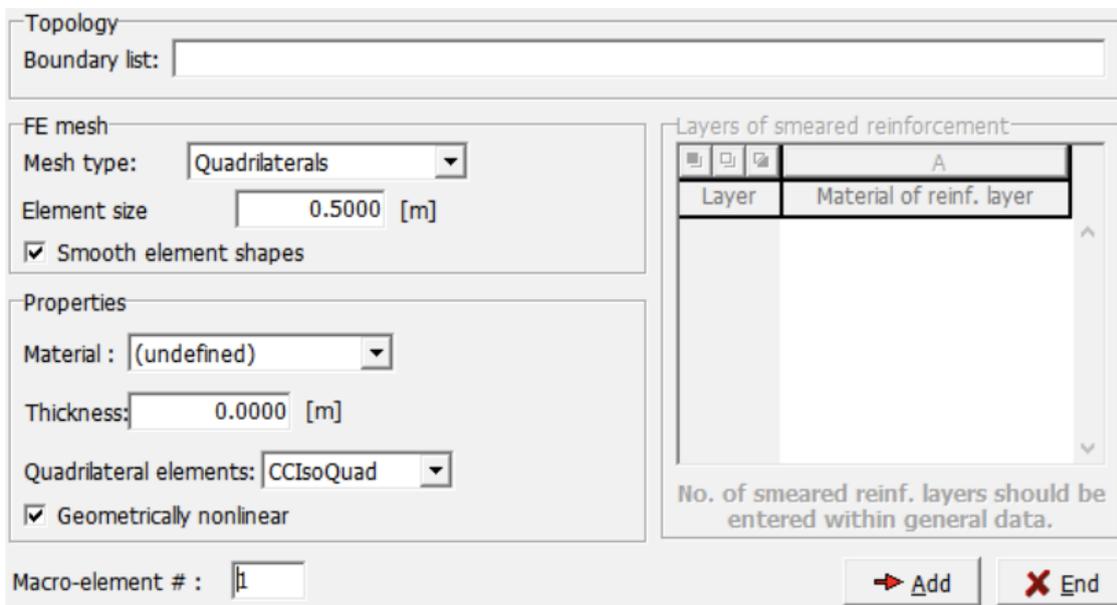


Figura 26: Modellazione FEM – macroelementi

In definitiva otteniamo lo schema dei macroelementi riportato nella figura seguente.

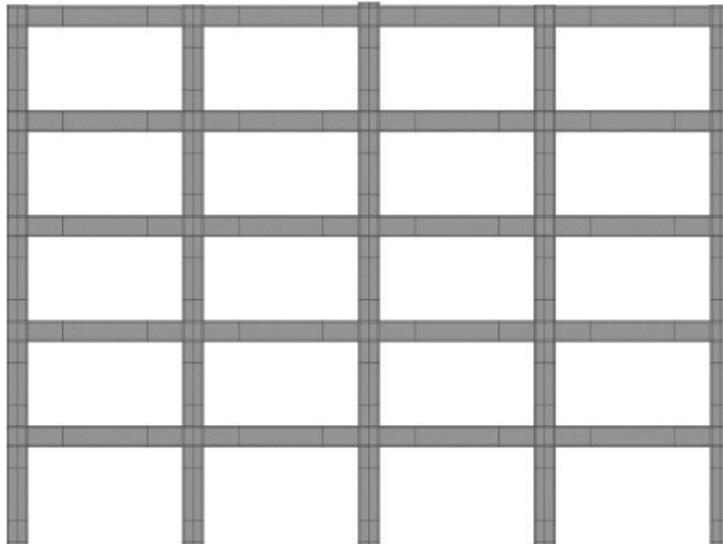


Figura 27: Schema dei macro-elementi del modello

4.3.Barre di armatura

Nel software è possibile inserire le barre di armatura specificando le coordinate di inizio e fine, insieme alle informazioni sul materiale utilizzato per ciascuna barra. Il posizionamento delle barre longitudinali e trasversali è stato eseguito in accordo con i dettagli costruttivi riportati in allegato.

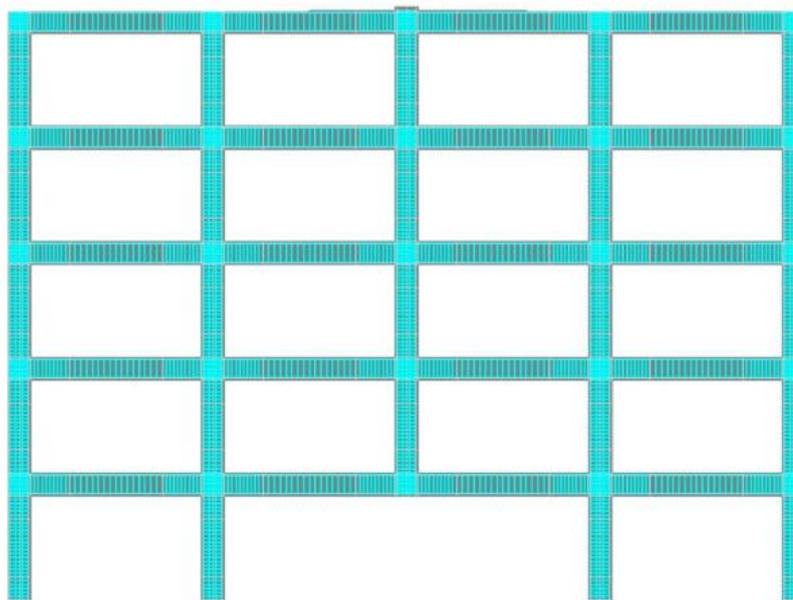


Figura 28: Schema delle barre di armatura del modello

4.4.Molle

Al fine di valutare il comportamento complessivo della struttura, è fondamentale considerare il contributo fornito dai telai ortogonali al telaio in esame. A tal scopo, è stata sfruttata l'opportunità di inserire delle molle non lineari in corrispondenza di ciascun nodo di collegamento trave-pilastro come illustrato nella figura seguente.

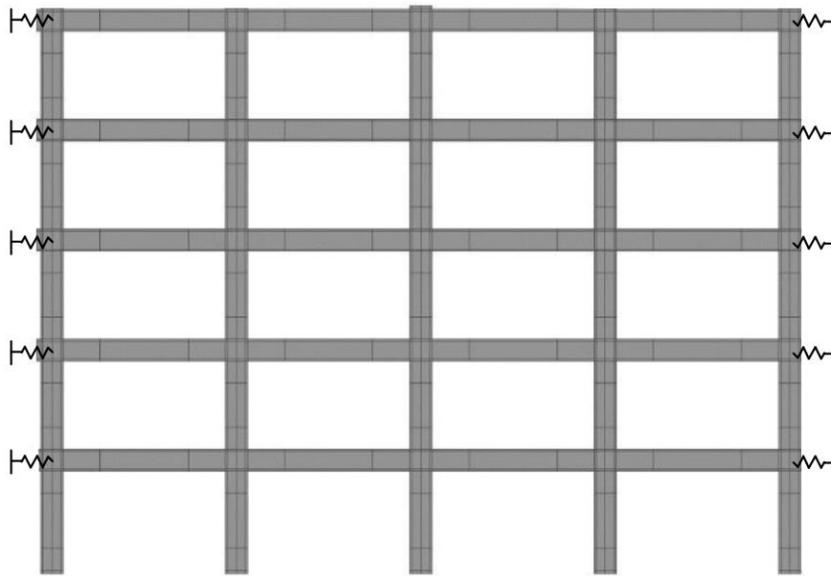


Figura 29: Schema dei macro-elementi del modello con molle non lineari

La definizione della legge non lineare che descrive il comportamento della molla è stata ottenuta tramite l'utilizzo del software SAP2000, come descritto dettagliatamente nel capitolo precedente della presente tesi. La legge è stata originariamente formulata come una relazione tra forza e spostamento. Tuttavia, per poterla integrare correttamente nel software ATENA, è stato necessario convertirla in una relazione tra tensione e deformazione. Per fare ciò è stato necessario applicare le seguenti formule:

$$\sigma = \frac{F}{S_p L_l}; \quad \varepsilon = \frac{s}{L_m}$$

In cui σ e ε sono rispettivamente la tensione e la deformazione ricercate, F e s sono la forza e lo spostamento ricavati dall'analisi non lineare effettuata su SAP2000, S_p è lo spessore del pilastro cui la molla è associata, L_l è la lunghezza della linea cui la molla è associata e L_m è la lunghezza della molla considerata pari a 1m. Nella figura sottostante è riportato, a titolo di esempio, la conversione di una delle leggi costitutive analizzate.

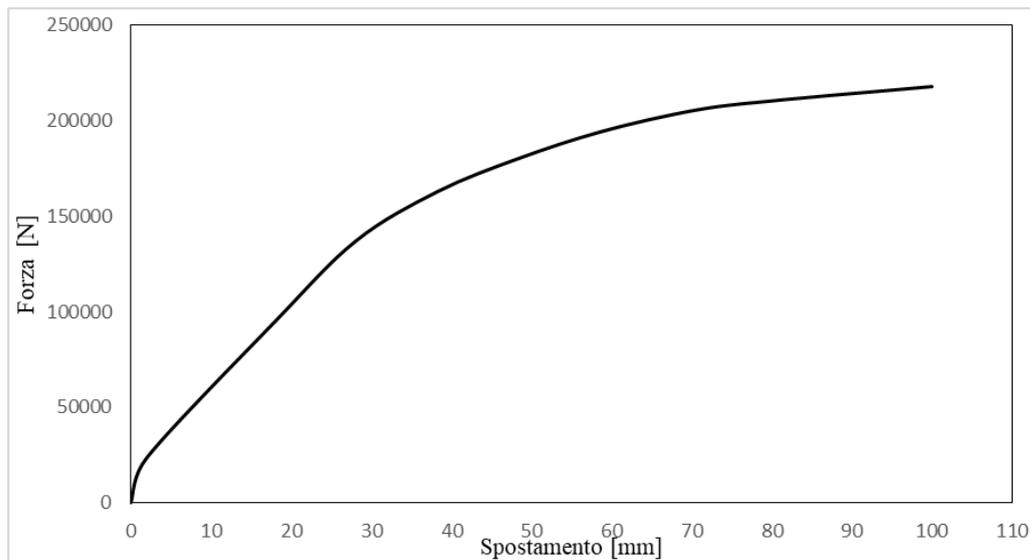


Figura 30: Curva forza – spostamento

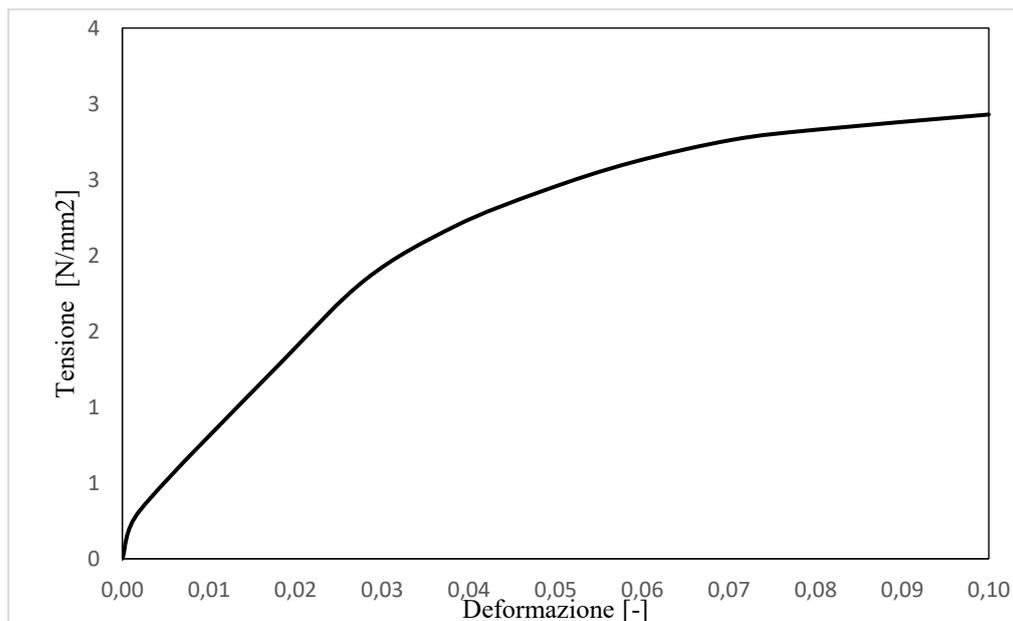


Figura 31: Curva tensione - deformazione

Nella sezione dedicata ai materiali disponibile su ATENA sono state inseriti i materiali per ogni molla non lineare. La legge costitutiva della molla è stata assegnata per punti come riportato nell'immagine sottostante.

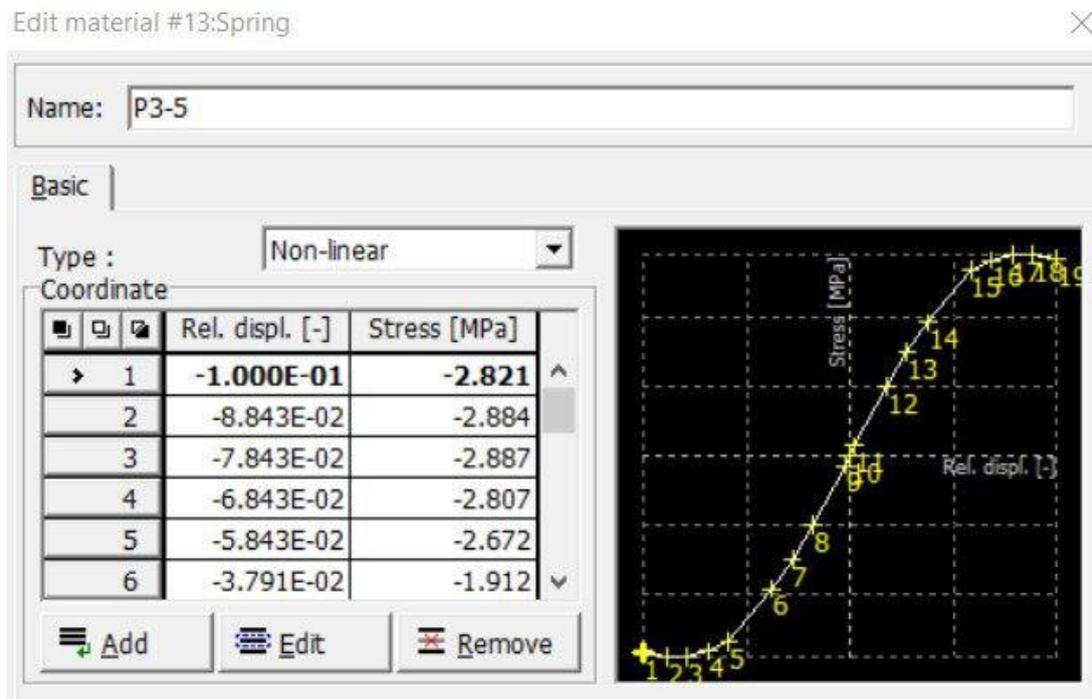


Figura 32: Curva tensione - deformazione Atena 2D

4.5. Analisi pushdown

Per avere una stima della robustezza della struttura sono state condotte delle analisi statiche non lineari sul telaio piano dopo la rimozione di un pilastro. L'analisi prevede l'applicazione di uno spostamento verticale monotono con step crescenti da 1 cm applicato al punto in cima alla colonna rimossa come rappresentato nella figura seguente. A ogni passo dell'analisi, viene determinata la forza che il resto della struttura è in grado di fornire in quel punto. Le curve risultanti sono le curve di capacità forza-spostamento ricercate.

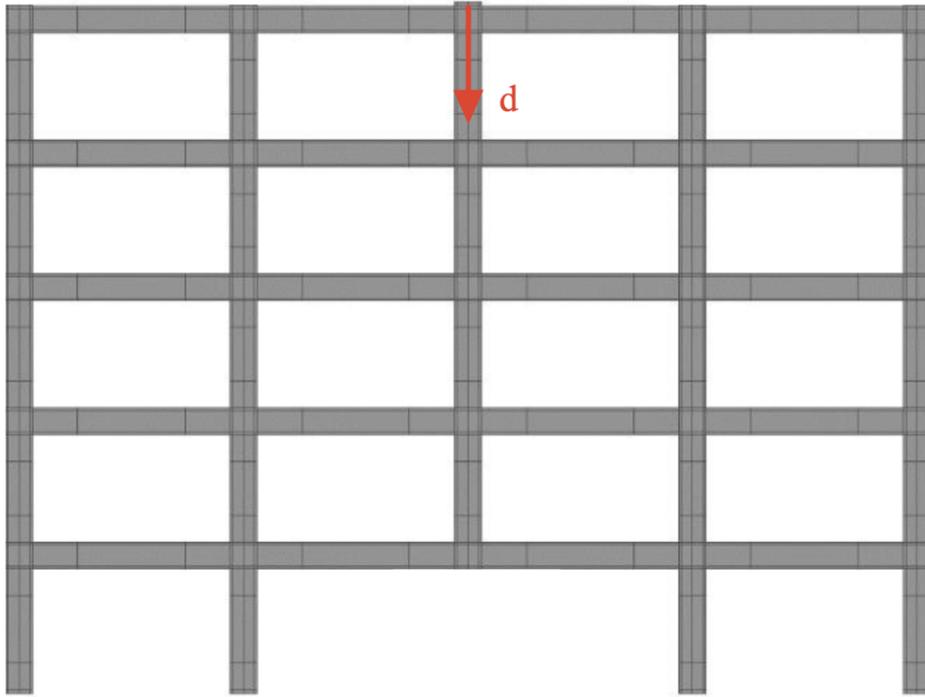


Figura 33: Schema analisi pushdown

5. Confronto SAP2000 e ATENA

Il capitolo successivo si concentra sulla descrizione delle metodologie e delle procedure utilizzate per confrontare le curve di capacità ottenute da due diversi software, espresse come relazione tra forza e spostamento, che rappresentano la risposta della struttura sotto diverse condizioni di carico. Per raggiungere questo obiettivo, sono state adottate specifiche metodologie. In primo luogo, è stato necessario modellare la struttura all'interno di entrambi i software, definendo le proprietà dei materiali, le geometrie degli elementi strutturali e gli schemi di carico come descritto nei precedenti capitoli. Successivamente, sono state eseguite le analisi non lineari utilizzando i due software tramite l'applicazione di spostamenti incrementali sulla struttura e la registrazione delle corrispondenti reazioni strutturali. I risultati ottenuti sono stati poi utilizzati per generare le curve di capacità per entrambi i software. Il confronto tra le curve di capacità ha permesso di valutare la coerenza e l'affidabilità dei due software, di validare i risultati ottenuti e di evidenziare eventuali differenze nei modelli di comportamento strutturale implementati nei software.

5.1. Scelta dello scenario di collasso da analizzare

Al fine di eseguire il confronto descritto, è stato essenziale concentrarsi su uno scenario di collasso specifico determinato individuando la posizione del danneggiamento locale, rappresentato dalla rimozione di un pilastro, da applicare alla struttura. Si è scelto di fare il confronto basandosi sullo scenario indicato come S1 e rappresentato in figura.

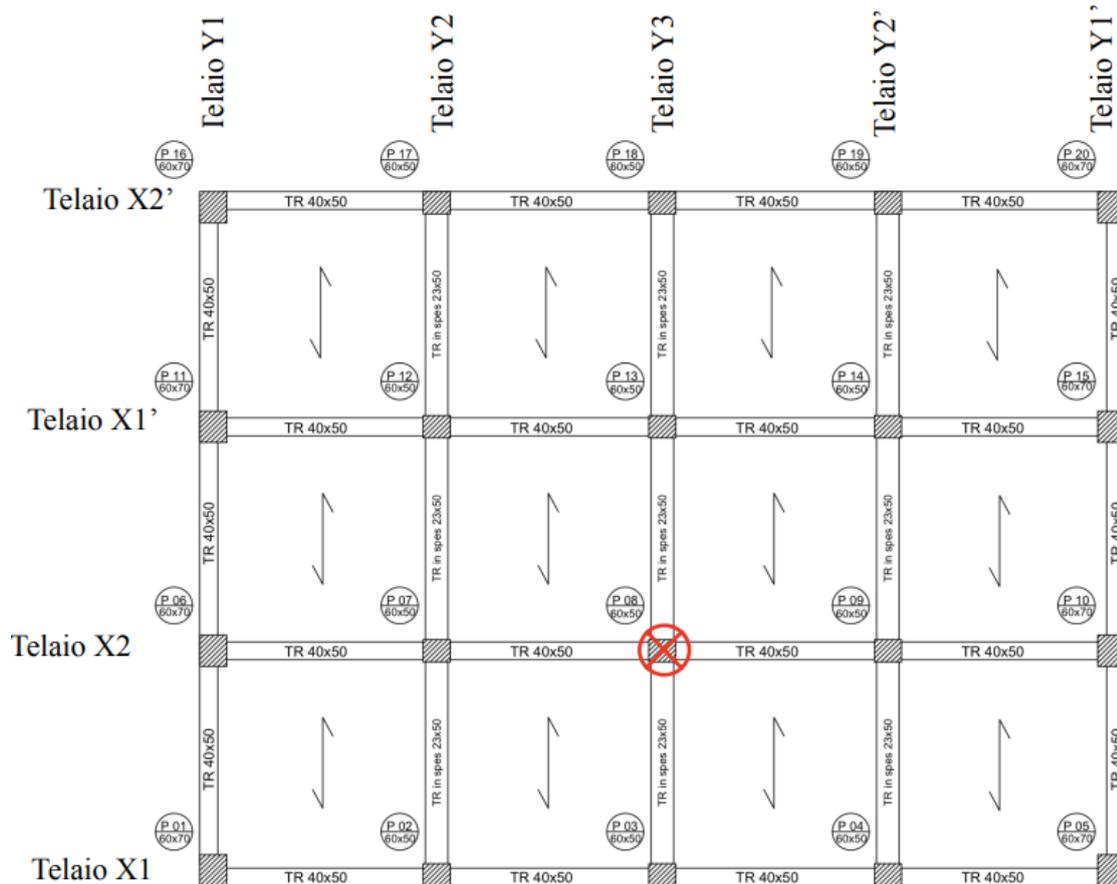


Figura 34: Scenario di collasso scelto (S1)

La decisione di selezionare lo scenario 1 è stata presa in considerazione a causa della simmetria del telaio principale, che ha portato a semplificazioni nelle fasi successive e a una riduzione dei tempi di analisi.

5.2. Leggi costitutive dei materiali

Al fine di garantire la coerenza tra i software utilizzati e consentire il confronto non influenzato da comportamenti costitutivi dei materiali differenti, sono state adottate le stesse leggi costitutive per entrambi i software. Di seguito vengono elencati i modelli costitutivi selezionati per i materiali presenti:

- Per il calcestruzzo confinato, è stato utilizzato il legame proposto da Saatcioglu e Razvi. Questo modello tiene conto della sovraresistenza generata dal confinamento, considerando parametri come il passo delle staffe, le dimensioni geometriche della sezione e il diametro delle armature longitudinali.
- Per le armature longitudinali e trasversali, realizzate in acciaio B450C, è stata adottata una legge costitutiva bilineare con un tratto di incrudimento.

Queste scelte consentono di tenere conto degli effetti del confinamento sul calcestruzzo e di considerare il comportamento specifico delle armature in acciaio B450C. L'impiego di leggi costitutive ben definite e coerenti tra i software contribuisce a garantire l'affidabilità e la validità dei risultati ottenuti durante il confronto delle analisi.

5.3. Analisi Pushdown SAP2000

Per iniziare, è stato sviluppato un modello tridimensionale dell'intera struttura, suddividendo gli elementi strutturali delle travi in segmenti. In particolare, la zona dissipativa posizionata alle estremità della trave è stata separata dalla zona centrale non dissipativa. Questa divisione è stata fatta per considerare il diverso livello di confinamento fornito dalle staffe, che presentano un passo più piccolo nella zona dissipativa.

Attraverso l'utilizzo dello strumento Section Designer all'interno del software, sono state specificate le sezioni per gli elementi strutturali rispettando i dettagli costruttivi indicati nell'allegato della tesi e separando il nucleo confinato dal copriferro. Tale separazione è stata effettuata attribuendo due materiali differenti alle diverse regioni della sezione. Le leggi costitutive sono state definite seguendo le indicazioni fornite al capitolo 3.2 del presente elaborato.

Al fine di ottenere la curva di capacità, è stata eseguita un'analisi pushdown. Questo tipo di analisi comporta l'applicazione di uno spostamento verticale monotono con incrementi

crescenti di 1 cm, applicato al punto in cima alla colonna rimossa, come mostrato nella figura seguente. Ad ogni passo dell'analisi, viene determinata la capacità portante fornita dal resto della struttura in quel punto. Le curve risultanti rappresentano le curve di capacità desiderate, che mostrano la relazione tra la forza e lo spostamento.

Al fine di simulare lo scenario di collasso S1, è stato necessario apportare delle modifiche al modello tridimensionale. In particolare, il pilastro P8 è stato rimosso, ottenendo così i telai di collasso rappresentati nelle figure seguenti.

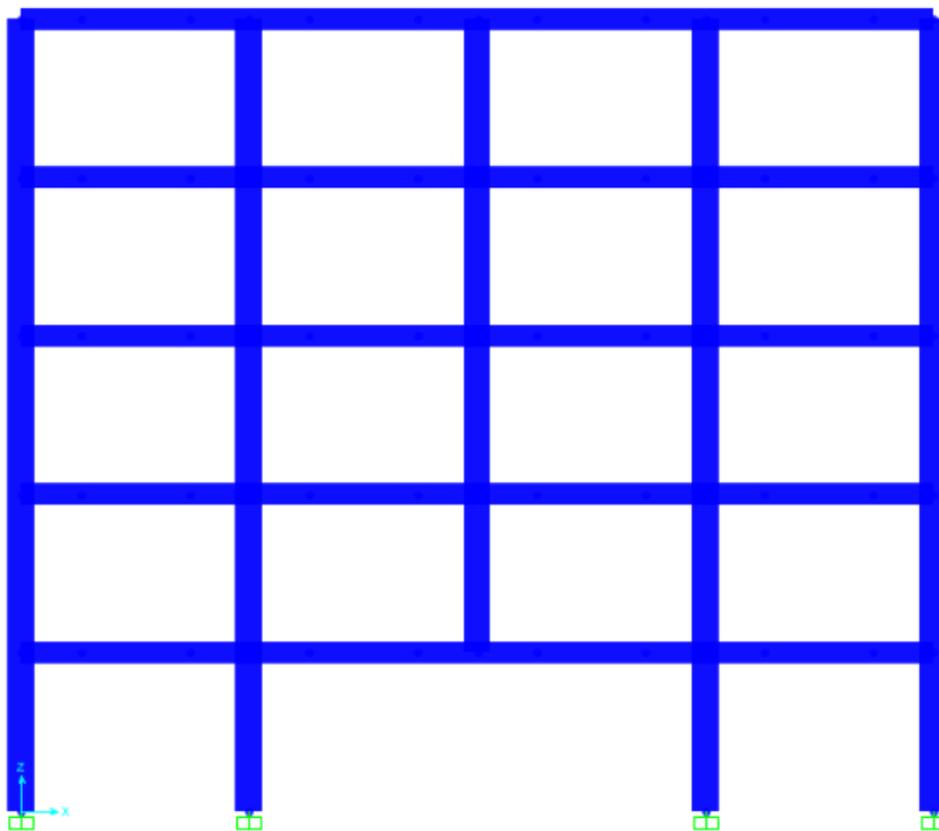


Figura 35: Telaio X2 con danneggiamento locale - SAP2000

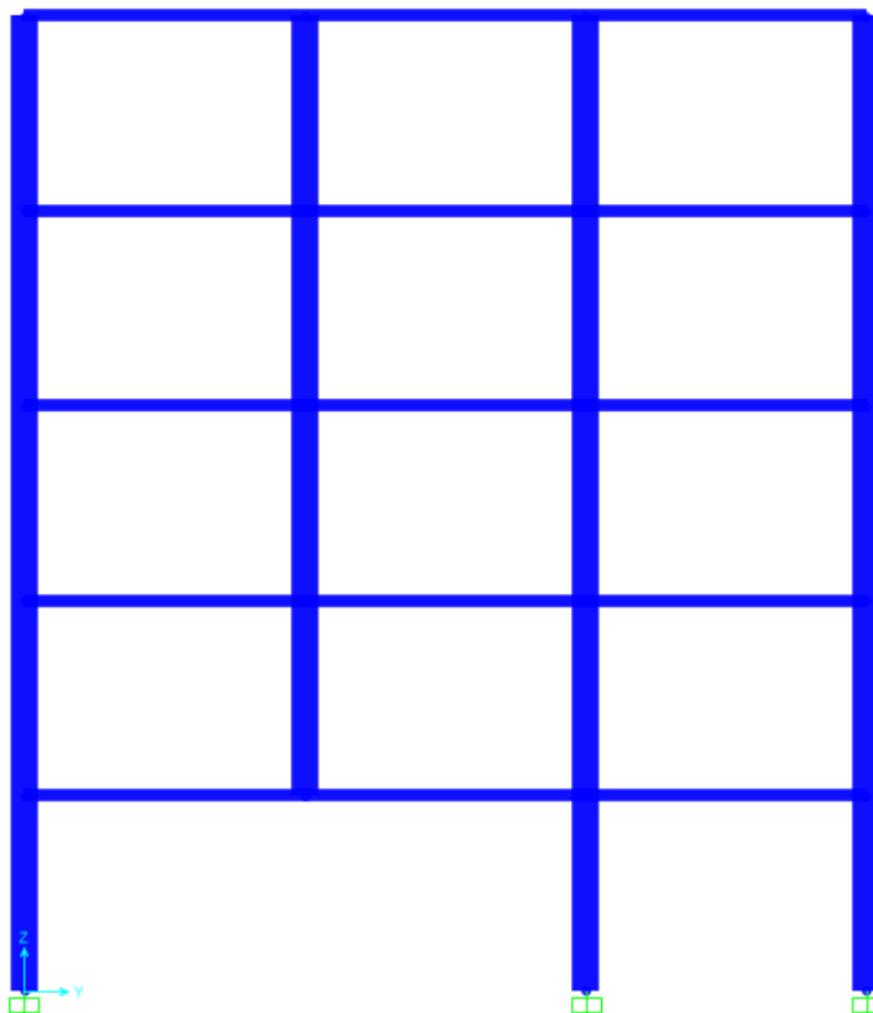


Figura 36: Telaio Y3 con danneggiamento locale- SAP2000

Inoltre, per poter applicare lo spostamento desiderato e registrare la reazione fornita dal resto della struttura in quel punto, è stato necessario applicare un vincolo fittizio che impedisse la traslazione verticale nel punto di applicazione dello spostamento selezionato, situato all' altezza dell'ultimo piano del pilastro rimosso.

Per eseguire l'analisi appena descritta è stato utilizzato il caso di carico non-linear static. Grazie a questa funzionalità, è stato applicato uno spostamento specifico, senza tener conto del peso degli elementi strutturali, al fine di ottenere un risultato basato esclusivamente sulla resistenza strutturale al carico applicato. Inoltre, poiché l'analisi era di natura non lineare, sono state prese in considerazione anche le non linearità geometriche tramite l'applicazione del metodo P-delta.

Per la rappresentazione del comportamento non lineare, è stato adottato il concetto di cerniere plastica a fibre descritta nel capitolo 3.4 della presente tesi. Di seguito sono riportati i parametri utilizzati per la modellazione delle cerniere plastiche.

- La lunghezza delle cerniere plastiche è stata impostata al 10% della lunghezza dell'elemento strutturale corrispondente.
- Per ogni trave appartenente ai telai sismo resistenti, sono state collocate quattro cerniere plastiche: due alle estremità dell'elemento, all'altezza del nodo trave-pilastro, e altre due all'interfaccia tra la zona dissipativa e quella non dissipativa.
- Per le travi a spessore, non essendo presente la distinzione tra zona dissipativa e non sono state posizionate solo due cerniere plastiche all'altezza del nodo trave-pilastro poiché non si ha variazione di sezione.
- Per i pilastri, sono state posizionate le cerniere plastiche solo alle estremità dell'elemento strutturale. Il numero di fibre è stato calibrato per ogni sezione specifica, cercando di equilibrare l'accuratezza della soluzione e l'efficienza computazionale.

5.3.1. Curva di capacità SAP2000

Nella figura seguente è riportata la curva di capacità ottenuta con la procedura appena descritta.

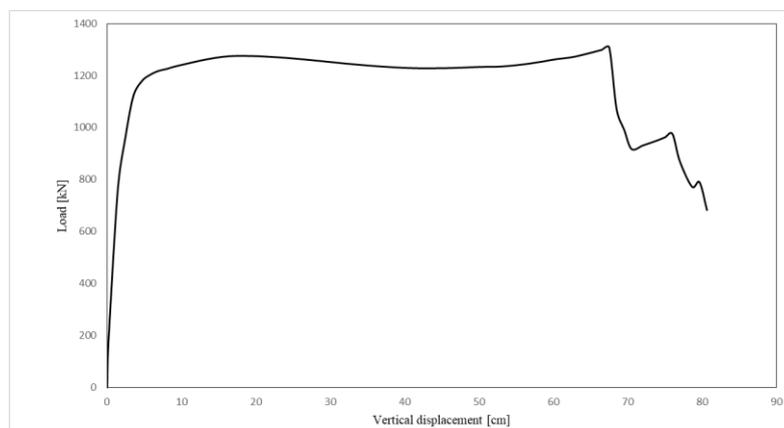


Figura 37: Curva di capacità - SAP2000

5.4. Analisi Pushdown ATENA 2D

La prima fase del processo è stata il pre-processing, durante il quale sono stati modellati i telai. In questa fase è stato possibile definire la geometria dei telai, identificando i punti tramite coordinate e collegandoli successivamente mediante linee, come descritto nel capitolo 4.2 del presente lavoro. Successivamente, sono stati modellati i macroelementi, assegnando loro il materiale, il tipo di mesh e le dimensioni ortogonali. Inoltre, sono state definite le armature. Lo scenario di collasso analizzato è il medesimo del capitolo precedente e, come si può osservare dalla figura sottostante, coinvolge principalmente i telai X2 e Y3.

5.4.1. Telaio X2

Per considerare il contributo offerto, in termini di resistenza, dai telai ortogonali identificati nella figura soprastante come Y1, Y2, Y1' e Y2' sono state inserite delle molle non lineari in corrispondenza di ciascun nodo di collegamento trave-pilastro. La calibrazione del legame tensione deformazione da assegnare a tali molle è stata eseguita seguendo quanto riportato ai capitoli 3 e 4.4 del presente elaborato.

L'analisi consiste nell'applicare uno spostamento verticale monotono con incrementi di 1 cm al punto in cima alla colonna rimossa e nel registrare, ad ogni passo, la forza fornita dal resto della struttura in quel punto. Questo processo è descritto in modo più dettagliato nel capitolo 4.5. La curva di capacità ottenuta è riportata nella figura successiva.

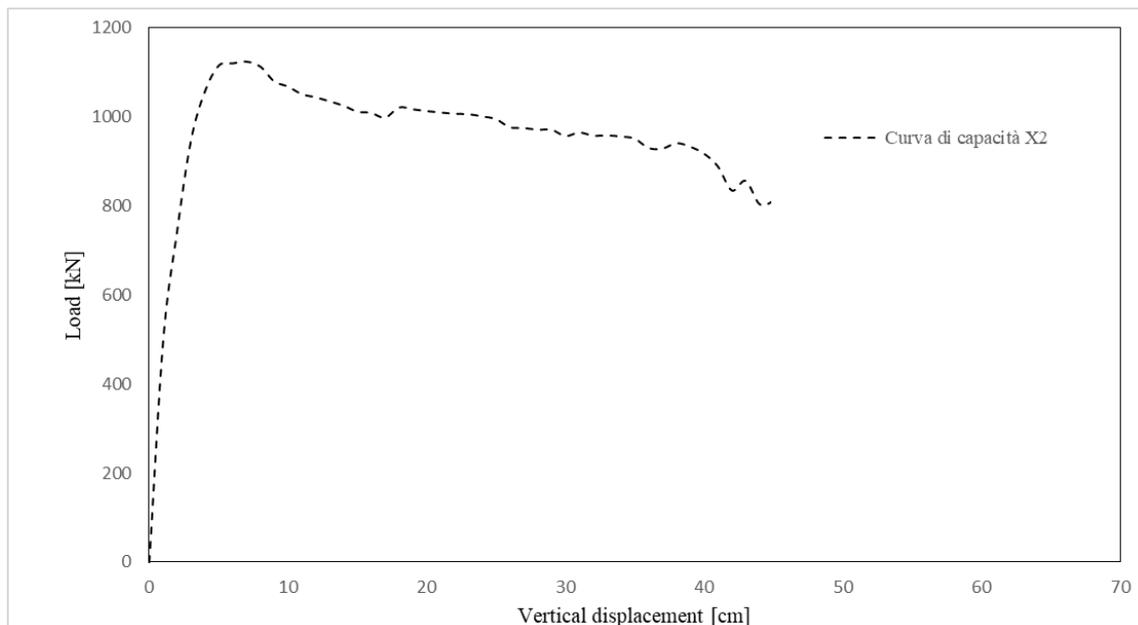


Figura 38: Curva di capacità telaio X2

5.4.2. Telaio Y3

Il procedimento adottato per il telaio di collasso nella direzione perpendicolare alla precedente è analogo e porta all'ottenimento della curva di capacità riportata in figura.

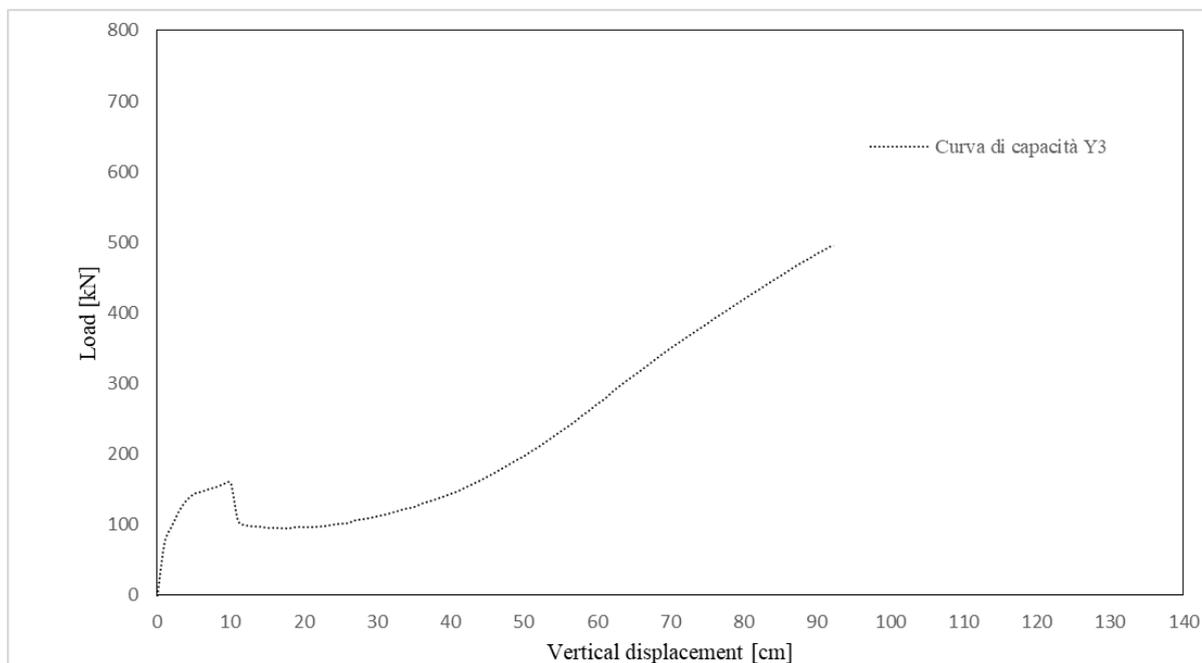


Figura 39: Curva di capacità telaio Y3

5.4.3. Curva di capacità finale

Per ottenere una curva di capacità che possa descrivere il comportamento della struttura nel suo insieme sono state sommate le curve relative al telaio X2 e Y3. Anche se le analisi sono non lineari si è scelto di applicare la sovrapposizione degli effetti a scopo di confronto con il modello tridimensionale creato sul software SAP2000. In definitiva, si è ottenuta la curva riportata di seguito.

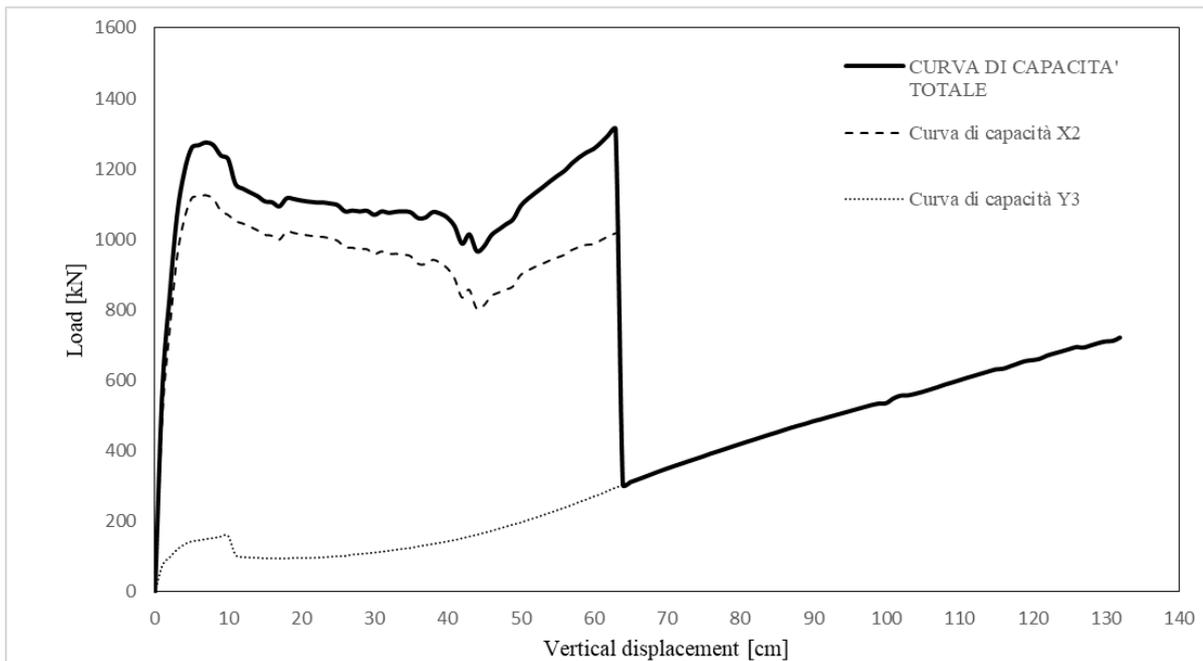


Figura 40: Curva di capacità - ATENA

5.5. Confronto

Nella figura qui di seguito è illustrato il confronto tra le curve generate utilizzando i due software.

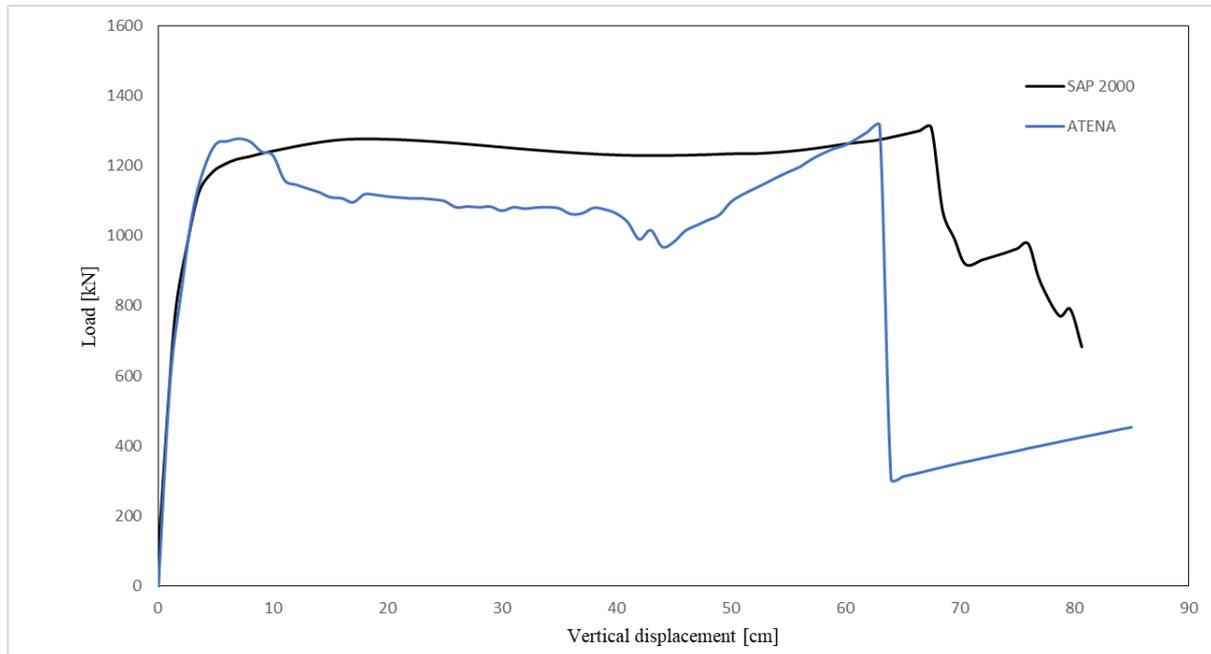


Figura 41: Confronto curve di capacità

Dall'analisi effettuata, è evidente che la sovrapposizione tra la risposta del telaio X2 e quella del telaio Y3, che è ortogonale ad esso, produce un risultato molto realistico. Questa osservazione è supportata dal fatto che entrambi i modelli mostrano una risposta strutturale complessiva simile, sia in termini di picco di risposta che di caduta di resistenza. In entrambi i casi, si osserva che la caduta di resistenza si verifica tra i 65 e i 70 cm di spostamento. È importante notare che ci sono delle differenze tra le due curve, principalmente a causa della diversa natura dei software utilizzati. Nel primo caso, si è utilizzato un software basato sugli elementi finiti, ATENA, mentre nel secondo caso si è utilizzato SAP 2000, che gestisce le non linearità della struttura attraverso l'uso di cerniere plastiche a fibre. Le differenze tra le due curve sono attribuibili alle seguenti cause:

- Nel modello a fibre, non viene considerata la posizione reale delle staffe. A differenza del modello ad elementi finiti, le staffe non vengono modellate in modo discreto.
- Nel modello a fibre, non viene considerato lo sforzo tagliante presente nelle travi. Le cerniere a fibre lavorano considerando solo l'interazione tra sforzo assiale e momento flettente, trascurando altri fattori.
- Nel modello a fibre, non viene considerata l'evoluzione della fessurazione del calcestruzzo e come tale fenomeno influenzi il comportamento del materiale.

6. Altri scenari di collasso e modifiche progettuali

6.1.Scenari di collasso possibili

Per avere una conoscenza più approfondita della risposta del telaio spaziale nei confronti della rimozione di un pilastro sono stati altri scenari di collasso. Gli scenari ipotizzati sono tre e sono riportati di seguito:

- Scenario 1: si è ipotizzato di rimuovere il pilastro numero 8;
- Scenario 2: si è ipotizzato di rimuovere il pilastro numero 7;
- Scenario 3: si è ipotizzato di rimuovere il pilastro numero 2.

La figura seguente riassume gli scenari indagati rappresentandoli sulla pianta della struttura intelaiata.

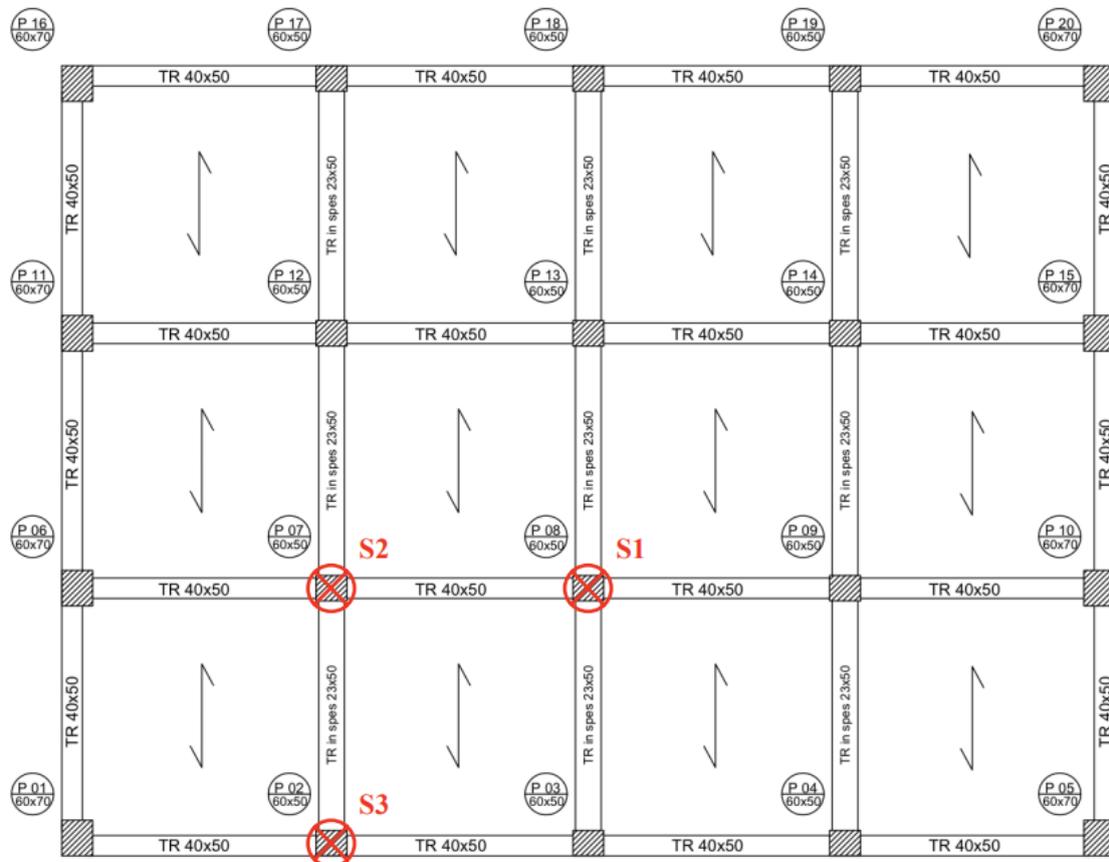


Figura 42: Scenari di collasso

Per valutare la robustezza della struttura per ciascuno scenario, è stato condotto un approfondito studio utilizzando il software ad elementi finiti ATENA. Le procedure dettagliate per tale analisi sono state descritte dettagliatamente nei capitoli precedenti della tesi e di seguito riassunte:

- La prima fase ha coinvolto l'utilizzo del software SAP2000 per la calibrazione delle molle necessarie per considerare il contributo dei telai ortogonali al telaio in esame.
- La seconda fase ha comportato la modellazione del telaio in esame utilizzando il software ATENA, seguendo le procedure descritte nel capitolo 4 della tesi.
- La terza fase ha riguardato l'analisi vera e propria, in cui è stato applicato uno spostamento verticale monotono con step crescenti di 1 cm al punto in cima alla colonna rimossa. In questa fase, è stata determinata la forza che il resto della struttura è in grado di fornire in quel punto.
- Nell'ultima fase, è stata raffigurata la reazione determinata nello step precedente in funzione dello spostamento imposto, al fine di ottenere la curva di capacità.

La procedura appena descritta è stata applicata per entrambi i telai appartenenti allo scenario di collasso e la curva di capacità risultante è stata ricavata sommando le risposte nelle due direzioni come descritto accuratamente nel capitolo 5.4.3 della tesi.

Nella figura seguente sono riportate le curve di capacità ottenute per i tre scenari di collasso ipotizzati.

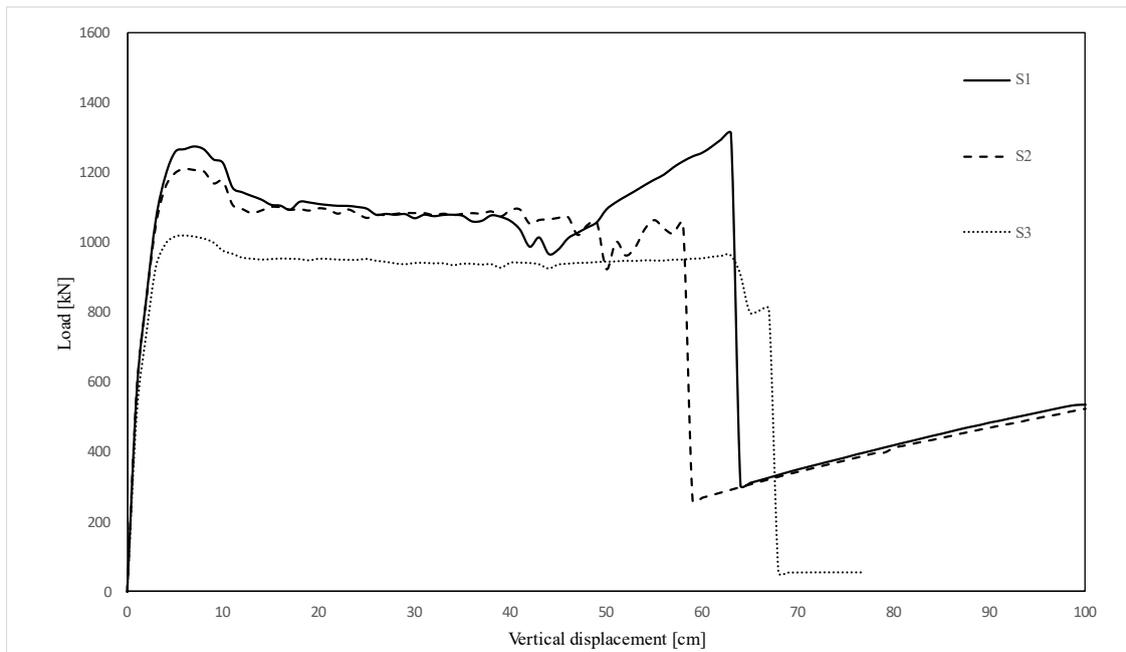


Figura 43: Curve di capacità - scenari di collasso 1, 2 e 3

Dalle curve riportate, si evidenzia che lo scenario di collasso numero 3 risulta essere il più critico tra quelli analizzati, poiché presenta il valore più basso di resistenza di picco. Inoltre, si osserva che vi è una ripresa di resistenza trascurabile, attribuibile a un effetto catenaria praticamente nullo. Ciò è principalmente dovuto al contributo limitato fornito dal telaio nella direzione Y, poiché il pilastro rimosso è, per tale telaio un pilastro perimetrale. Questa caratteristica determina una minore capacità di resistenza strutturale rispetto agli altri scenari considerati. In tutti e tre gli scenari analizzati, si osserva una netta caduta di resistenza nell'intervallo compreso tra i 60 e i 70 cm di spostamento. Il fenomeno osservato è dovuto al raggiungimento della deformazione massima delle armature longitudinali dei telai nella direzione X. A partire da questo punto, i telai in direzione X non forniscono ulteriori contributi alla resistenza strutturale. Le riprese di resistenza che si verificano successivamente al crollo, evidenziate negli scenari 2 e 3, sono il risultato del contributo fornito esclusivamente dai telai nella direzione Y, che includono anche travi a spessore di solaio. Tuttavia, nello scenario 3, non si osserva alcuna ripresa di resistenza, poiché il telaio nella direzione Y fornisce un contributo

molto limitato. In sostanza, le riprese di resistenza dopo il collasso sono influenzate dalla presenza e dall'efficacia dei telai nella direzione Y, e nello scenario 3 tale contributo è scarsamente significativo.

6.2. Modifiche progettuali

La struttura presa in esame è stata sottoposta a un processo di progettazione in capacità, il quale è stato eseguito e descritto nel capitolo 2 della presente tesi. Durante questo processo, sono state seguite le indicazioni fornite dalle Norme Tecniche per le Costruzioni, che costituiscono il riferimento normativo per la progettazione delle strutture. Le normative italiane attuali stabiliscono restrizioni per le armature longitudinali delle travi al fine di garantire la duttilità e la robustezza della struttura. In particolare, è richiesto che siano posizionate almeno due barre di diametro non inferiore a 14 mm nella parte superiore e inferiore dell'intera lunghezza della trave. Questa limitazione mira a garantire un adeguato comportamento duttile della struttura, consentendo la redistribuzione dei carichi e la capacità di assorbire deformazioni senza cedimenti improvvisi aiutando la struttura anche nei riguardi della duttilità e della robustezza. Per comprendere le modifiche progettuali adottate è necessario considerare l'effetto catenario che si innesca nelle travi quando tali elementi strutturali sono soggetti a grandi deformazioni. In pratica la trave passa da un comportamento flessionale a uno assiale che porta a un contributo trascurabile del calcestruzzo gravemente fessurato e a delle armature longitudinali che lavorano come tiranti. L'incremento di resistenza portato dall'innescamento dell'effetto catenario è quindi strettamente collegato allo sforzo assiale di trazione.

6.2.1. Modifiche progettuali minime

Per migliorare il comportamento in termini di robustezza sono state adottate le seguenti modifiche progettuali:

- Criterio di continuità: per aumentare la robustezza strutturale, si è deciso di estendere l'armatura massima su tutta la lunghezza di ciascuna trave, creando una continuità nella distribuzione delle armature lungo l'elemento strutturale. Ciò è stato fatto per avere una continuità, in termini di armatura longitudinale, fra zona dissipativa favorendo la trasmissione dello sforzo assiale necessario all'innescarsi dell'effetto catenaria ed evitando anche concentrazione di tensione all'interfaccia fra le due zone.
- Ferri di parete: sono delle barre di armature longitudinali continue su tutta la trave, posizionate come in figura di diametro 16 mm. Anche essi minano a migliorare la robustezza della struttura.

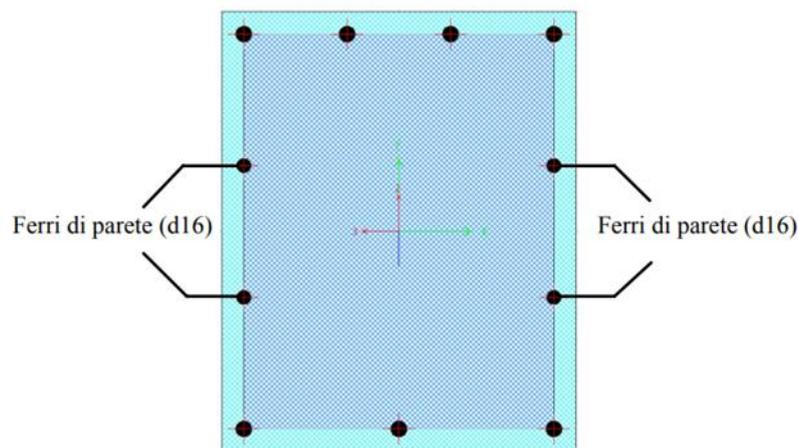


Figura 44: Disposizione ferri di parete

Le modifiche progettuali descritte sono state applicate esclusivamente alle travi dei telai sismo-resistenti, mentre le travi considerate elementi strutturali secondari sono rimaste invariate. Successivamente, sono state ricondotte verifiche strutturali per garantire la conformità alle normative e per verificare il rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze. Tali verifiche hanno portato ad alcune modifiche, in particolare il passo delle staffe nelle regioni dissipative delle travi è stato ridotto da 10 a 7,5 cm mentre il diametro delle armature trasversali è rimasto invariato. Tale modifica ha portato al soddisfacimento delle limitazioni del progetto in capacità.

6.2.2. Modifiche progettuali complete

Al fine di potenziare maggiormente la robustezza strutturale è stato adottato il criterio di simmetria. Tale criterio consiste nell'avere tutte le sezioni delle travi simmetriche inserendo, sia superiormente che inferiormente, il quantitativo massimo di armatura ottenuto nella fase di progettazione. Il criterio di continuità e i ferri di parete sono stati adottati anche in questo caso. Le modifiche progettuali descritte sono state applicate solo alle travi dei telai sismo-resistenti, mentre le travi a spessore di solaio sono rimaste invariate. Per soddisfare le verifiche strutturali è stato necessario aumentare il diametro delle staffe nei nodi passando da 8 a 10mm. Tale scelta è dovuta al fatto che all'interno del nodo il passo scelto in fase di progettazione è pari a 5 cm e diminuirlo ulteriormente porterebbe a una scelta poco pratica. Il passo delle staffe e il diametro rimangono invariati nelle zone dissipative delle travi e dei pilastri.

6.3. Confronto fra le curve di capacità

Le analisi pushdown, tenendo conto delle modifiche progettuali descritte, hanno generato i grafici delle curve di capacità che sono presentati di seguito.

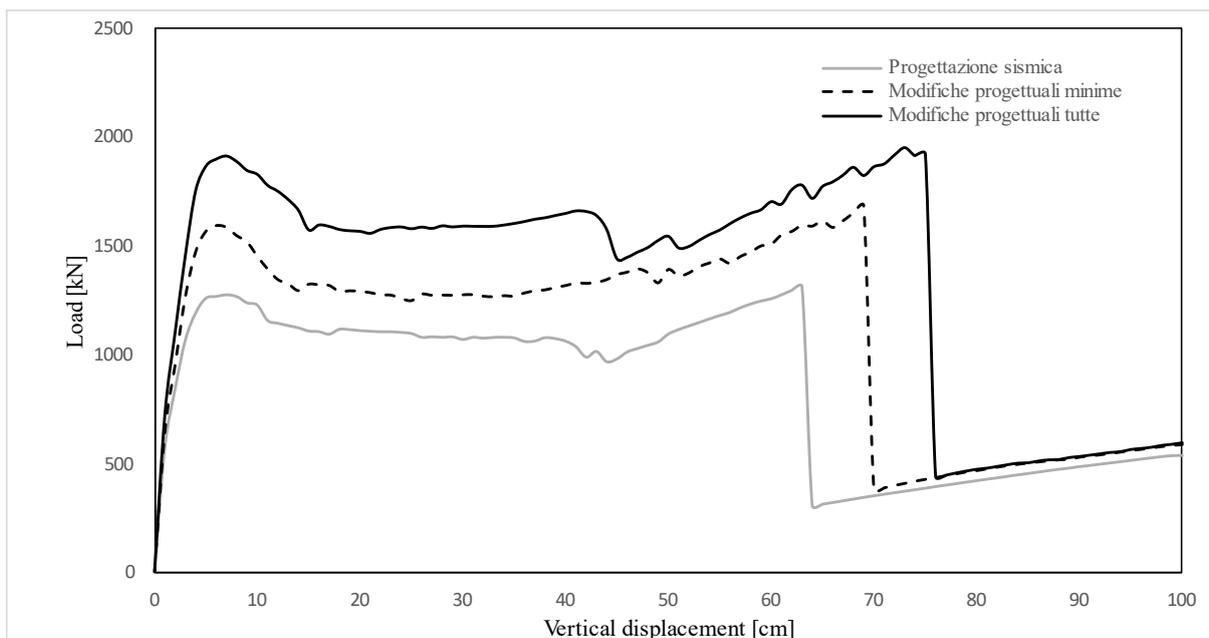


Figura 45: Curve di capacità - Scenario 1

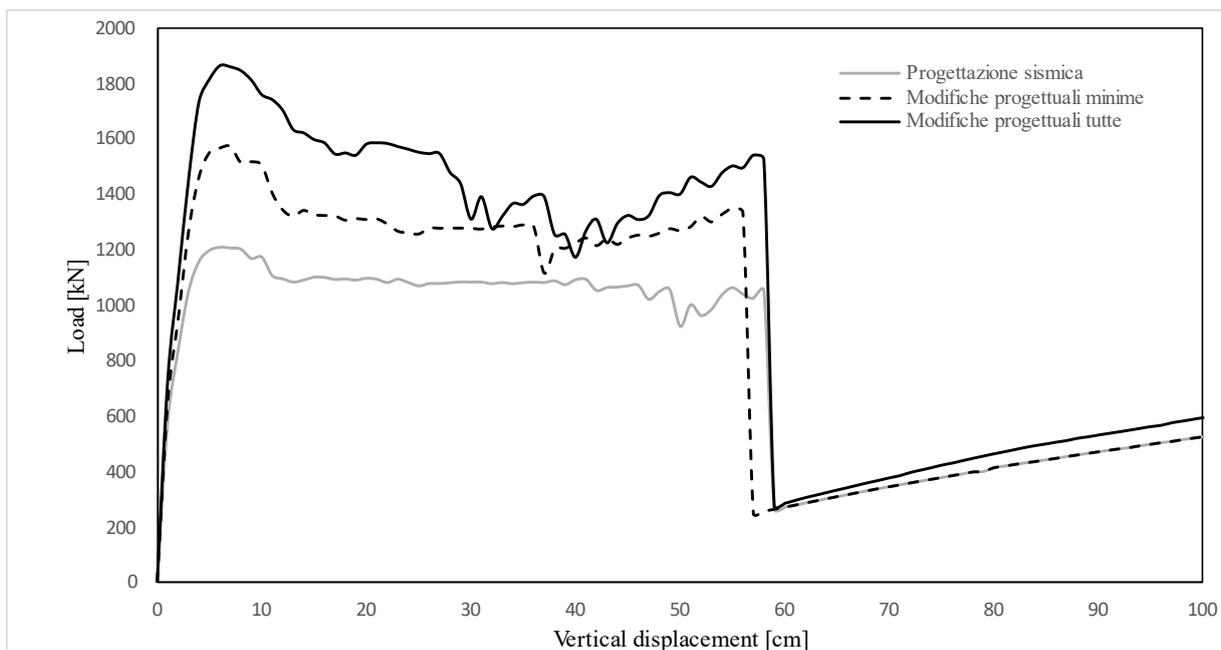


Figura 46: Curve di capacità - Scenario 2

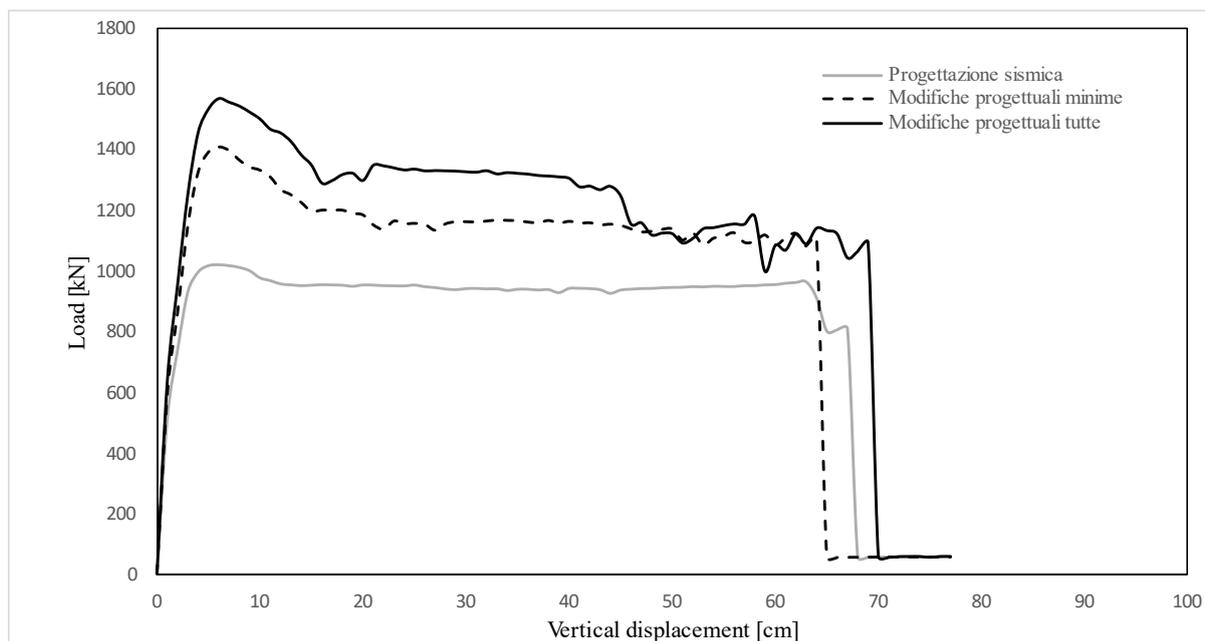


Figura 47: Curve di capacità - Scenario 3

Dai tre grafici si può osservare come le caratteristiche descritte al capitolo 6.1 della presente sono riproponibili indipendentemente dalle migliori progettuali adottate. Lo scenario di collasso 3 emerge, nuovamente come il più critico poiché presenta il valore più basso di resistenza di picco. Tuttavia, la differenza con gli altri scenari si riduce grazie all'aumento del quantitativo di armatura, che migliora il comportamento flessionale delle travi durante questa fase iniziale di carico. L'effetto catenaria resta trascurabile a causa del contributo limitato fornito dal telaio nella direzione Y. Questo avviene perché il telaio è costituito da travi che non sono soggette alle modifiche progettuali che sono state apportate. Gli altri due scenari mostrano un evidente effetto catenaria che porta a una ripresa della curva.

Dalle curve riportate è evidente, per tutti e tre gli scenari presi in considerazione, un incremento della resistenza. In particolare, tale fenomeno si può notare dal fatto che la curva relativa alle modifiche progettuali minime presenta valori più elevati rispetto a quella relativa alla progettazione sismica. L'ulteriore aumento di armatura longitudinale nelle modifiche progettuali tutte incrementa ulteriormente il valore di picco. La continuità delle armature longitudinali e la presenza dei ferri di parete creano una continuità nella distribuzione delle armature lungo lo sviluppo longitudinale della trave favorendo la trasmissione dello sforzo assiale necessario all'innescarsi dell'effetto catenaria. In virtù di ciò si ha una risalita più marcata e anticipata. La simmetria delle armature longitudinali incrementa ulteriormente l'effetto appena descritto. La continuità, la simmetria e la presenza dei ferri di parete aumentano anche la duttilità e ciò è chiaramente espresso dal grafico in figura 45 che mostra un crollo di resistenza traslato verso valori più alti di spostamento imposto.

La risalita della curva è anticipata nei casi di modifiche progettuali e ciò è evidente soprattutto nei primi due scenari di collasso mentre è assente nello scenario 3 in cui il contributo del telaio Y2 è trascurabile. L'anticipo nello sviluppo dell'effetto catenaria è evidenziato chiaramente nei grafici seguenti, che illustrano la variazione dello spostamento orizzontale dei nodi trave-

pilastro al variare degli incrementi di spostamento imposti durante la prova pushdown per il pilastro perimetrale. La fase di innesco dell'effetto catenaria è convenzionalmente identificata dal punto in cui la curva degli spostamenti passa da una tendenza decrescente a una crescente, fino a raggiungere il cambio di segno. Ciò accade perché inizialmente il punto che rappresenta il nodo subisce uno spostamento verso l'esterno (negativo) che, nella fase iniziale, aumenta a causa dello sviluppo della fessurazione. Dopo aver raggiunto il valore minimo, l'effetto catenario comincia a svilupparsi, causando un cambiamento nell'andamento dello spostamento e una diminuzione dello sforzo assiale di compressione nella trave fino a quando si annulla completamente. Nell'ultima fase si ha uno spostamento verso l'interno (positivo) e la trave risulta tesa. Confrontando la progettazione sismica con le modifiche progettuali minime e le modifiche progettuali tutte si nota come l'inizio del fenomeno appena descritto risulta anticipato di circa 20 nel primo caso e di circa 22 cm nel secondo. Ciò è dovuto alle modifiche progettuali applicate che hanno permesso di creare una continuità nella distribuzione delle armature lungo l'elemento strutturale che porta a favorire la trasmissione dello sforzo assiale necessario all'innescarsi dell'effetto catenario.

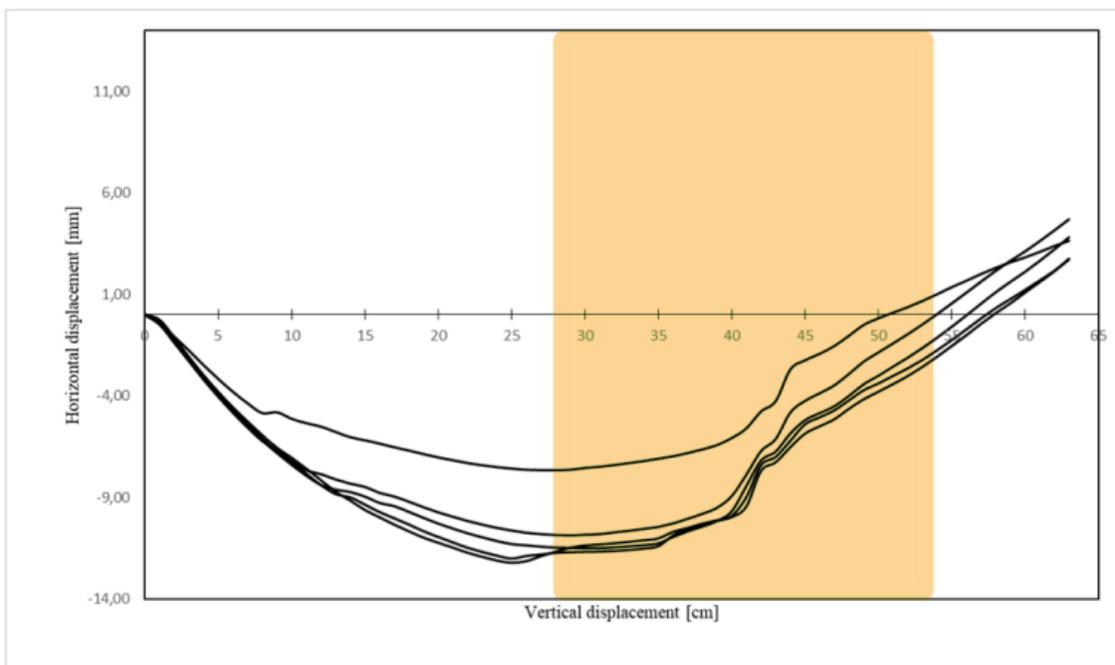


Figura 48: Spostamenti orizzontali P6 - Progettazione sismica

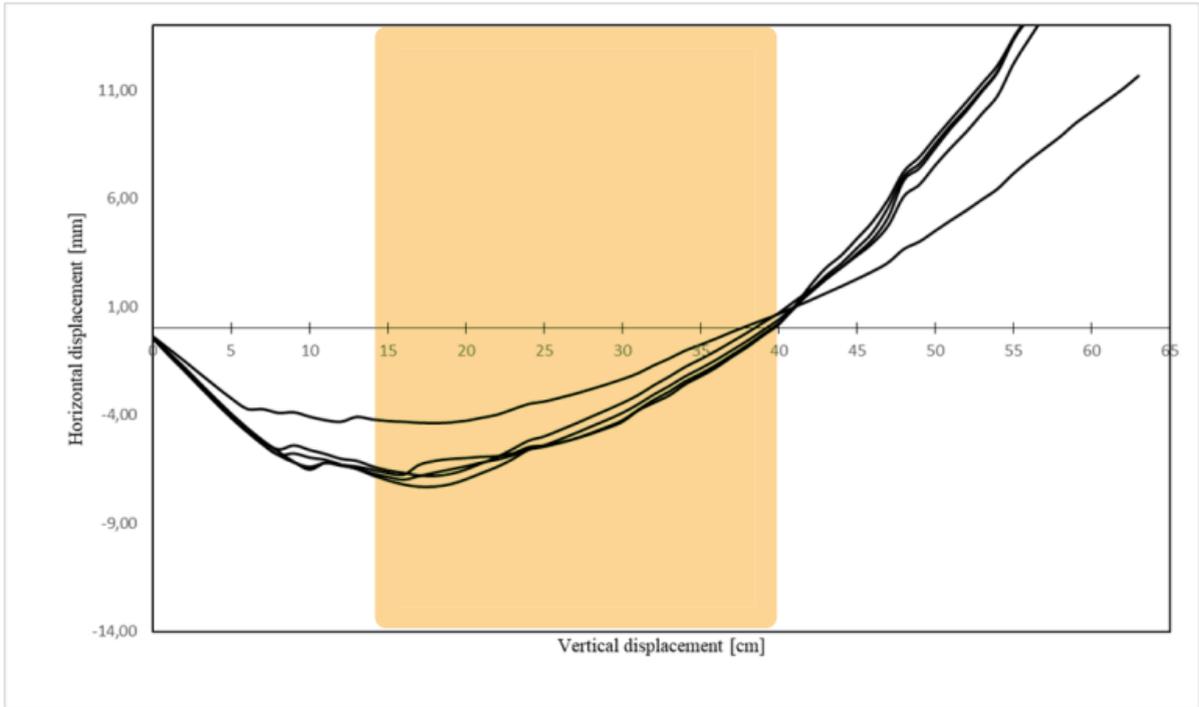


Figura 49: Spostamenti orizzontali P6 - Modifiche progettuali minime

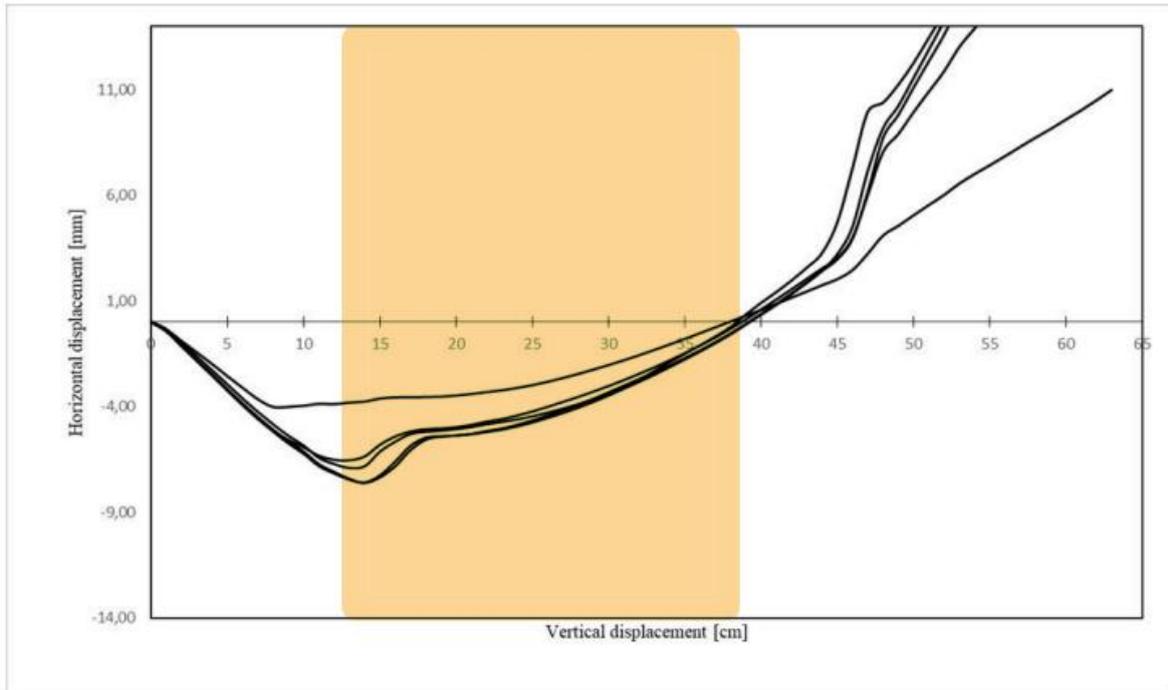


Figura 50: Spostamenti orizzontali P6 - Modifiche progettuali tutte

7. Conclusioni

In sintesi, mediante questa ricerca si è compiuto un'approfondita esplorazione del tema della robustezza cercando di studiare il comportamento delle strutture intelaiate realizzate in zona sismica.

Nel corso di questo studio, è emerso come la sovrapposizione delle risposte dei due telai di crollo ortogonali produca un risultato realistico, come dimostrato nella prima fase dello studio. È interessante notare che il modello a fibre e il modello ad elementi finiti mostrano una risposta strutturale complessiva simile, sia in termini di picco di risposta che di valore di spostamento imposto all'atto della caduta di resistenza. Le differenze fra le due curve di capacità sono attribuibili al fatto che il modello a fibre non tiene conto della posizione reale delle staffe, ma solo del confinamento da loro offerto, dell'evoluzione della fessurazione del calcestruzzo che influenza il comportamento del materiale e dello sforzo tagliante, concentrandosi solo sull'interazione tra sforzo assiale e momento flettente nelle cerniere plastiche.

L'analisi della risposta strutturale di scenari di collasso differenti ha mostrato come la rimozione di un pilastro perimetrale rappresenti la situazione più critica tra quelle analizzate. Tale scenario di collasso ha infatti evidenziato il valore più basso di resistenza e uno sviluppo dell'effetto catenaria limitato. Ciò è attribuibile sicuramente al limitato contributo fornito dal telaio con travi a spessore ma anche al non aver considerato il contributo, in termini di rigidità, offerto dalle tamponature perimetrali. Un secondo risultato ottenuto è sicuramente la presenza di una netta caduta di resistenza nelle curve di capacità di tutti gli scenari analizzati. Questo fenomeno è evidente soprattutto nei primi due scenari di collasso, ed è dovuto al fatto che le armature longitudinali dei telai nella direzione x raggiungono la massima deformazione. Le riprese di resistenza che si verificano successivamente al crollo sono, invece, il risultato del

contributo fornito dai telai nella direzione ortogonale. Nel caso di rimozione di un pilastro perimetrale la ripresa di resistenza osservata è minima.

Le modifiche progettuali apportate alla struttura hanno mostrato come l'aumento del quantitativo di armatura longitudinale migliora, per ogni scenario, la risposta iniziale della struttura portando a un valore di picco flessionale maggiore. La continuità delle armature longitudinali e la presenza dei ferri di parete creano una continuità nello sviluppo longitudinale dell'elemento resistente e favoriscono la trasmissione dello sforzo assiale. Questi effetti portano a un innesco del meccanismo resistente della catenaria anticipato. L'anticipo nello sviluppo dell'effetto catenaria è apparso chiaramente dallo studio dello spostamento orizzontale dei pilastri più esterni in corrispondenza dei nodi trave-pilastro durante la prova pushdown. Tale studio ha mostrato come la fase di innesco dell'effetto catenaria, identificata dal punto in cui la curva degli spostamenti passa da una tendenza decrescente a una crescente, risulta essere nettamente anticipata.

L'uso di una disposizione simmetrica di armature longitudinali nelle travi ha portato a un ulteriore aumento dell'armatura longitudinale e, di conseguenza, ha incrementato il valore massimo della flessione e anticipato ulteriormente l'effetto catenaria.

È importante sottolineare come nello studio appena descritto non è stata considerata la presenza dei solai ed è stata trascurata anche l'influenza delle tamponature.

Bibliografia

Comite Euro-International du Beton. (1993). CEB/FIP Model Code 1990. Thomas Telford.

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.

CIRCOLARE 21 gennaio 2019. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

CNR-DT 214/2018. Istruzioni per la valutazione della robustezza delle costruzioni.

Consiglio Nazionale delle Ricerche (2018). Istruzioni per la valutazione della robustezza delle costruzioni.

Cosenza, E., Manfredi, G. and Pecce, M. (2019). Strutture in Cemento Armato: Basi della Progettazione. Hoepli.

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.

Gherzi A., & Lenza P. (2017). Edifici Antisismici in cemento armato. Dario Flaccovio Editore.

Mazhar H. et al. (2021). Nonlinear Modelling and Analysis of RC Buildings using ETABS.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (2018). DECRETO 17 gennaio 2018: Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”.

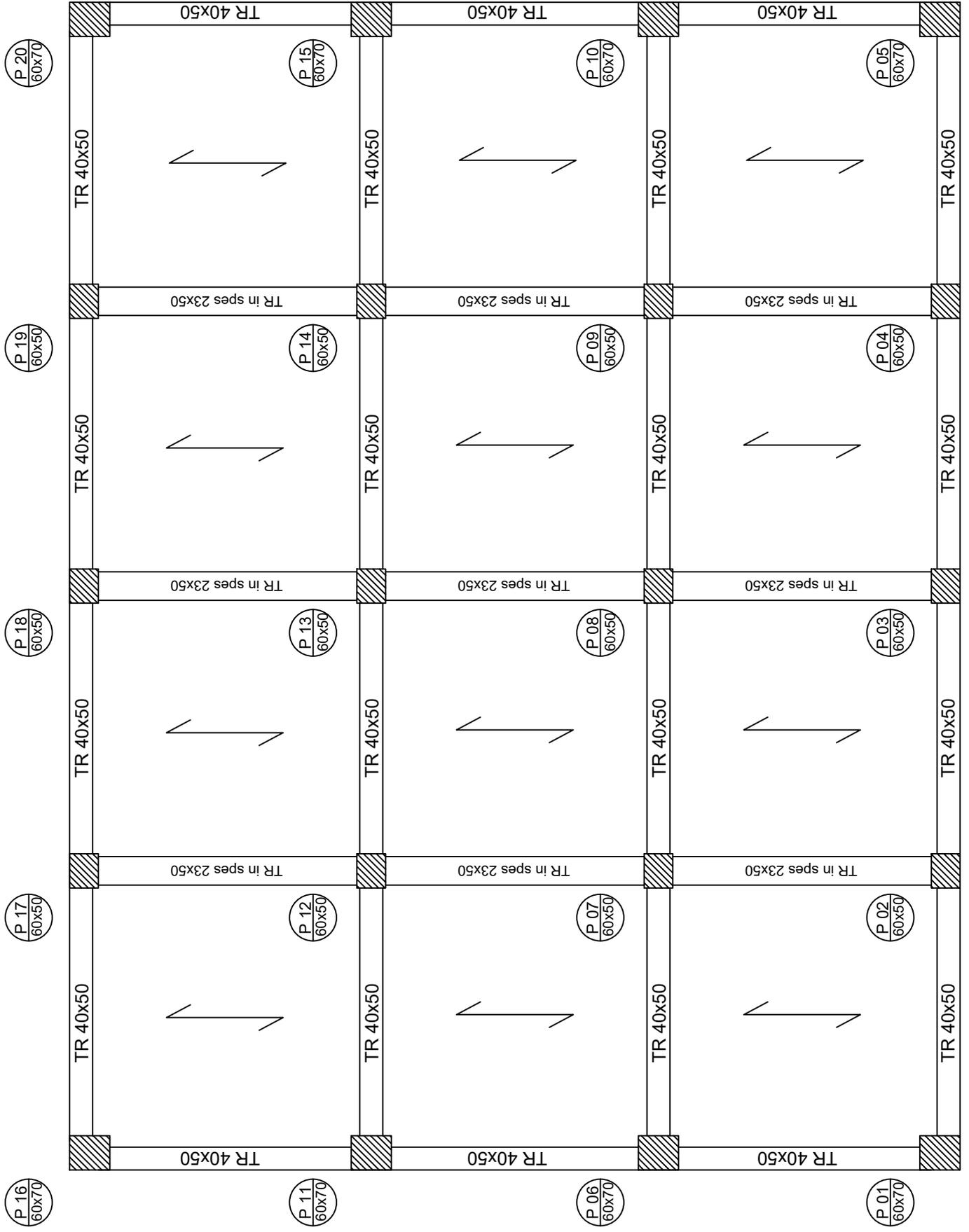
Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti (2018). Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

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.

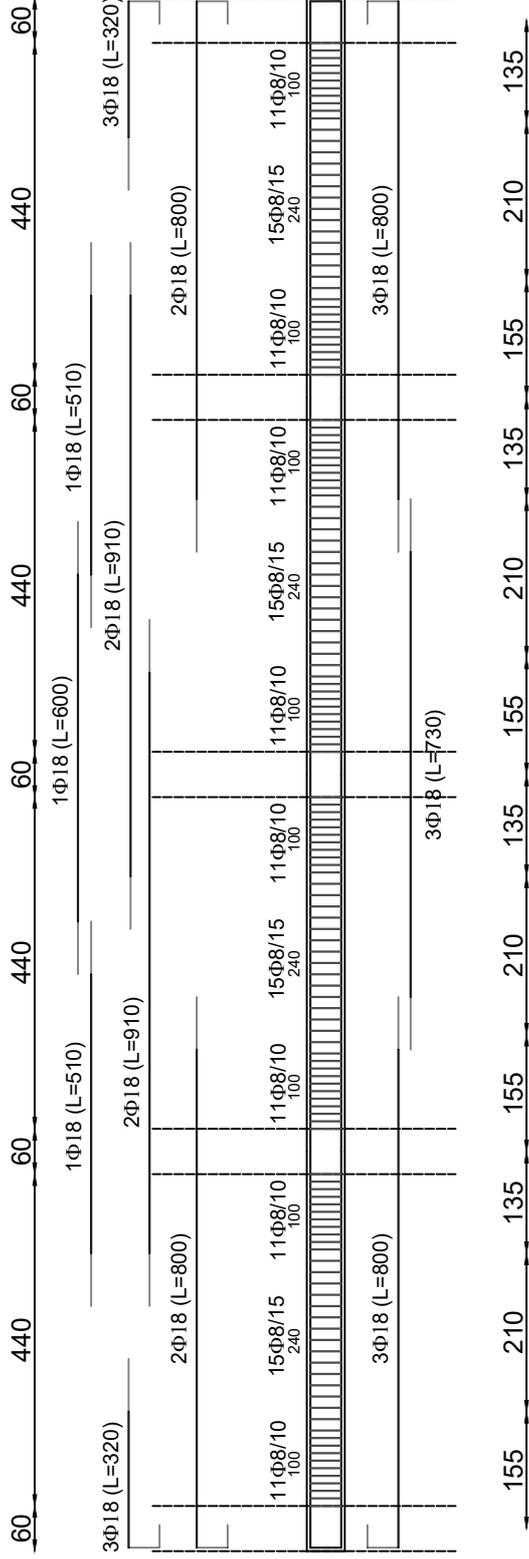
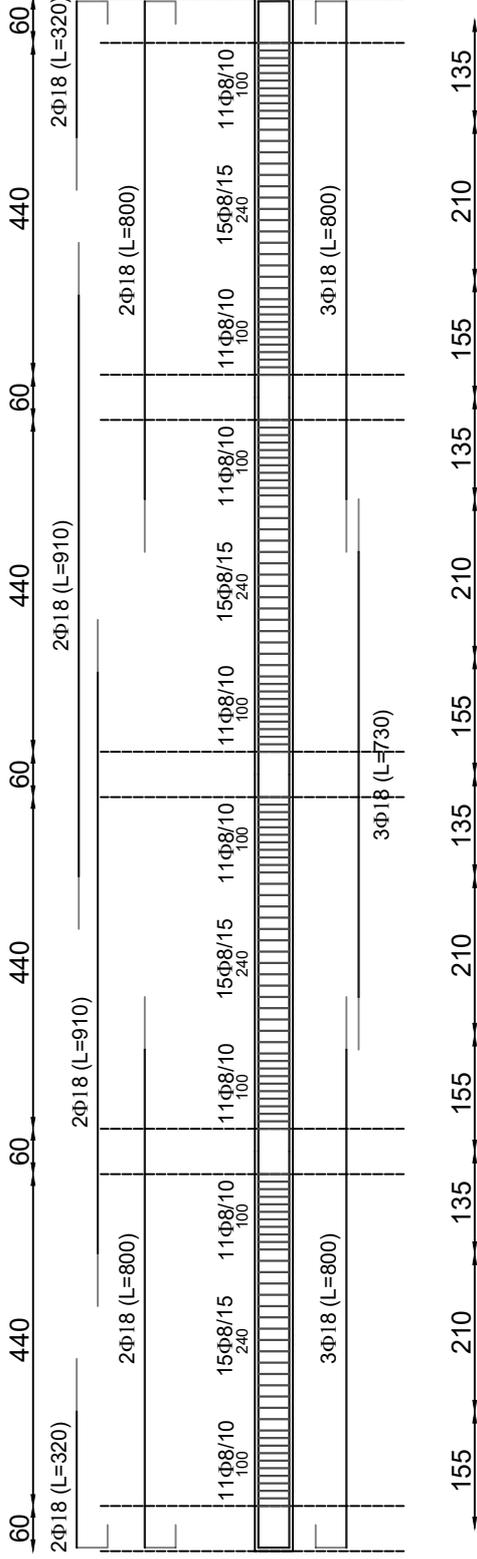
Scalvenzi M., Parisi F (2019). Il ruolo della robustezza strutturale nella riduzione del rischio verso eventi estremi, www.ingenio-web.it.

Wang, Y. et al. (2022). ‘Experimental and numerical investigation on progressive collapse resistance of RC frame structures considering transverse beam and slab effects’, *Journal of Building Engineering*, 47.



TELAIO X2
Scala 1:100

Trave copertura,
piano 4

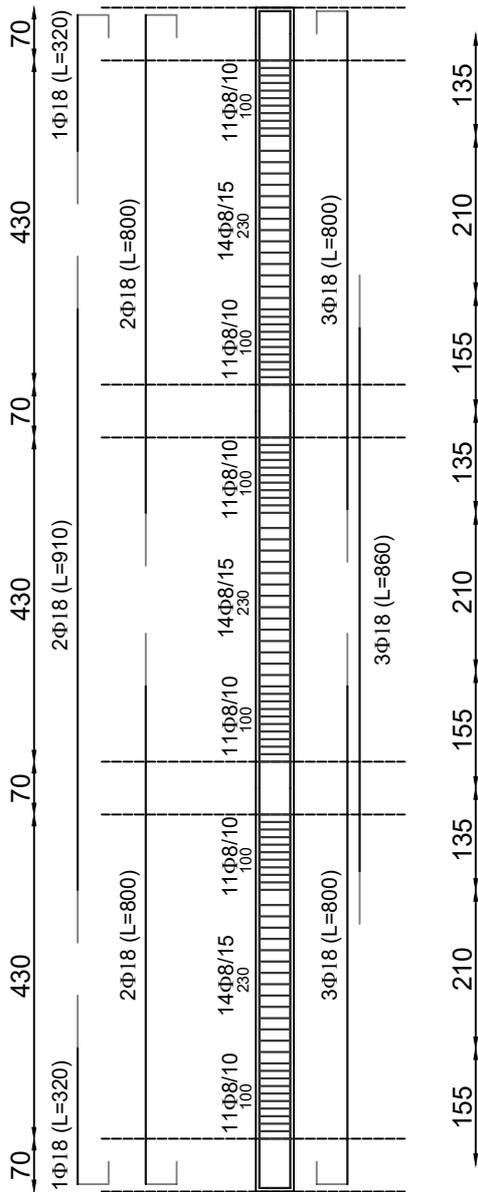


Trave
piano 1, 2 3

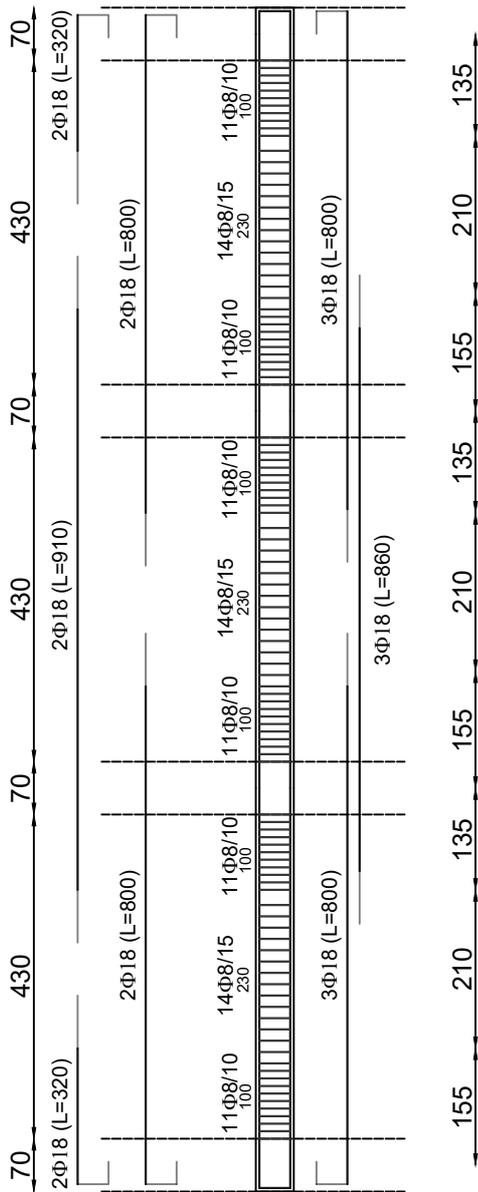
TELAIO Y1

Scala 1:100

Trave copertura,
piano 4

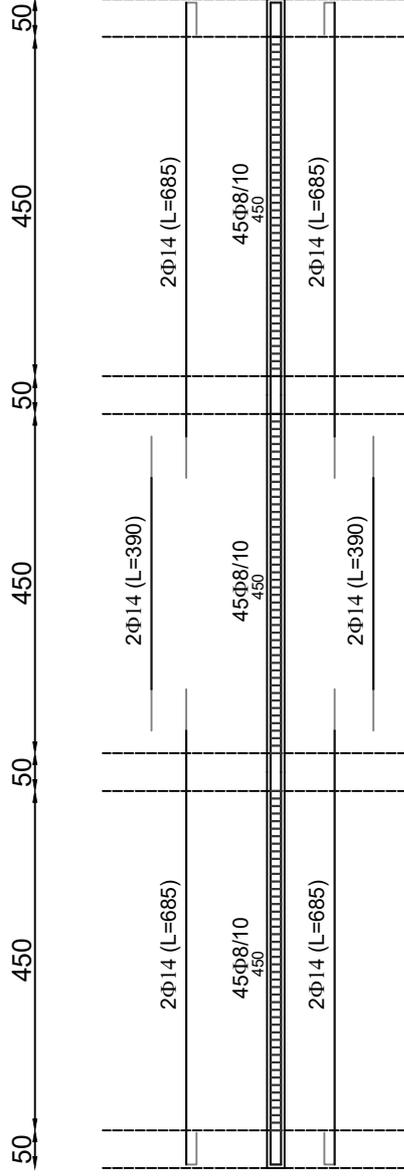


Trave
piano 1, 2 3



TELAIO Y2

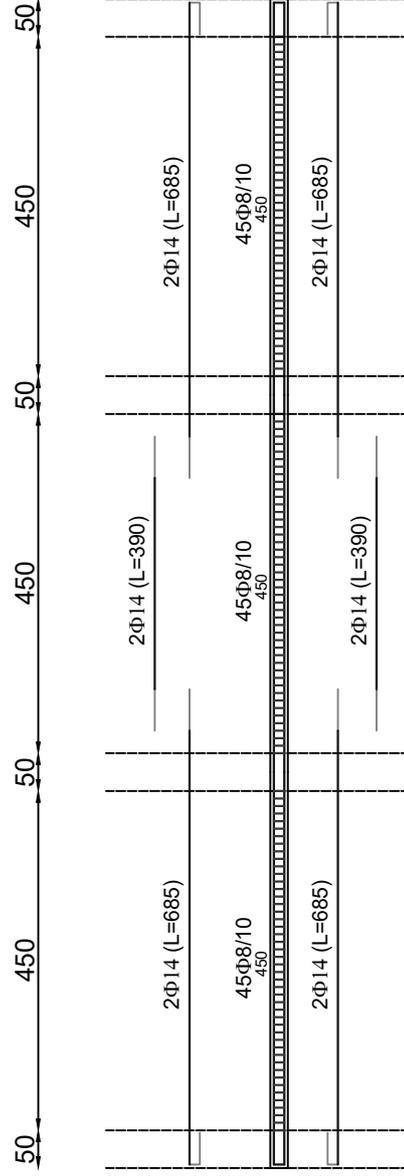
Scala 1:100



Trave copertura,
piano 1, 2 3 4

TELAIO Y3

Scala 1:100

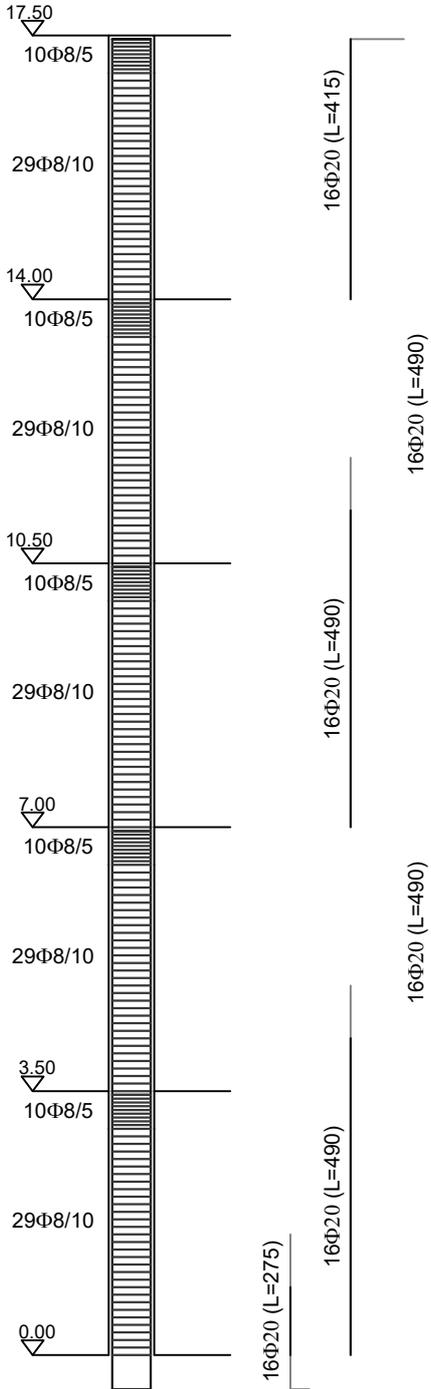


Trave copertura,
piano 1, 2 3 4

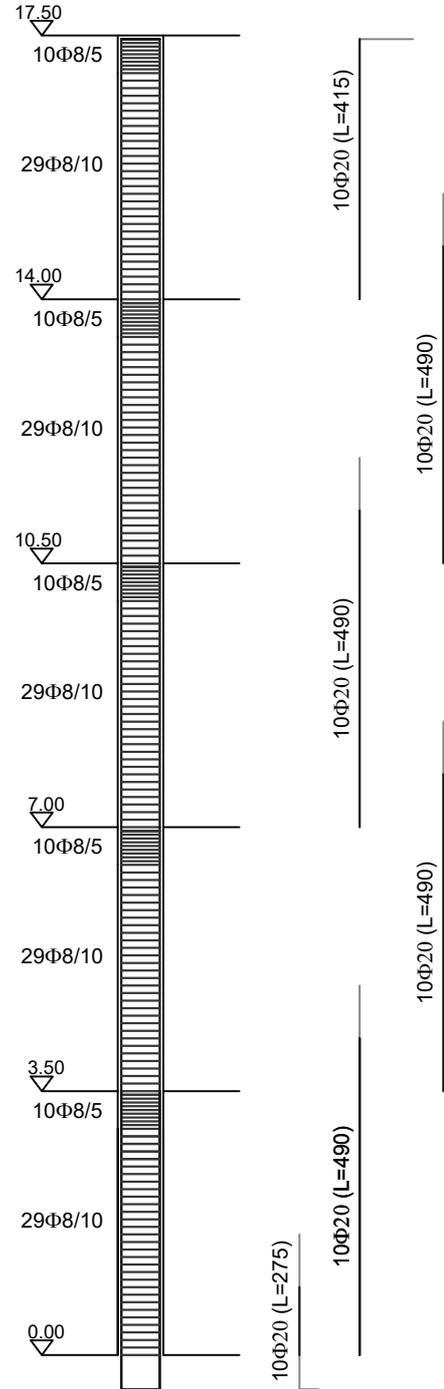
DISTINTA PILASTRI

Scala 1:100

Pilastri P1, P6



Pilastri P2, P3, P7, P8



NERVATURA DI SOLAIO

Scala 1:100

