UNIVERSITÀ
DI PAVIA

FACOLTA' DI INGEGNERIA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE E ARCHITETTURA

CORSO DI LAUREA MAGISTRALE IN INGEGNERIA CIVILE

TESI DI LAUREA

Influenza degli scenari di rimozione di uno o più pilastri sulla resistenza al collasso progressivo degli edifici in calcestruzzo armato conformi alle normative

Candidato: Antonio Solimando

Relatore: Prof. Roberto Nascimbene
Correlatore: Dr. Ing. Gianrocco Mucedero
Correlatore: Dr. Ing. Emanuele Brunesi

A.A. 2026/2027

Indice

Introduzione 1
1. Collasso progressivo 3
1.1 Definizione 3
1.2 Eventi storici 4
1.2.1 Ronan Point 6
1.2.2 Alfred P. Murrah Federal Building 8
1.2.3 World Trade Center 9
1.2.4 Ambiance plaza 11
1.3 Innesco e propagazione del collasso 12
1.4 Caratteristiche strutturali per la mitigazione del collasso 15
1.5 Comportamento non lineare 16
1.6 Metodo diretto e metodo indiretto 19
1.7 Analisi statica non lineare 22
2. Progettazione sismica dell'edificio 26
2.1 Caso studio 26
2.2 Caratteristiche geometriche e strutturali 27
2.3 Materiali 30
2.4 Analisi dei carichi 30
2.4.1 Carichi permanenti strutturali (g_1) 30
2.4.2 Carichi permanenti non strutturali (g_2) 31
2.4.3 Sovraccarichi (carichi variabili di esercizio q_k) 32
2.4.4 Azione del vento 32
2.4.5 Azione della neve 34
2.5 Combinazioni di carico 35
2.6 Modellazione strutturale 35
2.7 Azioni sismiche 38
2.8 Progettazione degli elementi strutturali 42
2.9 Risultati 46
3. Analisi Pushdown 50
3.1 Modellazione 50
3.2 Validazione del modello 53
3.3 Implementazione delle analisi statiche non lineari 55

3.4 Risultati 59
3.4.1 Rimozione di un singolo pilastro 59
3.4.2 Rimozione simultanea di due pilastri 66
3.4.3 Influenza delle travi secondarie 71
Conclusioni e future applicazioni 74
Appendice 78
Bibliografia 82

Indice delle figure

Figura 1 - Crollo dell'edificio di viale Giotto, Foggia 1999 5
Figura 2 - Crollo dell'edificio di via Canosa 7, Barletta 1959 5
Figura 3 - Crollo parziale di un edificio di Torre Annunziata, Napoli 2017 6
Figura 4 - Rappresentazione dello schema di collasso del Ronan Point 7
Figura 5 - Crollo parziale dell'edificio Ronan Point, Londra, 1968 7
Figura 6 - Schema del crollo parziale dell'Alfred P. Murrah Federal Building 8
Figura 7 - Crollo parziale dell'edificio Alfred P. Murrah Federal Building, 1995 9
Figura 8 - Schema del crollo World Trade Center 10
Figura 9 - Attacco terroristico World Trade Center, New York, 2001 11
Figura 10 - Collasso dell'edificio Ambiance Plaza, Connecticut, 1987 12
Figura 11 - Cause di innesco dei collassi progressivi in 31 casi reali 13
Figura 12 - Tipologie di collasso progressivo in un telaio in c.a. 13
Figura 13 - Meccanismi di collasso nei 31 casi analizzati 14
Figura 14 - Plasticità concentrata e plasticità diffusa 19
Figura 15 - Diagramma di flusso dei requisiti strutturali, analisi e metodi 22
Figura 16 - Schema delle forze nell'azione catenaria 24
Figura 17 - Azione catenaria 24
Figura 18 - Fotografia dell'edificio durante i lavori 26
Figura 19 - Fotografia dell'edificio oggetto di studio 27
Figura 20 - Pianta piano tipo 28
Figura 21 - Sezione X-X' 28
Figura 22 - Prospetto Sud e Nord 29
Figura 23 - Prospetto Est e Ovest 29
Figura 24 - Maglia strutturale, nomenclatura pilastri 29
Figura 25 - Stratigrafia del solaio 31
Figura 26 - Modellazione della struttura in MIDAS Gen 36
Figura 27 - Orditura del solaio piano tipo 37
Figura 28 - Orditura del solaio di copertura 37
Figura 29 - Spettro di risposta Paderno Dugnano 40
Figura 30 - Spettro di risposta Napoli 41
Figura 31 - Spettro di risposta L'Aquila 41
Figura 32 - Combinazioni delle forze sismiche 43

Figura 33 - Scelta di comportamento non dissipativo per Paderno Dugnano 44
Figura 34 - Scelta di comportamento dissipativo per Napoli e L'Aquila 44
Figura 35 – Sezione di trave risultante da design MIDAS Gen, Paderno Dugnano 46
Figura 36 - Verifica a flessione delle travi – Paderno Dugnano 47
Figura 37 - Verifica a taglio delle travi – Paderno Dugnano 47
Figura 38 - Armatura del pilastro e verifica a pressoflessione – Paderno Dugnano 48
Figura 39 - Verifica a taglio della sezione di pilastro, Paderno Dugnano 48
Figura 40 - Implementazione del modello in SeismoStruct 51
Figura 41 – Modello costitutivo di Mander et al. 52
Figura 42 - Modello costitutivo di Menegotto e Pinto 52
Figura 43 - Modello in SeismoStruct con diaframmi rigidi 53
Figura 44 – Combinazioni di carico per aree interessate 56
Figura 45 - Dynamic Increase Factors for Nonlinear Static Analysis, table 3-5 57
Figura 46 - Nomenclatura dei pilastri in pianta 57
Figura 47 - Influenza della deformazione ultima dell'acciaio sulla curva di capacità 58
Figura 48 - Confronto curve di capacità tra Paderno Dugnano e Napoli 60
Figura 49 - Curve di capacità dei casi di Paderno Dugnano/Napoli e L'Aquila 61
Figura 50 - Confronto curve di capacità rimozione del pilastro n1 62
Figura 51 - Confronto curve di capacità rimozione del pilastro n7 62
Figura 52 - Confronto curve di capacità rimozione del pilastro n13 63
Figura 53 - Curve di capacità, rimozione del pilastro n15 64
Figura 54 - Formazione di cerniere plastiche, rimozione del pilastro n15 65
Figura 55 - Curve di capacità Paderno Dugnano/Napoli e L'Aquila, doppia rimozione 67
Figura 56 - Confronto curve di capacità per Paderno Dugnano/Napoli 68
Figura 57 - Confronto curve di capacità tra caso singolo n1 e doppia rimozione n1-n2 69
Figura 58 - Confronto curve di capacità per la rimozione singola n15 e doppia n14–n15 70
Figura 59 - Confronto curve di capacità per la rimozione singola n7 e doppia n7–n8 71
Figura 60 - Curve di capacità al variare dell'armatura delle travi secondarie 72

Indice delle tabelle

Tabella 1 - Carichi permanenti strutturali del solaio 31
Tabella 2 - Elementi divisori interni: carico lineare 31
Tabella 3 - Carichi permanenti non strutturali del solaio, piano tipo 32
Tabella 4 - Carichi del vento per le diverse località 34
Tabella 5 - Carichi della neve per le diverse località 34
Tabella 6 - Parametri sismici per le diverse località 39
Tabella 7 - Armatura longitudinale della sezione di trave risultante per ciascun modello 48
Tabella 8 - Armatura trasversale della sezione di trave risultante per ciascun modello 49
Tabella 9 - Armatura dei pilastri nei tre modelli 49
Tabella 10 - Confronto masse totali MIDAS Gen e SeismoStruct 54
Tabella 11 - Confronti periodi propri MIDAS Gen e SeismoStruct 54
Tabella 12 - Confronto dei tagli alla base in MIDAS Gen e SeismoStruct 55
Tabella 13 - Definizione dei criteri prestazionali utilizzati 59

Introduzione

Il presente lavoro di tesi si pone l'obiettivo di analizzare e confrontare la risposta al collasso progressivo di edifici a telaio in calcestruzzo armato progettati per differenti livelli di pericolosità sismica, al fine di valutare l'influenza delle scelte progettuali e dei dettagli costruttivi sulla robustezza strutturale. In particolare, l'attenzione è rivolta alla capacità della struttura di sviluppare percorsi di carico alternativi a seguito della perdita di uno o più elementi portanti, limitando la propagazione del danno e le conseguenze del cedimento locale. Tale aspetto assume particolare rilevanza in quanto gli edifici ordinari, pur essendo progettati per resistere alle principali azioni previste durante la vita utile, non sono generalmente sottoposti a verifiche esplicite nei confronti della rimozione di elementi strutturali.

Per lo svolgimento dell'analisi è stato assunto come caso studio un edificio residenziale a due piani con struttura a telaio in calcestruzzo armato, situato a Paderno Dugnano (MI). A partire dalla medesima configurazione geometrica, sono stati sviluppati tre modelli strutturali riferiti alle località di Paderno Dugnano, Napoli e L'Aquila, caratterizzate da differenti livelli di pericolosità sismica.

Successivamente, i modelli sono stati sottoposti ad analisi di tipo *pushdown* mediante la rimozione di singoli pilastri e di coppie di pilastri, al fine di investigare la capacità della struttura di redistribuire le azioni e di resistere al danno locale. Le analisi sono state condotte secondo l'approccio dell'*Alternate Load Path*, facendo riferimento alle prescrizioni della normativa americana *UFC 4-023-03*. I risultati ottenuti sono stati utilizzati per confrontare la risposta dei tre edifici, individuare le differenze nel comportamento strutturale e valutare se un maggiore livello di progettazione sismica comporti effettivi benefici in termini di robustezza e resistenza al collasso progressivo.

1. Collasso progressivo

La progettazione strutturale ordinaria verifica che un edificio resista alle azioni previste durante la sua vita utile: carichi gravitazionali, vento, sisma.
Esistono però eventi di natura diversa, rari e difficilmente prevedibili, come esplosioni, urti, incendi o errori di progetto ed esecuzione, che possono compromettere localmente un elemento portante di una struttura. In questi casi il problema non è più se l'edificio regga le azioni di progetto, ma se sia in grado di limitare le conseguenze del danno iniziale, evitando che si estenda a porzioni estese o all'intera costruzione.

1.1 Definizione

Il collasso progressivo è il fenomeno per cui un cedimento locale, innescato da un evento anomalo, si propaga da un elemento strutturale a quelli adiacenti fino a coinvolgere l'intera costruzione o una sua parte estesa rispetto al danno iniziale.
Le principali normative e linee guida danno definizioni del collasso progressivo leggermente diverse nella forma, ma sostanzialmente concordi:

- *ASCE 7*: la propagazione di un cedimento locale iniziale da elemento a elemento, che porta al collasso dell'intera struttura o di una sua parte sproporzionatamente grande
- *UFC*: diffusione del danno locale, a partire da un evento innescante, da elemento a elemento, fino al collasso dell'intera struttura o di una porzione sproporzionata di essa
- *GSA Guidelines*: situazione in cui il cedimento locale di un elemento strutturale primario causa il collasso degli elementi adiacenti, con un danno complessivo sproporzionato rispetto alla causa originaria
- *EN 1990*: il termine non è definito esplicitamente, ma è implicito nel requisito fondamentale secondo cui la struttura non deve subire danni sproporzionati rispetto alla causa che li ha prodotti in seguito a eventi quali esplosioni, urti o conseguenze di errori umani

Le definizioni adottate da *ASCE 7*, UFC, *GSA* ed *EN 1990* differiscono nella forma ma convergono su un punto: la sproporzione tra causa e conseguenza.
La natura dell'evento innescante non entra nella definizione; ciò che qualifica il fenomeno è l'esito, non l'origine.
Ne consegue che l'obiettivo progettuale, per le nuove costruzioni come per quelle esistenti, non è impedire il danno locale, ma contenerne la diffusione e tutelare l'incolumità delle persone. La logica è la stessa della progettazione sismica, in cui, a seconda dello stato limite, si accetta un certo livello di danno purché sia salvaguardata la vita umana.

La proprietà che permette a una struttura di raggiungere questo obiettivo è la robustezza, intesa come la capacità di non subire danni sproporzionati rispetto alla causa che li ha generati (*EN 1991-1-7*).
Il collasso progressivo è dunque il fenomeno da evitare, mentre la robustezza rappresenta la caratteristica della struttura che ne limita la propagazione.
Questa caratteristica è distinta dalla semplice resistenza alle azioni di progetto ordinarie, poiché riguarda la capacità della struttura di mantenere un comportamento globale adeguato anche in presenza di un danneggiamento locale non previsto dalle condizioni di progetto. In particolare, a seguito della perdita di un elemento portante, deve essere possibile redistribuire le azioni e attivare percorsi alternativi, limitando così la propagazione del danno.
A questa capacità contribuiscono diverse caratteristiche del sistema strutturale, tra cui la continuità, la ridondanza e la duttilità. Queste proprietà permettono agli elementi rimanenti di partecipare alla redistribuzione delle azioni e di mantenere la capacità portante anche in presenza di danneggiamenti locali.

1.2 Eventi storici

L'attenzione al collasso progressivo nasce dall'analisi di crolli reali, che hanno mostrato come il cedimento di un singolo elemento possa avere conseguenze molto più estese del danno iniziale.

Tra i casi più noti, e più studiati in letteratura, si ricordano *Ronan Point* (Londra, 1968), l'*Alfred P. Murrah Federal Building* (Oklahoma City, 1995) e le Torri Gemelle del *World Trade Center* (New York, 2001).
Gli eventi hanno origini diverse e meccanismi di propagazione differenti, ma hanno tutti un importante ruolo sull'evoluzione della normativa.

Anche in Italia si sono verificati diversi casi che si possono prendere come esempio:



Figura 1 - Crollo dell'edificio di viale Giotto, Foggia 1999

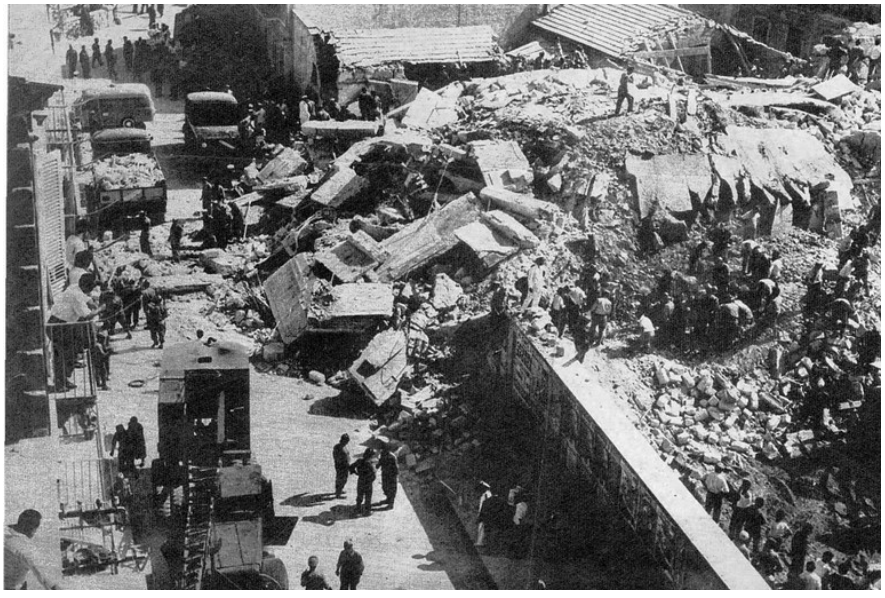


Figura 2 - Crollo dell'edificio di via Canosa 7, Barletta 1959



Figura 3 - Crollo parziale di un edificio di Torre Annunziata, Napoli 2017

1.2.1 Ronan Point

Il crollo parziale del *Ronan Point* è considerato l'evento che ha portato per la prima volta il collasso progressivo all'attenzione della comunità scientifica e normativa nell'ingegneria civile.

L'edificio era una torre residenziale di 22 piani a Canning Town, nella zona est di Londra, realizzata con pannelli prefabbricati in calcestruzzo assemblati in cantiere, e ultimata solo due mesi prima del crollo. Alle 5:45 circa del 16 maggio 1968, un'esplosione di gas nella cucina di un appartamento al diciottesimo piano fece cedere il pannello portante di facciata che sosteneva i quattro piani sovrastanti.

La zona d'angolo era stata progettata affidando il trasferimento dei carichi alle due pareti perimetrali: venuta meno una di queste, la parete rimasta non era in grado di lavorare a mensola, né di sostenere il carico né di ridistribuirlo, e l'angolo cedette a sua volta.

I solai superiori, privi di appoggio, caddero su quelli sottostanti e ne provocarono la rottura per impatto, estendendo il collasso all'intera porzione d'angolo fino al piano terra.

Il crollo causò quattro morti e diciassette feriti.

Un danno iniziale molto limitato, dovuto a un'esplosione di entità modesta, produsse un collasso del tutto sproporzionato, reso possibile dall'assenza di percorsi alternativi per i carichi.

L'evento mise in discussione la sicurezza dei sistemi a pannelli prefabbricati e portò a una revisione della normativa britannica.

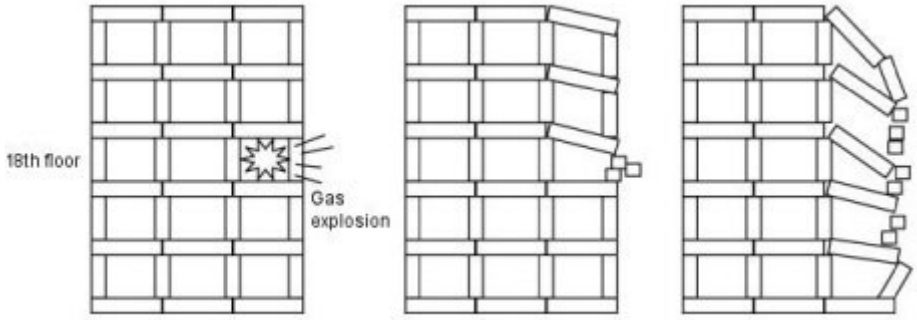


Figura 4 - Rappresentazione dello schema di collasso del Ronan Point



Figura 5 - Crollo parziale dell'edificio Ronan Point, Londra, 1968

1.2.2 Alfred P. Murrah Federal Building

Il 19 aprile 1995 un camion bomba, contenente una carica esplosiva di circa 1.8 tonnellate di TNT, esplose davanti al lato nord dell'*Alfred P. Murrah Federal Building* di Oklahoma City (Stati Uniti), un edificio federale di nove piani.

La struttura era un telaio ordinario in cemento armato, progettato negli anni Settanta secondo le normative vigenti all'epoca.

Lungo il fronte nord, al terzo livello, era presente una trave di trasferimento, il cui compito era quello di sostenere i pilastri dei piani superiori.

L'esplosione provocò il cedimento del pilastro G20 e dei pilastri adiacenti G16 e G24, compromettendo il sostegno della trave di trasferimento e innescando il collasso dei piani sovrastanti. Il fenomeno si propagò a una porzione significativa dell'edificio, colpendo circa metà della struttura.

Le indagini evidenziarono una capacità insufficiente della struttura di ridistribuire i carichi in seguito alla perdita dei pilastri: gli elementi adiacenti furono infatti sottoposti a sollecitazioni superiori alle rispettive capacità resistenti.

Il collasso progressivo contribuì in maniera determinante all'estensione dei danni, che risultarono quindi significativamente maggiori rispetto a quelli direttamente provocati dall'esplosione. L'evento causò complessivamente 168 vittime.

Caredda et al. (2023) classificano il meccanismo di collasso come una combinazione dei meccanismi di tipo *domino* e *pancake*.

Il caso di Oklahoma City rappresenta pertanto uno degli esempi più significativi dell'importanza della continuità delle armature, della duttilità e, più in generale, della robustezza strutturale per limitare la propagazione di un danno locale.

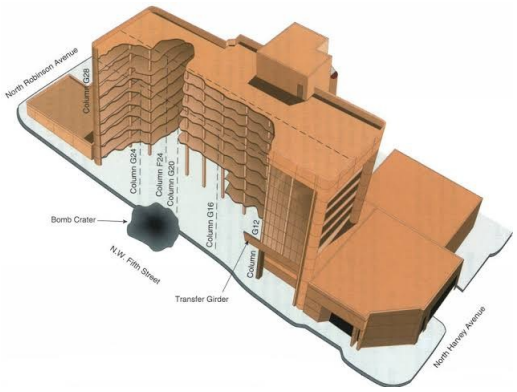


Figura 6 - Schema del crollo parziale dell'Alfred P. Murrah Federal Building



Figura 7 - Crollo parziale dell'edificio Alfred P. Murrah Federal Building, 1995

1.2.3 World Trade Center

L'11 settembre 2001 entrambe le torri del *World Trade Center*, edifici in acciaio di 110 piani e circa 415 m di altezza, furono colpite da un aereo di linea dirottato.

Le torri erano caratterizzate da una struttura "a tubo", formata da un nucleo centrale contenente ascensori e scale e da una fitta maglia di colonne perimetrali, collegati tramite solai sostenuti da travi reticolari prefabbricate.

L'impatto danneggiò le colonne perimetrali, i solai e alcune colonne del nucleo; tuttavia, la struttura riuscì inizialmente a ridistribuire i carichi e a resistere all'evento senza collassare.

Secondo l'indagine del *NIST* (Sunder et al., 2005), il collasso fu determinato dall'azione combinata del danno provocato dall'impatto e dell'incendio che ne seguì. L'esplosione e l'impatto dei detriti causarono infatti il distacco del rivestimento protettivo antincendio dagli elementi strutturali, esponendoli alle elevate

temperature generate dagli incendi. Il calore provocò l'indebolimento e l'accorciamento delle colonne del nucleo e determinò la deformazione dei solai. Questi ultimi, deformandosi, esercitarono un'azione verso l'interno sulle colonne perimetrali, contribuendo alla loro inflessione e alla conseguente perdita di capacità portante. Una volta innescato il collasso della parte superiore dell'edificio, l'energia sviluppata dalla caduta dei piani sovrastanti non poté essere assorbita dalla struttura sottostante, determinando la progressiva propagazione del collasso verso il basso fino al coinvolgimento dell'intera torre.

La Torre Sud collassò alle 9:59, circa 56 minuti dopo l'impatto, mentre la Torre Nord collassò alle 10:28, circa un'ora e 42 minuti dopo essere stata colpita.

L'evento provocò complessivamente circa 2100 vittime nelle due torri.

Caredda et al. (2023) classificano il meccanismo come *pancake*, caratterizzato da una propagazione prevalentemente verticale del collasso.

Il caso mostra come la combinazione di un danno iniziale esteso e di un'azione eccezionale successiva, quale l'incendio, possa determinare una significativa perdita di capacità portante e innescare la propagazione del collasso a una porzione più ampia della struttura.

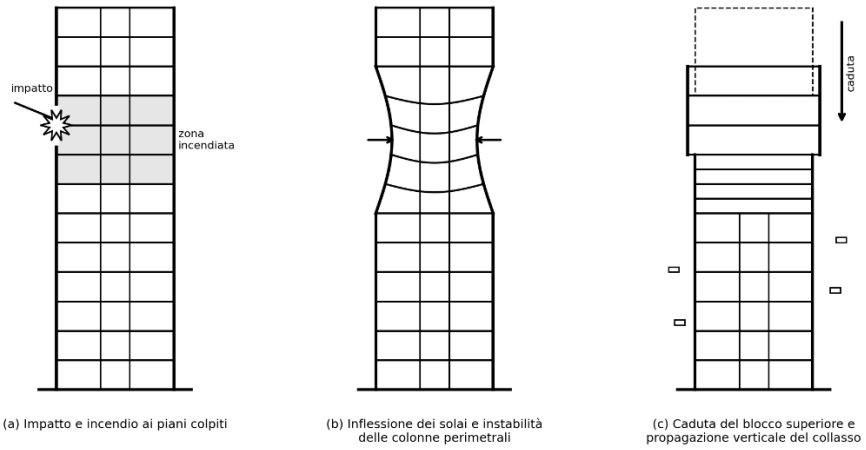


Figura 8 - Schema del crollo World Trade Center



Figura 9 - Attacco terroristico World Trade Center, New York, 2001

1.2.4 Ambiance Plaza

Un altro caso rappresentativo del collasso progressivo è quello dell'*Ambiance Plaza*, un edificio residenziale di 16 piani costruito a Bridgeport, nel Connecticut, Stati Uniti.

La particolarità dell'edificio era nella tecnica costruttiva adottata, denominata "*lift-slab construction"*, che prevedeva la realizzazione dei solai a livello del piano terra e il loro successivo sollevamento mediante martinetti idraulici fino alla quota prevista, dove venivano collegati agli elementi verticali.

Il 23 aprile 1987, durante le fasi di costruzione, si verificò un cedimento locale nella parte occidentale dell'edificio, seguito dal collasso dell'ala orientale e di una porzione significativa della struttura.

Le precise cause dell'innesco non sono state accertate: tra le ipotesi sono state considerate la rottura o il posizionamento non corretto di un elemento di supporto del solaio e un malfunzionamento di un martinetto idraulico.

L'evento causò la morte di 28 persone e rappresenta un esempio significativo di come un cedimento locale possa propagarsi rapidamente nella struttura.

A differenza degli altri casi esaminati, l'*Ambiance Plaza* costituisce un esempio significativo di collasso progressivo verificatosi durante la fase di costruzione, evidenziando l'importanza della corretta realizzazione dei collegamenti e del controllo delle procedure esecutive.



Figura 10 - Collasso dell'edificio Ambiance Plaza, Connecticut, 1987

1.3 Innesco e propagazione del collasso

Tra gli eventi che possono dare origine al fenomeno ci sono: esplosioni, fughe di gas, incendi, urti di veicoli, attacchi terroristici, errori di progetto o di esecuzione e cedimenti delle fondazioni.

Per avere un'idea di quali tra questi eventi siano effettivamente all'origine dei collassi, in Figura 11 si riportano i risultati dell'analisi di 31 collassi reali di edifici condotta da Caredda et al. (2023).

Il grafico mostra che le cause più frequenti non sono eventi eccezionali, ma errori di progetto (48% dei casi) ed errori di esecuzione (39%), spesso presenti insieme.

Esplosioni accidentali e incendi sono meno frequenti; gli attacchi terroristici sono il 19% dei casi.

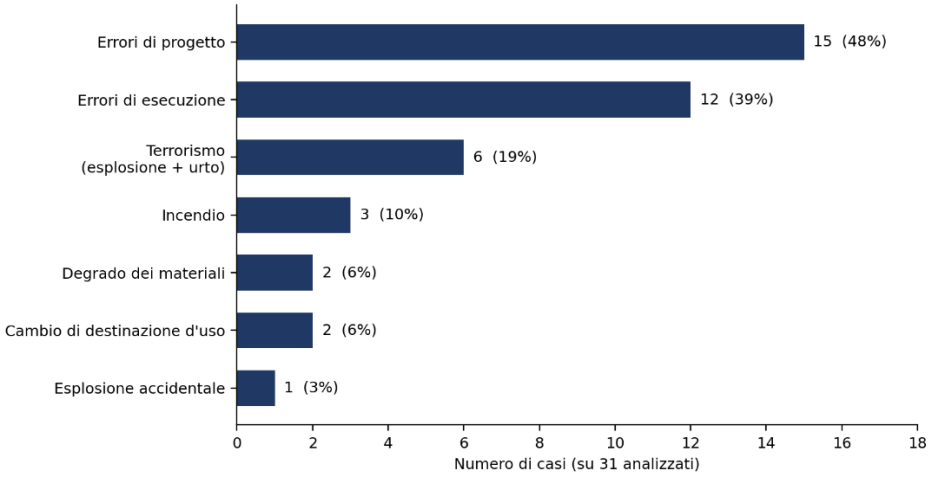


Figura 11 - Cause di innesco dei collassi progressivi in 31 casi reali

In base al meccanismo con cui il danno iniziale si propaga, Starossek (2007, 2017) distingue sei tipologie di collasso progressivo: *pancake*, *zipper*, *domino*, per sezione, per instabilità e misto.

La Figura 12 illustra in maniera schematica i tre meccanismi di propagazione riscontrati nei casi reali analizzati da Caredda et al. (2023), ossia *zipper*, *domino* e *pancake*, che si distinguono per la direzione in cui il danno si estende e per il modo in cui avviene la propagazione.

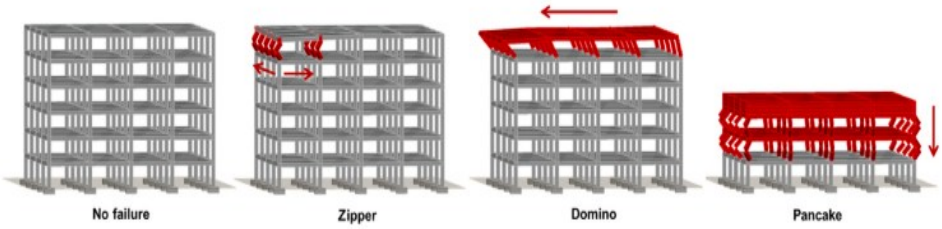


Figura 12 - Tipologie di collasso progressivo in un telaio in c.a.

Nel collasso di tipo *zipper*, il cedimento improvviso di uno o più elementi strutturali determina una ridistribuzione dei carichi sugli elementi adiacenti. La conseguente risposta dinamica improvvisa può amplificare le sollecitazioni negli elementi rimanenti, provocandone il cedimento e favorendo la propagazione del collasso, generalmente in direzione orizzontale.

Nel collasso di tipo *pancake*, la perdita locale della capacità portante verticale fa cadere gli elementi sui piani sottostanti, la cui rottura per impatto fa avanzare il collasso in direzione verticale.
Il collasso di tipo *domino* si basa invece sul ribaltamento di un elemento, che urta quello adiacente e lo trascina nel crollo, mentre quello per instabilità nasce dalla perdita degli elementi che stabilizzano gli elementi compressi. Il collasso misto, invece, si ha quando più meccanismi si combinano.

L'analisi di Caredda et al. (2023) su 31 casi reali, nei quali il meccanismo di propagazione è stato identificato in 29, mostra che prevalgono il tipo *pancake* (87% dei casi) e il tipo *zipper* (45%), mentre il *domino* è presente solo nel 10%.
Le tipologie compaiono spesso insieme: nel 39% dei casi si osserva la combinazione di *zipper* e *pancake*, che gli autori spiegano con la sequenza tipica degli edifici, in cui la perdita di un elemento verticale causa prima una ridistribuzione orizzontale dei carichi e poi, se crolla un intero impalcato, una propagazione verticale per impatto dei detriti.
Nei casi in cui il danno iniziale ha riguardato un pilastro o un nodo, il tipo *pancake* è presente in 17 casi su 18.

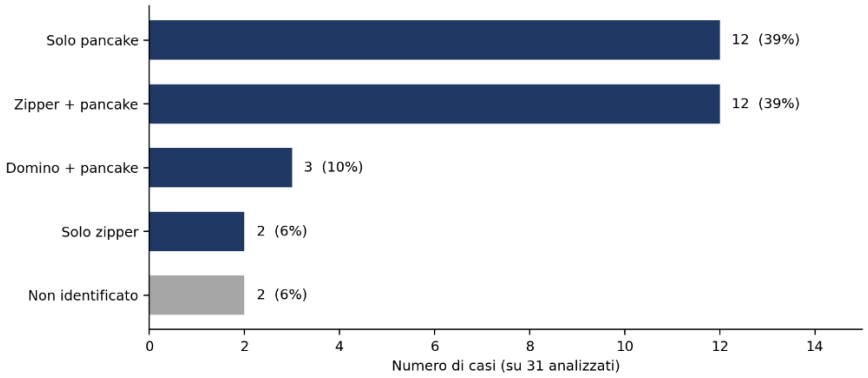


Figura 13 - Meccanismi di collasso nei 31 casi analizzati

Oltre al meccanismo di propagazione, è rilevante capire da quale elemento strutturale parte il cedimento. Nei 31 casi analizzati da Caredda et al. (2023), il danno iniziale ha riguardato più spesso i pilastri (45% dei casi), seguiti da travi (16%), nodi (13%) e solai (13%), mentre le pareti strutturali compaiono solo nel 3%. Per i restanti casi (13%) le informazioni non sono sufficienti.

Nella maggior parte dei casi di cedimento di pilastri non si è trattato della perdita di un singolo elemento, ma di più pilastri contemporaneamente, a causa di attacchi terroristici o di pilastri fortemente sottodimensionati.

Per quanto riguarda la posizione in pianta, il cedimento è partito nella maggioranza dei casi da zone interne (45%), rispetto a quelle di bordo (19%) o a entrambe (10%). Gli autori osservano che, pur essendo gli elementi di bordo i più esposti ad azioni estreme, quelli interni sono i più caricati e dunque quelli la cui perdita ha maggiori probabilità di generare un collasso sproporzionato.

Questi risultati confermano l'importanza di verificare la risposta della struttura a seguito della perdita di un pilastro, come previsto dal metodo dell'*Alternate Load Path* nella *UFC* e nelle linee guida *GSA*, ma mostrano anche un limite dei metodi più diffusi, che non tengono conto di cedimenti iniziali più estesi, come la perdita di più pilastri.

1.4 Caratteristiche strutturali per la mitigazione del collasso

La robustezza di una struttura non dipende da una singola proprietà, ma dalla combinazione di diverse caratteristiche che ne determinano la capacità di limitare la propagazione di un danno locale. In particolare, continuità, integrità, ridondanza e duttilità contribuiscono a mantenere la capacità portante della struttura e a favorire la redistribuzione delle azioni dopo la perdita di un elemento.
Quando viene meno un elemento principale, come un pilastro, lo schema resistente della struttura si modifica e le azioni precedentemente trasferite attraverso l'elemento danneggiato devono essere redistribuite agli elementi rimanenti.
La possibilità di attivare nuovi percorsi resistenti e di evitare che il danneggiamento si propaghi dipende dalle caratteristiche globali del sistema strutturale e dalla sua capacità di sviluppare una risposta alternativa rispetto a quella prevista nelle condizioni ordinarie.

La *continuità* garantisce l'interconnessione tra gli elementi strutturali e favorisce la trasmissione delle azioni anche a seguito della perdita locale di un componente. L'*integrità* riguarda la capacità degli elementi e dei collegamenti di mantenere la

propria efficacia nel trasferimento delle forze in condizioni di danneggiamento e di grandi deformazioni.
La *ridondanza* consente di disporre di più elementi e percorsi resistenti attraverso i quali redistribuire le azioni, mentre la *duttilità* permette di sviluppare deformazioni significative mantenendo una sufficiente capacità resistente e favorendo l'attivazione dei meccanismi di redistribuzione.

Le caratteristiche richieste per limitare la propagazione del collasso presentano numerosi punti di contatto con quelle proprie della progettazione sismica. In particolare, la duttilità, la continuità dei collegamenti, il dettaglio delle armature e la capacità di redistribuire le azioni possono risultare favorevoli anche nei confronti della perdita improvvisa di un elemento portante.
A questo proposito, Brunesi et al. (2015) hanno confrontato, attraverso analisi non lineari e valutazioni di fragilità, edifici in cemento armato progettati per i soli carichi gravitazionali secondo l'*Eurocodice 2* e edifici progettati anche per le azioni sismiche secondo l'*Eurocodice 8*. I risultati hanno evidenziato un'influenza significativa della progettazione e del dettaglio sismico sulla robustezza delle strutture analizzate, mostrando come le caratteristiche utili per la resistenza alle azioni sismiche possano contribuire anche alla capacità di sopportare la perdita di elementi portanti.

1.5 Comportamento non lineare

La perdita improvvisa di un elemento portante modifica lo schema resistente della struttura e determina la ridistribuzione delle azioni sugli elementi rimanenti.
In funzione dell'entità della domanda, questa redistribuzione può comportare il superamento del campo elastico e lo sviluppo di deformazioni permanenti, fessurazione, plasticizzazione e, in generale, di una risposta non lineare.
La valutazione della capacità della struttura di sviluppare percorsi alternativi e di limitare la propagazione del danno richiede quindi di considerare i principali fenomeni di non linearità che caratterizzano la risposta strutturale.

La non linearità può essere ricondotta principalmente a due aspetti: la *non linearità geometrica*, associata all'evoluzione della configurazione deformata della struttura, e la *non linearità del materiale*, legata al comportamento costitutivo degli elementi strutturali.

La *non linearità geometrica* ha particolare importanza quando gli spostamenti e le rotazioni raggiungono valori significativi (grandi spostamenti).
In queste condizioni non è più possibile assumere che la configurazione deformata coincida, dal punto di vista della risposta strutturale, con quella iniziale, indeformata.
L'equilibrio deve quindi essere valutato tenendo in considerazione la configurazione progressivamente deformata e gli effetti che produce sulla distribuzione delle azioni.
Tra i fenomeni più rilevanti rientrano gli effetti del secondo ordine, comunemente indicati come effetti P-Δ, nei quali le forze assiali applicate agli elementi interagiscono con gli spostamenti trasversali e possono determinare un'ulteriore amplificazione delle sollecitazioni e degli spostamenti.

La *non linearità del materiale* è invece associata al superamento del comportamento elastico dei materiali.
Nel caso delle strutture in cemento armato, la risposta non lineare deriva dalla fessurazione del calcestruzzo e dallo snervamento delle armature, ai quali possono seguire fenomeni di degrado della rigidezza e della resistenza e lo sviluppo di deformazioni permanenti.

Tali fenomeni consentono alla struttura di raggiungere livelli di deformazione superiori a quelli corrispondenti al limite elastico e, in presenza di un'adeguata capacità deformativa, di redistribuire le azioni verso gli elementi ancora efficienti.
Nel caso del collasso progressivo, la possibilità di sviluppare una risposta non lineare assume particolare rilevanza perché la perdita di un elemento portante può determinare una domanda superiore a quella presente nelle condizioni ordinarie di esercizio. Gli elementi adiacenti al danno iniziale possono essere soggetti ad azioni

aggiuntive e sviluppare meccanismi resistenti differenti da quelli previsti per la configurazione originaria.
La duttilità degli elementi strutturali, consentendo lo sviluppo di deformazioni significative senza una perdita prematura della capacità resistente, può favorire la ridistribuzione delle azioni e l'attivazione di percorsi alternativi dei carichi, contribuendo così a limitare la propagazione del collasso.

La modellazione numerica di questi fenomeni può essere effettuata secondo differenti livelli di dettaglio.
Una prima possibilità consiste nell'utilizzare una modellazione *a plasticità concentrata*, nella quale il comportamento anelastico viene concentrato in specifiche zone degli elementi, in corrispondenza delle loro estremità.
Il comportamento di queste zone viene descritto mediante opportune leggi costitutive, che definiscono la relazione tra le grandezze di forza e deformazione e permettono di rappresentare la formazione e l'evoluzione delle cerniere plastiche.
L'affidabilità dei risultati dipende però dalla corretta scelta dei parametri che ne definiscono il comportamento. Questo approccio presenta generalmente un onere computazionale inferiore, ma richiede una definizione preventiva delle zone in cui concentrare il comportamento non lineare.

Un approccio alternativo è costituito dalla *modellazione a plasticità diffusa*, nella quale la risposta non lineare non viene concentrata in punti prestabiliti, ma può svilupparsi progressivamente lungo gli elementi strutturali.
Nella modellazione a fibre, ad esempio, la sezione viene suddivisa in un insieme di fibre, alle quali vengono assegnati i modelli costitutivi dei materiali. La risposta della sezione viene ottenuta integrando il comportamento delle singole fibre, mentre lungo l'elemento vengono considerate più sezioni di integrazione. Questo approccio consente di rappresentare in modo più dettagliato la distribuzione della plasticizzazione e l'interazione tra il comportamento del calcestruzzo e quello delle armature, a fronte di un maggiore onere computazionale.

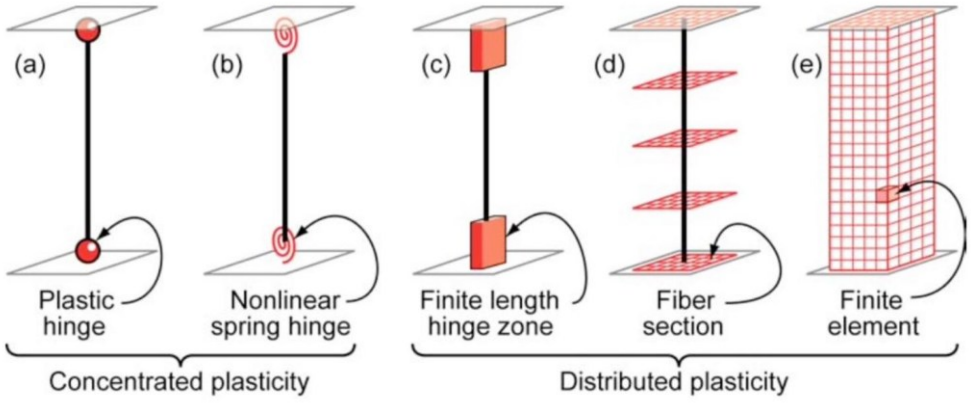


Figura 14 - Plasticità concentrata e plasticità diffusa

La scelta tra i diversi livelli di modellazione dipende dagli obiettivi dell'analisi, dal grado di dettaglio richiesto e dal rapporto tra accuratezza e costo computazionale.
Nel presente lavoro la risposta non lineare viene considerata nell'ambito delle analisi di collasso progressivo, a seguito della rimozione di elementi portanti.

1.6 Metodo diretto e metodo indiretto

La progettazione nei confronti del collasso progressivo ha l'obiettivo di limitare la propagazione di un danno locale e di garantire che le conseguenze di un evento eccezionale rimangano proporzionate all'entità del danno iniziale.
A differenza della progettazione nei confronti delle azioni ordinarie, non è generalmente possibile prevedere con certezza l'evento che determinerà il danneggiamento iniziale né l'elemento strutturale che potrà essere interessato.
Per questo motivo, le strategie di mitigazione del collasso progressivo possono essere ricondotte principalmente a due approcci: *metodo indiretto* e *metodo diretto*.

Il *metodo indiretto* consiste nell'introdurre nella progettazione specifici requisiti di robustezza, senza analizzare esplicitamente la risposta della struttura a seguito della perdita di un determinato elemento. L'obiettivo è garantire che la struttura possieda caratteristiche sufficienti a limitare la propagazione di eventuali danneggiamenti locali, indipendentemente dalla loro specifica origine.

Tra i requisiti considerati rientrano la continuità dei collegamenti, l'integrità strutturale, la ridondanza dei percorsi resistenti e la capacità degli elementi di sviluppare deformazioni senza una perdita improvvisa della capacità portante.
L'approccio indiretto consente quindi di incrementare la robustezza complessiva della struttura attraverso prescrizioni progettuali di carattere generale.

Il *metodo diretto* prevede una valutazione esplicita della capacità della struttura di mantenere un comportamento globale adeguato a seguito di un danneggiamento locale. In questo caso viene ipotizzata la perdita di uno o più elementi strutturali principali e viene analizzata la risposta della struttura nella configurazione danneggiata. L'obiettivo è verificare se gli elementi rimanenti siano in grado di redistribuire le azioni precedentemente trasferite mediante l'elemento rimosso, attivando percorsi resistenti alternativi e impedendo la propagazione del collasso.
La valutazione può essere condotta attraverso differenti procedure di analisi, in funzione del livello di dettaglio richiesto e delle indicazioni della normativa o delle linee guida adottate.
Tra le procedure riconducibili al metodo diretto si distinguono principalmente lo *Specific Load Path Method* e *l'Alternate Load Path Method*. Il primo consiste nell'individuare e progettare specifici percorsi resistenti attraverso i quali le azioni possano essere trasferite nel caso in cui un elemento della struttura perda la propria capacità portante. In questo caso il percorso alternativo non viene ricercato attraverso la simulazione della perdita di un elemento, ma viene previsto e dimensionato direttamente in fase di progetto. La strategia è quindi quella di garantire che determinati elementi e collegamenti possiedano capacità sufficienti a trasferire le azioni verso altre parti della struttura in presenza di un danneggiamento locale.
L'*Alternate Load Path Method (ALP)* si basa invece sulla simulazione esplicita della perdita di un elemento strutturale e sulla successiva valutazione della capacità della struttura di sviluppare percorsi resistenti alternativi. L'elemento selezionato viene rimosso dal modello e la risposta della struttura viene analizzata, verificando che il danneggiamento rimanga localizzato e che non si sviluppi un collasso sproporzionato. La procedura consente quindi di valutare direttamente la capacità

della struttura di redistribuire le azioni in seguito alla perdita di un elemento portante.

La differenza fondamentale tra i due approcci è nella modalità con cui viene affrontato il problema della ridistribuzione delle azioni: lo *Specific Load Path Method* prevede e dimensiona specifici percorsi resistenti alternativi, mentre l'*Alternate Load Path Method* verifica la capacità del sistema strutturale di sviluppare tali percorsi a seguito della rimozione di un elemento. Quest'ultimo risulta particolarmente adatto allo studio del comportamento globale della struttura e alla valutazione della sua capacità di limitare la propagazione del danno.

Nonostante la struttura oggetto del lavoro sia stata progettata facendo riferimento alla normativa italiana e agli Eurocodici, per la valutazione del collasso progressivo viene adottata la *UFC 4-023-03*, linea guida statunitense per la progettazione nei confronti del collasso progressivo, *Design of Buildings to Resist Progressive Collapse*. La scelta è motivata dal fatto che quest'ultima fornisce indicazioni specifiche e procedure dettagliate per la valutazione del collasso progressivo e, in particolare, per l'applicazione dell'*Alternate Load Path Method* e la definizione degli scenari di rimozione degli elementi portanti mentre le *NTC2018* e *l'EN 1991-1-7* richiedono un adeguato livello di robustezza e indicano strategie di progetto generali, ma non forniscono una procedura dettagliata per l'analisi della perdita di un elemento portante né criteri di accettazione quantitativi.
La *UFC* viene quindi utilizzata come riferimento metodologico per la valutazione della risposta della struttura, mentre le *NTC2018* e gli *Eurocodici* rimangono i riferimenti per la progettazione strutturale e sismica.
Nel presente lavoro viene adottato l'*Alternate Load Path Method* per valutare la risposta della struttura in seguito alla perdita di elementi verticali.

La procedura viene applicata attraverso analisi non lineari di tipo *pushdown*, nelle quali la rimozione dell'elemento portante consente di valutare progressivamente la capacità della struttura di redistribuire le azioni e di sviluppare meccanismi resistenti alternativi.

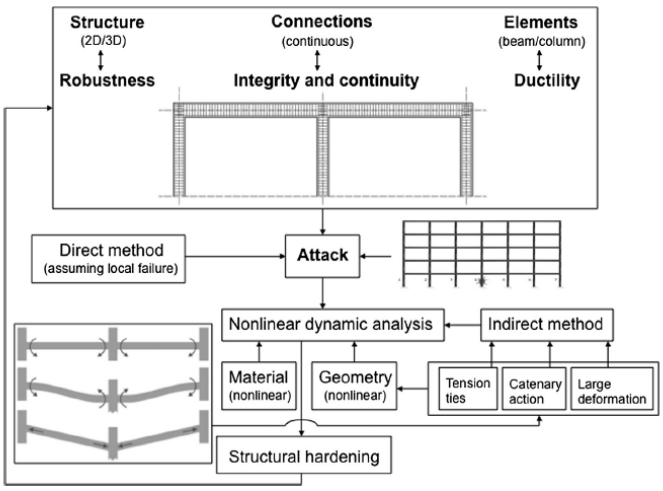


Figura 15 - Diagramma di flusso dei requisiti strutturali, analisi e metodi

1.7 Analisi statica non lineare

La valutazione della capacità di una struttura nei confronti del collasso progressivo può essere effettuata con differenti approcci di analisi.

Nel presente lavoro viene adottata l'*analisi statica non lineare*, comunemente indicata come *pushdown analysis*, che consente di studiare la risposta della struttura in seguito alla perdita di un elemento portante e di valutare progressivamente la capacità del sistema di redistribuire le azioni e sviluppare percorsi resistenti alternativi. La procedura presenta alcune analogie con l'analisi statica non lineare utilizzata nella valutazione della risposta sismica, ma differisce per la modalità di applicazione delle azioni. Nell'analisi *pushover* le azioni vengono incrementate in direzione orizzontale per valutare la capacità della struttura nei confronti del sisma; nell'analisi *pushdown*, invece, l'incremento delle azioni avviene in direzione verticale, a seguito della rimozione di un elemento strutturale.

L'obiettivo è determinare come la struttura reagisca alla modifica dello schema resistente e fino a quale livello di domanda sia in grado di mantenere un percorso di carico alternativo.

La procedura prevede inizialmente la definizione delle condizioni di carico corrispondenti allo scenario di collasso considerato e la rimozione dell'elemento portante selezionato, solitamente un pilastro. Successivamente, le azioni verticali

vengono incrementate progressivamente mantenendo costante il rapporto tra i diversi contributi di carico.
Durante l'analisi vengono registrati gli spostamenti della struttura e le corrispondenti reazioni, ottenendo così la curva di capacità della struttura in termini di carico applicato e spostamento.

Nel caso di un'analisi statica, la rimozione improvvisa dell'elemento portante non viene rappresentata direttamente come un fenomeno dinamico. La perdita dell'elemento provoca infatti una rapida redistribuzione delle azioni e può generare effetti dinamici significativi. Nell'ambito della procedura prevista dalla *UFC*, questi effetti possono essere considerati nell'analisi statica grazie ad un fattore di amplificazione dinamica (*DAF: Dynamic Amplification Factor;* un altro modo per indicare tale coefficiente è il termine *DIF: Dynamic Increase Factor*), indicato come Ω_N, che modifica il livello di carico applicato nella zona interessata dalla rimozione. Il fattore consente quindi di ottenere una rappresentazione statica equivalente degli effetti associati alla rimozione improvvisa dell'elemento.

Per le condizioni di carico adottate nel presente lavoro, la UFC prevede, per le aree di solaio in prossimità dell'elemento rimosso, la combinazione:

$$G_N = \Omega_N[1.2D + (0.5L \text{ o } 0.2S)]$$

mentre per le aree più lontane dall'elemento rimosso viene considerata:

$$G = 1.2D + (0.5L \text{ o } 0.2S)$$

dove D rappresenta i carichi permanenti strutturali e non strutturali, L il carico variabile e S il carico dovuto alla neve. Il coefficiente Ω_N tiene conto, nell'ambito della procedura statica, degli effetti dinamici associati alla perdita improvvisa dell'elemento.

L'incremento progressivo del carico permette di ottenere la relazione tra il carico applicato e lo spostamento di un nodo di controllo posto in corrispondenza dell'elemento rimosso. La curva così ottenuta, chiamata *curva di capacità pushdown*, consente di individuare la capacità della struttura di sviluppare meccanismi resistenti alternativi e di valutare l'evoluzione della risposta al crescere della domanda.

Lungo la curva di capacità si possono distinguere diversi meccanismi resistenti, che si attivano in successione al crescere dello spostamento verticale del nodo di controllo. Dopo la rimozione del pilastro, le travi che si appoggiavano su di esso si trovano a coprire una luce maggiore e, nella fase iniziale, il carico viene sostenuto principalmente per flessione, fino alla formazione di cerniere plastiche alle estremità e in mezzeria delle travi. Se la struttura offre un adeguato vincolo assiale, per spostamenti maggiori le travi possono sviluppare un effetto arco in compressione, a cui segue, per spostamenti ancora più grandi, l'*azione catenaria*: la trave, molto inflessa, si comporta come un cavo e il carico verticale viene equilibrato dalla componente verticale dello sforzo di trazione nelle barre longitudinali.

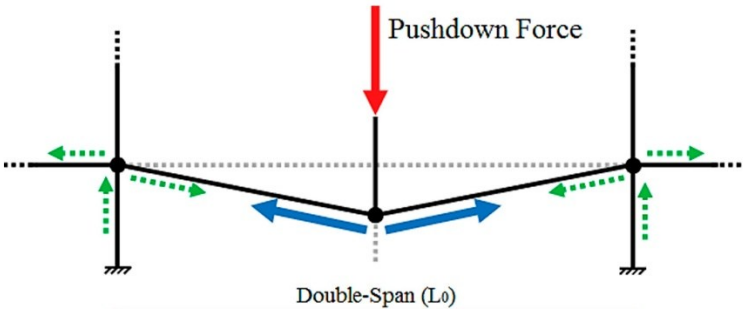


Figura 16 - Schema delle forze nell'azione catenaria

Quest'ultimo meccanismo richiede grandi deformazioni e può far crescere la capacità portante fino alla rottura delle barre, che ne costituisce il limite.

Non tutte le fasi si manifestano necessariamente in ogni struttura: dipendono dalla profondità e dall'armatura delle travi, dalla loro luce e dal vincolo offerto dal resto della struttura.

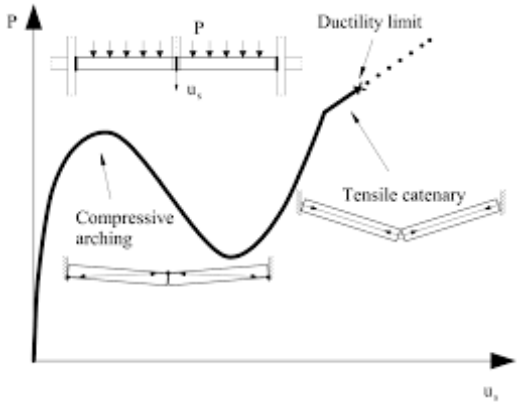


Figura 17 - Azione catenaria

La deformazione ultima dell'acciaio d'armatura risulta quindi un parametro determinante, come discusso nel Capitolo 3 (§3.3).

Nel presente lavoro, l'analisi *pushdown* viene applicata nell'ambito dell'*Alternate Load Path Method*, considerando differenti scenari di rimozione di pilastri. La procedura di modellazione, le combinazioni di carico adottate e le modalità di esecuzione delle analisi mediante il software *SeismoStruct* sono descritte nel Capitolo 3.

2. Progettazione sismica dell'edificio

Il capitolo descrive la progettazione sismica dell'edificio in c.a. oggetto di studio. Dopo aver presentato la geometria, le ipotesi di modellazione e le azioni agenti, si illustra il dimensionamento degli elementi strutturali e si confrontano le sezioni e le armature ottenute per i tre casi di studio.

2.1 Caso studio

L'edificio preso come caso studio è una struttura a telaio in calcestruzzo armato di due piani, a uso residenziale, ubicata a Paderno Dugnano, comune a nord di Milano. Il progetto architettonico, redatto nel 2007 dall'Arch. Claudio Solimando, è stato da lui messo a disposizione per questo lavoro.
La struttura è stata progettata per tre località, Paderno Dugnano, Napoli e L'Aquila, scelte perché caratterizzate da livelli diversi di domanda sismica.
Per garantire l'omogeneità del confronto, le dimensioni delle sezioni degli elementi strutturali sono state mantenute invariate nei tre casi, così che a parità di geometria le differenze di progetto riguardino le armature. Ciò consente di valutare come la progettazione sismica influenzi la risposta della struttura nello scenario di collasso progressivo.



Figura 18 - Fotografia dell'edificio durante i lavori



Figura 19 - Fotografia dell'edificio oggetto di studio

2.2 Caratteristiche geometriche e strutturali

La configurazione strutturale è caratterizzata da una maglia regolare di travi e pilastri in calcestruzzo armato, sulla quale sono presenti i solai di piano e di copertura.

Dal punto di vista geometrico, l'edificio presenta una pianta rettangolare, con dimensioni e interassi definiti in funzione della distribuzione architettonica degli ambienti.

Le travi hanno sezione di 30×30 cm e i pilastri di 40×40 cm. La configurazione geometrica, comprese le dimensioni delle sezioni, è stata mantenuta invariata nei tre casi studio considerati (Paderno Dugnano, Napoli, L'Aquila), per garantire

l'omogeneità del confronto tra i risultati, mentre le quantità di armatura sono state definite in funzione delle rispettive condizioni di progetto.

Di seguito sono riportate le principali rappresentazioni grafiche dell'edificio (pianta, sezione, prospetti e maglia strutturale), per fornire una visione complessiva della configurazione geometrica e dello schema resistente adottato.

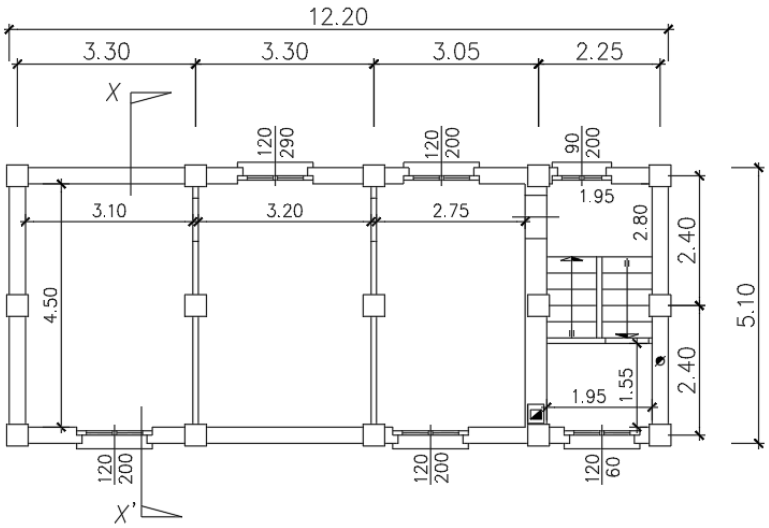


Figura 20 - Pianta piano tipo

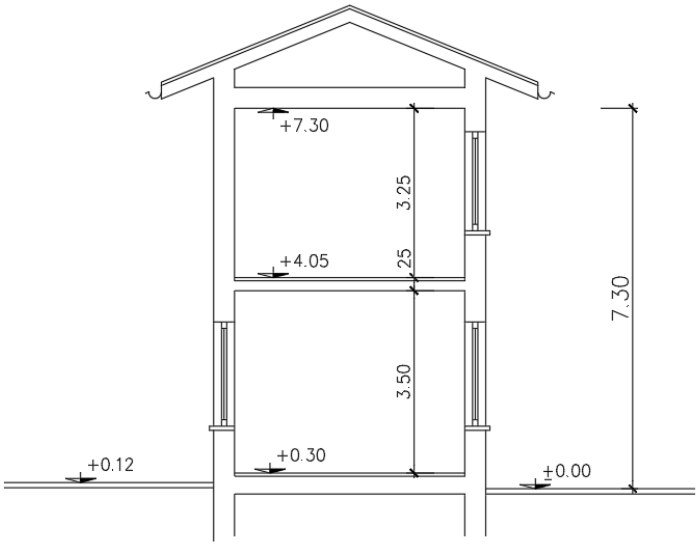


Figura 21 - Sezione X-X'

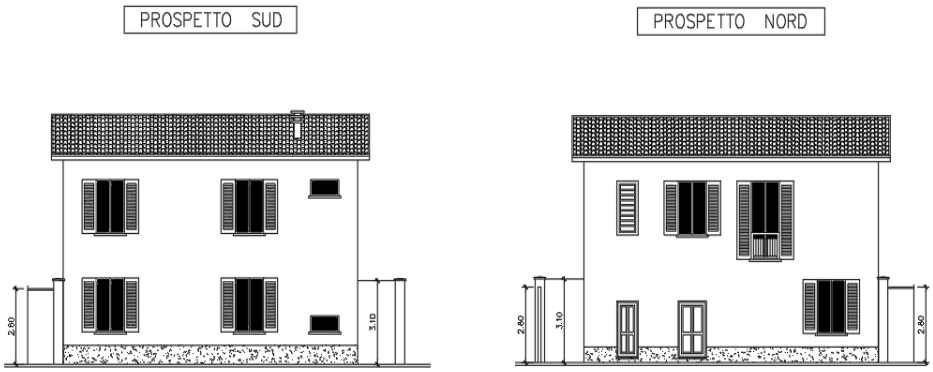


Figura 22 - Prospetto Sud e Nord

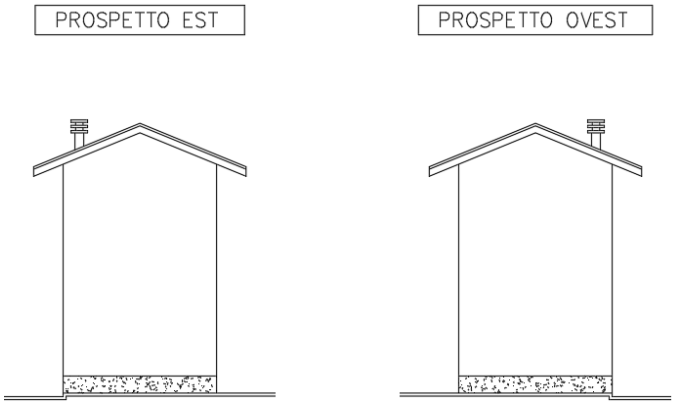


Figura 23 - Prospetto Est e Ovest

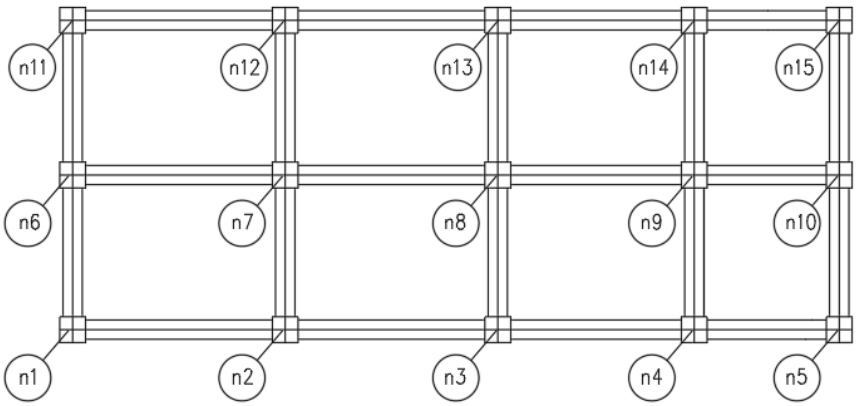


Figura 24 - Maglia strutturale, nomenclatura pilastri

2.3 Materiali

I materiali impiegati nella progettazione sono il calcestruzzo armato ordinario e l'acciaio da armatura, scelti in conformità alle prescrizioni delle *NTC 2018* e dell'*Eurocodice 2*.
Le caratteristiche dei materiali sono state mantenute invariate nei tre casi studio.

Calcestruzzo

Per tutti gli elementi strutturali è stato adottato un calcestruzzo di classe C25/30, caratterizzato da una resistenza caratteristica cilindrica f_{ck} = 25 MPa e da un modulo elastico medio E_{cm} = 31.5 GPa.
La resistenza di progetto, ottenuta mediante l'applicazione del coefficiente parziale γ_c = 1.5 è f_{cd} = 14.17 MPa.

Acciaio da armatura

Per le barre di armatura è stato adottato acciaio di classe B450C, caratterizzato da una tensione di snervamento caratteristica f_{yk} = 450 MPa e da un modulo elastico E_s = 200 GPa. La tensione di snervamento di progetto, ottenuta mediante l'applicazione del coefficiente parziale γ_s = 1.15 è f_{yd} = 391.3 MPa.

2.4 Analisi dei carichi

L'analisi dei carichi è stata condotta in conformità alle *NTC 2018* (Capitolo 3). I carichi permanenti strutturali e non strutturali e i carichi variabili di esercizio, legati alla destinazione d'uso dell'edificio, sono i medesimi nei tre casi studio. Le azioni della neve e del vento dipendono dalla localizzazione del sito e vengono quindi trattate separatamente per Paderno Dugnano, Napoli e L'Aquila. L'azione sismica è trattata nel §2.7.

2.4.1 Carichi permanenti strutturali (g_1)

Il solaio di piano è di tipo latero-cementizio gettato in opera, con altezza complessiva di 20 cm (16 cm di blocchi in laterizio e 4 cm di soletta collaborante) e travetti di larghezza 12 cm. Per semplicità costruttiva e omogeneità del modello,

il solaio di copertura è realizzato con la stessa stratigrafia strutturale del solaio di piano.

Il calcolo del carico permanente strutturale g_1 del solaio è riportato in Tabella 1; il peso proprio di travi e pilastri è invece considerato direttamente dal software di calcolo a partire dalle dimensioni delle sezioni.

Tabella 1 - Carichi permanenti strutturali del solaio

	h [m]	s [m]	γ [kN/m^3]	g_1 [kN/m^2]
Pignatta	0.16		7	1.12
Soletta	0.04		25	1
Travetti	0.16	0.12	25	0.96
Totale				3.08

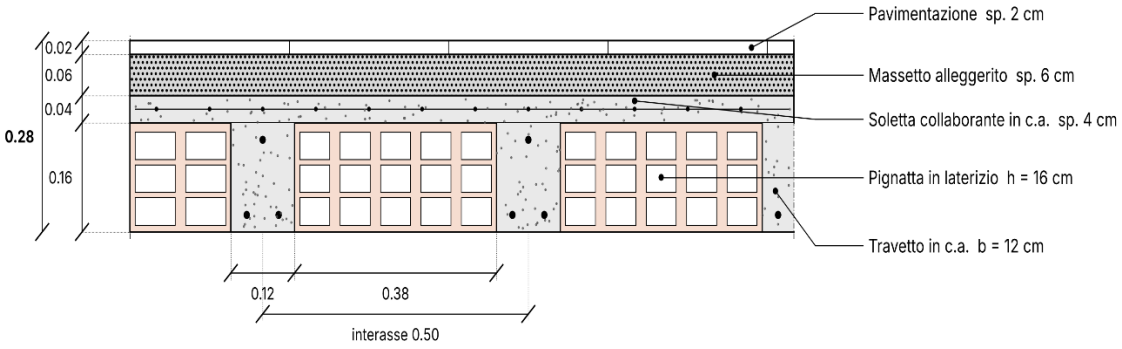


Figura 25 - Stratigrafia del solaio

2.4.2 Carichi permanenti non strutturali (g_2)

I carichi permanenti non strutturali comprendono il peso dei pacchetti di finitura e degli elementi divisori interni. Quest' ultimi, in accordo con §3.1.3. delle *NTC 2018*, sono stati inizialmente considerati come carichi lineari e successivamente trasformati in carichi equivalenti uniformemente distribuiti per unità di superficie.

Tabella 2 - Elementi divisori interni: carico lineare

	h [m]	s [m]	γ [kN/m^3]	G_2 [kN/m]
Cartongesso	3.25	0.1	7	2.28
Intonaco	3.25	0.01	20	0.65
Totale				2.93

Il peso lineare degli elementi divisori interni è pari a G_2 = 2.93 kN/m.

Poiché tale valore è compreso tra 2.00 e 3.00 kN/m, il §3.1.3. delle *NTC 2018* prevede un carico equivalente uniformemente distribuito pari a g_2 = 1.20 kN/m². Questo approccio è ammesso per orizzontamenti con adeguata capacità di ripartizione trasversale, come i solai latero-cementizi gettati in opera, e consente di tenere conto dei divisori indipendentemente dalla loro posizione, anche in caso di successive modifiche della disposizione.

Tabella 3 - Carichi permanenti non strutturali del solaio, piano tipo

	h [m]	γ [kN/m^3]	g_2 [kN/m^2]
Pavimento	0.02	20	0.4
Massetto alleggerito	0.06	9	0.54
Tramezzature			1.2
Totale			2.14

Per il solaio di sottotetto e per la copertura, privi di elementi divisori interni, il carico permanente non strutturale risulta g_2 = 0.94 kN/m^2.

2.4.3 Sovraccarichi (carichi variabili di esercizio q_k)

I sovraccarichi sono stati assunti in conformità al §3.1.4 delle *NTC 2018* (Tabella 3.1.II), in funzione della destinazione d'uso degli ambienti. Per gli ambienti ad uso residenziale (categoria A) si assume un sovraccarico uniformemente distribuito q_k= 2.00 kN/m², mentre per il sottotetto e la copertura, accessibili per la sola manutenzione (categoria H), si assume q_k= 0.50 kN/m².

2.4.4 Azione del vento

In questo paragrafo si determinano le azioni del vento relative al sito di Paderno Dugnano, secondo quanto previsto dal §3.3 delle NTC 2018. Il procedimento qui descritto è lo stesso adottato per Napoli e L'Aquila, per le quali verranno riportati solo i parametri dipendenti dal sito e i risultati.

Il vento agisce sulle costruzioni con azioni che variano nel tempo e nello spazio, in direzione generalmente orizzontale, e può dare luogo ad effetti dinamici.

Per le costruzioni usuali, queste azioni sono ricondotte convenzionalmente ad azioni statiche equivalenti, secondo quanto definito al §3.3.3 delle *NTC 2018*.
L'edificio in esame, di forma regolare, rientra tra le costruzioni usuali, e l'azione del vento è quindi rappresentata da una pressione statica equivalente agente normalmente alle superfici.
Il primo passo consiste nel determinare la velocità base di riferimento v_b definita come il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo, su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, con periodo di ritorno T_R= 50 anni. Essa si ricava dall'equazione [3.3.1] delle *NTC 2018*:

$v_b = v_{b,0} \cdot c_a$

dove $v_{b,0}$ è la velocità base di riferimento al livello del mare e c_a il coefficiente di altitudine. I parametri v_{b0}, a_0 e k_s si ottengono dalla Tabella 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione. Paderno Dugnano, in Lombardia, ricade nella zona 1, a cui corrispondono $v_{b,0}$ = 25 m/s, a_0 = 1000 m e k_s = 0.40.
Il sito si trova a un'altitudine a_s = 163 m s.l.m., inferiore ad a_0, e quindi c_a = 1. La velocità base di riferimento risulta pertanto v_b = 25 m/s.
Si determina poi la velocità di riferimento v_r, definita come il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza dal suolo, su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II (Tabella 3.3.II), riferito al periodo di ritorno di progetto T_R. Essa si ricava dall'equazione [3.3.2] delle *NTC 2018*:
$v_r = v_b \cdot c_r$ dove c_r è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto T_R. In assenza di indicazioni diverse, la norma assume T_R = 50 anni, a cui corrisponde c_r = 1. Nel caso in esame la velocità di riferimento risulta quindi $v_r = v_b$ = 25 m/s.
Si calcola poi la pressione cinetica di riferimento con l'equazione [3.3.6] delle *NTC 2018*:

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

dove ρ = 1.25 kg/m³ è la densità dell'aria.
Nel caso in esame si ottiene $q_r = \frac{1}{2} \cdot 1.25 \cdot 25^2 = 390.6$ N/m².
La pressione del vento si determina con l'equazione [3.3.4]:

$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$

dove c_e è il coefficiente di esposizione, c_p il coefficiente di forma (o di pressione) e c_d il coefficiente dinamico. Il calcolo è stato condotto volutamente senza includere c_p, ottenendo quindi il rapporto p/c_p; il coefficiente di pressione è stato poi introdotto nelle combinazioni di carico del software di calcolo.

Il coefficiente di esposizione c_e è stato calcolato secondo il §3.3.7 delle *NTC 2018*:

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

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

dove k_r, z_0 e z_{min} dipendono dalla categoria di esposizione del sito (Tabella 3.3.II), c_t è il coefficiente di topografia e z è l'altezza sul suolo del punto considerato.

Per il caso in esame, si ottiene $c_e = 1.27$ e, assumendo $c_d = 1$, un rapporto $p/c_p = 0.49$ kN/m².

Nella Tabella 4 sono riportati i risultati dell'azione del vento per le tre località.

Tabella 4 - Carichi del vento per le diverse località

Località	c_a [-]	v_r [m/s]	q_r [N/m^2]	Ce(Z) [-]	p/cp [kN/m^2]
Paderno Dugnano	1	25	390.63	1.27	0.49
Napoli	1	27	455.63	1.69	0.77
L'Aquila	1.16	27	611.36	1.69	1.03

2.4.5 Azione della neve

Il carico della neve sulla copertura si calcola con l'espressione [3.4.1] delle *NTC 2018*:

$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$

dove q_{sk} è il valore di riferimento del carico della neve al suolo, μ_i il coefficiente di forma della copertura, C_E il coefficiente di esposizione e C_t il coefficiente termico.

Il carico della neve si assume agente in direzione verticale e riferito alla proiezione orizzontale della superficie della copertura.

I risultati per le tre località sono riassunti nella Tabella 5.

Tabella 5 - Carichi della neve per le diverse località

Località	q_{sk} [kN/m^2]	μ [-]	C_E [-]	C_t [-]	q_s [kN/m^2]

Paderno Dugnano	1.5	0.8	1	1	1.2
Napoli	0.6	0.8	1	1	0.48
L'Aquila	2.7	0.8	1	1	2.18

2.5 Combinazioni di carico

Ai fini delle verifiche agli stati limite, le azioni agenti sulla struttura sono state combinate secondo quanto previsto dal §2.5.3. delle *NTC 2018*. Nel seguito si riportano le combinazioni adottate nelle analisi:

Combinazione fondamentale (SLU) [2.5.1]:

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q1} \cdot Q_{k1} + \gamma_{Q2} \cdot \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \gamma_{Q3} \cdot \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \cdots$$

Combinazione caratteristica (SLE) [2.5.2]:

$$G_1 + G_2 + P + Q_{k1} + \psi_{02} \cdot Q_{k2} + \psi_{03} \cdot Q_{k3} + \cdots$$

Combinazione frequente (SLE) [2.5.3]:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{11} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \cdots$$

Combinazione quasi permanente (SLE) [2.5.4]:

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \psi_{23} \cdot Q_{k3} + \cdots$$

Combinazione sismica [2.5.5]

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} \cdot Q_{k1} + \psi_{22} \cdot Q_{k2} + \cdots$$

Gli effetti dell'azione sismica sono stati valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali [2.5.7]:

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

2.6 Modellazione strutturale

Per la modellazione e il dimensionamento dell'edificio è stato utilizzato il software *MIDAS Gen*. Nel presente paragrafo si descrivono le scelte di modellazione adottate, i vincoli, le modalità di applicazione dei carichi e la procedura di progetto utilizzata; i risultati delle analisi sono presentati nel §2.9.

Il modello tridimensionale della struttura, realizzato in *MIDAS Gen*, è mostrato in Figura 26.

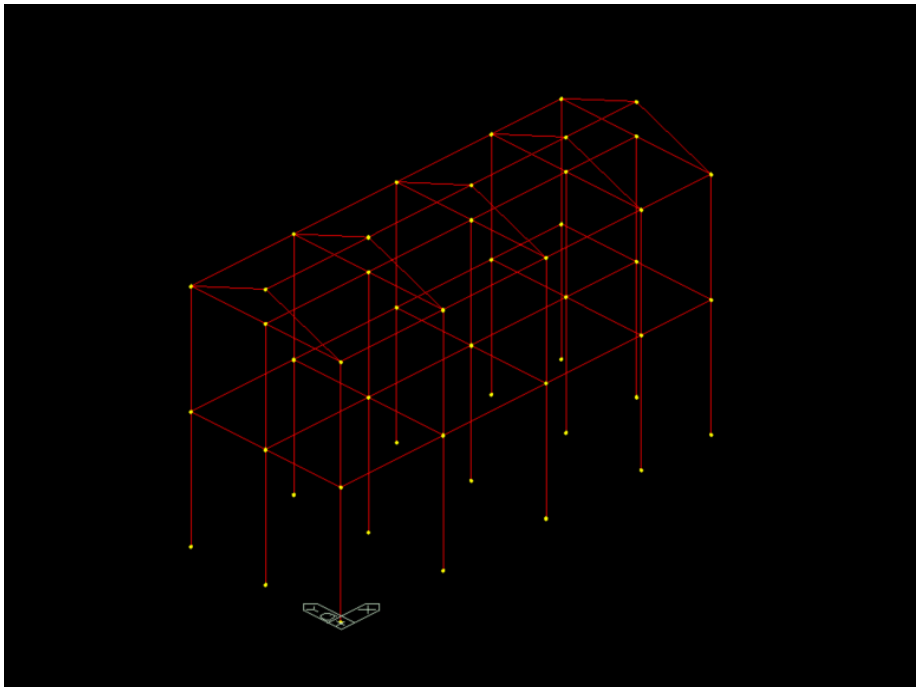


Figura 26 - Modellazione della struttura in MIDAS Gen

La struttura è stata modellata come un telaio spaziale tridimensionale, costituito da elementi *beam* per la rappresentazione di travi e pilastri.

L'edificio si sviluppa su tre livelli, per un'altezza complessiva di 8.65 m, con copertura a falde. Le sezioni trasversali di travi e pilastri, descritte nel §2.2, e i materiali assegnati agli elementi sono quelli riportati nel §2.3.

I solai non sono stati modellati mediante elementi strutturali, ma il loro contributo è stato introdotto attraverso carichi agenti sulle travi. I solai di piano sono di tipo monodirezionale, con orditura parallela al lato corto e luce di 2.4 m; i relativi carichi sono trasferiti alle travi parallele al lato lungo mediante carichi uniformemente distribuiti, determinati in funzione della larghezza di influenza.

La copertura è anch'essa costituita da un solaio monodirezionale, caratterizzato da una differente direzione di orditura, con conseguente trasferimento dei carichi alle travi secondo la relativa direzione di influenza.

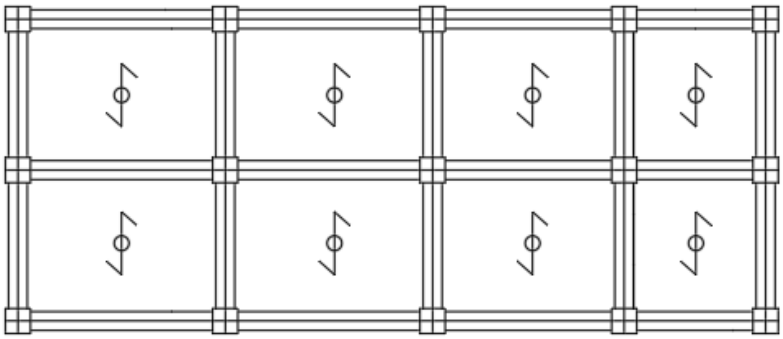


Figura 27 - Orditura del solaio piano tipo

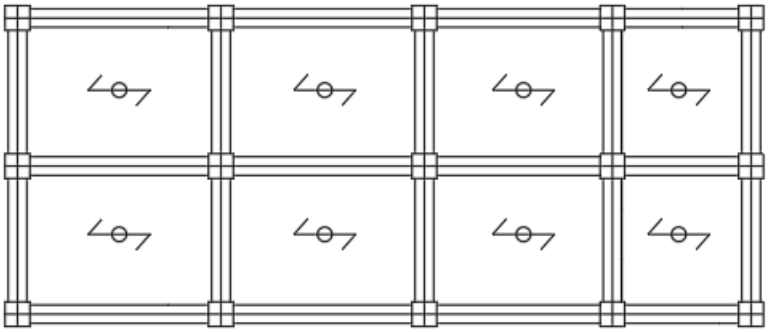


Figura 28 - Orditura del solaio di copertura

Vincoli

I pilastri sono stati considerati incastrati alla base, mentre i collegamenti tra travi e pilastri sono stati modellati come nodi rigidi, senza rilasci. Per rappresentare la rigidezza degli impalcati nel proprio piano, ai livelli di piano sono stati inoltre assegnati diaframmi rigidi.

Per la copertura a falde inclinate, il software non consente di definire direttamente un diaframma rigido inclinato, in quanto i diaframmi di piano vengono generati alle quote dei livelli e disposti orizzontalmente. Per rappresentare correttamente il comportamento rigido della copertura nel proprio piano, è stato quindi introdotto manualmente un *rigid link*, tramite l'assegnazione di un *nodo master* e dei relativi *nodi slave*.

Applicazione dei carichi

Il peso proprio di travi e pilastri è stato calcolato automaticamente dal software, mentre i carichi permanenti strutturali (g_1) e non strutturali (g_2) associati ai solai, i sovraccarichi variabili (q), il carico da neve e le azioni del vento sono stati definiti mediante appositi *load case*.
I carichi derivanti dai solai sono stati applicati come carichi lineari sulle travi, mentre le azioni del vento sono state introdotte nelle due direzioni principali dell'edificio. Il coefficiente di pressione c_p è stato considerato nell'ambito delle combinazioni di carico, secondo quanto descritto nel §2.4.4. Le combinazioni di carico riportate nel §2.5 sono state quindi implementate direttamente nel modello numerico.

Masse sismiche

Le masse sismiche sono state determinate convertendo i carichi agenti sulla struttura in masse equivalenti secondo l'equazione [2.5.7] citata al §2.5.
Sono stati considerati con coefficiente unitario il peso proprio degli elementi strutturali e i carichi permanenti G_1 e G_2, mentre ai sovraccarichi variabili è stato associato il coefficiente $\psi_2 = 0.3$.

Progettazione

La progettazione delle armature è stata effettuata mediante la funzione *design* del software *MIDAS Gen*, adottando per il calcolo il codice *Eurocode 2:04 & NTC 2018*. Le verifiche hanno riguardato la resistenza a flessione e a taglio delle travi e la pressoflessione biassiale dei pilastri, considerando le combinazioni di carico definite nel modello, §2.5.

2.7 Azioni sismiche

La definizione dell'azione sismica è stata effettuata in funzione delle caratteristiche del sito e delle proprietà della struttura, considerando lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV).

Nei paragrafi successivi vengono descritti i principali parametri sismici adottati, la determinazione del fattore di comportamento e la definizione dello spettro di risposta utilizzato nelle analisi.

In assenza di indagini geotecniche dettagliate per i siti considerati, la categoria di sottosuolo è stata assunta pari a C per tutti e tre i casi. Analogamente, è stata assunta una categoria topografica T1.
Per tutti i siti sono inoltre stati adottati una vita nominale della costruzione $V_N = 50$ anni e un coefficiente d'uso $c_U = 1$.

Tabella 6 - Parametri sismici per le diverse località

Località	a_g [g]	F_0 [-]	T_C* [s]
Paderno Dugnano	0.049	2.648	0.279
Napoli	0.168	2.374	0.338
L'Aquila	0.261	2.364	0.347

Le strutture in esame sono state progettate in Classe di Duttilità Bassa (CD"B"), con riferimento alle *NTC 2018*. Tale scelta comporta una minore capacità dissipativa rispetto alla CD"A", ma permette di adottare prescrizioni di dettaglio meno onerose per gli elementi strutturali.
Il fattore di comportamento q, che consente di ridurre lo spettro elastico per tenere conto delle capacità dissipative della struttura in campo non lineare, è stato determinato secondo il §7.3.1 delle *NTC 2018* mediante la relazione [7.3.1]:

$$q_{lim} = q_0 \cdot K_R$$

dove q_0 è il valore base del fattore di comportamento allo SLV e K_R è un fattore che dipende dalla regolarità in altezza della costruzione.
I valori massimi di q_0 sono riportati in Tab. 7.3.II in funzione della Classe di Duttilità, della tipologia strutturale e del rapporto α_u/α_1. Per strutture a telaio in calcestruzzo in CD"B", il valore base è $q_0 = 3.0 \cdot \alpha_u/\alpha_1$, dove α_u/α_1 è il rapporto tra il moltiplicatore che porta la struttura al collasso per formazione di un numero di cerniere plastiche tale da renderla labile (α_u) e il moltiplicatore per cui il primo elemento raggiunge la plasticizzazione (α_1).

In assenza di una valutazione specifica mediante analisi statica non lineare, si è adottato il valore tabellato al §7.4.3.2 per telai a più piani e più campate, pari a α_u/α_1= 1.3, ottenendo:

q_0 = 3.9

Poiché la struttura risulta regolare in altezza, si è assunto K_R = 1.

Il fattore di comportamento adottato per le analisi allo SLV è quindi:

q = 3.9

Tale valore è stato utilizzato per ridurre le ordinate dello spettro elastico e ottenere lo spettro di progetto allo SLV.

Gli spettri di risposta sono stati ottenuti mediante il foglio Excel "Spettri-NTC_V1.0.3", distribuito dal *Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici* (CSLLPP).

Nelle Figure 29, 30 e 31 sono riportati, per ciascun sito, lo spettro di risposta elastico e lo spettro di progetto allo SLV, ottenuto riducendo le ordinate del primo tramite il fattore di comportamento q.

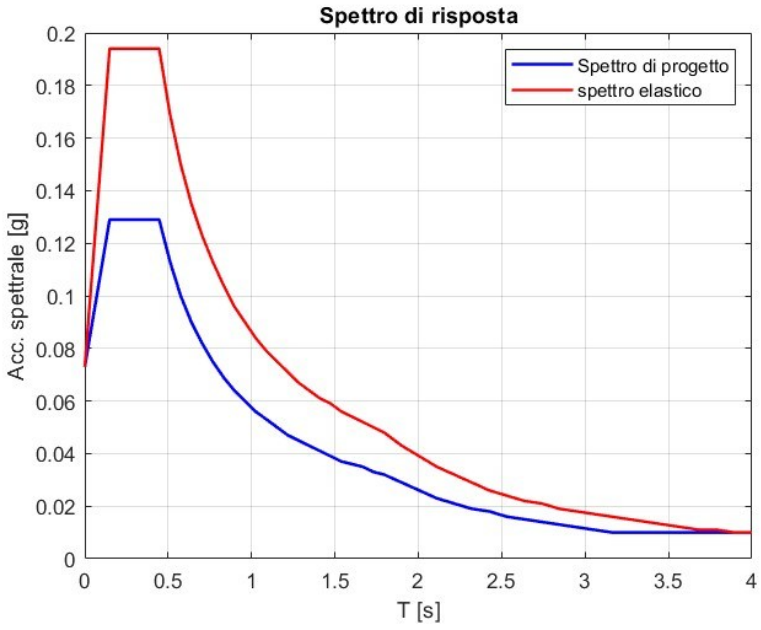


Figura 29 - Spettro di risposta Paderno Dugnano

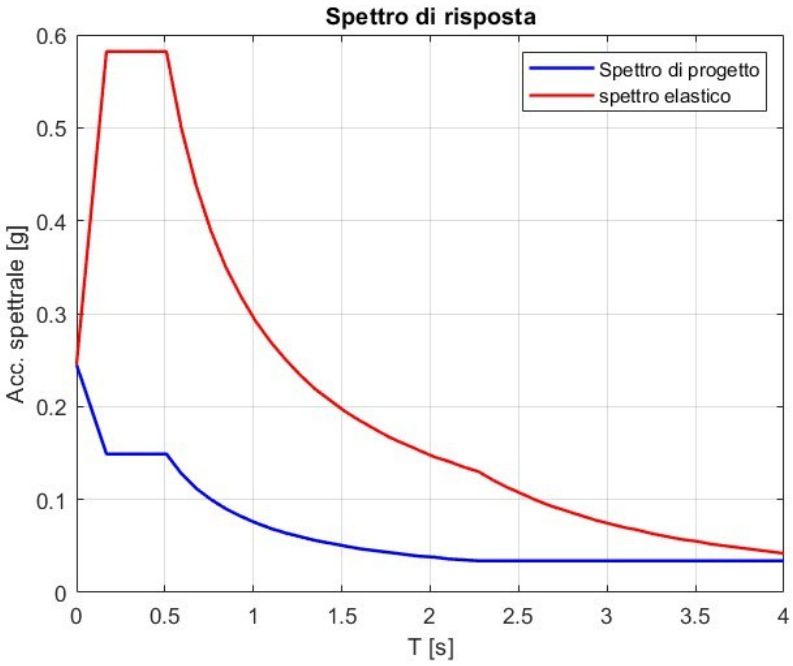


Figura 30 - Spettro di risposta Napoli

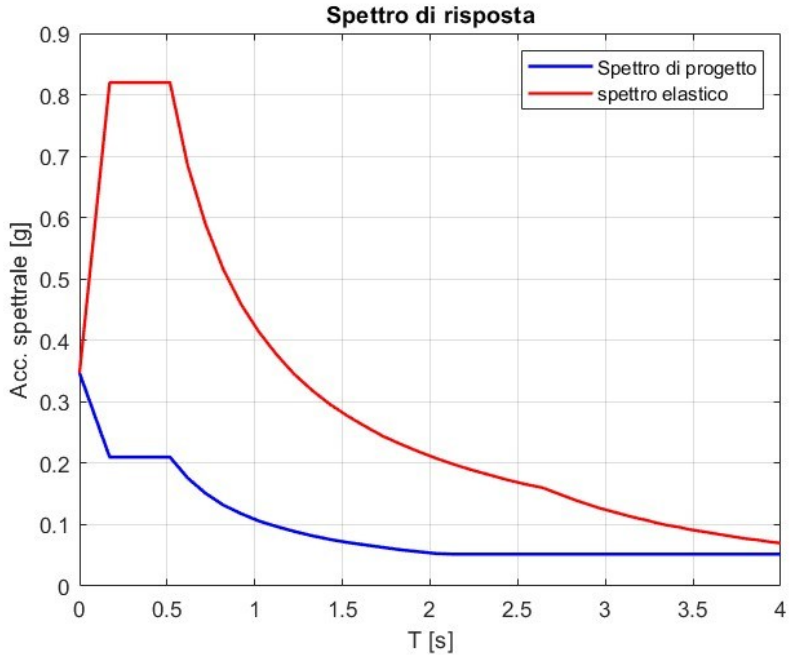


Figura 31 - Spettro di risposta L'Aquila

2.8 Progettazione degli elementi strutturali

La progettazione e le verifiche degli elementi strutturali sono state condotte utilizzando la funzione *design* di *MIDAS Gen*, in accordo con i codici normativi *Eurocode 2:04 & NTC 2018*.

L'azione sismica è stata introdotta nel modello come carico dinamico, tramite analisi dinamica lineare modale con spettro di risposta, secondo il §7.3.3.1 delle *NTC 2018*. Lo spettro di progetto allo SLV, ottenuto riducendo lo spettro elastico mediante il fattore di comportamento q, è stato inserito in *MIDAS Gen* come funzione spettrale.
Sono stati considerati i modi di vibrare necessari ad attivare almeno l'85% della massa partecipante in ciascuna direzione, con combinazione dei contributi modali CQC [7.3.4]:

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j}$$

Gli effetti delle componenti orizzontali dell'azione sismica sono stati combinati secondo il §7.3.5 delle *NTC 2018*, sommando ai massimi ottenuti per l'azione applicata in una direzione il 30% dei massimi ottenuti per l'azione applicata nella direzione ortogonale [7.3.10]:

$$E = 1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_z$$

Tale combinazione deve essere valutata in entrambi i versi delle due direzioni, ottenendo complessivamente otto combinazioni di carico, riportate in Figura 32 e nelle relazioni seguenti, in cui F_x e F_y indicano gli effetti dell'azione sismica agente rispettivamente lungo le direzioni orizzontali x e y.

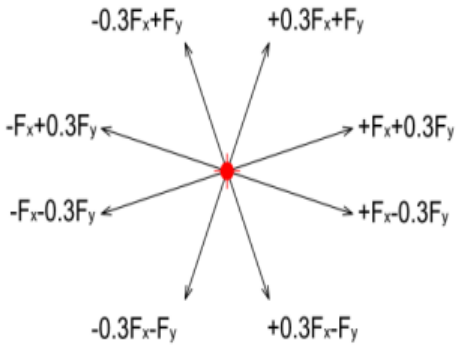


Figura 32 - Combinazioni delle forze sismiche

$$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y$$

$$1.00 \cdot E_x - 0.30 \cdot E_y$$

$$-1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y$$

$$-1.00 \cdot E_x - 0.30 \cdot E_y$$

$$0.30 \cdot E_x + 1.00 \cdot E_y$$

$$0.30 \cdot E_x - 1.00 \cdot E_y$$

$$-0.30 \cdot E_x + 1.00 \cdot E_y$$

$$-0.30 \cdot E_x - 1.00 \cdot E_y$$

Nel caso in esame non ci sono le condizioni per cui è richiesto considerare la componente verticale dell'azione sismica (§7.2.2 delle *NTC 2018*); quindi il termine 0.30 E_z non è stato incluso e si sono considerate solo le due componenti orizzontali.
Le *NTC 2018* (§7.2.1) distinguono due tipi di comportamento strutturale sotto azione sismica: struttura a comportamento dissipativo e struttura a comportamento non dissipativo.
Una struttura a comportamento non dissipativo resta sostanzialmente in campo elastico: le azioni sono ridotte in modo limitato e il progetto si basa sulle sole verifiche di resistenza degli elementi, senza le prescrizioni di duttilità e di gerarchia delle resistenze del Capitolo 7 (*NTC18*).
Una struttura a comportamento dissipativo, invece, è progettata affinché alcune zone, dette dissipative, si plasticizzino durante il sisma e dissipino energia attraverso deformazioni plastiche. Questo permette di ridurre lo spettro elastico

tramite un fattore di comportamento q e quindi di progettare per azioni minori, a patto di garantire alla struttura una sufficiente capacità deformativa.

Il grado di duttilità richiesto è espresso dalle Classi di Duttilità: la CD"A" (alta) richiede maggiore capacità dissipativa e dettagli più onerosi, la CD"B" (bassa) ne richiede meno e consente valori di q_0 più contenuti.

La scelta della classe di duttilità è lasciata al progettista, sulla base delle caratteristiche della struttura e delle scelte progettuali adottate.

Nei casi in esame, per Paderno Dugnano è stata adottata l'opzione "Non-dissipative (low ductility)" di *MIDAS Gen*, Figura 33, che fa riferimento alla classe di duttilità bassa (DCL) dell'*Eurocodice 8* nella sua prima generazione. Tale classe non è prevista dalle *NTC 2018* ed è stata sostituita nella seconda generazione dell'*Eurocodice 8* dalla classe DC1, per cui non risulta più adottabile come classe di duttilità con le norme attualmente vigenti. Resta ammesso, ai sensi delle *NTC 2018* (§7.2.1), il comportamento strutturale non dissipativo, a cui la scelta effettuata è riconducibile.

Per Napoli e L'Aquila si è adottato un comportamento dissipativo in Classe di Duttilità Bassa (CD"B"), Figura 34.

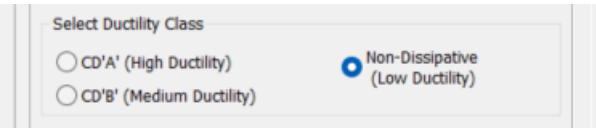


Figura 33 - Scelta di comportamento non dissipativo per Paderno Dugnano

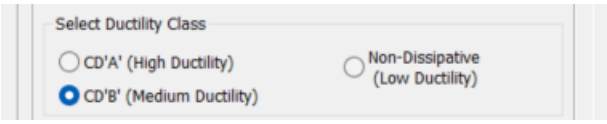


Figura 34 - Scelta di comportamento dissipativo per Napoli e L'Aquila

Nelle strutture a comportamento dissipativo, la riduzione dell'azione sismica mediante q è ammissibile solo se la struttura si comporta effettivamente in modo duttile. Questo non è garantito dalla sola analisi, perché in una struttura reale i meccanismi fragili (rottura a taglio, collasso dei nodi) hanno spesso una capacità inferiore a quella dei meccanismi flessionali e potrebbero attivarsi per primi.

Per questo le *NTC 2018* adottano il criterio di gerarchia delle resistenze, o progetto in capacità. Si sceglie a priori il meccanismo di collasso desiderato, governato dalla flessione e con cerniere plastiche alle estremità delle travi e alla base dei pilastri, e si proteggono tutti gli altri elementi e meccanismi, in modo che restino in campo elastico anche quando le zone dissipative raggiungono il loro massimo momento resistente. In pratica, le sollecitazioni di progetto per i meccanismi da proteggere (taglio di travi e pilastri, nodi, pilastri rispetto alle travi) non sono quelle fornite dall'analisi, ma sono ricavate dalla resistenza a flessione effettivamente disponibile nelle zone dissipative.

Ne derivano tre effetti principali: la rottura a taglio non precede la plasticizzazione a flessione; i pilastri si plasticizzano dopo le travi, evitando meccanismi di piano debole; i nodi non diventano l'anello debole della struttura.

La resistenza effettiva delle zone dissipative può risultare superiore a quella nominale di progetto per diverse cause, tra cui l'incrudimento dell'acciaio, la maggiore resistenza effettiva dei materiali rispetto ai valori caratteristici, l'effetto del confinamento del calcestruzzo e la presenza di un quantitativo di armatura superiore a quello necessario. Di conseguenza, se gli elementi destinati a rimanere in campo elastico fossero dimensionati sulla base delle sole resistenze nominali delle zone dissipative, potrebbero non essere sufficientemente resistenti a garantire il corretto sviluppo del meccanismo dissipativo previsto. Per tale motivo, nell'ambito della progettazione in capacità, le sollecitazioni di progetto degli elementi da proteggere vengono amplificate mediante il coefficiente di sovraresistenza γ_{Rd} al fine di tenere conto della maggiore resistenza che le zone dissipative possono effettivamente sviluppare. Il valore di γ_{Rd} dipende dalla classe di duttilità adottata.

Per gli elementi di Napoli e L'Aquila, progettati in CD"B", il progetto in capacità è stato condotto con le impostazioni del design code di MIDAS Gen (*Eurocodice 2* con Annesso Nazionale italiano e *NTC 2018*), i valori dei coefficienti di sovraresistenza γ_{Rd} adottati sono stati assunti secondo la Tabella 7.2.I delle *NTC 2018*, in funzione della classe di duttilità considerata.

- gerarchia trave-pilastro: $\Sigma M_{c;Rd} \geq 1.3 \cdot \Sigma M_{b,Rd}$
- taglio di progetto delle travi: $\gamma_{Rd} = 1.1$
- taglio di progetto dei pilastri: $\gamma_{Rd} = 1.1$
- nodi trave-pilastro: $\gamma_{Rd} = 1.1$

Per Paderno Dugnano, essendo stato adottato un comportamento non dissipativo, il progetto in capacità non è stato applicato e gli elementi sono stati verificati con le sole verifiche di resistenza.

2.9 Risultati

In questa sezione vengono illustrati i risultati del processo di progettazione e verifica strutturale condotto mediante *MIDAS Gen*, in conformità ai criteri descritti nei paragrafi precedenti. Come anticipato nel §2.2, le dimensioni delle sezioni trasversali sono mantenute costanti nei tre modelli analizzati, con travi di sezione 30×30 cm e pilastri di sezione 40×40 cm.

A titolo esemplificativo, vengono riportati i risultati per il modello di Paderno Dugnano, rappresentativi delle verifiche eseguite dal software; le armature adottate per travi e pilastri nei tre siti analizzati sono invece sintetizzate nelle tabelle comparative, per evidenziare le differenze derivanti dai diversi criteri di progettazione.

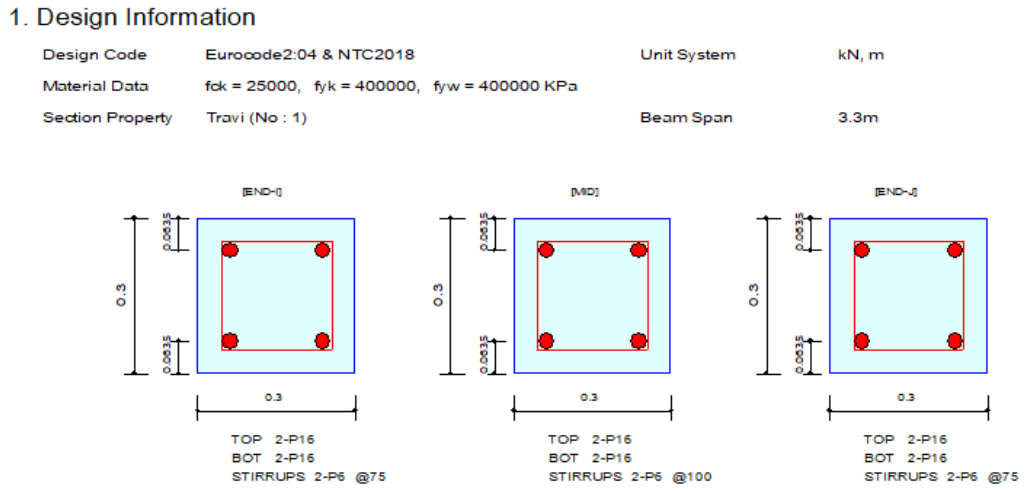


Figura 35 – Sezione di trave risultante da design MIDAS Gen, Paderno Dugnano

2. Bending Moment Capacity

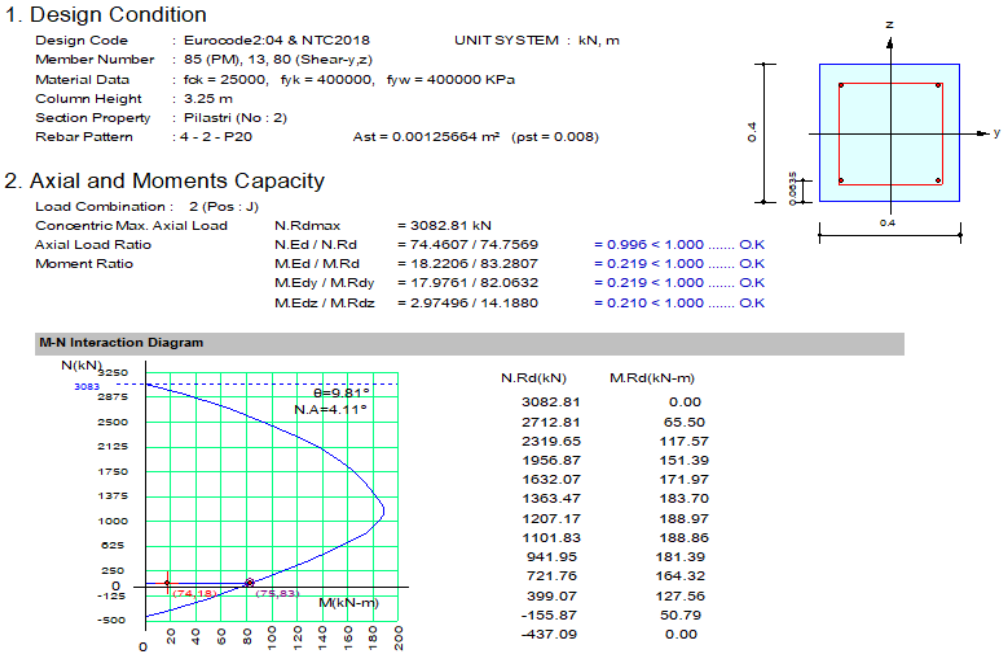
	END-I	MID	END-J
(-) Load Combination No.	2	15	1
Moment (M.Ed)	25.06	4.13	26.78
Factored Strength (M.Rd)	32.91	32.91	32.91
Check Ratio (M.Ed/M.Rd)	0.7615	0.1256	0.8138
Neutral Axis (x/d)	0.2173	0.2173	0.2173
(+) Load Combination No.	2	2	12
Moment (M.Ed)	11.61	16.41	6.92
Factored Strength (M.Rd)	32.91	32.91	32.91
Check Ratio (M.Ed/M.Rd)	0.3528	0.4987	0.2103
Neutral Axis (x/d)	0.2173	0.2173	0.2173
Using Rebar Top (As.top)	0.0004	0.0004	0.0004
Using Rebar Bot (As.bot)	0.0004	0.0004	0.0004

Figura 36 - Verifica a flessione delle travi – Paderno Dugnano

3. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	6	2	3
Factored Shear Force (V.Ed)	39.01	26.04	39.39
V.Rdc	39.55	39.55	39.55
V.Rds	55.81	41.86	55.81
V.Rdmax	266.06	266.06	266.06
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0008	0.0006	0.0008
Using Stirrups Spacing	2-P6 @75	2-P6 @100	2-P6 @75
V.Ed / V.Rdc	0.9865	0.6584	0.9959
V.Ed / min(V.Rds, V.Rdmax)	0.6990	0.6221	0.7057
Check Ratio	0.9865	0.6584	0.9959

Figura 37 - Verifica a taglio delle travi – Paderno Dugnano



1. Design Condition

Design Code	: Eurocode2:04 & NTC2018	UNIT SYSTEM : kN, m
Member Number	: 85 (PM), 13, 80 (Shear-y,z)	
Material Data	: fck = 25000, fyk = 400000, fyw = 400000 KPa	
Column Height	: 3.25 m	
Section Property	: Pilastri (No : 2)	
Rebar Pattern	: 4 - 2 - P20	Ast = 0.00125664 m² (pst = 0.008)

2. Axial and Moments Capacity

Load Combination : 2 (Pos : J)

Concentric Max. Axial Load	N.Rdmax	= 3082.81 kN	
Axial Load Ratio	N.Ed / N.Rd	= 74.4607 / 74.7569	= 0.996 < 1.000 ..... O.K
Moment Ratio	M.Ed / M.Rd	= 18.2206 / 83.2807	= 0.219 < 1.000 ..... O.K
	M.Edy / M.Rdy	= 17.9761 / 82.0632	= 0.219 < 1.000 ..... O.K
	M.Edz / M.Rdz	= 2.97496 / 14.1880	= 0.210 < 1.000 ..... O.K

M-N Interaction Diagram

N.Rd(kN)	M.Rd(kN-m)
3082.81	0.00
2712.81	65.50
2319.65	117.57
1956.87	151.39
1632.07	171.97
1363.47	183.70
1207.17	188.97
1101.83	188.86
941.95	181.39
721.76	164.32
399.07	127.56
-155.87	50.79
-437.09	0.00

Figura 38 - Armatura del pilastro e verifica a pressoflessione – Paderno Dugnano

3. Shear Capacity

[END]	y (LCB : 5, POS : I)	z (LCB : 4, POS : I)
Applied Shear Force (V.Ed)	9.26329 kN	12.0906 kN
V.Ed / V.Rdc	9.26329 / 75.1041 = 0.123	12.0906 / 71.6165 = 0.169
V.Ed / V.Rds	9.26329 / 59.5587 = 0.156	12.0906 / 59.5587 = 0.203
V.Ed / V.Rdmax	9.26329 / 504.750 = 0.018	12.0906 / 504.750 = 0.024
Shear Ratio	0.123 < 1.000 ..... O.K	0.169 < 1.000 ..... O.K
Asw-H.use	0.00057 m²/m, 2-P6 @100	0.00057 m²/m, 2-P6 @100

[MIDDLE]	y (LCB : 5, POS : 1/2)	z (LCB : 4, POS : 1/2)
Applied Shear Force (V.Ed)	6.79579 kN	10.4209 kN
V.Ed / V.Rdc	6.79579 / 73.9558 = 0.092	10.4209 / 70.5502 = 0.148
V.Ed / V.Rds	6.79579 / 39.7058 = 0.171	10.4209 / 39.7058 = 0.262
V.Ed / V.Rdmax	6.79579 / 504.750 = 0.013	10.4209 / 504.750 = 0.021
Shear Ratio	0.092 < 1.000 ..... O.K	0.148 < 1.000 ..... O.K
Asw-H.use	0.00038 m²/m, 2-P6 @150	0.00038 m²/m, 2-P6 @150

Figura 39 - Verifica a taglio della sezione di pilastro, Paderno Dugnano

Tabella 7 - Armatura longitudinale della sezione di trave risultante per ciascun modello

SEZIONE TRAVI		Armatura longitudinale	
		Estremità	Mezzeria
Paderno Dugnano	Superiore	2ϕ16	2ϕ16
	Inferiore	2ϕ16	2ϕ16
Napoli	Superiore	2ϕ16	2ϕ16
	Inferiore	2ϕ16	2ϕ16
L'Aquila	Superiore	3ϕ16	3ϕ16
	Inferiore	3ϕ16	3ϕ16

Tabella 8 - Armatura trasversale della sezione di trave risultante per ciascun modello

SEZIONE TRAVI		Armatura trasversale
Paderno Dugnano	Zona critica Zona non critica	2ϕ6/75mm 2ϕ6/150mm
Napoli	Zona critica Zona non critica	2ϕ6/75mm 2ϕ6/100mm
L'Aquila	Zona critica Zona non critica	2ϕ8/75mm 2ϕ8/100mm

Tabella 9 - Armatura dei pilastri nei tre modelli

SEZIONE PILASTRI	Armatura longitudinale		Armatura trasversale
Paderno Dugnano	4ϕ20	Zona critica Zona non critica	2ϕ6/100mm 2ϕ6/150mm
Napoli	6ϕ20	Zona critica Zona non critica	2ϕ6/50mm 2ϕ6/150mm
L'Aquila	6ϕ20	Zona critica Zona non critica	2ϕ8/75mm 2ϕ8/150mm

3. Analisi Pushdown

Il presente capitolo descrive come è stato costruito il modello in *SeismoStruct* e la sua validazione rispetto a quello sviluppato in *MIDAS Gen*, le scelte di implementazione delle analisi statiche non lineari *pushdown* e i risultati ottenuti.

3.1 Modellazione

Per lo svolgimento delle analisi non lineari statiche incrementali *pushdown,* il modello dell'edificio è stato realizzato nel software *SeismoStruct*, che consente di eseguire analisi statiche non lineari incrementali con elementi a fibre, tenendo conto sia della non linearità del materiale sia di quella geometrica (§1.5). Quest'ultima è fondamentale per descrivere la risposta della struttura a grandi spostamenti, in cui si attivano i meccanismi resistenti secondari, come ad esempio l'effetto catenaria nelle travi adiacenti al pilastro rimosso.

Il modello è stato costruito a partire dalla geometria definita nel Capitolo 2 (§2.2) e le sezioni adottate sono quelle discusse nel §2.9.

Per travi e pilastri sono stati adottati elementi a fibre a plasticità diffusa nella formulazione *displacement-based (DB),* anziché *force-based (FB),* seguendo quanto proposto da Mucedero et al. (2021). Le due formulazioni differiscono per la grandezza che viene interpolata lungo l'elemento e, di conseguenza, per la condizione soddisfatta in modo esatto. Negli elementi *DB* il campo degli spostamenti è interpolato dagli spostamenti nodali tramite funzioni di forma, lineari per lo spostamento assiale e cubiche per quello trasversale: la compatibilità è rispettata in modo esatto, mentre l'equilibrio è soddisfatto solo in media lungo l'elemento. Negli elementi *FB* invece, viene assunta la distribuzione delle forze interne, in particolare del momento flettente, a partire dalle forze nodali: l'equilibrio è soddisfatto in modo esatto e la compatibilità delle deformazioni in forma integrale lungo l'elemento.

Gli autori hanno validato in *SeismoStruct* entrambe le formulazioni su prove sperimentali di *pushdown*, mostrando che gli elementi *DB* riproducono con

maggiore accuratezza la risposta non lineare fino a grandi deformazioni inelastiche, condizione tipica di un'analisi di collasso progressivo.

Per la discretizzazione si è mantenuto un passo massimo di 0.5 m. Negli elementi *DB*, che approssimano il campo di spostamenti con funzioni di forma di ordine limitato, la curvatura varia linearmente e la deformazione assiale è costante; quando la risposta è non lineare, la deformazione inelastica tende a localizzarsi in zone ristrette (le cerniere plastiche) e una suddivisione grossolana non è in grado di coglierne la variazione. Infittire la mesh consente di rappresentare meglio la distribuzione della curvatura e la localizzazione del danno, riducendo la dipendenza dei risultati dalla discretizzazione.

Le sezioni trasversali sono state discretizzate tramite fibre di calcestruzzo e di acciaio, a ciascuna delle quali è stato assegnato il rispettivo legame costitutivo uniassiale, che descrive il comportamento del materiale in termini di tensione e deformazione.

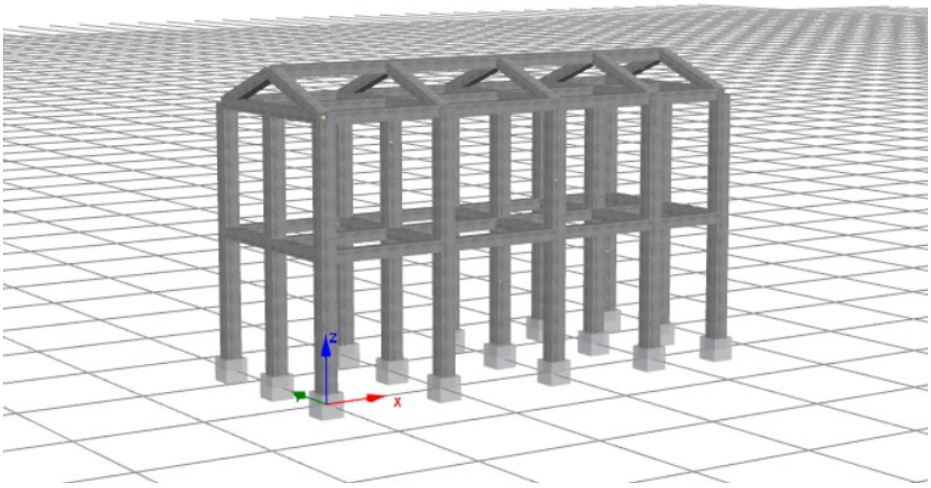


Figura 40 - Implementazione del modello in SeismoStruct

I materiali sono quelli presentati nel Capitolo 2 (§2.3).
Per il calcestruzzo, di classe C25/30, è stato adottato il modello di *Mander et al. [1988]*, il cui legame sforzo-deformazione è riportato in Figura 41.

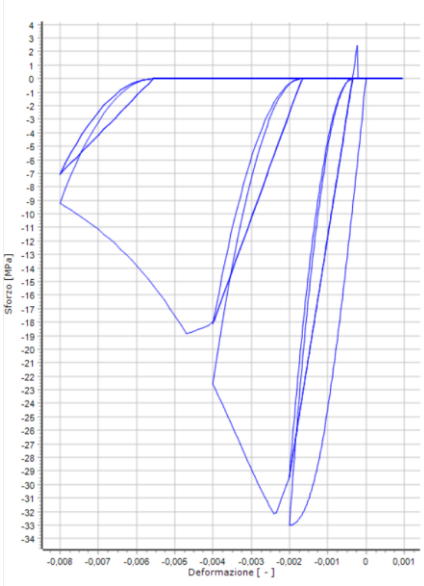


Figura 41 – Modello costitutivo di Mander et al.

Per l'acciaio d'armatura B450C è stato utilizzato il modello di *Menegotto e Pinto [1973],* il cui legame è riportato in Figura 42.

Si è assunto un modulo elastico pari a 200000 MPa, una tensione di snervamento media di 500 MPa (valore caratteristico di 450 MPa), un parametro di incrudimento pari a 0.005 e una deformazione a rottura pari al 20%. Quest'ultimo parametro, come verrà mostrato nei risultati in seguito (§3.3), condiziona in modo determinante la possibilità di sviluppare l'effetto catenaria.

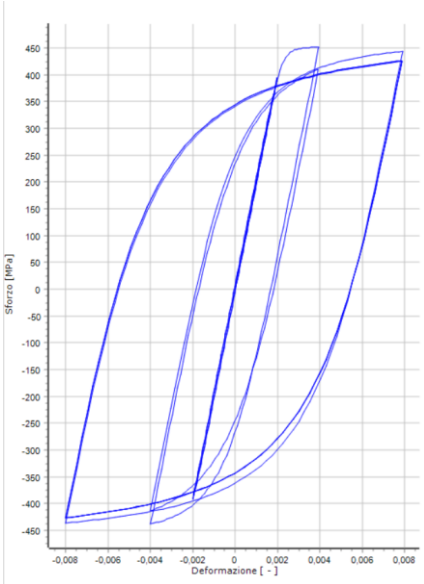


Figura 42 - Modello costitutivo di Menegotto e Pinto

3.2 Validazione del modello

Per la validazione del modello *SeismoStruct* si è preso come riferimento il modello sviluppato in *MIDAS Gen*.

Poiché nel modello *MIDAS Gen* i solai sono schematizzati come diaframmi rigidi, mentre nel modello *SeismoStruct* non erano stati implementati, si è scelto di introdurli anche in quest'ultimo, così da avere due modelli confrontabili.
Nelle analisi di *pushdown* i diaframmi rigidi sono stati volutamente omessi: i solai sono infatti considerati unicamente come carichi agli elementi, e vincolare gli spostamenti orizzontali dei nodi di piano impedirebbe l'allungamento delle travi, limitando lo sviluppo dell'effetto catenaria e portando a una stima non conservativa della capacità residua.

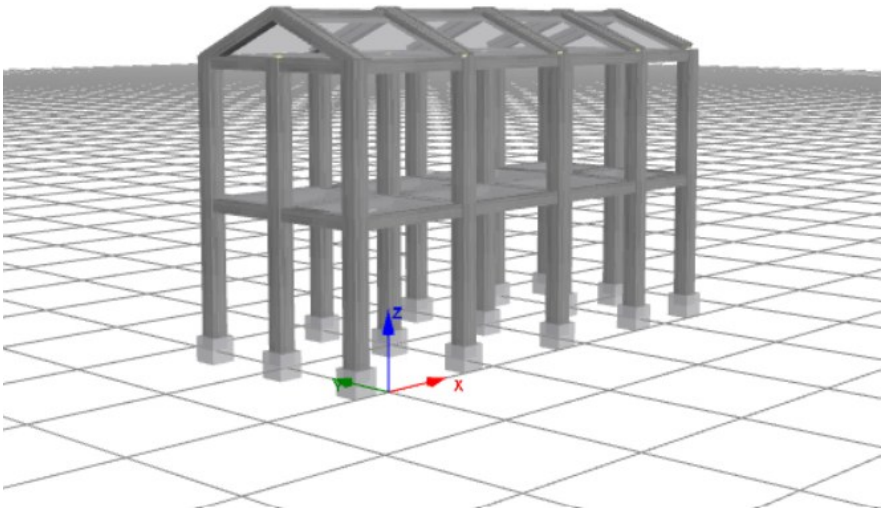


Figura 43 - Modello in SeismoStruct con diaframmi rigidi

Il confronto tra i modelli è stato condotto preliminarmente tramite analisi modali, che consentono di determinare i modi propri di vibrare della struttura in campo elastico lineare e i corrispondenti periodi propri. Quest' ultimi dipendono dalla distribuzione delle masse e delle rigidezze strutturali. Il confronto tra le masse totali e i periodi propri permette di valutare la coerenza della modellazione nei due software, con particolare riferimento alla geometria, alle sezioni, ai materiali, ai vincoli e alla distribuzione delle masse.

I risultati ottenuti sono riportati di seguito.

Tabella 10 - Confronto masse totali MIDAS Gen e SeismoStruct

Massa Totale	MIDAS Gen [ton]	SeismoStruct [ton]	Differenza [%]
	164.34	162.56	1.09

La massa totale dei due modelli differisce di circa l'1.1%, scarto trascurabile, che conferma la corretta definizione delle masse nel modello *SeismoStruct*.

Tabella 11 - Confronti periodi propri MIDAS Gen e SeismoStruct

Periodi propri	MIDAS Gen [s]	SeismoStruct [s]	Differenza [%]
T1	0.2659	0.2491	6.3
T2	0.2656	0.2457	7.5
T3	0.2271	0.2082	8.3
T4	0.0696	0.0667	4.1

I periodi propri dei due modelli differiscono per meno dell'8.5%, con valori inferiori in *SeismoStruct*. Lo scarto è attribuibile al fatto che il modello a fibre di *SeismoStruct* tiene conto del contributo dell'armatura longitudinale alla rigidezza delle sezioni, non considerato in MIDAS Gen, e risulta quindi leggermente più rigido.

Il confronto è stato poi esteso all'analisi dinamica lineare con spettro di risposta. L' analisi stima la risposta massima della struttura all'azione sismica combinando i contributi dei singoli modi di vibrare, ciascuno valutato a partire dall'accelerazione spettrale corrispondente al proprio periodo.
A differenza dell'analisi modale, che dipende solo da masse e rigidezze, coinvolge anche l'azione applicata, e consente di verificare che i due modelli diano risposte globali equivalenti, in termini di taglio alla base.
Lo spettro utilizzato è lo spettro di progetto di ciascun sito, lo stesso nei due software.

Tabella 12 - Confronto dei tagli alla base in MIDAS Gen e SeismoStruct

		MIDAS [kN]	SeismoStruct [kN]	Differenza [%]
Paderno Dugnano	Vb_x	174.95	173.71	0.72
	Vb_y	177.09	167.08	5.66
Napoli	Vb_x	200.47	202.53	1.02
	Vb_y	202.92	193.91	4.44
L'Aquila	Vb_x	282.55	276.23	2.24
	Vb_y	285.99	267.49	6.47

Gli scarti sul taglio alla base sono contenuti, compresi tra 0.7% e 6.5%, e coerenti con quelli osservati sui periodi propri.

Si ritiene quindi che i due modelli forniscano una risposta globale equivalente e che il modello *SeismoStruct* sia adeguatamente validato.

3.3 Implementazione delle analisi statiche non lineari

In questo paragrafo viene descritta la procedura adottata per l'impostazione delle analisi statiche non lineari incrementali (*pushdown*), eseguite mediante *SeismoStruct*.

Per ciascuno scenario di rimozione, l'analisi è stata impostata imponendo uno spostamento verticale progressivamente crescente al nodo di controllo, posto in corrispondenza della sommità del pilastro rimosso. Lo spostamento target è stato fissato pari al 20% della luce della trave adiacente al pilastro rimosso. La procedura è stata discretizzata in 800 passi di analisi, definiti nel software per raggiungere lo spostamento imposto.

I carichi gravitazionali sono stati definiti secondo le indicazioni della *UFC*, che prevedono di amplificare i carichi sulle campate di piano direttamente sovrastanti il pilastro rimosso, per tenere conto, in modo approssimativo, degli effetti dinamici legati alla perdita improvvisa dell'elemento.
Per le aree amplificate il carico è dato da:

$$G_N = \Omega_N[1.2D + (0.5L \text{ o } 0.2S)]$$

mentre per le restanti aree, in cui non si applica alcuna amplificazione, si assume:

$$G = 1.2D + (0.5L \text{ o } 0.2S)$$

dove D indica i carichi permanenti, L i sovraccarichi e Ω_N il fattore di amplificazione dinamica (*DAF*).

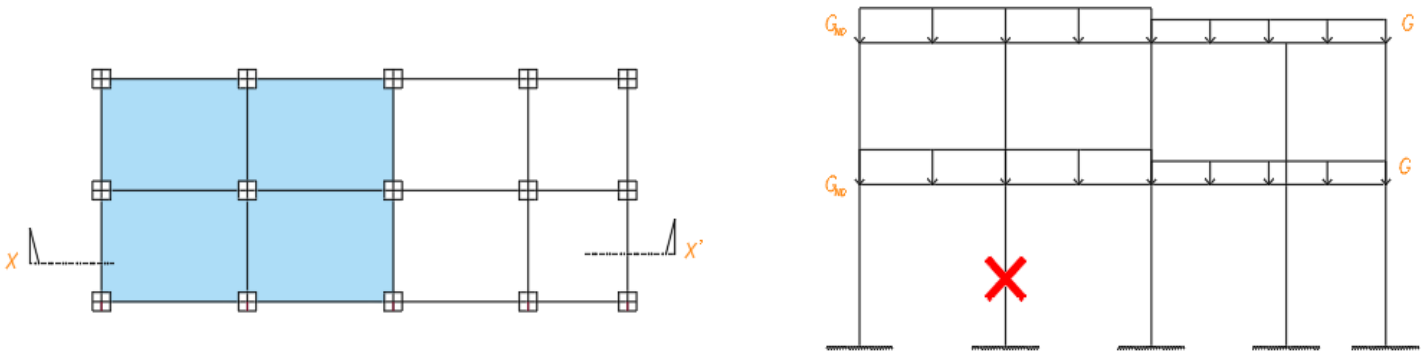


Figura 44 – Combinazioni di carico per aree interessate

La Figura 44 mostra, a titolo esemplificativo, la distribuzione delle aree di applicazione dei carichi gravitazionali amplificati e non amplificati in uno degli scenari di rimozione considerati.

Nella norma *UFC,* il fattore dipende dal materiale della struttura e dal rapporto θ_{pra}/θ_y tra la rotazione plastica ammissibile e la rotazione di snervamento degli elementi coinvolti. Questo rapporto indica quante volte la capacità plastica supera la rotazione di snervamento: ad esempio, se è pari a 1 la trave può plasticizzarsi solo in misura limitata, mentre se è pari a 5 può ruotare molto in campo plastico ed è quindi più duttile. Queste rotazioni dipendono da diversi parametri, tra cui le dimensioni della sezione, le proprietà meccaniche dei materiali, la quantità e la disposizione delle armature longitudinali, il confinamento garantito dalle armature trasversali, lo sforzo normale e la luce di taglio.

Di conseguenza, nel presente lavoro il fattore di amplificazione dinamica è stato determinato per ciascuna trave, utilizzando i valori delle rotazioni ricavati dai rispettivi diagrammi momento-rotazione.

Material	Structure Type	Ω_N
Steel	Framed	$1.08 + 0.76/(\theta_{pra}/\theta_y + 0.83)$
Reinforced Concrete	Framed	$1.04 + 0.45/(\theta_{pra}/\theta_y + 0.48)$
	Load-Bearing Wall	2
Masonry	Load-bearing Wall	2
Wood	Load-bearing Wall	2
Cold-formed Steel	Load-bearing Wall	2

Figura 45 - Dynamic Increase Factors for Nonlinear Static Analysis, table 3-5

Per quanto riguarda la rimozione singola, sono stati analizzati i pilastri n1, n7, n13 e n15, la cui posizione in pianta è riportata in Figura 46.

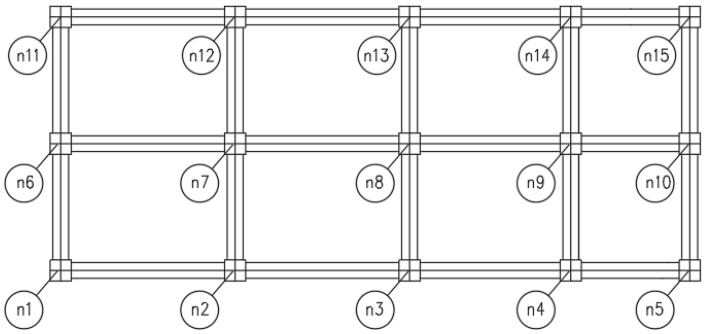


Figura 46 - Nomenclatura dei pilastri in pianta

Come descritto nel Capitolo 1 (§1.7) la capacità della struttura dopo la rimozione del pilastro dipende, nella fase di grandi spostamenti, dallo sviluppo dell'azione catenaria nelle travi, che trova il proprio limite nella rottura delle barre longitudinali.

Un parametro che influenza in modo significativo la risposta nelle analisi di *pushdown* è la deformazione ultima dell'acciaio d'armatura ε_{su}.

In letteratura (Parisi et al., 2019; Mucedero et al., 2021) sono stati considerati valori compresi tra il 4% e il 20%, ottenendo capacità portanti molto diverse.

Il valore del 20% è ritenuto più realistico per la deformazione di rottura dell'acciaio e più coerente con i dati sperimentali di collasso progressivo, mentre il 10% rappresenta un limite inferiore più cautelativo.

Per quantificare l'influenza di tale parametro sono state condotte le analisi con ε_{su} pari al 10% e al 20% per gli scenari di rimozione dei pilastri n1, n13 e n7.
A titolo esemplificativo, si riportano di seguito le curve relative alla rimozione del pilastro n7 nel modello di Paderno Dugnano, gli altri risultati sono riportati in Appendice.

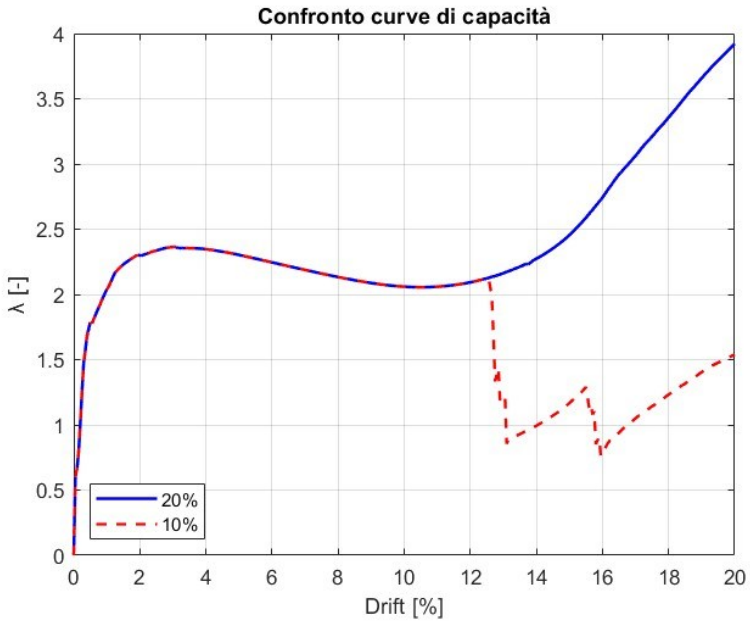


Figura 47 - Influenza della deformazione ultima dell'acciaio sulla curva di capacità

Le due curve coincidono fino a un drift del 12.2%: dopo il primo picco ($\lambda = 2.4$ a drift 3%) e il successivo calo ($\lambda = 2.05$ a drift 10.5%), la capacità riprende grazie all'attivazione dell'azione catenaria nelle travi.
Con $\varepsilon_{su} = 10\%$ le barre raggiungono la deformazione ultima e si rompono: l'azione catenaria non può svilupparsi e il moltiplicatore cade da $\lambda = 2.1$ a $\lambda = 0.8$. Nel tratto successivo la curva presenta ulteriori cali, associabili alla rottura progressiva di altre barre. La capacità residua non torna mai al livello del primo picco, e a drift 20% si ferma a $\lambda = 1.5$.

Con $\varepsilon_{su} = 20\%$ le barre non si rompono e proseguono per drift maggiori, la catenaria si sviluppa completamente e $\lambda = 3.9$, quasi il doppio del primo picco.

Le analisi successive sono condotte con $\varepsilon_{su} = 20\%$, valore rappresentativo della duttilità degli acciai da armatura e in accordo con la letteratura (Parisi et al., 2019;

Mucedero et al., 2021). Questa scelta consente di cogliere pienamente lo sviluppo dell'azione catenaria, evitando di interrompere prematuramente la curva di capacità per rottura delle barre.

Per monitorare il danneggiamento degli elementi durante le analisi sono stati adottati criteri prestazionali in termini di deformazione dei materiali. Il raggiungimento di un criterio indica che almeno una fibra della sezione ha raggiunto la deformazione di soglia corrispondente; in quell' istante vengono registrati il drift e il moltiplicatore λ.
Le soglie, riportate in Tabella 13, sono negative per il calcestruzzo compresso e positive per l'acciaio teso.

Tabella 13 - Definizione dei criteri prestazionali utilizzati

Criterio	Materiale	Deformazione di soglia
Steel SL1	Acciaio	0.00178
Steel SL2	Acciaio	0.04
Steel SL3	Acciaio	0.06
Steel SL4	Acciaio	0.10
Steel SL4*	Acciaio	0.20
cls SL1	Calcestruzzo	−0.00122
cls SL2	Calcestruzzo	−0.004
cls SL3	Calcestruzzo	−0.008

3.4 Risultati

3.4.1 Rimozione di un singolo pilastro

In questo paragrafo si riportano i risultati delle analisi statiche non lineari (*pushdown*) di rimozione singola dei pilastri n1, n7, n13 e n15 (Figura 46) per i tre modelli considerati (Paderno Dugnano, Napoli e L'Aquila).

Le curve di capacità sono espresse in termini di moltiplicatore del carico λ in funzione del drift, definito come il rapporto tra lo spostamento verticale del nodo di controllo posto sopra il pilastro rimosso e la luce della trave adiacente al pilastro stesso.

Si presenta anzitutto il confronto tra i modelli di Paderno Dugnano e di Napoli, per i pilastri n1, n7 e n13 (Figura 48).

Il caso del pilastro n15, che presenta un comportamento particolare, è trattato separatamente nel seguito.

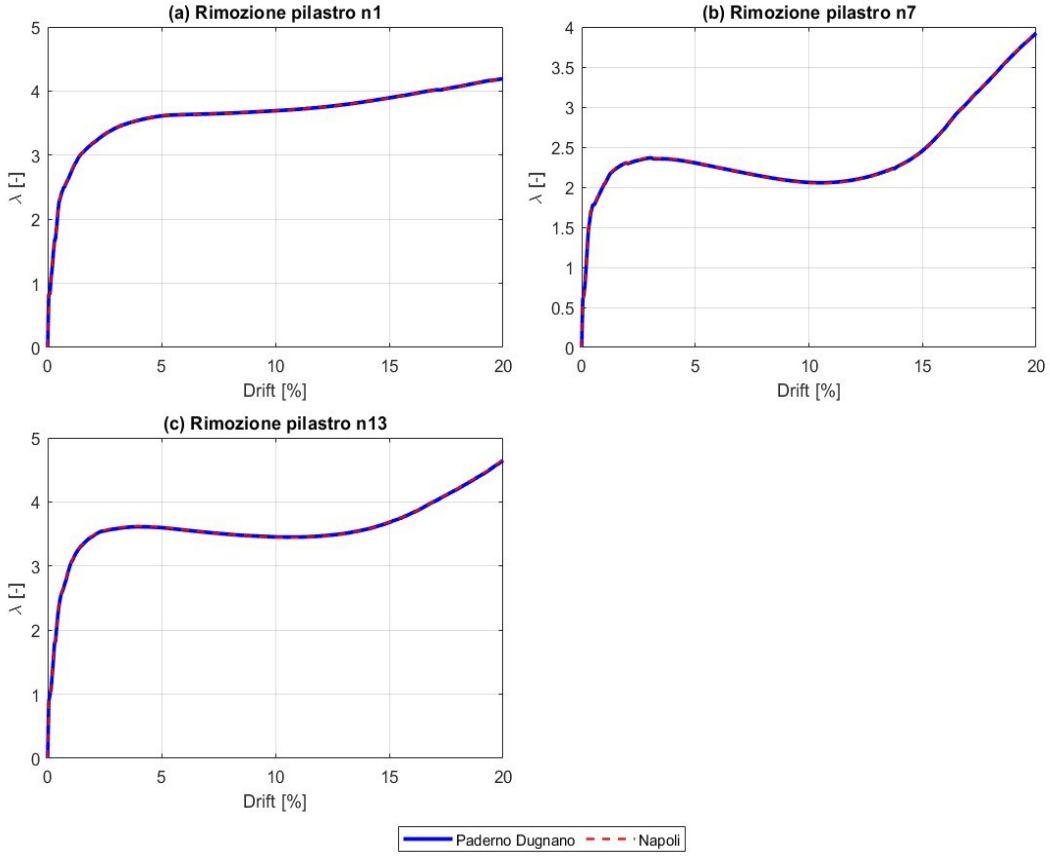


Figura 48 - Confronto curve di capacità tra Paderno Dugnano e Napoli

Dalla Figura 48 si osserva che le curve di capacità dei modelli di Paderno Dugnano e di Napoli sono coincidenti per tutti i pilastri considerati, con uno scarto massimo dello 0.9%.

I due modelli differiscono per l'armatura trasversale delle travi e per l'armatura trasversale e longitudinale dei pilastri (§2.9), parametri che incidono in misura trascurabile sulla risposta alla rimozione del pilastro e la relativa analisi.

L'armatura trasversale delle travi governa la resistenza a taglio e il confinamento del calcestruzzo, ma la risposta in questa analisi è controllata dalla flessione e, nella

fase catenaria, dalla trazione nelle barre longitudinali, che sono uguali nei due modelli.

L'armatura longitudinale dei pilastri influisce sulla rigidezza della struttura e sulla capacità di resistere alla spinta orizzontale delle travi, ma i pilastri adiacenti restano in campo elastico, per cui una piccola variazione della loro armatura non modifica in modo apprezzabile il comportamento d'insieme.

I due modelli possono pertanto essere considerati equivalenti ai fini del confronto.

Nel seguito si fa riferimento a un'unica curva per Paderno Dugnano e Napoli, confrontata con quella del modello de L'Aquila.

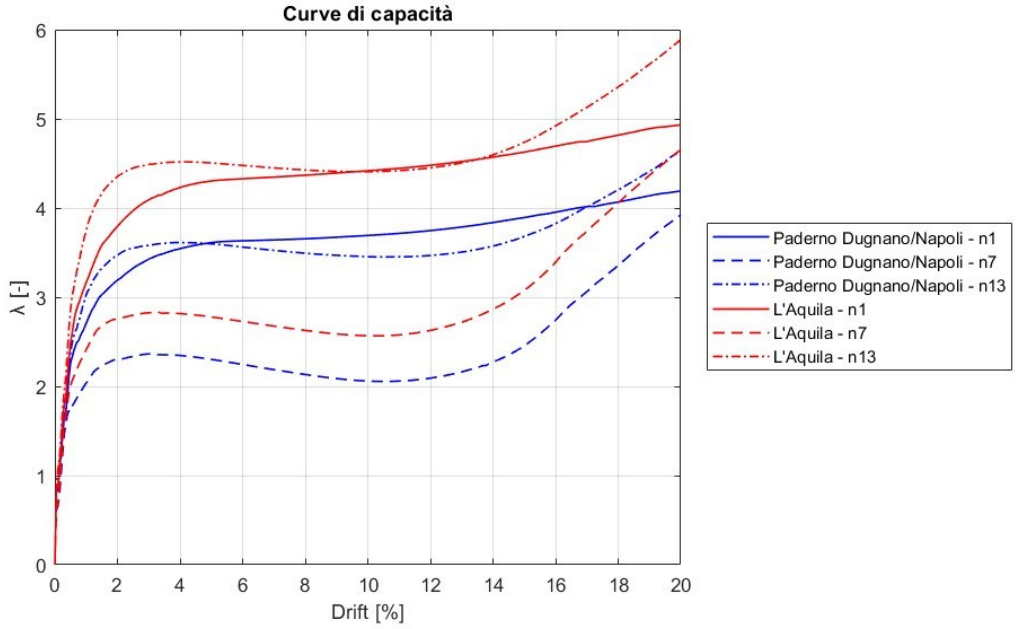


Figura 49 - Curve di capacità dei casi di Paderno Dugnano/Napoli e L'Aquila

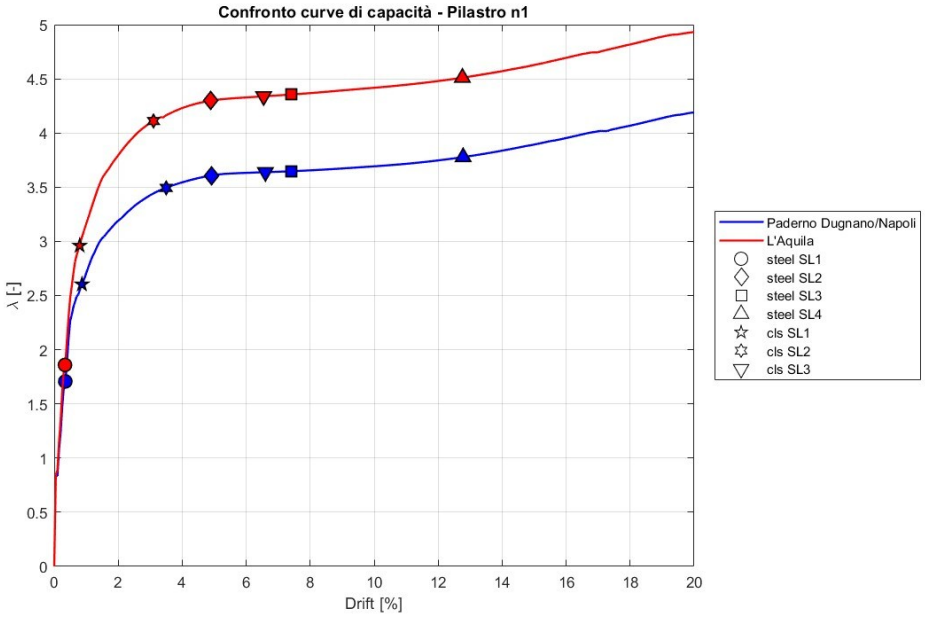


Figura 50 - Confronto curve di capacità rimozione del pilastro n1

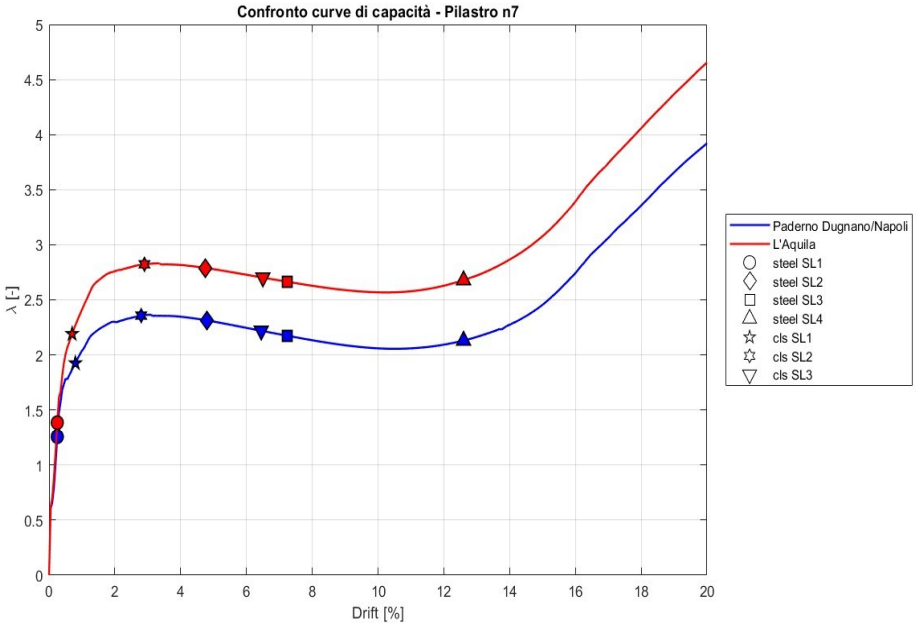


Figura 51 - Confronto curve di capacità rimozione del pilastro n7

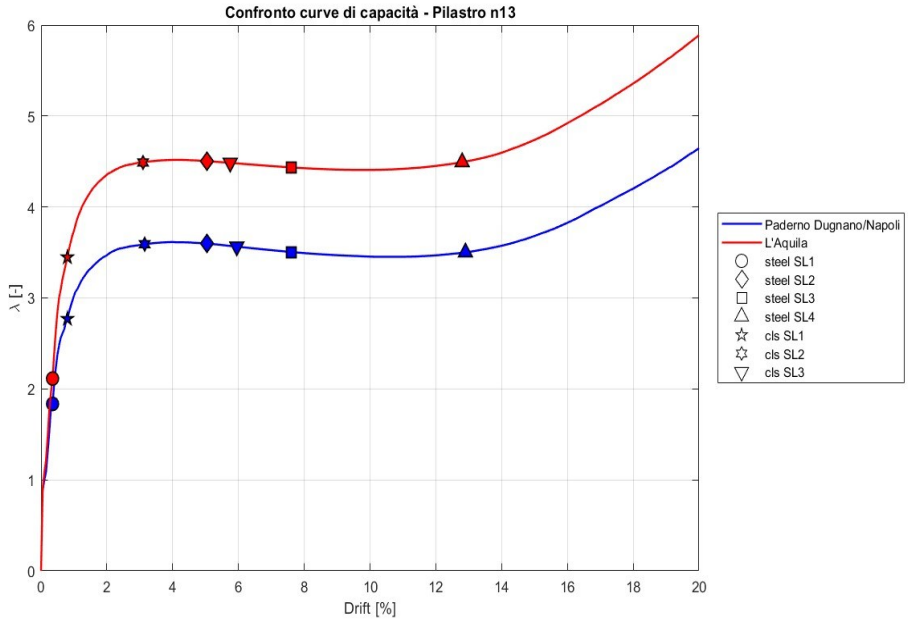


Figura 52 - Confronto curve di capacità rimozione del pilastro n13

Le Figure 50-51-52 riportano, per la rimozione dei pilastri n1, n7 e n13, il confronto tra le curve di capacità del modello di Paderno Dugnano/Napoli e di quello de L'Aquila, con indicato il primo raggiungimento dei principali criteri prestazionali.

In tutti i casi la risposta ha la stessa forma: dopo la fase elastica iniziale la capacità è governata dal comportamento flessionale delle travi e, per drift maggiori, dallo sviluppo dell'azione catenaria, che porta a un nuovo incremento di λ.

Il modello de L'Aquila presenta curve traslate verso l'alto, con valori di λ superiori. Poiché i pilastri di Napoli e de L'Aquila hanno la stessa armatura longitudinale, mentre le travi de L'Aquila hanno un'armatura longitudinale maggiore (3φ16 contro 2φ16), tale differenza è riconducibile principalmente all'armatura delle travi, che governa sia la capacità flessionale sia la forza di trazione in fase catenaria.

Il pilastro n7 risulta il caso più critico, con i valori minimi di λ. Tale comportamento è riconducibile anche alla configurazione delle travi adiacenti, su cui scaricano due solai, che determina una maggiore domanda gravitazionale.

Per quanto riguarda i criteri prestazionali, la sequenza di raggiungimento è la stessa per tutti i pilastri e per entrambi i modelli: primo snervamento dell'acciaio (*steel*

SL1, drift = 0.3%), seguito da *cls SL1* (= 0.8%) e *cls SL2* (= 3%), che si verificano nel tratto di transizione della curva, quando λ si avvicina al primo picco. Si raggiungono poi *steel SL2* (= 5%), *cls SL3* (= 6.5%), *steel SL3* (= 7.8%) e *steel SL4* (= 12.5%). Il criterio *steel SL4**, associato alla rottura delle barre per ε_{su} = 20%, non viene raggiunto entro il drift del 20%, per cui l'azione catenaria si sviluppa senza che le barre longitudinali raggiungano la deformazione ultima.
Il criterio *steel SL4* è raggiunto a un drift prossimo a quello in cui, in Figura 47, le curve con ε_{su} = 10% e 20% si separano, coerentemente con il suo ruolo di limite per la fase catenaria nel caso più cautelativo.

Il caso della rimozione del pilastro n15 presenta un comportamento diverso dagli altri scenari.
Come mostrato in Figura 53, per i modelli di Paderno Dugnano e Napoli l'analisi si interrompe per mancata convergenza prima di raggiungere lo spostamento target (pari al 20% della luce della trave adiacente, cioè 0.45 m), a un drift del 4.1% e per un moltiplicatore di carico λ = 6.57.
L'analisi del modello de L'Aquila raggiunge invece lo spostamento target, con λ = 8.9.

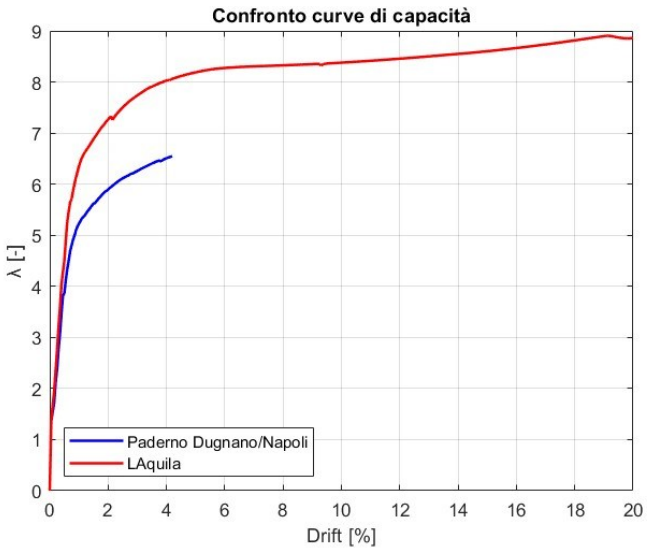


Figura 53 - Curve di capacità, rimozione del pilastro n15

L'esame dei criteri prestazionali mostra che l'arresto avviene in prossimità del raggiungimento, in una trave non adiacente al pilastro rimosso, del criterio st*eel*

SL4 (ε = 10%), indicato dalla cerniera in Figura 54. Il criterio viene superato senza interrompere l'analisi: la perdita di convergenza si manifesta pochi step dopo, in concomitanza della rottura progressiva delle barre nella trave. La causa è la geometria dello scenario: la trave adiacente al pilastro n15 ha una luce ridotta (2.25 m) e, a parità di sezione, la sua capacità in termini di carico cresce al diminuire della luce: richiede quindi valori di λ molto elevati per plasticizzarsi e sviluppare i meccanismi resistenti alternativi.

Prima che ciò avvenga, una trave di luce maggiore (3.3 m), posta lontano dal pilastro rimosso, raggiunge il proprio limite di deformazione.

Una rottura locale in una trave non coincide necessariamente con il collasso dell'intera struttura. Il valore λ = 6.57 rappresenta quindi il limite imposto da quella trave, e non la capacità del meccanismo che coinvolge le travi adiacenti, che non viene pienamente sfruttata; esso costituisce quindi una stima cautelativa.

Nel modello de L'Aquila la trave di 3.3 m ha un'armatura longitudinale maggiore (3φ16 contro 2φ16) e quindi una capacità flessionale più alta: l'analisi prosegue fino allo spostamento target.

Per questo scenario i valori di λ dei modelli di Paderno Dugnano e Napoli, limitati da un meccanismo locale, non sono direttamente confrontabili con quelli de L'Aquila.

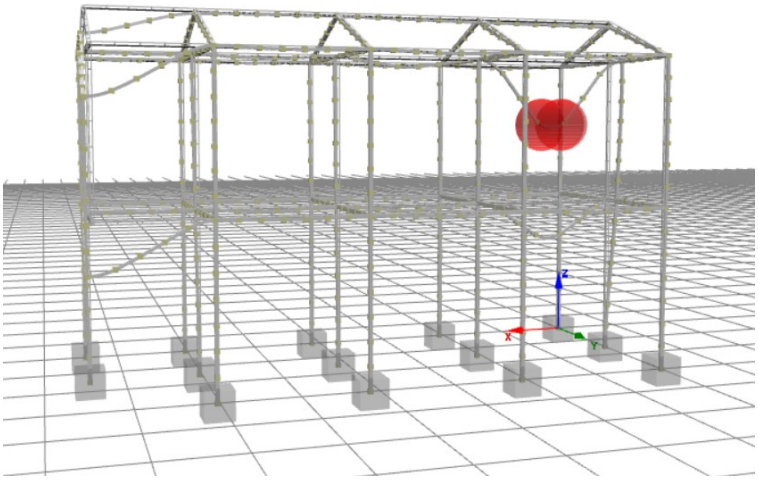


Figura 54 - Formazione di cerniere plastiche, rimozione del pilastro n15

3.4.2 Rimozione simultanea di due pilastri

La normativa di riferimento *UFC* 4-023-03 richiede di valutare la robustezza strutturale rimuovendo un singolo elemento portante verticale per volta, come visto nel paragrafo precedente. Quest' ipotesi, tuttavia, non copre tutte le situazioni plausibili: un evento eccezionale come un'esplosione o un impatto può interessare più elementi contemporaneamente, soprattutto quando questi sono vicini tra loro. In questi casi la perdita di appoggio non è più localizzata in un solo punto, ma interessa una porzione più ampia della struttura.

Per approfondire il comportamento dell'edificio in scenari più severi, è stata condotta un'analisi di *pushdown* con la rimozione simultanea di due pilastri adiacenti. Rispetto alla rimozione singola, la perdita di due appoggi consecutivi comporta un aumento della luce libera delle travi sovrastanti e dell'area di solaio da sostenere. Gli scenari considerati sono n1+n2, n15+n14 e n7+n8, ciascuno affiancato al corrispondente caso di rimozione singola (n1, n15, n7) così da poter valutare quantitativamente l'effetto della seconda rimozione.

Per garantire la confrontabilità con la rimozione singola, nelle analisi di rimozione doppia il nodo di controllo coincide con quello adottato nel caso singolo, e il drift è riferito alla stessa campata della trave adiacente al pilastro rimosso. Questa convenzione implica che lo spostamento target sia identico nei due casi, pur essendo la luce scoperta, nella rimozione doppia, maggiore.

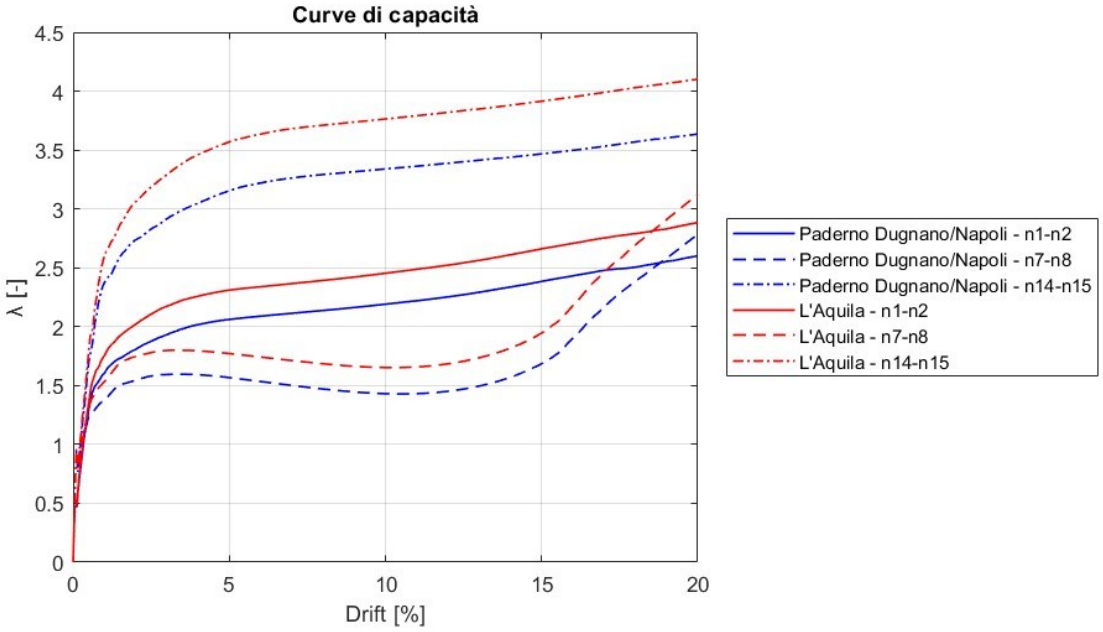


Figura 55 - Curve di capacità Paderno Dugnano/Napoli e L'Aquila, doppia rimozione

La Figura 55 riporta il confronto tra le curve di capacità ottenute per le tre coppie di pilastri rimossi, n1-n2, n7-n8 e n14-n15.

La rappresentazione d'insieme permette di individuare quale posizione della coppia rimossa risulta più critica e in quale fase della risposta.

I confronti successivi sono presentati per i modelli di Paderno Dugnano/Napoli, mentre i risultati de L'Aquila sono riportati in Appendice.

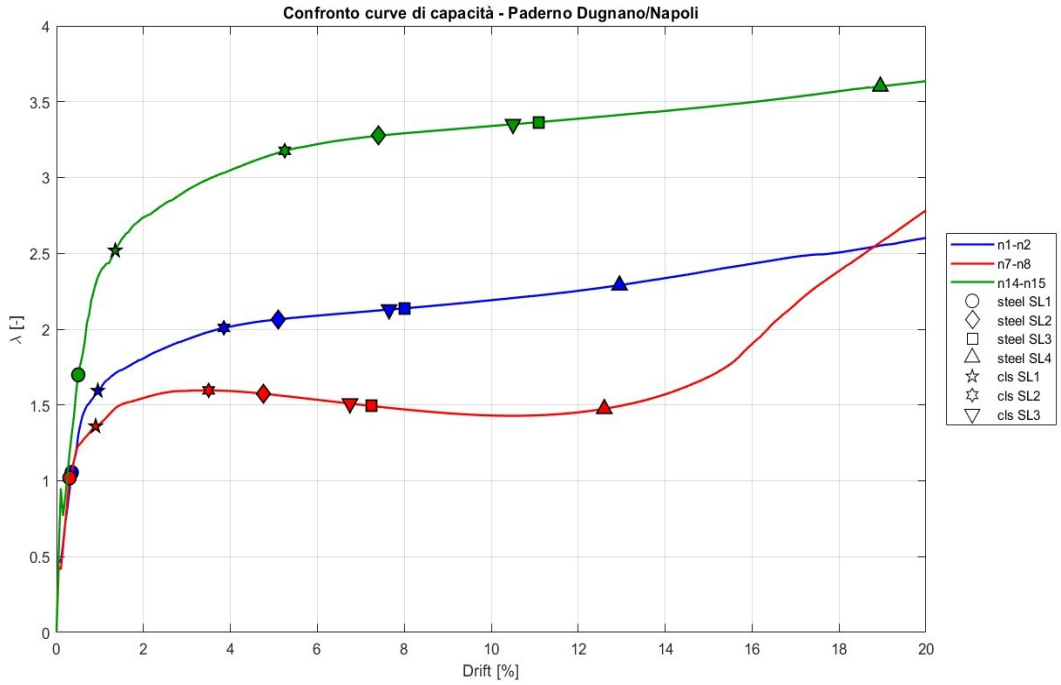


Figura 56 - Confronto curve di capacità per Paderno Dugnano/Napoli

Le tre coppie mostrano comportamenti diversi. La coppia n14-n15 è la più resistente: dopo un primo tratto molto rigido, la curva continua a crescere con regolarità fino a λ = 3.6 al 20% di drift.

La coppia n1-n2 ha un andamento simile ma con valori di capacità più bassi, con λ = 2.6 a fine analisi.

La coppia n7-n8 ha invece una risposta diversa: dopo un massimo iniziale la capacità cala, per poi risalire oltre il 10-12% di drift, riconducibile all'attivazione dell'azione catenaria nelle travi, fino a λ = 2.8.

Per quanto riguarda i criteri prestazionali, *steel SL1* viene raggiunto in tutti i casi per drift contenuti, con λ sempre superiore a 1.

Nel caso di n7-n8 la forte ripresa finale avviene dopo il raggiungimento dello *steel SL4*.

Analizzando l'influenza del sito, valgono le stesse considerazioni già discusse per la rimozione singola (par. 3.4.1): il modello dell'Aquila presenta una capacità superiore rispetto a quelli di Paderno Dugnano e Napoli. Tale differenza si riscontra

in tutte e tre le coppie di curve, senza alterarne l'andamento qualitativo né la gerarchia relativa.

Per valutare l'effetto della seconda rimozione, le curve di capacità della rimozione doppia vengono confrontate con quelle dei corrispondenti casi di rimozione singola (n1 vs n1-n2, n7 vs n7-n8, n15 vs n14-n15). Il confronto mostra quanto la perdita di un secondo pilastro riduca la capacità residua.
Il confronto è presentato per il sito di Paderno Dugnano/Napoli, mentre quello dell'Aquila è riportato in Appendice.

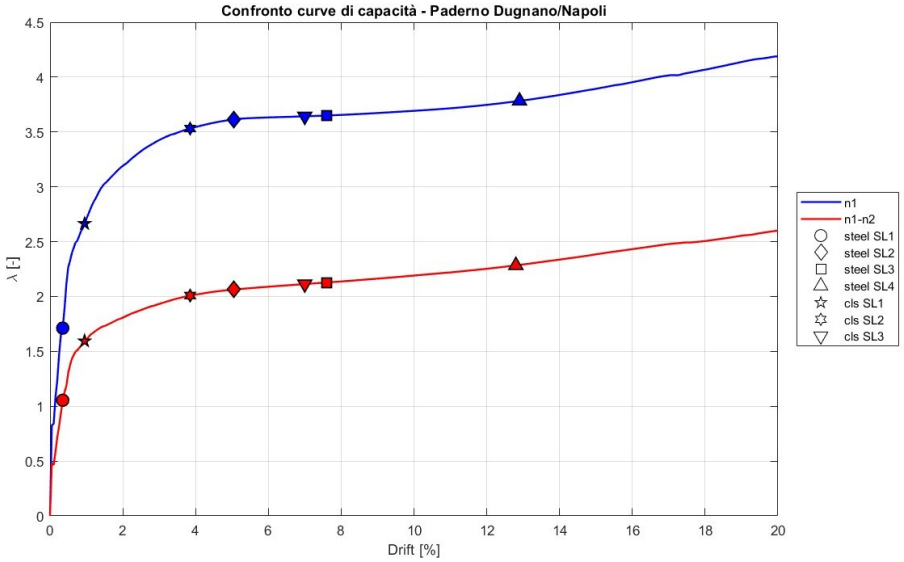


Figura 57 - Confronto curve di capacità tra caso singolo n1 e doppia rimozione n1-n2

La valutazione tra la rimozione del solo pilastro n1 e quella di n1 e n2 mostra due curve con andamento qualitativo molto simile: un primo tratto molto rigido, seguito da una crescita regolare fino al 20% di drift.
La differenza principale sta nel livello di capacità: la rimozione doppia porta a una riduzione di λ lungo tutta la curva e fine analisi passa da circa 4.2 a circa 2.6.

Anche i criteri prestazionali compaiono in sequenza analoga nei due casi e per drift simili, per cui a cambiare è il livello di carico a cui vengono raggiunti, non la deformazione. Il margine rispetto a λ = 1 è invece quello più influenzato: nel caso

singolo lo *steel SL1* viene raggiunto con $\lambda = 1.9$, mentre nella rimozione doppia con $\lambda = 1.05$, appena al di sopra dell'unità.

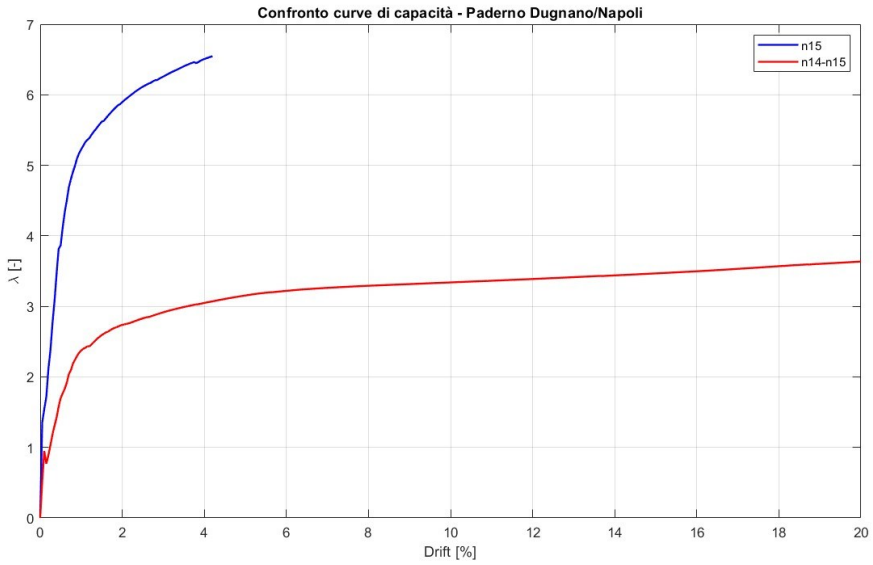


Figura 58 - Confronto curve di capacità per la rimozione singola n15 e doppia n14–n15

Il confronto tra n15 e n14-n15 ha un significato diverso dai precedenti.

Nel caso di rimozione del solo pilastro n15 l'analisi non giungeva a convergenza, con la rimozione congiunta di n14 e n15 l'analisi viene portata a termine fino al 20% di drift. Ciò è dovuto al fatto che la rimozione di n15 da solo coinvolge unicamente la campata di luce 2.25 m, mentre la rimozione congiunta interessa anche la campata adiacente, di luce 3.05 m, che rende la risposta più deformabile e meno concentrata sulla sola campata corta.

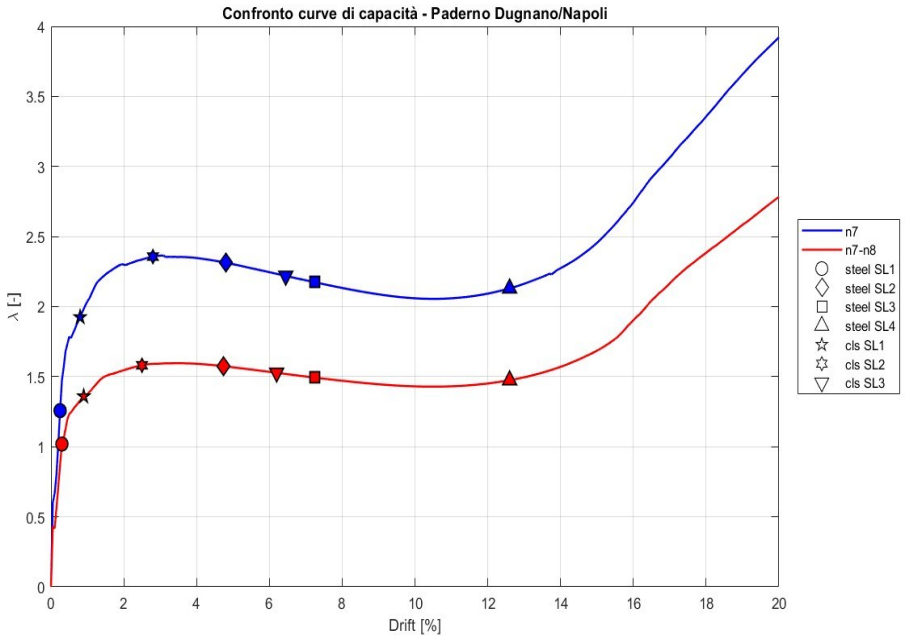


Figura 59 - Confronto curve di capacità per la rimozione singola n7 e doppia n7–n8

Per la coppia n7-n8 il confronto con la rimozione del solo pilastro n7 mostra due curve con la stessa forma: un primo tratto rigido, un massimo a drift 3%, un calo fino al 10% e una ripresa di capacità oltre il 12-14% di drift, riconducibile all'attivazione dell'azione catenaria nelle travi. La rimozione del secondo pilastro non modifica quindi il meccanismo di risposta, ma sposta l'intera curva verso valori inferiori di λ: il massimo iniziale passa da circa 2.45 a 1.6 e il valore a fine analisi da 3.9 a 2.8.

Anche i criteri prestazionali si presentano nello stesso ordine e per drift quasi coincidenti nei due casi, per cui cambia il carico a cui vengono raggiunti e non la deformazione.

Anche in questo caso il margine rispetto alla condizione $\lambda = 1$ si riduce sensibilmente.

3.4.3 Influenza delle travi secondarie

Le travi secondarie sono state progettate per sostenere soltanto il proprio peso, poiché i solai non scaricano su di esse ma sulle travi primarie, e presentano pertanto

un'armatura minima in tutti e tre i modelli, costituita da 2Φ14 superiori e 2Φ14 inferiori.
In condizioni ordinarie il loro contributo alla resistenza dell'edificio è trascurabile. In seguito alla rimozione di un pilastro, tuttavia, la ridistribuzione dei carichi può coinvolgere anche questi elementi, che collegano i telai tra loro e possono offrire percorsi di carico alternativi.

Si analizza di seguito l'influenza delle travi secondarie sulla risposta della struttura, confrontando i risultati ottenuti con armature longitudinali diverse dei cordoli (Φ14 e Φ16).
I risultati presentati si riferiscono ai modelli di Paderno Dugnano e Napoli, mentre quelli relativi all'Aquila sono riportati in Appendice.

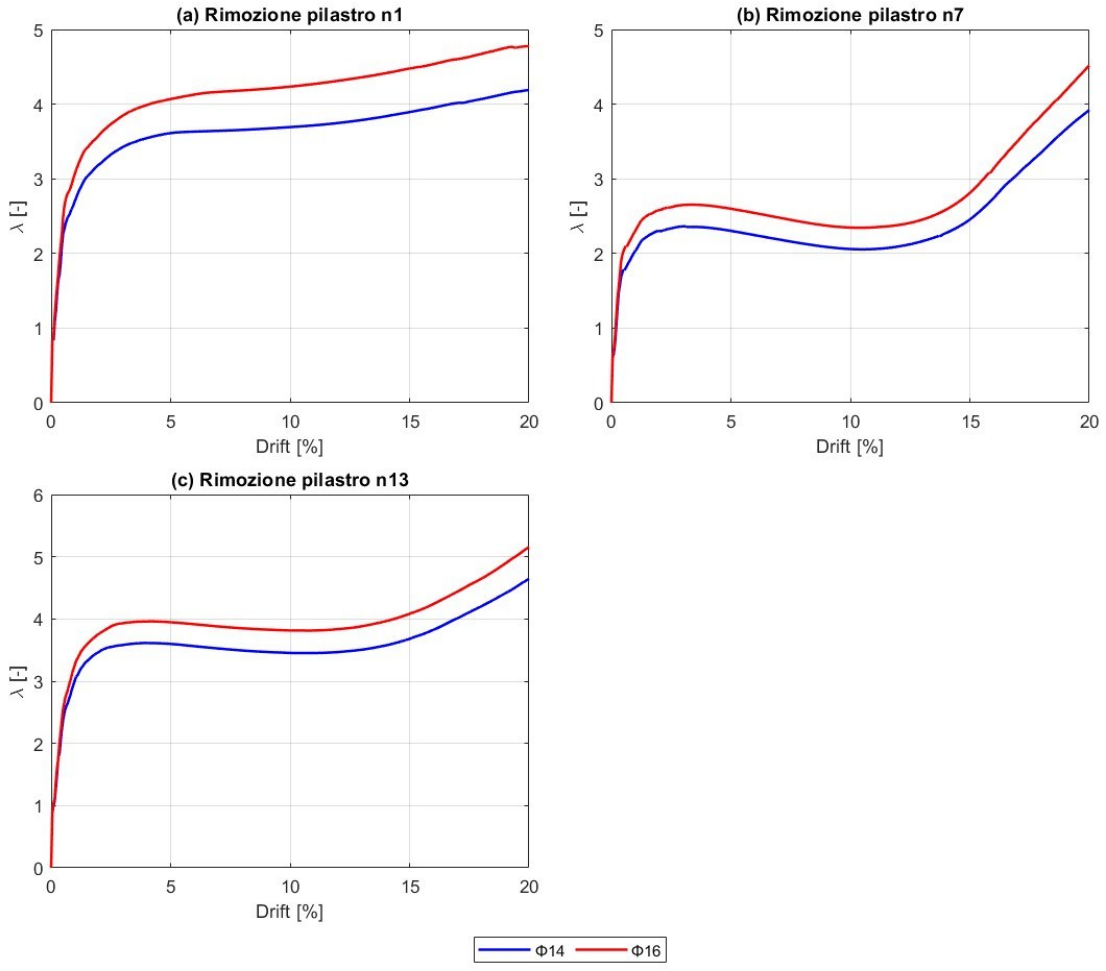


Figura 60 - Curve di capacità al variare dell'armatura delle travi secondarie

La Figura 60 mostra l'influenza dell'armatura longitudinale delle travi secondarie sulla risposta, per la rimozione dei pilastri n1, n7 e n13, confrontando armatura Φ14 e Φ16.

In tutti i casi l'aumento dell'armatura non modifica la forma delle curve: il comportamento qualitativo resta lo stesso. L'effetto è un aumento di λ, trascurabile nel tratto iniziale e più evidente dopo il campo elastico (drift 2%), che si mantiene poi costante fino a fine analisi.

L'incremento è del 10-15% nei tre casi, leggermente inferiore per n13, a fronte di un aumento dell'area di acciaio longitudinale dei cordoli di circa il 30% (da 4Φ14 $A_s = 615$ mm^2 a 4 Φ16 $A_s = 804$ mm^2).

Le travi secondarie contribuiscono alla risposta dopo la rimozione, e un loro rinforzo moderato produce un aumento di capacità senza cambiare il comportamento.

Conclusioni e future applicazioni

Il presente lavoro di tesi si è posto l'obiettivo di analizzare e confrontare la risposta al collasso progressivo di edifici a telaio in calcestruzzo armato progettati per differenti livelli di pericolosità sismica per valutare l'influenza delle scelte progettuali sulla robustezza strutturale.

Il confronto tra i modelli ha permesso di individuare una differenza sostanziale tra gli edifici di Paderno Dugnano e Napoli e quello de L'Aquila. Le curve di capacità dei primi due risultano pressoché coincidenti, con uno scarto massimo dello 0.9%, nonostante le differenze nell'armatura trasversale delle travi e nell'armatura longitudinale dei pilastri. Questo risultato è riconducibile al fatto che, negli scenari analizzati, la risposta è prevalentemente governata dalla flessione delle travi e, a spostamenti maggiori, dall'attivazione dell'azione catenaria. Il modello de L'Aquila presenta invece una capacità superiore, associata soprattutto alla maggiore armatura longitudinale delle travi, pari a 3φ16 rispetto a 2φ16 nel modello di Napoli. I risultati suggeriscono quindi che un maggiore livello di progettazione sismica possa contribuire alla robustezza strutturale, ma che il beneficio dipenda dalle specifiche scelte progettuali e, in particolare, dall'armatura longitudinale delle travi, piuttosto che dal solo livello di duttilità o dalla presenza di dettagli costruttivi più cautelativi.

L'analisi delle curve di capacità ha inoltre evidenziato un comportamento qualitativamente analogo nei diversi modelli e scenari di rimozione. In una prima fase la risposta è governata dal comportamento elastico e dalla successiva plasticizzazione delle travi; all'aumentare degli spostamenti, l'attivazione del meccanismo catenario consente un ulteriore incremento della capacità portante. La sequenza di raggiungimento dei criteri prestazionali risulta invariata tra i modelli e gli scenari di rimozione: lo snervamento dell'acciaio (*steel SL1*) è il primo evento, seguito dai criteri sul calcestruzzo *cls SL1* e *SL2* nella fase di transizione verso il primo picco, e poi da *steel SL2*, *cls SL3*, *steel SL3* e *steel SL4*. Il livello di carico al quale vengono raggiunti i criteri dipende dalle caratteristiche delle sezioni e dalla configurazione strutturale. Tra i parametri di modellazione considerati, assume

particolare importanza la deformazione ultima dell'acciaio ε_{su}. Tale parametro influenza significativamente la capacità residua stimata e deve quindi essere scelto e motivato con attenzione nelle analisi di robustezza.

Per quanto riguarda la posizione dell'elemento rimosso, il pilastro n7 risulta il caso più critico tra quelli esaminati, in quanto le travi adiacenti sostengono due solai e sono pertanto soggette a una maggiore domanda gravitazionale. Il caso del pilastro n15 evidenzia l'importanza di distinguere il raggiungimento di un criterio prestazionale locale dalla perdita della capacità resistente dell'intero sistema. Nei modelli di Paderno Dugnano e Napoli l'analisi si arresta a un drift del 4.1%, con $\lambda = 6.57$, per perdita di convergenza numerica in prossimità del raggiungimento dello *steel SL4* in una trave di 3.3 m non adiacente al pilastro rimosso. La trave adiacente, di luce pari a soli 2.25 m, richiede valori di λ più elevati per plasticizzarsi e sviluppare i meccanismi resistenti alternativi, e non viene quindi pienamente sfruttata prima che la trave più lunga raggiunga il proprio limite deformativo. Il valore ottenuto rappresenta pertanto un limite imposto dalla risposta locale dell'elemento e costituisce una stima cautelativa, non la capacità ultima del meccanismo globale. Il modello de L'Aquila, nel quale la stessa trave ha maggiore armatura longitudinale, raggiunge invece $\lambda = 8.9$, mostrando come le differenze di armatura possano influenzare la possibilità di proseguire l'analisi fino allo spostamento obiettivo.

L'estensione dello studio alla rimozione simultanea di due pilastri ha permesso di esaminare scenari di danno più severi rispetto a quelli ordinariamente considerati nelle verifiche normative. Anche in questi casi il meccanismo di risposta mantiene caratteristiche analoghe a quello osservato nella rimozione singola, ma la capacità portante risulta inferiore. Tra le configurazioni analizzate, la coppia n14-n15 presenta la capacità più elevata, con $\lambda = 3.6$ al 20% di drift. In questo caso, il coinvolgimento della campata adiacente di 3.05 m consente una risposta meno concentrata sulla sola campata corta e permette di completare l'analisi. Anche negli scenari di rimozione doppia il modello de L'Aquila mantiene una capacità

superiore, senza modificare sostanzialmente l'andamento delle curve o la gerarchia tra le configurazioni considerate.

I risultati ottenuti devono essere interpretati alla luce delle ipotesi adottate. Le analisi *pushdown* sono di tipo statico e gli effetti dinamici associati alla rimozione improvvisa del pilastro sono rappresentati attraverso un fattore di amplificazione dinamica, determinato sulla base delle rotazioni dei diagrammi momento-rotazione. La risposta reale a un evento di questo tipo rimane pertanto solo approssimata.
I solai sono stati considerati esclusivamente come carichi, senza includerne il contributo resistente, mentre i diaframmi rigidi sono stati omessi nelle analisi di *pushdown* per consentire l'allungamento delle travi. La capacità stimata risente inoltre della scelta di ε_{su} e del fatto che le armature dei tre modelli differiscono per più parametri contemporaneamente. L'influenza attribuita all'armatura longitudinale delle travi è coerente con i risultati ottenuti, ma richiede ulteriori verifiche parametriche per essere isolata dalle altre variabili progettuali.

A partire dal lavoro svolto, i possibili sviluppi futuri sono molteplici e riguardano sia l'approfondimento delle analisi numeriche sia l'estensione dello studio a differenti configurazioni strutturali e condizioni di danno.

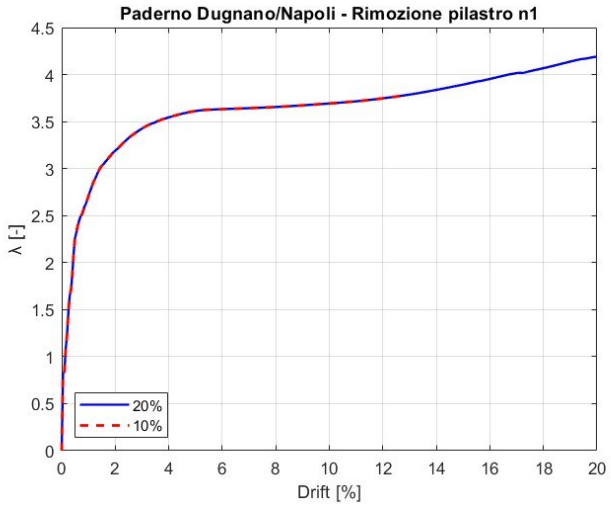
- **Analisi dinamiche non lineari:** L'esecuzione di analisi dinamiche con rimozione istantanea del pilastro permetterebbe di verificare l'accuratezza del fattore di amplificazione dinamica adottato e di confrontare direttamente la risposta ottenuta con l'approccio statico.
- **Ulteriori scenari di rimozione:** Lo studio potrebbe essere esteso alla rimozione di pilastri situati ai piani superiori e di gruppi costituiti da tre o più pilastri, così da individuare le configurazioni maggiormente sfavorevoli e valutare l'influenza della posizione e del numero di elementi rimossi.
- **Modellazione strutturale più completa:** L'introduzione del contributo resistente dei solai, attraverso l'azione di membrana, e della presenza delle tamponature permetterebbe di valutarne l'influenza sulla risposta globale. Un ulteriore approfondimento potrebbe riguardare la modellazione dei nodi

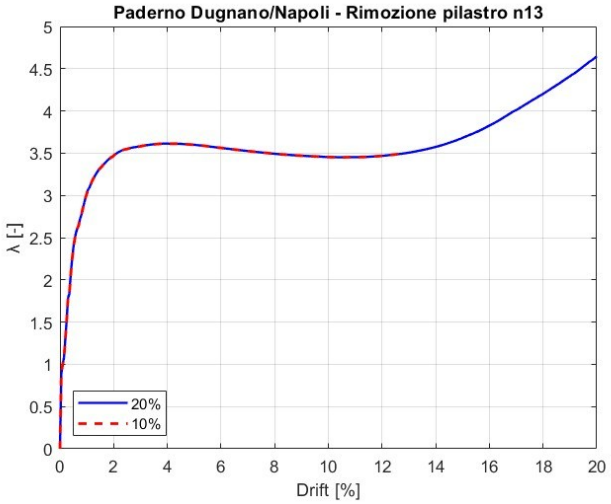
trave-pilastro, considerando lo scorrimento delle barre di armatura e i meccanismi di rottura dei nodi.

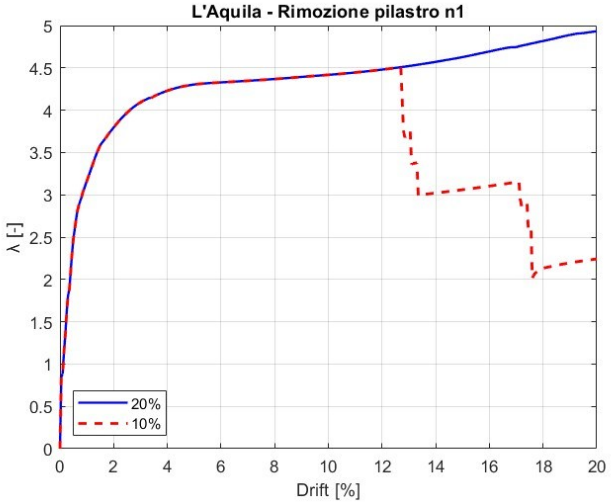
- **Edifici esistenti e interventi di rinforzo:** L'analisi potrebbe essere estesa ad edifici progettati secondo normative precedenti, caratterizzati da armature meno sviluppate e dettagli costruttivi meno favorevoli. Si potrebbe valutare l'efficacia di interventi di rinforzo, con particolare attenzione alle travi e alla continuità delle armature longitudinali, per verificare possibili miglioramenti della capacità di redistribuzione delle azioni.

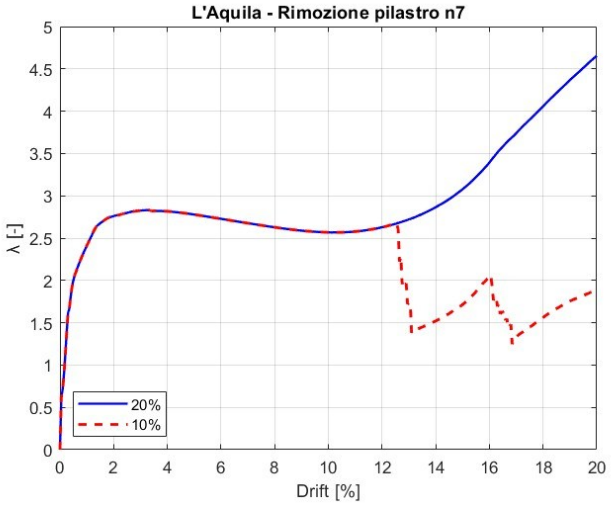
Appendice

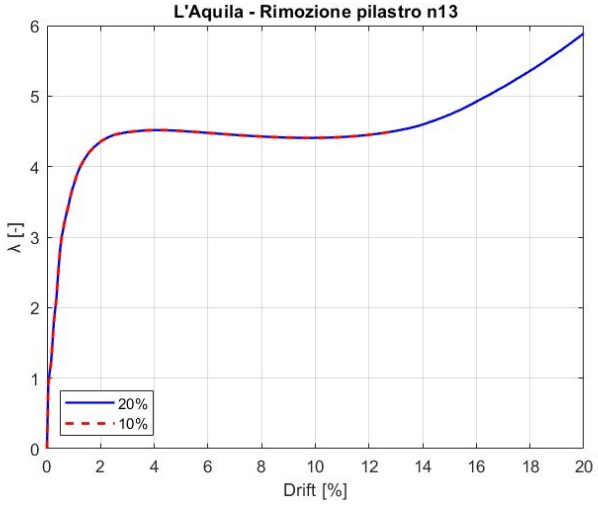
Influenza della deformazione ultima dell'acciaio d'armatura



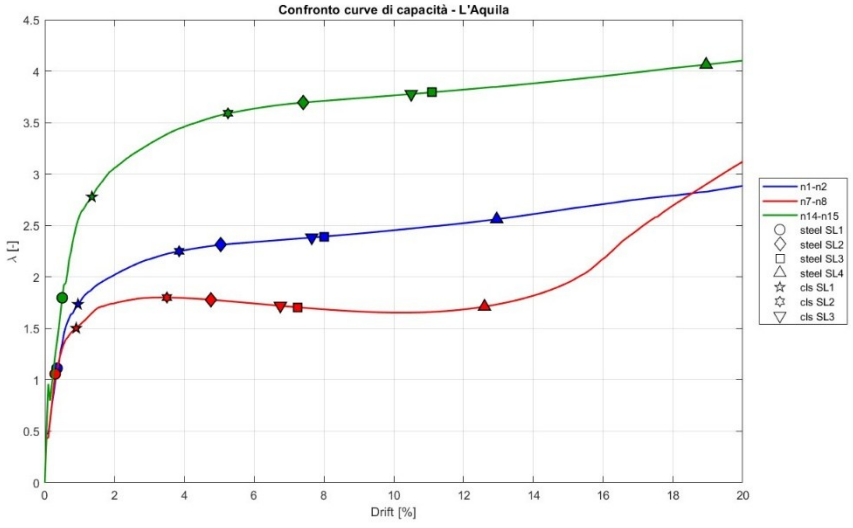


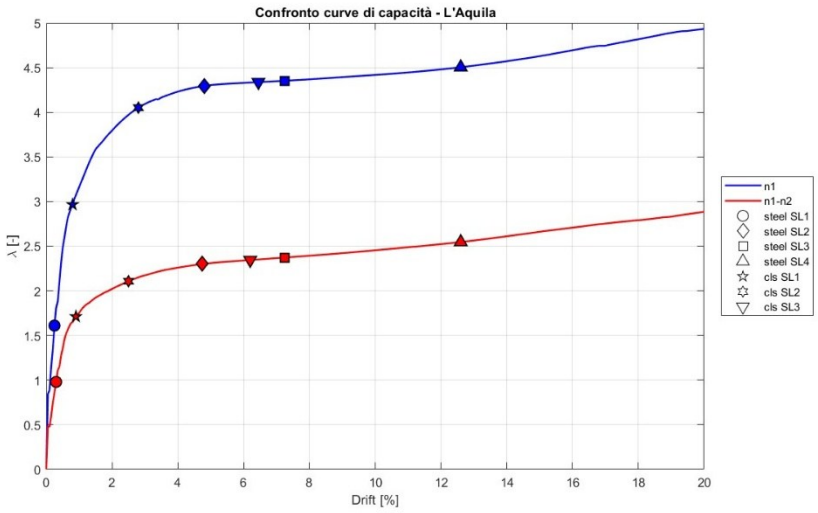


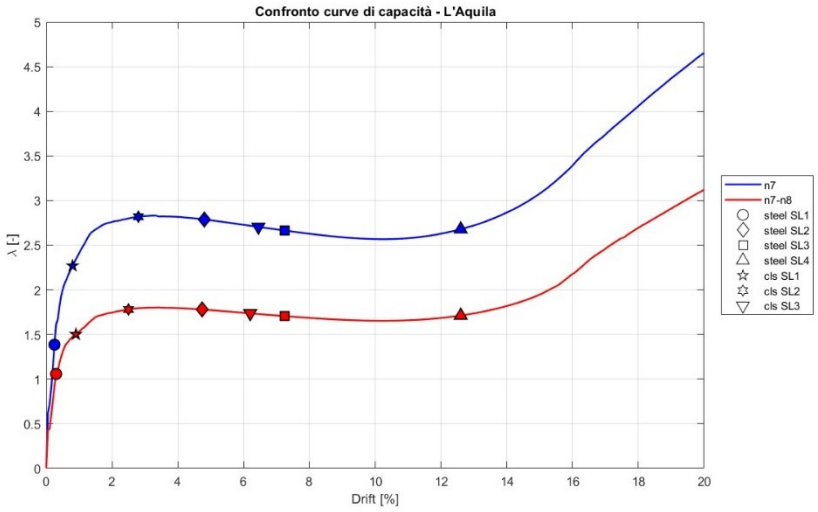


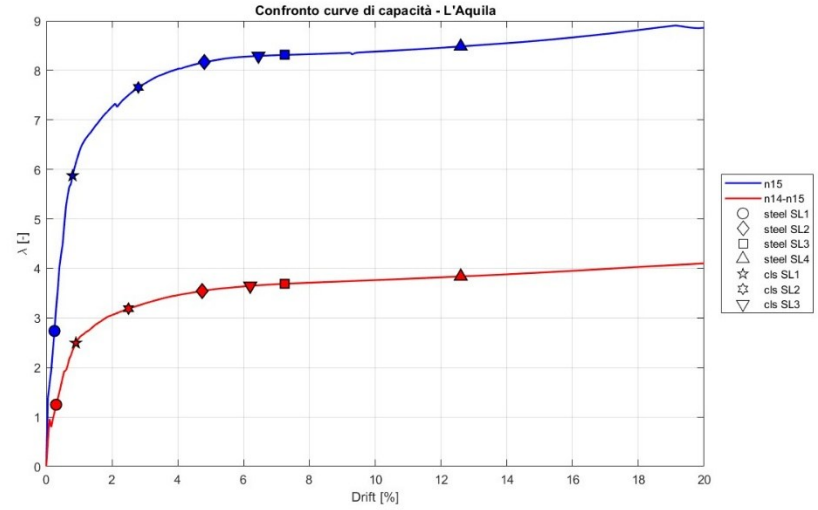


Rimozione simultanea di due pilastri

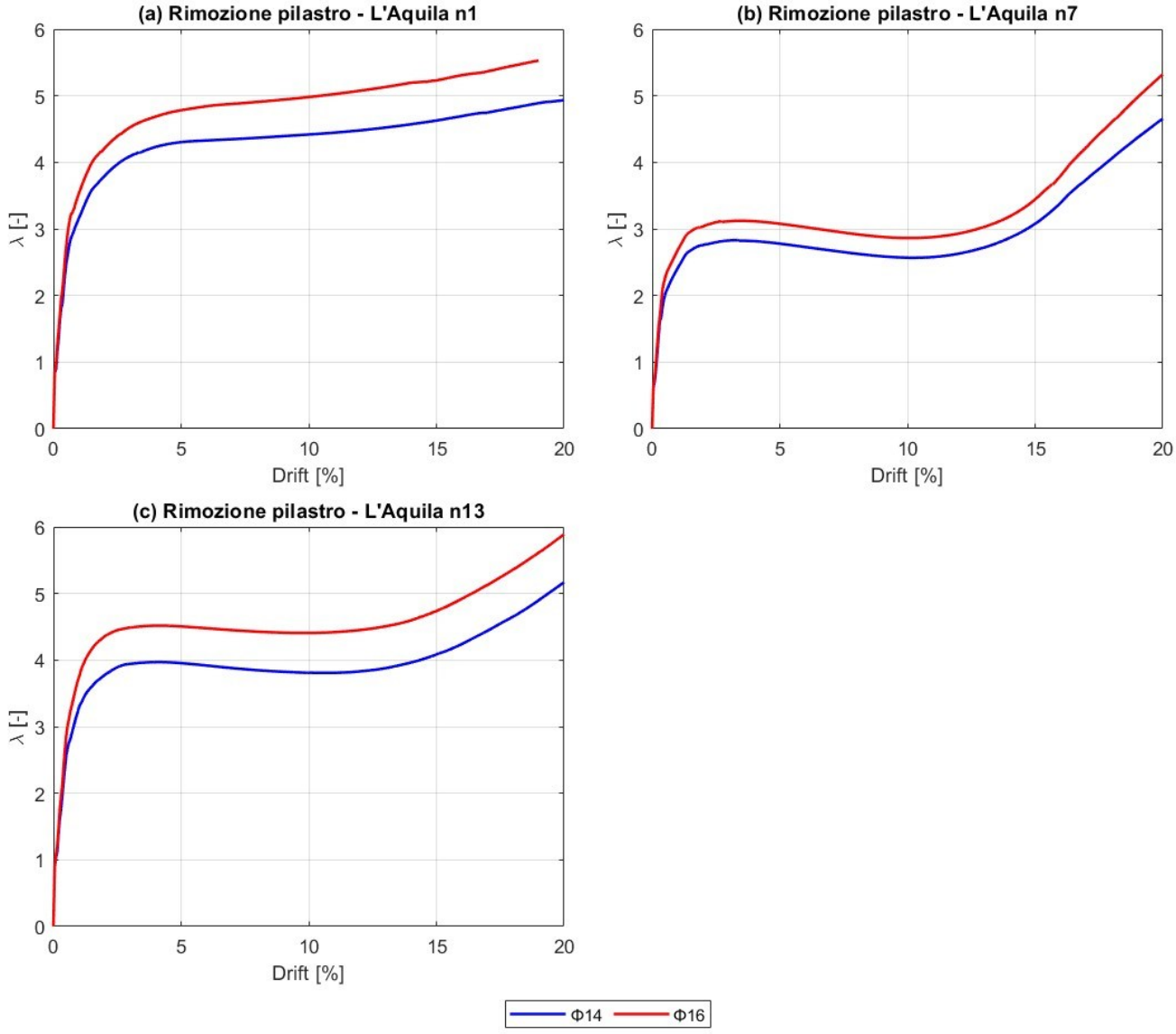



Confronto curve di capacità - L'Aquila
λ [-]
Drift [%]
n1
n1-n2
steel SL1
steel SL2
steel SL3
steel SL4
cls SL1
cls SL2
cls SL3


Confronto curve di capacità - L'Aquila
λ [-]
Drift [%]
n7
n7-n8
steel SL1
steel SL2
steel SL3
steel SL4
cls SL1
cls SL2
cls SL3


Confronto curve di capacità - L'Aquila
λ [-]
Drift [%]
n15
n14-n15
steel SL1
steel SL2
steel SL3
steel SL4
cls SL1
cls SL2
cls SL3

Influenza delle travi secondarie



Bibliografia

MIDAS Information Technology Co., Ltd. [2025] MIDAS Gen 2025 – General-purpose structural analysis and design software, available from https://www.midasuser.com/en/product/gen

Seismosoft [2022] SeismoStruct 2022 - A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures, available from http://www.seismosoft.com.

ASCE/SEI [2022] *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures (ASCE/SEI 7-22)*. American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, available from https://www.asce.org/publications-and-news/codes-and-standards/asce-sei-7-22.

Department of Defense [2024] *UFC 4-023-03: Design of Buildings to Resist Progressive Collapse*, Change 4, 10 June 2024. Unified Facilities Criteria, available from https://www.wbdg.org/dod/ufc.

General Services Administration [2016] *Alternate Path Analysis and Design Guidelines for Progressive Collapse Resistance*, Revision 1, 28 January 2016. Washington, DC, available from https://www.gsa.gov/system/files/Progressive_Collapse_2016.pdf

UNI [2006] *UNI EN 1990:2006 – Eurocodice: Criteri generali di progettazione strutturale*. Ente Nazionale Italiano di Unificazione, Milano.

UNI [2014] *UNI EN 1991-1-7:2014 – Eurocodice 1: Azioni sulle strutture – Parte 1-7: Azioni in generale – Azioni eccezionali*. Ente Nazionale Italiano di Unificazione, Milano. Disponibile su: https://store.uni.com/uni-en-1991-1-7-2014.

Elkady, N., Augusthus Nelson, L., Weekes, L., Makoond, N., Buitrago, M. [2024] "Progressive collapse: Past, present, future and beyond", *Structures*, Vol. 62, 106131.

Caredda, G., Makoond, N., Buitrago, M., Sagaseta, J., Chryssanthopoulos, M., Adam, J. M. [2023] "Learning from the progressive collapse of buildings", *Developments in the Built Environment*, Vol. 15, Article 100194.

Sunder, S. S., Gann, R. G., Grosshandler, W. L., Lew, H. S., Bukowski, R. W., Sadek, F., Gayle, F. W., Gross, J. L., McAllister, T. P., Averill, J. D., Lawson, J. R., Nelson, H. E., Cauffman, S. A. [2005] *Federal Building and Fire Safety Investigation of the World Trade Center Disaster: Final Report on the Collapse of the World Trade Center Towers*. NIST NCSTAR 1, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Maryland.

Gross, J. L., McAllister, T. P. [2005] *Structural Fire Response and Probable Collapse Sequence of the World Trade Center Towers*. NIST NCSTAR 1-6, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, Maryland.

Starossek, U. [2007] "Typology of progressive collapse". *Engineering Structures*, Vol. 29, No. 9, pp. 2302–2307.

Starossek, U. [2017] *Progressive Collapse of Structures*, 2nd edition. ICE Publishing, London.

Pinho, R. J. S. M. [2024] *Nonlinear Behaviour RC Structures*. Materiale didattico del corso *Seismic Assessment and Retrofit of Existing Structures*, Università degli Studi di Pavia.

Mucedero, G., Brunesi, E., Parisi, F. [2021] "Progressive collapse resistance of framed buildings with partially encased composite beams". *Journal of Building Engineering*, Vol. 38, Art. 102228.

Long, X., Wang, S., Huang, X.-J., Li, C., Kang, S.-B. (2021). Progressive collapse resistance of exterior reinforced concrete frames and simplified method for catenary action. *Engineering Structures*, 249, 113316.

Parisi, F., Scalvenzi, M., & Brunesi, E. (2019). Performance limit states for progressive collapse analysis of reinforced concrete framed buildings. *Structural Concrete*, 20(1), 68-84.

Mucedero, G., Brunesi, E., Parisi, F. [2020] "Nonlinear material modelling for fibre-based progressive collapse analysis of RC framed buildings". Engineering Failure Analysis, Vol. 118, Art. 104901.

Brunesi, E., Nascimbene, R., Parisi, F., Augenti, N. [2015] "Progressive collapse fragility of reinforced concrete framed structures through incremental dynamic analysis". Engineering Structures, Vol. 104, pp. 65–79.

Brunesi, E., Nascimbene, R. [2014] "Extreme response of reinforced concrete buildings through fiber force-based finite element analysis". Engineering Structures, Vol. 69, pp. 206–215.

Adam, J. M., Parisi, F., Sagaseta, J., Lu, X. [2018] "Research and practice on progressive collapse and robustness of building structures in the 21st century". Engineering Structures, Vol. 173, pp. 122–149.

Scalvenzi, M., Gargiulo, S., Freddi, F., Parisi, F. [2022] "Impact of seismic retrofitting on progressive collapse resistance of RC frame structures"

Mander, J. B., Priestley, M. J. N., Park, R. [1988] "Theoretical stress-strain model for confined concrete", Journal of Structural Engineering (ASCE), Vol. 114, No. 8, pp. 1804–1826.

Menegotto, M., Pinto, P. E. [1973] "Method of analysis for cyclically loaded R.C. plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending", Proceedings of the IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, Lisbona, pp. 15–22.

Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti [2018] D.M. 17 gennaio 2018 – Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni». Gazzetta Ufficiale n. 42 del 20 febbraio 2018, Suppl. Ordinario n. 8.

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici [2019] Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 – Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni» di cui al D.M. 17 gennaio 2018. Gazzetta Ufficiale n. 35 dell'11 febbraio 2019, Suppl. Ordinario n. 5.

Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici, Spettri-NTC ver. 1.0.3 – Foglio di calcolo per la definizione degli spettri di risposta sismici secondo le NTC.