

UNIVERSITÀ
DEGLI STUDI
DI PADOVA

UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA

DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE

SCUOLA DI DOTTORATO DI RICERCA IN SCIENZE
DELL'INGEGNERIA CIVILE ED AMBIENTALE – CICLO XXVI

Sede amministrativa: Università degli Studi di Padova

VALUTAZIONE NUMERICA E SPERIMENTALE DELLA PERFORMANCE SISMICA DI EDIFICI IN C.A. A BASSA DUTTILITA' EDIFICI A NUCLEO E A SOLETTA PIENA

Direttore della scuola: Prof. **STEFANO LANZONI**

Supervisore: Prof. **ROBERTO SCOTTA**

Controrelatore: Prof. **AURELIO GHERSI**

Dottorando: **PAOLO GIORGI**

Gennaio 2014

Ai miei genitori e a Paola

Indice generale

Sommario	i
Summary	iii
Introduzione	1
I.1 Obiettivi della tesi.....	1
I.2 Edifici a nucleo – torsionalmente deformabili	4
I.2.1 Principali parametri che influenzano il comportamento torsionale degli edifici a nucleo	6
I.2.2 Inquadramento normativo	10
I.2.3 Stato dell’arte	13
I.3 Edifici a soletta piena bidirezionale.....	18
I.3.1 Vantaggi e svantaggi del sistema costruttivo	18
I.3.2 Sviluppi tecnologici: utilizzo di calcestruzzo fibrorinforzato	20
I.3.2 Inquadramento normativo	22
Riferimenti - Introduzione	23
Parte 1 Valutazione dei metodi pushover evoluti. Validazione e proposta di correzione del metodo N1 ..	28
1.1 Introduzione	28
1.2 Breve descrizione dei metodi statici non lineari	31
1.3 Metodi statici non lineari per edifici alti ed irregolari.....	35
1.3.1 MPA – Modal Pushover Analysis	35
1.3.2 N2-Extended method	38
1.4 Considerazioni in merito all’applicabilita’ dei metodi pushover evoluti.....	42
1.5 Implementazione del metodo N1	44

1.6	Confronto tra i metodi N2 e N1	45
1.6.1	Progettazione dei telai analizzati.....	45
1.6.2	Validazione del metodo N1	48
1.6.3	Conclusioni in merito alla validazione del metodo N1	56
1.7	Proposta di correzione del metodo N1	57
1.8	Conclusioni – Parte 1	61
1.8.1	Possibili sviluppi futuri.....	61
	Riferimenti - Parte 1	62
Parte 2	Validazione del modello numerico	65
2.1	Introduzione	65
2.2	Strumenti di calcolo e modello di danno.....	67
2.3	Legami costitutivi analitici utilizzati.....	70
2.3.1	Calcestruzzo.....	70
2.3.2	Acciaio.....	74
2.4	Leggi costitutive dei materiali nei modelli numerici.....	75
2.4.1	Calcestruzzo.....	75
2.4.2	Acciaio.....	80
2.5	Prima validazione: Planar Wall Test	81
2.5.1	Descrizione dell’esperimento	81
2.5.2	Geometria del provino.....	82
2.5.3	Geometria dei modelli numerici.....	83
2.5.4	Legami costitutivi sperimentali dei materiali	84
2.5.5	Taratura dei materiali introdotti nel modello numerico	85
2.5.6	Condizioni di carico e spostamenti imposti.....	93
2.5.7	Vincoli e carichi adottati nei modelli numerici	94
2.5.8	Risultati	96
2.6	Seconda validazione: U-Shaped Wall Test.....	107
2.6.1	Descrizione dell’esperimento	107
2.6.2	Geometria del provino.....	107
2.6.3	Geometria dei modelli numerici.....	110
2.6.4	Legami costitutivi sperimentali dei materiali	114
2.6.5	Materiali adottati nei modelli numerici.....	114
2.6.6	Condizioni di carico e spostamenti imposti.....	116
2.6.7	Vincoli e carichi adottati nei modelli numerici	118
2.6.8	Risultati	120

2.7	Terza validazione: Coupled-Beam Wall Test	129
2.7.1	Descrizione dell'esperimento	129
2.7.2	Geometria del provino	129
2.7.3	Geometria del modello numerico	131
2.7.4	Legami costitutivi sperimentali dei materiali	132
2.7.5	Materiali adottati nel modello numerico	132
2.7.6	Condizioni di carico e spostamenti imposti.....	135
2.7.7	Vincoli e carichi adottati nel modello numerico	136
2.7.8	Risultati.....	137
2.8	Quarta validazione: Simple Supported Slab	145
2.9	Conclusioni – Parte 2	147
	Riferimenti - Parte 2	148
Parte 3	Studio del comportamento sismico di edifici a nucleo in C.A.. Valutazione del fattore di struttura	150
3.1	Introduzione	150
3.2	Definizione dei casi studio.....	151
3.3	Caratteristiche dei casi studio	152
3.3.1	Carichi di progetto.....	153
3.3.2	Geometria e armatura delle travi.....	153
3.3.3	Geometria e armatura dei pilastri	154
3.3.4	Geometria e armatura del nucleo	155
3.4	Materiali adottati nei modelli numerici	155
3.4.1	Taratura del materiale calcestruzzo	155
3.4.2	Taratura del materiale acciaio.....	158
3.5	Analisi modali	159
3.5.1	Studio dell'effetto della variabilità dell'eccentricità del nucleo.....	159
3.5.2	Studio dell'effetto della variazione della geometria del nucleo	164
3.6	Determinazione del limite ultimo e di snervamento delle componenti strutturali dell'edificio	168
3.6.1	Limite ultimo e di snervamento dei telai	169
3.6.2	Limite ultimo e di snervamento del nucleo.....	179
3.7	Analisi dinamiche non lineari	189
3.7.1	Generazione degli accelerogrammi spettro-compatibili.....	189
3.7.2	Semplificazione assunta nelle analisi non lineari	190
3.7.3	Caso studio 1	192

3.7.4	Caso studio 2.....	199
3.7.5	Caso studio 3.....	204
3.7.6	Caso studio 4.....	208
3.7.7	Caso studio 5.....	211
3.7.8	Caso studio 6.....	215
3.8	Analisi dei risultati ottenuti	218
3.8.1	Effetto della variabilità dell'eccentricità del nucleo	218
3.8.2	Effetto della variabilità della geometria del nucleo	222
3.9	Conclusioni – Parte 3	227
3.9.1	Possibili sviluppi futuri.....	228
	Riferimenti - Parte 3	229
Parte 4	Studio del comportamento sismico di edifici a telaio con soletta piena di C.A.. Prove sperimentali su nodi di bordo soletta-pilastro	230
4.1	Introduzione	230
4.2	Nozioni fondamentali sulla tecnologia del cls fibrorinforzato e sintesi delle prove sperimentali in letteratura.....	232
4.2.1	Il calcestruzzo fibrorinforzato: tecnologia e sviluppi.....	232
4.2.2	Prove sperimentali con SFRC applicati in elementi strutturali	238
4.3	Prove sperimentali su nodi di bordo soletta-pilastro	244
4.3.1	Programma sperimentale.....	244
4.3.2	Risultati sperimentali.....	253
4.3.3	Analisi dei risultati e confronti.....	259
4.3.4	Stima della duttilità e dello smorzamento isteretico	260
4.4	Simulazione numerica.....	265
4.4.1	Descrizione del modello numerico	265
4.4.2	Materiali adottati nei modelli numerici.....	266
4.4.3	Risultati	269
4.5	Conclusioni – Parte 4	271
4.5.1	Possibili sviluppi futuri.....	272
	Riferimenti - Parte 4	273
	Conclusioni generali	277
	Ringraziamenti.....	279

Sommario

Il presente lavoro di tesi affronta lo studio e la valutazione della performance sismica di due tipologie particolari di edifici in C.A. a bassa capacità dissipativa, per i quali mancano in letteratura studi sufficientemente approfonditi e dati sperimentali adeguati. Nello specifico si tratta degli edifici detti “a nucleo”, appartenenti alla categoria degli edifici torsionalmente deformabili, e degli edifici a telaio con soletta piena bidirezionale.

Gli edifici a nucleo sono caratterizzati da una bassa rigidità torsionale che, unita molte volte a una spiccata irregolarità in pianta dovuta all'eccentricità del nucleo stesso, comporta un'accentuata deformazione torsionale per effetto delle azioni sismiche. Questo genera grandi spostamenti e deformazioni nel lato più flessibile, mentre l'azione sismica, in termini di forze, è assorbita quasi interamente dal nucleo di C.A., cui viene affidata tutta la duttilità strutturale e la capacità di dissipare energia mediante deformazioni plastiche.

Per gli edifici a soletta piena le criticità sono rappresentate dai nodi soletta-pilastro, in cui si hanno grandi concentrazioni sia di momenti flettenti sia di sforzi taglianti che possono portare a delle rotture improvvise di natura fragile per taglio-punzonamento.

Queste due tipologie edilizie hanno pertanto in comune la bassa capacità dissipativa dovuta ad una limitata duttilità strutturale, che si traduce in valori bassi del fattore di struttura 'q' che gli viene attribuito nelle norme antisismiche.

Dopo una breve *Introduzione* in cui vengono descritte le principali caratteristiche degli edifici trattati, nonché una valutazione dello stato dell'arte e della situazione normativa attuale, la *Parte 1* della tesi si dedica allo studio dei metodi di analisi statica non lineare (metodi di *pushover*) per la valutazione sismica degli edifici sia regolari sia irregolari (*pushover* evoluti) quali sono gli edifici a nucleo in esame. Tale lavoro ha portato a proporre una miglioria al metodo di pushover N1, tale da renderlo del tutto equivalente al metodo N2 di comprovata validità.

Quindi ci si è dedicati allo studio e alla valutazione sismica delle due tipologie di edifici in esame mediante analisi non lineari e prove sperimentali.

L'importanza assunta dalle analisi non lineari per il raggiungimento degli obiettivi del presente lavoro di tesi, ha reso indispensabile un'estensiva attività preliminare di validazione dello strumento numerico adottato, ampiamente documentata nella *Parte 2*, attraverso la riproduzione di tests sperimentali e risultati analitici attesi.

Nella *Parte 3* lo studio degli edifici a nucleo è stato infatti affrontato mediante analisi dinamiche non lineari finalizzate alla valutazione numerica del fattore di struttura 'q'. Come caso studio si sono indagati edifici esistenti progettati per i soli carichi gravitazionali, al variare dell'eccentricità e della rigidità torsionale del nucleo, tenendo in conto gli effetti dovuti all'ingobbamento contrastato.

Nella *Parte 4* è stato invece affrontato lo studio degli edifici a soletta piena bidirezionale per i quali il quadro normativo in materia sismica risulta ancora ampiamente deficitario. Nello specifico si sono progettati e realizzati dei tests sperimentali finalizzati alla valutazione della duttilità intrinseca dei nodi di bordo soletta-pilastro confezionati sia con calcestruzzo ordinario sia con calcestruzzo innovativo fibrorinforzato. Allo studio sperimentale è seguita una prima fase di modellazione numerica. Lo studio qui riportato su questo argomento è ancora lungi dall'essere esaustivo e si presta ad ulteriori futuri approfondimenti.

Summary

This work reports seismic evaluation of two particular types of R/C (Reinforced concrete) buildings with low ductility capacity: U-core buildings, or torsionally deformable buildings, and flat-slab buildings. In both cases, although for different reasons, these structures are extremely vulnerable to seismic action. Special studies with suitable approaches are therefore demanded from seismic standard codes when treating them.

Examples of U-core buildings are the typical multi-storey apartment blocks built in Italy between 1960s and 1980s with a rigid central staircase, i.e. the R/C U-core, in most cases designed only to withstand static actions, in accordance with the design code of those year. The main structural problem of these buildings is due to their in-plan irregularity, which involves torsional behavior when subjected to seismic events. This produces large displacements and deformations of the flexible edge and strong forces on the R/C U-core which represents the stiff edge.

Flat-slab buildings do not generally have problems of low torsional stiffness since, if well designed, they are equipped with perimeter frames or walls. One of the major problems lies in the connections between the slabs and their supporting columns. Large bending moments and shear forces are concentrated at the connections, which are thus susceptible to non-ductile, sudden, brittle punching failure. Connections failing in this mode have very little post-failure rotational capacity or ductility.

A common issue for these two types of buildings is therefore the low energy dissipation capacity due to limited ductility, which is translated by standard seismic codes in quite low values of the behavior factor 'q'. A good estimation of this factor, by non-linear numerical analysis or experimental evidences, is mandatory for a proper seismic evaluation of the cited buildings.

Based on the foregoing, the present work is therefore divided into four parts. All of them are first preceded by a short *Introduction* where the major features of these buildings and an overview of the current developments in research and seismic codes are presented.

Part 1 studies non-linear static methods (pushover methods) for seismic assessment of both regular and irregular buildings. The applicability and validity of such methods, in particular of the advanced pushover methods specifically developed to be applied to irregular structures, to the case study of U-core buildings is evaluated. As most innovative result, *Part 1* presents and discusses the validation of the N1 method, a non-linear static procedure recently proposed by Bosco *et al.* and its improvement, in order to make it completely conform to the widely accepted N2 method. In the present work, the N1 corrected method is

presented and validated with reference to a set of 22 steel and R/C frames, with regular and irregular mass distribution in height. This analytical correction was facilitated by introducing coefficient α , calculated in closed form from the results of modal analysis. N1 thus becomes equivalent to N2 and can be used for practical applications in the same conditions, with the advantage that it can easily be adapted to the modern Displacement-Based Seismic Design of structures.

Part 2, which is essential for the numerical study conducted on U-core and flat-slab buildings, reports the validation of the adopted non-linear numerical model through the reproduction of three experimental tests on complex RC walls found in literature.

Part 3 represents the main part of this thesis. It covers seismic analysis of U-core buildings by means of non-linear dynamic analyses aimed at numerical evaluation of behavior factor 'q', to be used in less expensive but still reliable spectral response analyses. Numerical evaluation was conducted on suitably designed case studies representing typical U-core buildings designed only for gravity loads with various core eccentricities and torsional stiffness.

Part 4 reports study of flat-slab buildings for which provisions in seismic design codes are still largely deficient. Results from experimental tests on four specimens of full-scale flat-plate slab-edge column connections made with normal concrete and steel fiber-reinforced lightweight concrete are reported. Quasi-static reversed cyclic loading was applied to the specimens to investigate their ductile behavior. Analytical interpretation of the experimental results in order to obtain correspondent values of ductility capacity and behavior factor is also reported. Numerical simulation and extension of the results have been also conducted. This part of the research is still far from being exhaustive and is suitable for further future investigation.

Introduzione

I.1 Obiettivi della tesi

Il presente lavoro di tesi riguarda lo studio e la valutazione sismica di due particolari tipologie edilizie in C.A. Nello specifico si tratta degli edifici a nucleo, tipici del costruito italiano degli anni '60 -'80, e degli edifici a telaio con soletta piena, meno utilizzati in Italia, ma ampiamente diffusi nel Nord America e nel Centro-Nord Europa per i vantaggi che presentano dal punto di vista esecutivo-realizzativo ed architettonico.

Sia gli edifici a nucleo sia gli edifici a telaio con soletta piena, sebbene per motivi diversi, risultano particolarmente vulnerabili nei confronti delle azioni cicliche orizzontali, quale quella sismica, e pertanto risultano entrambi penalizzati dai vari codici normativi in termini di duttilità attribuita.

Il concetto della duttilità è un parametro fondamentale nell'ambito dell'ingegneria sismica e nella valutazione delle capacità prestazionali post-elastiche di un edificio. Con il termine "duttilità" si intende la capacità di una struttura di entrare in campo plastico mantenendo un opportuno livello di resistenza all'aumentare delle deformazioni subite. Le strutture si comportano non tutte allo stesso modo in campo non lineare: alcune risultano maggiormente adatte a sopportare in campo plastico deformazioni elevate, altre invece hanno minime riserve plastiche e pertanto il collasso segue immediatamente al raggiungimento della resistenza massima dell'edificio. Dal punto di vista pratico progettuale, nell'ambito della filosofia del *Performance-based design*, il concetto della duttilità viene tradotto attraverso il fattore di struttura 'q', un parametro adimensionale che definisce in modo globale la duttilità della costruzione, vista come somma della duttilità delle componenti strutturali e della duttilità della tipologia. Tale parametro viene associato dai codici sismici ad ogni tipologia edilizia, con opportuni adattamenti per tenere conto di altri fattori quali la regolarità strutturale dell'edificio in pianta ed in altezza, il grado di iperstaticità e la tipologia degli elementi costituenti la struttura.

Alle strutture a nucleo, classificate come torsionalmente deformabili o torsionalmente flessibili, i codici normativi attribuiscono dei fattori di struttura cautelativamente bassi, in ragione della loro scarsa duttilità ma soprattutto del basso livello di conoscenza che si ha del loro comportamento inelastico.

Anche le strutture a telaio con soletta piena, seppur per ragioni diverse, risultano fortemente penalizzate dalle normative sismiche: anche a questi edifici vengono attribuite poche riserve di duttilità ed una limitata capacità dissipativa in campo plastico. Il principale punto critico di queste strutture sono le connessioni tra

la soletta piena e i pilastri. In questi punti si hanno alte concentrazioni sia di momenti flettenti che di sforzi taglianti, che possono condurre a rotture localizzate improvvise di natura fragile da taglio-punzonamento contrarie alla modalità di rottura duttile che viene richiesto alle strutture anti-sismiche. Tali connessioni hanno generalmente poca capacità rotazionale e un limitato ingresso in campo plastico, il che implica una bassa capacità di dissipare energia e un'inadeguata risposta sismica. In termini pratici di carattere progettuale, quanto appena detto si traduce anche per i telai a soletta piena, così come per gli edifici a nucleo precedentemente descritti, nell'adozione di bassi valori del fattore di struttura 'q'.

L'obiettivo principale del presente lavoro di tesi è stato pertanto quello di studiare la performance sismica di queste due tipologie edilizie a bassa capacità dissipativa e dare un contributo alla valutazione più attendibile del loro fattore di struttura. Una valutazione attendibile del fattore di struttura permette difatti di poter condurre analisi elastiche spettrali, comunemente utilizzate nella pratica professionale, senza pertanto dover ricorrere ad onerose analisi dinamiche non lineari. Un'ulteriore alternativa alle analisi spettrali, e di più immediato utilizzo rispetto le analisi con integrazione al passo, sono le analisi statiche non lineari o di pushover. Ai metodi pushover base, validi per lo studio dei soli edifici regolari (metodo N2 sviluppato da Fajfar, metodo dello spettro di capacità CSM sviluppato da Freeman, metodo N1 sviluppato da Bosco *et al.*), si sono recentemente aggiunti metodi di pushover evoluti che considerano il contributo dei modi superiori sia in elevazione che in pianta (*Modal Pushover Analysis-MPA* di Chopra *et al.*, N2-extended method di Fajfar *et al.*).

Un approccio a tali metodi, rivolto alla valutazione della loro applicabilità agli edifici a nucleo in esame, è stato condotto nella prima parte di questo lavoro di tesi. L'approfondimento dei metodi statici non lineari ha portato alla validazione e perfezionamento del metodo N1, recentemente sviluppato da Bosco *et al.*, per la valutazione sismica di edifici regolari. Si tratta di una procedura alternativa al metodo N2 di comprovata validità che permette la valutazione del *Performance Point* attraverso una semplice analisi elastica spettrale opportunamente modificata. Si è proposta una formulazione corretta del metodo N1 del tutto equivalente al metodo N2 e utilizzabile sotto le stesse ipotesi di validità (edifici regolari con primo modo di vibrare principale), ma anche facilmente estendibile allo studio degli edifici irregolari e ai metodi di progetto *Displacement-based*.

Dopo una prima fase di analisi dei metodi di pushover per la valutazione sismica degli edifici trattati, l'attività di ricerca si è concentrata sulla valutazione sismica degli edifici in esame mediante analisi dinamiche non lineari e prove sperimentali.

L'importanza assunta dalle analisi numeriche in questo lavoro di tesi, ha richiesto innanzitutto una preliminare attività di validazione del modello numerico utilizzato, ovvero un modello di danno per il materiale calcestruzzo implementato in *OpenSees*, sviluppato anche grazie al contributo dei ricercatori del Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale (DICEA) dell'Università di Padova. Tale validazione, riportata nella seconda parte della tesi e che costituisce di per sé un prodotto notevole della ricerca condotta, è stata realizzata mediante la riproduzione di prove sperimentali su setti in C.A. reperite in letteratura e mediante il confronto con risultati analitici attesi.

Nella terza parte della tesi i metodi numerici prima validati sono stati utilizzati per lo studio degli edifici a nucleo torsionalmente deformabili mediante analisi dinamiche non lineari finalizzate alla valutazione del corrispondente fattore di struttura 'q'. Si è considerato un campione rappresentativo di edifici con nucleo a 'C' progettati per i soli carichi gravitazionali. La valutazione del fattore di struttura è stata condotta al variare di due parametri fondamentali: l'eccentricità del nucleo (variabile da 0 a 40% rispetto la massima dimensione in pianta dell'edificio) e il rapporto fra la rigidezza torsionale del nucleo ad ingobbamento

contrastato rispetto a quella classica alla De Saint Venant (fatto variare modificando l'altezza degli edifici e la geometria del nucleo).

Nella quarta ed ultima parte di questo lavoro di tesi, si è infine iniziato lo studio degli edifici a telaio con soletta piena attraverso un contributo di carattere sperimentale finalizzato alla determinazione comparativa della duttilità dei nodi soletta-pilastro. Nello specifico si è effettuato il progetto simulato rispetto ai soli carichi gravitazionali di un edificio a pilastri con soletta piena in C.A.. Di tale edificio si sono realizzati quattro nodi soletta-pilastro di bordo in scala reale e su tali campioni si sono eseguite delle prove sperimentali fino a rottura sottoponendoli a spostamenti pseudo-statici di tipo ciclico, in circostanze tali da simulare una condizione di sollecitazione sismica. Dei quattro nodi, due sono stati realizzati con calcestruzzo ordinario, mentre gli altri due sono stati realizzati con un calcestruzzo innovativo alleggerito e fibrorinforzato con fibre di acciaio. Questo ha permesso di indagare la duttilità dei nodi di bordo soletta-pilastro sia di sistemi in C.A. ordinario, rappresentativi del costruito esistente, e sia di sistemi innovativi e realizzati con calcestruzzi fibrorinforzati di ultima generazione e per i quali il quadro normativo, soprattutto in materia sismica, risulta in fase di continuo sviluppo. Sulla base dei risultati sperimentali ottenuti, si è proceduto ad una prima fase di modellazione numerica delle prove condotte.

I.2 Edifici a nucleo – torsionalmente deformabili

Gli edifici a nucleo riproducono una tipologia tipica nel territorio nazionale e particolarmente impiegata negli anni '60 e '80. Essi costituiscono, quindi, una parte consistente del patrimonio immobiliare italiano. Sono sostanzialmente edifici ad uso abitativo che abbinano una struttura a telaio a un nucleo in C.A., il quale costituisce il vano scale/ascensore. Questo, se posto in posizione eccentrica rispetto al centro di massa dell'edificio, conferisce irregolarità in pianta alla struttura.

Un nucleo è un elemento strutturale con una sezione cellulare che è tipicamente chiusa su tre lati ed è invece aperta sul quarto, oppure parzialmente chiusa da travi alte di accoppiamento (figura I.1e). Sono possibili numerose forme di queste strutture: la più semplice è quella ad 'U', o anche detta a 'C' (figura I.1a), mentre edifici molto alti o particolari utilizzano forme pluricellulari (figura I.1b-c).

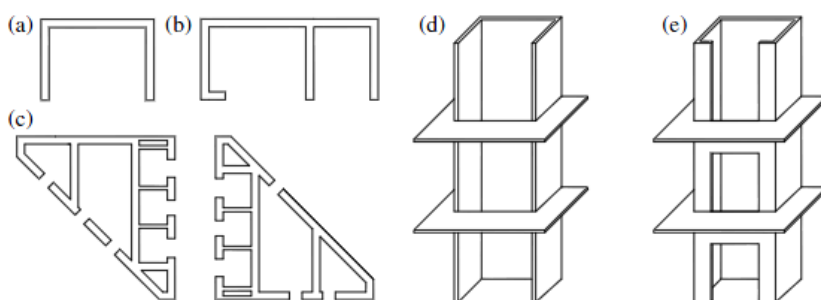


figura I.1 – (a-c) Tipiche forme di nuclei. (d) Esempio di sezione aperta e parzialmente chiusa (e) (Sezione c: Victoria tower block in Mannheim, Germany; Bergmeister and Woerner, 2003) [I.1]

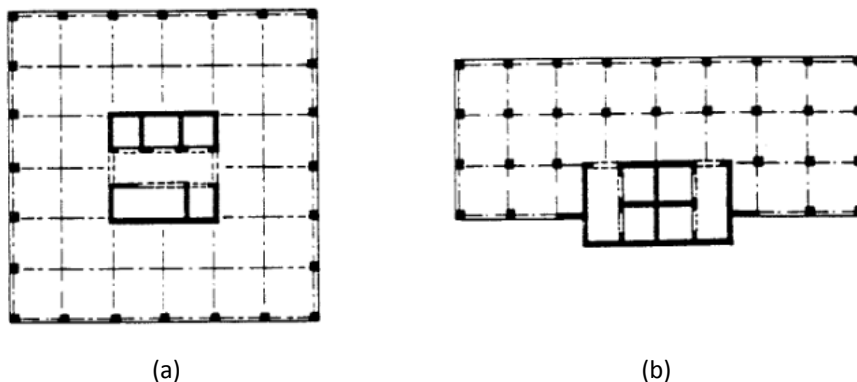


figura I.2 – Esempi di edifici a nucleo torsionalmente deformabili. (a) Nucleo posto in posizione centrale. (b) Nucleo posto in posizione eccentrica [I.2]

Edifici di questa tipologia hanno lo svantaggio di essere particolarmente deformabili torsionalmente. Sebbene le onde sismiche siano principalmente sussultorie ed ondulatorie, l'eccentricità tra centro di massa e centro di rigidezza in queste strutture può risultare notevole e la deformazione torsionale risulta essere preponderante.

A differenza di edifici a telaio o a pareti sparse, in cui la torsione viene suddivisa tra molti elementi resistenti diffusi sull'intera pianta dell'edificio, negli edifici a nucleo la componente torcente sollecita l'unico elemento sismo-resistente con notevoli problemi nel dimensionamento del nucleo stesso, che è

quindi sottoposto a flessione e taglio nelle due direzioni, e momento torcente: una combinazione di sollecitazioni difficile da controllare contemporaneamente. Inoltre, gli spostamenti degli altri elementi verticali posti a maggiore distanza dal nucleo più rigido (comunemente definiti *flexible edges*), possono diventare talmente grandi da mettere in serio pericolo la stabilità delle porzioni più estreme dell'edificio. Una questione piuttosto dibattuta in letteratura è, difatti, quella di individuare quale dei due elementi (*stiff edge* o *flexible edge*) esaurisca per primo le sue capacità resistenti determinando quindi il collasso dell'edificio [1.3], e pertanto risulti più critico e meno duttile.



figura 1.3 – Edificio collassato a causa di effetti torsionali [1.4]

I codici antisismici più evoluti, con l'applicazione di fattori di struttura bassi, spingono il progettista a non utilizzare questa tipologia strutturale il cui comportamento in campo plastico è di difficile previsione. Esperienze dirette in campo anelastico relative a queste strutture in C.A. infatti scarseggiano [1.5-1.9]: esse tuttavia si occupano principalmente della risposta del nucleo rispetto a sollecitazioni di pressoflessione lungo gli assi principali d'inerzia, eliminando o non considerando la componente torsionale con gli effetti derivanti dall'ingobbamento in parte contrastato. Il fattore di struttura con valore basso non è quindi solamente legato a dubbi sulla loro capacità dissipativa, ma anche alla poca conoscenza del comportamento non lineare di questa tipologia di strutture. I nuclei con forma semplice e soggetti a sollecitazione prevalentemente flessionale possono essere affidabilmente progettati affinché assicurino un adeguato comportamento a rottura. Questo risulta invece pressoché impossibile con strutture molto complesse o soggette a sollecitazioni composte, che quindi devono essere progettate per resistere in campo elastico anche ad eventi sismici rilevanti.

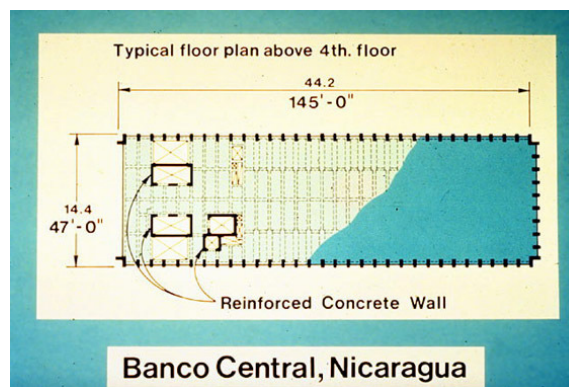


figura 1.4 – Banco Central de Nicaragua, danneggiato seriamente dopo un terremoto a causa dell'elevata eccentricità dei nuclei resistenti [Rif. Internet]



figura I.5 – NetCenter, Padova (Italia)

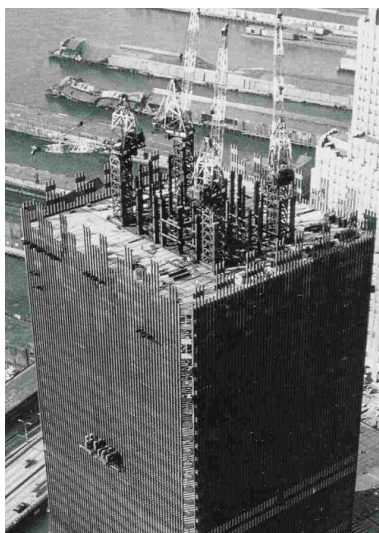


figura I.6 – WTC, New York (USA)

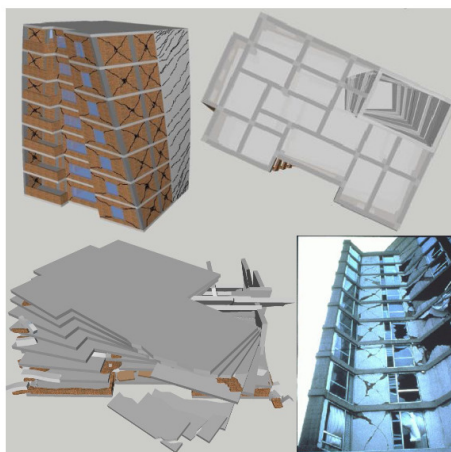
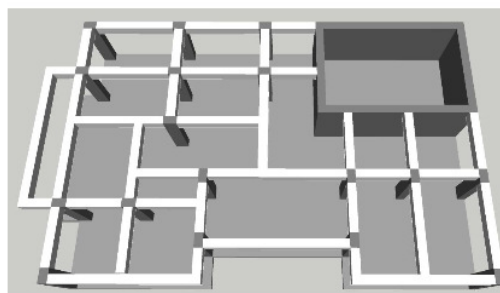


figura I.7 – Danneggiamento e possibile collasso strutturale dovuto alla torsione in un edificio a nucleo [I.10]



I.2.1 Principali parametri che influenzano il comportamento torsionale degli edifici a nucleo

Edifici con una distribuzione non simmetrica in pianta delle masse e delle rigidezze, sono caratterizzati da un comportamento sismico comunemente definito come irregolare. La ragione di tale definizione è dovuta principalmente a due motivi:

- Quando eccitati da un'accelerazione sismica orizzontale, questi edifici dimostrano componenti di moto degli impalcati di piano sia traslazionali che torsionali, con sensibili differenze ai diversi livelli di piano. Questo è principalmente dovuto all'accoppiamento di più modi di vibrazione flessionali e torsionali;
- La risposta di edifici non regolari in pianta normalmente cambia passando dalla fase lineare a quella non lineare. Questo è dovuto principalmente al fatto che negli edifici irregolari la posizione del centro di rigidezza cambia continuamente con il progressivo danneggiamento dei vari

elementi strutturali, mentre per gli edifici regolari questo non succede e la posizione del centro di rigidezza resta invariata. Gli effetti torsionali possono aumentare come diminuire.

Ne consegue che la domanda sismica non può essere valutata mediante procedure di analisi semplificate, comunemente adottate per gli edifici regolari, ma servono dei metodi di analisi più evoluti in grado di considerare il reale comportamento torsionale in campo non lineare di questi edifici.

I.2.1.1 Centro di massa, centro di rigidezza e centro di resistenza

La risposta della struttura all'azione del sisma è caratterizzata da tre elementi fondamentali: il centro di massa, il centro di rigidezza e il centro di resistenza, qui di seguito brevemente descritti. Le definizioni che seguono hanno un significato nell'assunzione di solai (diaframmi) di piano sufficientemente rigidi da poter trascurare la loro deformazione nel piano (deformazione membranale trascurabile) rispetto alla deformazione delle strutture verticali. Correntemente si parla in tal caso di "solai infinitamente rigidi". Questa ipotesi, peraltro essenziale per poter parlare di regolarità degli edifici, verrà sempre data come soddisfatta a priori nel proseguo del presente lavoro.

Centro di massa

Durante la sua azione, il sisma induce un'accelerazione nella struttura che provoca la nascita di forze di inerzia orizzontali. Esse possono essere rappresentate da forze orizzontali agenti a livello dei solai dei diversi piani, dove si può assumere concentrata la massa dell'edificio. Il punto in cui la forza di inerzia agisce, in ciascun piano, è il centro di massa (CM- *Centre of Mass*). In un edificio regolare, la posizione del centro di massa differisce di molto poco da piano a piano. Una distribuzione irregolare delle masse lungo l'altezza dell'edificio può provocare una variazione nella posizione del centro di massa.

Centro di rigidezza

L'effetto delle forze orizzontali su un generico piano della struttura, è quello di farlo traslare e ruotare orizzontalmente come un corpo rigido rispetto al piano sottostante. Tutti i telai e le pareti del piano subiranno uno spostamento. Questo provoca la nascita di forze orizzontali resistenti, le forze di taglio, proporzionali alla rigidezza dei telai e delle pareti. Il baricentro delle forze di taglio è il centro di rigidezza (CS- *Centre of Stiffness*).

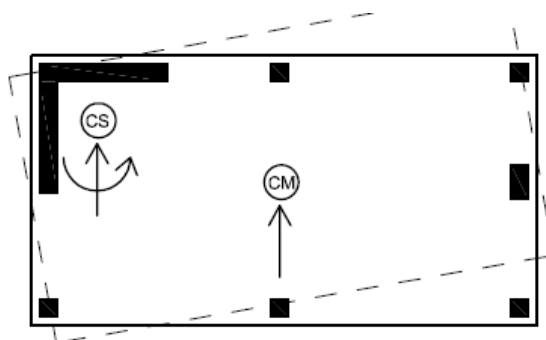


figura I.8 – Effetti torsionali indotti dall'eccentricità tra centro di massa (CM) e centro di rigidezza (CS)

Centro di resistenza

Il centro di resistenza (CR- *Centre of Resistance*) rappresenta il baricentro delle resistenze. Setti in C.A. caratterizzati dalla stessa geometria ma da un quantitativo di armature differenti, possono difatti

avere uguale rigidezza, almeno in campo elastico con una minima variazione dovuta alla diversa armatura, ma resistenza diversa, sia flessionale che tagliante.

Mentre i centri di massa e di rigidezza determinano il comportamento sia in campo lineare che non lineare della struttura, il centro di resistenza può essere trascurato in termini di valutazioni in campo elastico, al contrario gioca un ruolo fondamentale all'approssimarsi delle condizioni ultime di rottura dell'edificio. Per fare un esempio, una struttura che presenta una distribuzione di masse e di rigidezze regolare in pianta, ma un diverso quantitativo di armatura nei vari elementi resistenti, presenterà un comportamento assolutamente regolare in campo elastico, mentre una volta superato il limite di snervamento degli elementi meno armati presenterà un comportamento irregolare con la nascita di effetti torsionali. Generalmente, quello che si è potuto osservare da precedenti studi in letteratura, è che la posizione del centro di rigidezza, all'aumentare dell'azione sismica, tende al centro di resistenza con conseguente riduzione degli effetti torsionali [I.11-I.15].

Cosicché una struttura che può essere classificata come regolare in campo elastico potrebbe non esserlo più in campo inelastico, o viceversa. Sarebbe pertanto fondamentale parlare di regolarità strutturale in campo elastico e campo inelastico e definire strutture regolari solamente quelle che rispettano entrambe le condizioni.

Se il centro di massa e il centro di rigidezza coincidono, il movimento del piano è di pura traslazione e, nell'ipotesi di solai rigidi a livello membranale, tutti i punti del piano subiscono lo stesso spostamento. Se, invece, centro di massa e di rigidezza non coincidono, avviene una rotazione relativa del piano in quanto forza agente e forza resistente non possono equilibrarsi senza la nascita di un momento torcente. La suddetta rotazione provoca sia un aumento di forza di taglio su alcuni elementi resistenti sia ulteriori spostamenti di interpiano che possono eccedere la capacità deformativa degli elementi resistenti. La conoscenza della posizione del centro di massa e del centro di rigidezza e la minimizzazione della loro distanza relativa, è importante per evitare effetti torsionali sfavorevoli ed eccessive deformazioni degli elementi più lontani dal centro di rigidezza.

I.2.1.2 Rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale di piano

Il comportamento torsionale può dipendere, oltre che dall'eccentricità tra i punti definiti al paragrafo I.2.1.1, anche dai diversi rapporti di rigidezza in gioco, ovvero quella torsionale e flessionale. Da questo punto di vista le strutture vengono classificate come torsionalmente rigide (figura I.9a) o torsionalmente flessibili (figura I.9b). Generalmente, rientrano nella prima categoria strutture in cui il rapporto tra il primo periodo torsionale T_θ e il primo periodo flessionale T_f risulta inferiore a 0.8, mentre rientrano nella seconda categoria strutture in cui tale rapporto risulti superiore a 1.

Strutture asimmetriche (e quindi irregolari) in pianta possano essere torsionalmente rigide quando gli elementi di controventamento contrapposti, pur privi di rigidezza torsionale propria, sono reciprocamente distanti (figura I.9a), oppure torsionalmente flessibili come gli edifici a nucleo in esame (figura I.9b). Nelle strutture torsionalmente flessibili tendono ad essere eccitati i modi deformativi torsionali, specie in presenza di eccentricità tra CM e CS.

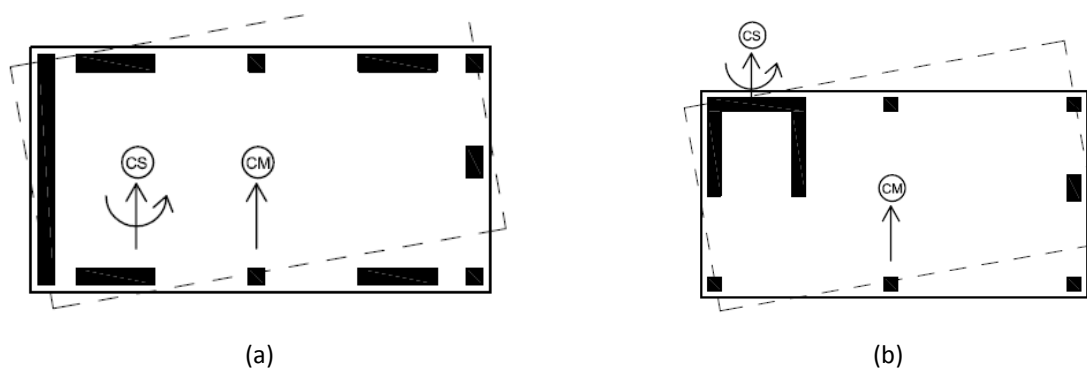


figura 1.9 – (a) Struttura torsionalmente rigida. (b) Struttura torsionalmente deformabile

Un'ulteriore classificazione delle strutture torsionalmente deformabili viene data con riguardo alla disposizione in pianta degli elementi resistenti. Diversi ricercatori, tra cui Paulay [1.16-1.19], hanno studiato il comportamento torsionale di strutture irregolari in pianta in campo anelastico. Essi hanno catalogato le strutture aventi una forte componente torsionale in due tipologie:

- Torsionalmente vincolate o stabili (figura 1.10);
- Torsionalmente non vincolate o instabili (figura 1.11);

Nel primo caso all'interno della struttura esiste almeno una coppia di elementi resistenti che è in grado di assorbire in campo elastico la componente torsionale, senza essere quindi impegnata anche all'assorbimento della forza tagliente (lame 'T' in figura 1.10). Mentre le lame 1-2 sono impegnate ad assorbire sia la forza tagliente V_{Ey} , che una parte della componente torsionale.

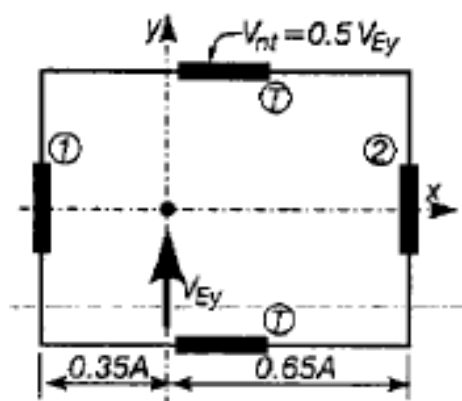


figura 1.10 – Struttura torsionalmente vincolata o stabile [1.19]

Nel secondo caso gli elementi resistenti della struttura devono essere in grado di resistere sia alla forza tagliente sia alle componenti torsionali. Quando tali elementi risultano plasticizzati è evidente che la torsione non può trovare più alcuna resistenza e la rotazione dell'edificio diventa incontrollata, totalmente slegata dalla forza tagliente in ingresso. In figura 1.11a la forza V_{Ey} è assorbita dalle lame 1-2, come pure anche la torsione. Paulay classifica come torsionalmente non vincolata anche la struttura in figura 1.11b.

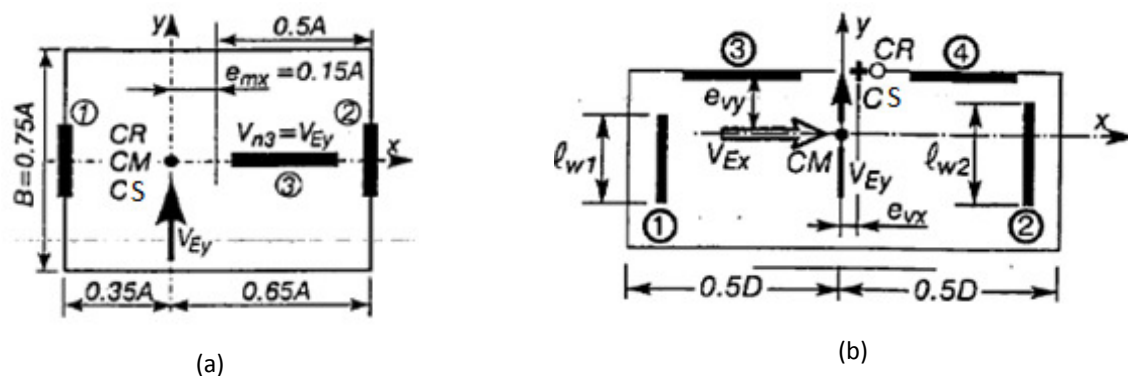


figura I.11 – Strutture torsionalmente non vincolate o instabili [I.19]

La progettazione di edifici torsionalmente vincolati è, come prevedibile, la migliore soluzione per controllare correttamente massima rotazione e spostamento di edifici irregolari in pianta.

Gli studi presenti in letteratura negli ultimi anni sono prevalentemente mirati, come si è già potuto osservare, all'utilizzo del *Displacement-Based Design* per la progettazione strutturale; l'utilizzo di tale approccio permette di stabilire con buona approssimazione la reale configurazione della struttura in condizione di stato limite ultimo, sia in termini di forze che di spostamenti.

I.2.1.3 Intensità dell'azione sismica

Un altro fattore che incide sul comportamento torsionale delle strutture è il tipo di eccitazione sismica, ovvero gli accelerogrammi impiegati e il loro contenuto in frequenza. Soprattutto l'intensità dell'azione sismica stessa è un parametro fondamentale, in quanto si è potuto osservare da studi condotti in letteratura che all'aumentare dell'ingresso in campo plastico della struttura, si riducono gli effetti torsionali, e questo poiché, come è già stato anticipato, cambia la posizione del centro di rigidezza che tende a sovrapporsi al centro di resistenza dell'edificio [I.11-I.15].

I.2.2 Inquadramento normativo

Com'è noto, la progettazione e verifica degli edifici in C.A. in zona sismica, conformemente a quanto indicato nelle più recenti ed evolute normative in materia, può avvenire attraverso metodi e criteri semplificati e uniformati. Tali metodi consentono al progettista di eseguire in modo agevole il proprio lavoro inserendo nel contempo, nelle proprie valutazioni, considerazioni circa il comportamento complesso delle strutture oggetto di studio. Nell'ingegneria sismica occorre però mantenere distinta l'esigenza di semplificare i criteri progettuali dal bisogno di descrivere adeguatamente i fenomeni che governano il comportamento delle strutture.

Da questo punto di vista, uno degli aspetti di maggior criticità è la comprensione e descrizione quantitativa delle capacità dissipative delle strutture. È noto, infatti, che gli edifici in C.A., sottoposti ad azioni cicliche di elevata entità, sono in grado di dissipare parte dell'energia loro fornita attraverso lo sviluppo di deformazioni plastiche e attraverso fenomeni di smorzamento di natura attrittiva. Tale capacità, anche nota come duttilità strutturale, dipende dalle caratteristiche della struttura stessa (regolarità, caratteristiche geometriche globali, accuratezza dei dettagli costruttivi, etc. etc.). La numerosità dei fattori che intervengono, rende immediatamente evidenti le difficoltà che si manifestano quando si tenta una

trattazione esaustiva del fenomeno. Al contempo, specificità e singolarità proprie di ciascun edificio rendono la comprensione del problema ancor più onerosa.

Tale complessità si scontra, come detto, con la necessità da parte degli enti normativi di fornire indicazioni che consentano al professionista un *modus operandi* scorrevole e per quanto possibile semplice. Prescindendo quindi dall'ambizione di fornire una descrizione accurata dei fenomeni dissipativi, le norme forniscono una procedura di carattere *Forced-based* che consente di valutare sommariamente la duttilità e capacità di escursione in campo plastico della struttura oggetto di studio, a partire dalle sue caratteristiche generali. Il metodo si basa essenzialmente sulla determinazione del cosiddetto fattore di struttura 'q', un valore scalare che riassume sinteticamente la capacità dell'edificio di sviluppare deformazioni plastiche, e che viene adottato per ridurre convenzionalmente le azioni indotte dall'evento sismico su una struttura infinitamente elastica. Con le azioni così ridotte viene condotta la progettazione degli edifici secondo un approccio, appunto, alle forze. Alla base del metodo sta la capacità delle strutture duttili di sopperire con capacità deformative adeguate a sollecitazioni che non sarebbero ammissibili in campo elastico.

Pertanto, le norme ammettono tecniche di progetto semplificate, basate su analisi lineari convenzionali sulla base di azioni sismiche che eccitano la struttura opportunamente ridotte attraverso il fattore di struttura q. In questo modo, il progettista può esimersi dal considerare gli effettivi fenomeni dissipativi che avvengono nella struttura, a patto che il rispetto di opportuni dettagli costruttivi garantisca un adeguato livello di duttilità.

Il metodo, nella sua semplicità, introduce evidentemente alcune non trascurabili approssimazioni. Il tentativo di sintetizzare in un unico scalare i fenomeni complessi di cui si è detto, unitamente alla difficoltà di classificare gli edifici sulla base di caratteristiche generali comparabili, impone agli enti normativi di assumere un adeguato livello di sicurezza nella dichiarazione dei fattori di struttura da adottare. Peraltro, se per strutture realizzate *ex novo* le norme forniscono indicazioni piuttosto precise, per edifici esistenti non vi sono molte informazioni a riguardo. Nello specifico, analizzando gli edifici a nucleo oggetto del presente studio, le norme riportano poche indicazioni in merito alle loro reali capacità dissipative per la scarsa conoscenza che si ha a riguardo del loro comportamento in campo non lineare.

Nella definizione della tipologia strutturale ai fini della valutazione del fattore di struttura, le NTC08 [I.20] al paragrafo 7.4.3.1 classificano gli edifici a nucleo tra le strutture deformabili torsionalmente (o torsionalmente flessibili), ovvero strutture composte da telai e/o pareti, la cui rigidezza torsionale non soddisfa ad ogni piano la condizione $r/l_s > 0.8$, nella quale:

- r^2 = rapporto tra rigidezza torsionale e flessionale di piano;
- l_s^2 = raggio d'inerzia polare della distribuzione delle masse di piano (negli edifici a pianta rettangolare è pari a $(L^2+B^2)/12$, essendo L e B dimensioni in pianta del piano);

La stessa definizione viene data dall'EC8-1 [I.21] al paragrafo 5.1.2. Tuttavia tale norma risulta più restrittiva rispetto alle NTC08, in quanto la rigidezza torsionale deve soddisfare ad ogni piano la condizione $r/l_s > 1$ (paragrafo 4.2.3.2, Eq. 4.1b).

E' possibile osservare come il rapporto r/l_s coincida con buona approssimazione al rapporto tra il primo periodo di vibrare flessionale T_f e il primo periodo di vibrare torsionale T_θ . Con riferimento ad un sistema equivalente ad un solo grado di libertà, avente massa traslazionale m (somma delle masse traslazionali dell'edificio) e massa rotazionale $m \cdot l_s^2$, dotato di rigidezza flessionale K_f e la rigidezza torsionale K_θ , si ha:

$$T_f = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m}{K_f}} \quad (1.1)$$

$$T_\theta = 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{\frac{m \cdot l_s^2}{K_\theta}} \quad (1.2)$$

Da cui si ricava l'espressione approssimata:

$$\frac{T_f}{T_\theta} = \sqrt{\frac{K_\theta}{K_f}} \cdot \frac{1}{l_s} = \frac{r}{l_s} \quad (1.3)$$

L'EC8-1 al paragrafo 4.3.3.4.2.7 definisce inoltre una procedura operativa per la valutazione degli effetti torsionali di strutture a nucleo deformabili torsionalmente, ovvero introduce una proposta correttiva ai metodi di analisi di pushover comunemente utilizzati per i soli edifici regolari. Gli spostamenti ottenuti attraverso un'analisi statica non lineare con distribuzione di forze applicata al baricentro (adottando sia un pattern di carico proporzionale alle masse di piano e sia un pattern di carico proporzionale alla forma del primo modo di vibrare), devono essere incrementati tenendo conto degli spostamenti ottenuti con un'analisi spettrale elastica. Questo perché i modi superiori torsionali incidono fortemente sulla risposta dinamica dell'edificio, per il quale un'analisi di pushover standard potrebbe sottostimare gli spostamenti soprattutto sul lato più rigido (*stiff edge*) e pertanto meno deformabile, e sui piani superiori di un edificio con notevole sviluppo verticale.

Per quanto riguarda la definizione dei fattori di struttura q_0 , entrambe le norme propongono gli stessi valori per la classe di duttilità bassa CD'B'-CD'M' (EC8), $q_0=2$, e per la classe di duttilità alta CD'A'-CD'H' (EC8), $q_0=3$.

Il fattore di struttura finale q da utilizzare in fase di progetto e verifica risulta pertanto:

$$q = q_0 \cdot K_R \cdot K_W \geq 1.5 \quad (1.4)$$

dove:

- q_0 è il valore massimo del fattore di struttura che dipende dal livello di duttilità attesa, dalla tipologia strutturale e dal rapporto α_0/α_1 tra il valore dell'azione sismica per il quale si verifica la formazione di un numero di cerniere plastiche tali da rendere la struttura labile e quello per il quale il primo elemento strutturale raggiunge la plasticizzazione a flessione;
- K_R è un fattore correttivo che dipende dalle caratteristiche di regolarità in altezza della costruzione, con valore pari ad 1 per costruzioni regolari in altezza e pari a 0.8 per costruzioni non regolari in altezza;
- K_W è un fattore che tiene conto del possibile collasso delle strutture a seguito della rottura a taglio delle pareti, con valore pari ad 1 per strutture a telaio e miste equivalenti a telai, e pari a $0.5 \leq (1+\alpha_0)/3 \leq 1$ per strutture a pareti, miste equivalenti a pareti, torsionalmente deformabili, dove α_0 è il valore assunto in prevalenza dal rapporto tra altezze e larghezze delle pareti.

I.2.3 Stato dell'arte

Mentre il comportamento sismico in campo lineare di edifici asimmetrici in pianta è stato esaustivamente analizzato, rimangono ancora irrisolti molti punti interrogativi a riguardo del comportamento torsionale in campo non lineare di tali edifici. Sebbene gli studi più recenti in materia abbiano riportato importanti risultati, tuttavia manca un consenso generale e comune nella comunità scientifica riguardo i fattori fondamentali che definiscono il comportamento dinamico non lineare. Nella maggior parte dei casi gli studi sono stati condotti su modelli semplificati, ad esempio ad un piano, più facili da interpretare ma poco rappresentativi di strutture irregolari reali [I.22-I.32]. Negli ultimi anni, tuttavia, sono aumentati gli studi relativi a edifici a più piani più vicini al contesto reale, anche se nella maggior parte dei casi i risultati ottenuti sono troppo specifici rispetto al caso studio esaminato e pertanto risulta difficile poter estrapolare relazioni di carattere più generale [I.33-I.41]. Un'interessante riassunto dello stato dell'arte sullo studio degli effetti torsionali in edifici irregolari è presentato nell'articolo di De Stefano e Pentucchi [I.42], in cui vengono riassunti i maggiori studi condotti dal 2002 al 2008 sia su modelli semplici ad un piano, e sia su modelli più complessi a più piani.

Tra tutti gli studi condotti in questi ultimi venti anni sugli edifici irregolari/asimmetrici in pianta, pochi si sono occupati specificatamente degli edifici a nucleo in esame, e il motivo è sostanzialmente dovuto a due aspetti:

- Gli edifici a nucleo rappresentano strutture fortemente irregolari, in cui il comportamento dinamico in campo non lineare è influenzato da tutti i fattori definiti al paragrafo I.2.1 che interagiscono tra di loro;
- Per descrivere il reale comportamento degli edifici a nucleo soggetti ad azioni sismiche (rigidezza torsionale, stato di sollecitazione complesso con interazione di presso-flessione deviata, tagli e torsione, effetti da ingobbamento contrastato e interazione tra anima-flange e setti- fondazione), servono modelli numerici complessi ed avanzati con elementi *plate* o *brick* in grado di descrivere accuratamente le leggi costitutive dei materiali in esame e il comportamento tridimensionale delle strutture.

In merito al secondo aspetto menzionato, si è visto difatti come i modelli più semplificati e realizzati, o con un unico beam a plasticità concentrata o diffusa (*Stick model*) [I.43] o con un telaio spaziale di beam interconnessi da elementi link a rigidezza opportunamente tarata (*Wide Column Models-WCMs*) [I.44-I.45], risultino un ottimo strumento per analisi di massima da utilizzarsi nella pratica professionale di tutti i giorni, tuttavia sembrano essere molto distanti dal descrivere accuratamente tutti i fenomeni che intervengono nei nuclei, come l'interazione tra il taglio e la torsione o fra la presso-flessione e l'ingobbamento contrastato, e soprattutto risultano essere fortemente dipendenti dal tipo di legge costitutiva che viene assegnata ai setti e ai link di collegamento (generalmente rigidi ad eccezione della sola flessibilità torsionale). Proprio la difficoltà di sviluppare modelli affidabili per interpretare correttamente il comportamento non lineare di nuclei di forma complessa, ha fatto sì che la maggior parte degli studi su edifici torsionalmente deformabili ricadesse su edifici con semplici lame in C.A. a sezione rettangolare. Un altro fattore che ha limitato lo studio degli edifici a nucleo risiede nel fatto che le sperimentazioni su nuclei in C.A. su cui poter validare i modelli numerici sono poche e nella maggior parte dei casi hanno riguardato lame isolate a sezione rettangolare sottoposte a cicli di carico in condizioni quasi statiche [I.46-I.52], carichi pseudo dinamici [I.53] o tests su tavola vibrante [I.54-I.59].

Tra le sperimentazioni più importanti condotte su nuclei a C, per estensione della campagna sperimentale e mole di dati ed informazioni registrate, è possibile citare i tests condotti presso i laboratori ELSA

(European Laboratory for Structural Assessment, Ispra, Italia) e CEA-SACLAY (Commissariat de l'Energie Atomique) da Reynouard e Fardis [I.60], comunemente denominati "Test ELSA-SACLAY" e l'ETH Test realizzati a Zurigo ad opera di Beyer, Dazio e Prestley [I.61-I.62], condotti sulla base dei test ELSA-SACLAY e a completamento di quest'ultimi.

L'obiettivo della sperimentazione ELSA-SACLAY, condotta su otto provini a grandezza reale (figura I.12), di cui metà testati su tavola vibrante (test CEA-SACLAY), mentre l'altra metà sottoposta a carichi quasi-statici (test ELSA), è stata la validazione delle linee guida di progettazione presenti nell'Eurocodice 8 (EC8):1994 [I.63]. I risultati sperimentali hanno messo in luce un buon comportamento duttile dei nuclei confermando la bontà dei requisiti di progettazione in alta duttilità soprattutto nelle zone nodali confinate. Hanno inoltre evidenziato una criticità nella definizione dei tagli resistenti e nella loro redistribuzione tra le parti del nucleo (anima e flange). Ai risultati sperimentali, sono seguite delle simulazioni numeriche [I.64] su un modello ad elementi *plate multy-layer* (figura I.13) (in associazione con leggi costitutive del materiale dedotte da Reynouard su precedenti studi [I.65-I.66]), che hanno dato buoni risultati sia in termini globali (figura I.14) che in termini locali di tensione e deformazione interna. Tuttavia la bontà dei risultati rispetto alle sperimentazioni, era condizionata alla complessità del modello numerico e conseguentemente ad un elevato onere computazionale, con tempi di risoluzione lunghissimi.

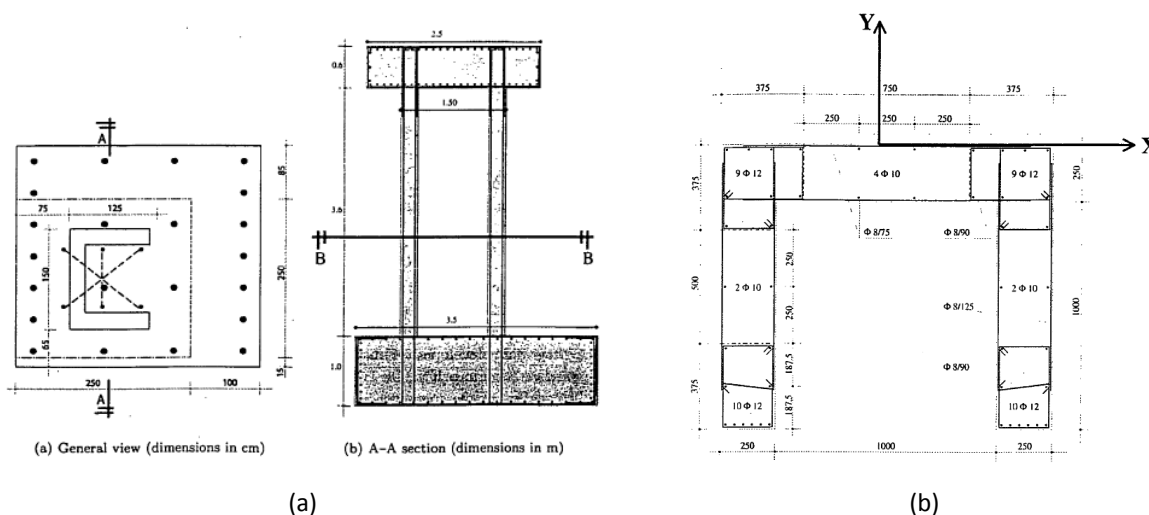


figura I.12 – Provini testati nella sperimentazione ELSA-SACLAY. (a) Pianta e sezione A-A. (b) Sezione B-B [I.64]

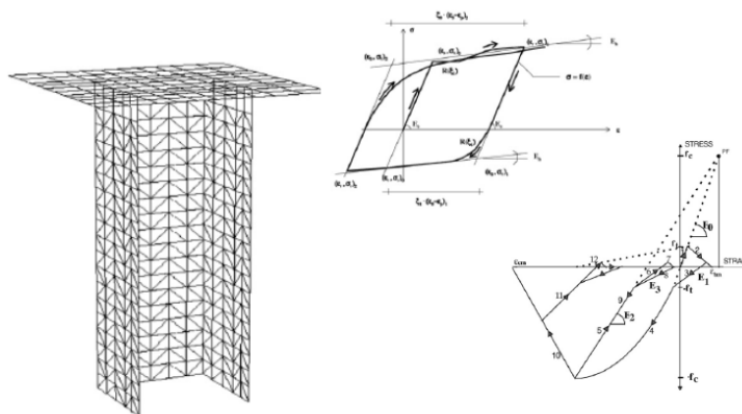


figura I.13 – Modello plate creato con CASTEM2000 [I.67] e modelli costitutivi dei materiali (Reynouard [I.64])

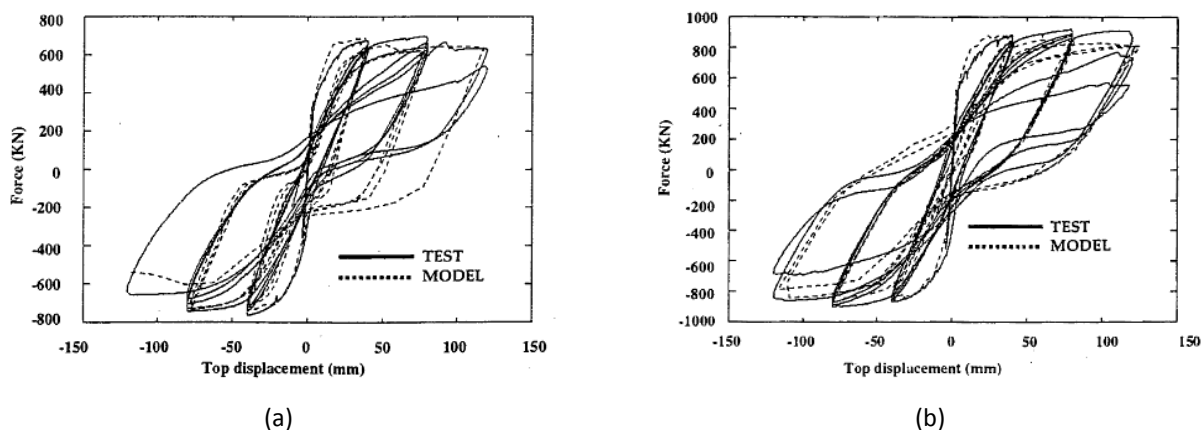


figura 1.14 – Grafico di confronto analisi sperimentale e numerica - test ELSA: (a) Y direction; (b) X direction [1.64]

L'obiettivo della sperimentazione condotta presso i laboratori ETH di Zurigo [1.61-1.62], è stato quello di completare la serie di prove cicliche (test ELSA) su setti con differenti sezioni. Nello specifico sono stati testati due modelli: il modello TUA (figura 1.15a), che riproduce a mezza scala un semplice vano scala/ascensore avente spessore reale di 30cm e altezza pari a due piani, ed il modello TUB (figura 1.15b), che riproduce a mezza scala lo stesso elemento strutturale, ma con uno spessore reale di 20cm.

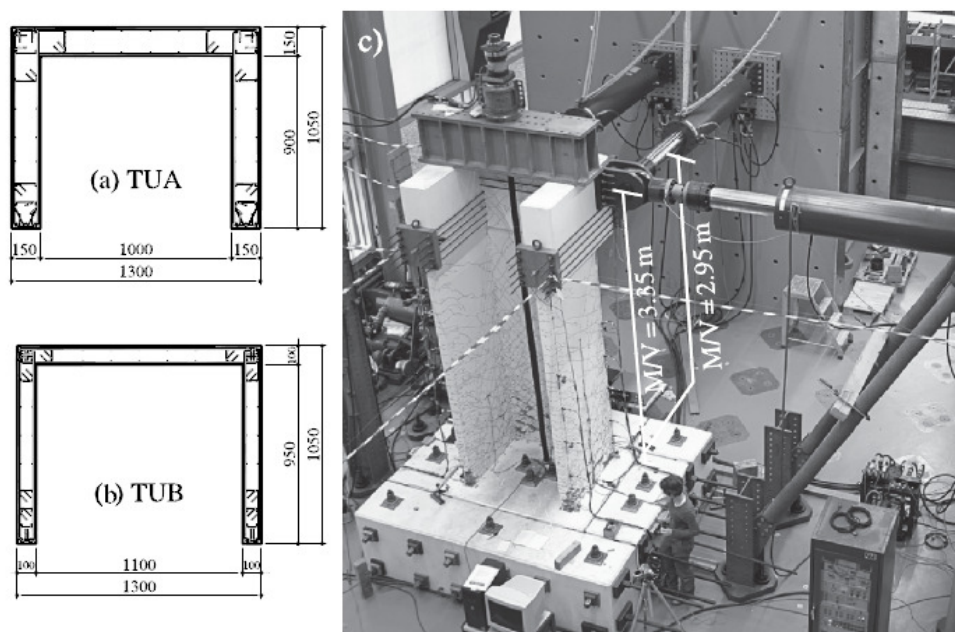


figura 1.15 – Sezioni dei provini TUA (a) e TUB (b) e foto del test setup (c) [1.68]

Anche in questo caso la sperimentazione ha evidenziato un buon comportamento duttile dei due nuclei, a conferma della validità dell'approccio progettuale in alta duttilità adottato dall'EC8. Nello specifico si erano ottenuti valori di duttilità in spostamento pari a 8 per il provino TUA (collassato per tranciamento delle barre longitudinali - figura 1.16) e pari a 6 per il provino TUB (collassato per rottura del calcestruzzo in anima, non adeguatamente confinato e fortemente sollecitato per lo stato di sollecitazione pluriassiale applicato - figura 1.17). Le prove sperimentali hanno inoltre messo in evidenza come la direzione critica fosse quella diagonale, molte volte trascurata in fase di progettazione. I provini hanno dimostrato una

capacità resistente inferiore rispetto a quella stimata in fase di previsione, e anche gli spostamenti taglianti si sono dimostrati maggiori di quelli teorici.



figura 1.16 – (a) Collasso del provino TUA a duttilità 8. (b) Rottura delle barre D12 in posizione F; fessurazione del provino [1.62]

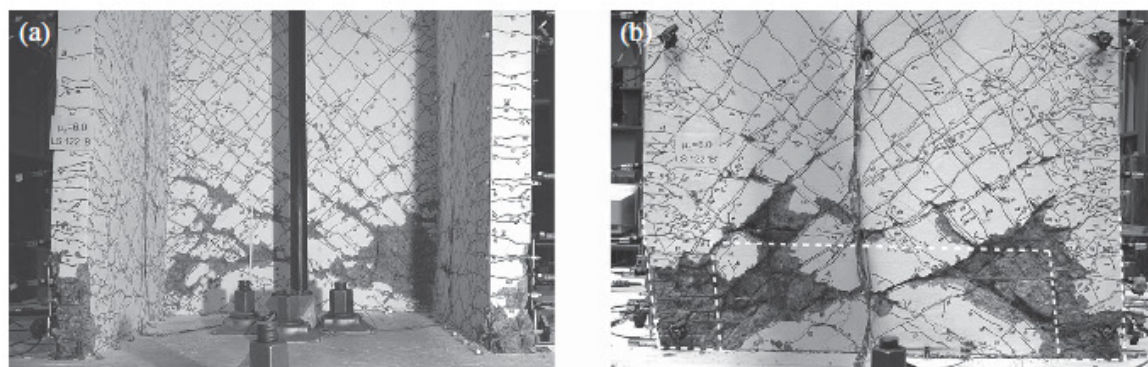


figura 1.17 – (a) Collasso del provino TUB a duttilità 6. (b) Meccanismo di rottura a taglio nell'anima [1.62]

Anche per i test ETH sono state condotte delle simulazioni numeriche, dapprima su un modello semplificato WCM [1.68], e poi su un modello a *plate multi-layer* [1.69].

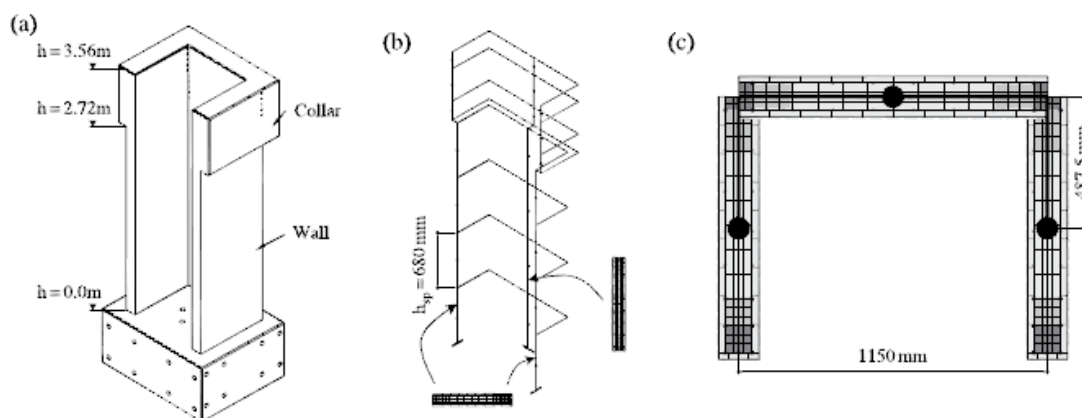


figura 1.18 – Modellazione WCM. (a) Vista isometrica del provino TUA. (b) Modellazione WCM. (c) Discretizzazione a fibre dei singoli elementi della sezione e rappresentazione dei link [1.68]

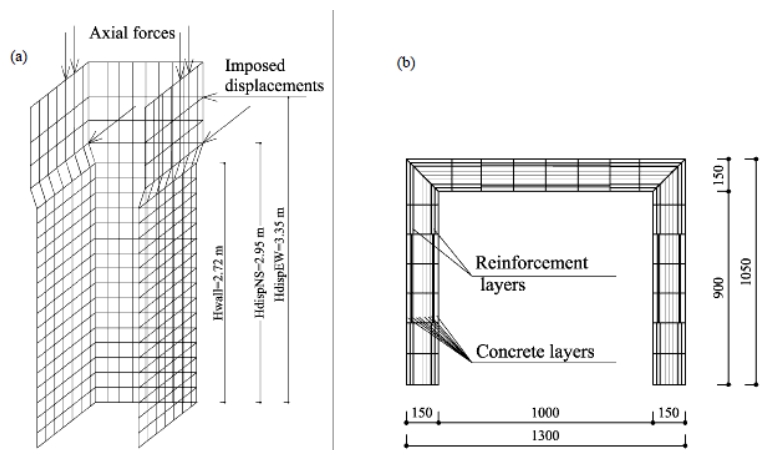


figura 1.19 – Geometria del modello a elementi shell: (a) superficie media 3D della mesh e carichi applicati, (b) sezione trasversale della mesh [1.69]

Gli studi sul modello WCM (figura I.18) hanno permesso di affinare le tecniche di modellazione del telaio spaziale tarando opportunamente le rigidzze degli elementi link, tuttavia, nonostante i buoni risultati ottenuti, hanno messo in luce i limiti del modello di cogliere il reale comportamento tagliante in campo inelastico e soprattutto la trasmissione degli sforzi tra l’anima e le flange, aspetto quest’ultimo fondamentale soprattutto nel caso di sollecitazione diagonale. Gli studi condotti da Constantin e Beyer [1.69] su un modello tridimensionale ad elementi *plate multi-layer* (figura I.19), hanno invece sottolineato una migliore capacità di cogliere le evidenze sperimentali sia da un punto di vista del comportamento globale (figura I.20) che locale.

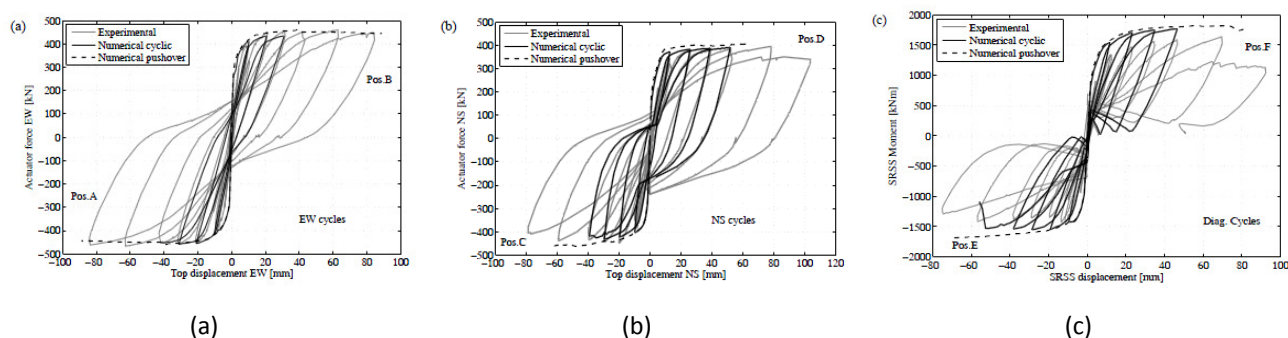


figura 1.20 – Confronto risultati sperimentali vs. numerici. (a) Ciclo isteretico EW, (b) NS e (c) diagonale [1.69]

Sulla base di quanto evidenziato, è possibile asserire come una buona soluzione per considerare il reale comportamento in campo non lineare delle strutture a nucleo in esame potrebbe essere quella di condurre più onerose analisi dinamiche, tuttavia, come si è osservato, servono modelli numerici avanzati non accessibili a tutti e soprattutto richiedono tempi lunghissimi da cui discendono costi non giustificati.

Per sopperire a tale limite, la comunità scientifica internazionale si è impegnata nel mettere a punto metodi *pushover* evoluti che siano in grado di descrivere gli effetti dei modi superiori sia in elevazione che in pianta, come sarà meglio descritto al paragrafo 1.3 a cui si rimanda, e che pertanto possono essere estesi allo studio degli edifici irregolari. Tali metodi si presentano pertanto come uno strumento di analisi sismica intermedio tra le analisi semplificate spettrali, condotte in campo elastico, e le analisi con integrazione al passo con modellazione non lineare degli edifici in esame.

I.3 Edifici a soletta piena bidirezionale

Gli edifici a soletta piena in C.A. bidirezionale risultano meno comuni nel costruito italiano rispetto gli edifici a nucleo. Tuttavia sono da tempo molto utilizzati soprattutto nel Centro-Nord Europa e nel Nord America e la loro tecnologia si sta affermando anche in Italia specie negli interventi di edilizia residenziale e commerciale di dimensioni rilevanti. I solai bidirezionali a soletta piena di C.A., post-compressa o non, sono utilizzati per la loro economicità, velocità esecutiva e la buona efficienza rispetto ai carichi verticali. La caratteristica principale di questi sistemi è la semplicità della cassaforma che porta a velocizzare ed ottimizzare le fasi di costruzione, specie in presenza di maglie strutturali regolari.



figura I.21 – Esempi di edifici a soletta piena bidirezionale [Rif. Internet]

I.3.1 Vantaggi e svantaggi del sistema costruttivo

I solai a soletta piena in C.A. con armatura bidirezionale presentano numerosi vantaggi rispetto le altre tipologie di solai comunemente utilizzati nell'edilizia residenziale e commerciale (solai a travetti tralicciati, solai a lastra tipo predalles, solai a lastre precomprese, *etc. etc.*). I più importanti e riconosciuti benefici ottenibili dall'adozione di uno schema statico a piastra con armatura bidirezionale possono essere brevemente qui di seguito riassunti:

- Intradosso completamente piano: l'eliminazione delle travi fuori spessore, oltre all'evidente aumento delle altezze interne utili, consente di semplificare e velocizzare notevolmente le operazioni in cantiere, il passaggio di impiantistica sospesa ma anche di ottenere agevolmente soffitti 'faccia vista';
- Spessori ridotti: la soluzione a piastra è caratterizzata da spessori minimi, si possono raggiungere in presenza di buona continuità rapporti spessore/luce fino a $1/30 \div 1/35$. Ne consegue la possibilità di ridurre l'altezza del fabbricato (risparmiando così sbancamenti, pilastri, scale, palificazioni), o di aumentare il numero di piani utili dell'edificio a parità di altezza totale;
- Flessibilità: distribuzioni dei pilastri e del perimetro non regolari e sbalzi possono essere facilmente realizzati. Anche la forometria può essere gestita agevolmente tramite l'impiego di opportuni forme da posizionare nei casseri. L'impiego di maglie strutturali libere e senza presenza di pareti con luci anche superiori ai 6-7m, consente così una maggior fruibilità e flessibilità degli spazi interni;

- Resistenza al fuoco: si raggiungono agevolmente resistenze al fuoco R120+R180, semplicemente adottando gli opportuni distanziatori per le barre inferiori da cui derivano i copriferro di progetto;
- Uniformità di massa specifica, che si traduce in un ottimale abbattimento acustico fra i diversi livelli.

In presenza di luci elevate, significativi vantaggi possono essere ottenuti alleggerendo la soluzione a soletta piena con un opportuno sistema di moduli preassemblati a sezione variabile (figura I.22) o attraverso l'ottimizzazione della soletta con un solaio cassettonato a sezione variabile (figura I.23), tali da ottenere le seguenti proprietà in termini prestazionali:

- la soletta alleggerita dimostra in pratica lo stesso comportamento meccanico di una soletta piena (la minor rigidità a parità di sezione è compensata dal minor peso proprio) presentando però al contempo un peso proprio significativamente ridotto. Ne derivano risparmio di calcestruzzo, minori sollecitazioni gravanti sui pilastri e sulle fondazioni, minor impiego di acciaio per armature, casserature più leggere;
- la piastra bidirezionale alleggerita, permette di ottenere strutture con un rapporto "peso proprio/luce" favorevole che, se associata a setti o nuclei di controventamento può garantire ottime prestazioni nei confronti dell'azione sismica, grazie anche alla monoliticità della struttura;
- minor consumo di calcestruzzo che rende possibile la realizzazione di edifici con un ridotto impatto ambientale; caratteristica quest'ultima sempre più richiesta dagli edifici di nuova costruzione.



figura I.22 – Soletta piena alleggerita con moduli preassemblati [Rif. Internet]



figura I.23 – Soletta alleggerita tramite solaio cassettonato a sezione variabile [I.70]

Nonostante i vantaggi riportati, la tecnologia delle solette piene in C.A. ha presentato negli anni alcune evidenti problematiche, soprattutto in merito al comportamento sismico e in genere alle prestazioni strutturali assicurate.

Uno dei maggiori problemi di questi edifici riguarda proprio le connessioni tra la soletta piena e i pilastri dove si hanno alte concentrazioni sia di momenti flettenti che di sforzi taglianti. Specie in assenza di elementi di controvento rigidi, tali concentrazioni possono indurre rotture improvvise di natura fragile da taglio-punzonamento, opposte al tipo di rottura con meccanismi duttili che viene richiesto alle strutture antisismiche. Questi problemi sono stati evidenziati dall'esame dai danni osservati nei terremoti avvenuti in diversi paesi: nel 1995 a Hyogo-ken Nanbu (Giappone), nel 1999 a Kocaeli (Turchia) e a Chi-Chi (Taiwan). Questi avvenimenti hanno mostrato il collasso totale di molte strutture causato, nella quasi totalità dei casi, da una rottura fragile per taglio-punzonamento nei nodi soletta-pilastro.



figura I.24 – Collapsi strutturali di strutture a soletta piena in seguito ad eventi sismici [Rif. Internet]

Connessioni che collassano in questo modo hanno poca capacità rotazionale e quindi un limitato ingresso in campo plastico, il che implica una bassa capacità di dissipare energia e un cattivo comportamento sismico. La maggior parte di questa fragilità è dovuta alle prestazioni poco duttili del calcestruzzo, alla mancanza di ancoraggio delle barre di armatura e alla mancanza di armatura di rinforzo trasversale nei nodi.

I.3.2 Sviluppi tecnologici: utilizzo di calcestruzzo fibrorinforzato

Sviluppi tecnologici recenti nel sistema costruttivo delle solette piene in C.A. hanno visto la proposta di utilizzo di calcestruzzi fibrorinforzati con fibre.

Il cemento armato fibro-rinforzato (FRC) è una miscela di calcestruzzo che contiene un determinato quantitativo di fibre in acciaio o polimeriche disperse casualmente ed uniformemente in tutto l'impasto. Le prime applicazioni sperimentali dell'FRC a livello strutturale furono realizzate negli Stati Uniti per l'esecuzione di pavimentazioni aeroportuali, di barriere per la protezione delle darsene portuali e di rivestimenti temporanei delle gallerie. L'impiego di fibre in acciaio nei sistemi a base cementizia (SFRC) risale al 1962 con gli studi e il conseguente brevetto depositato negli USA da J. P. Romualdi e G. B. Batson. Negli anni '70 il calcestruzzo fibrorinforzato ha iniziato a prendere piede anche in Europa. In Italia questo materiale fu utilizzato esclusivamente nella realizzazione di piccoli elementi prefabbricati quali le tubazioni

di fognatura e i pozzetti prefabbricati. Il suo sviluppo a livello strutturale è stato infatti limitato negli anni a causa della mancanza di una normativa specifica.

L'effetto benefico principale offerto dalle fibre è quello di aumentare in parte la resistenza a trazione, ma soprattutto la duttilità del conglomerato nella fase successiva all'insorgere del fenomeno fessurativo. La presenza di fibre, pertanto, aumenta la tenacità (capacità del calcestruzzo di resistere all'avanzamento delle fessure) del calcestruzzo.

L'FRC viene utilizzato diffusamente in tutte quelle costruzioni, in parziale o totale sostituzione dell'armatura metallica tradizionale, dove si vuole limitare la fessurazione della matrice cementizia per effetto ad esempio del ritiro o dei carichi esterni. Tra le applicazioni più diffuse ci sono:

- le pavimentazioni, industriali e commerciali: le fibre metalliche si sono dimostrate efficaci nel sostituire la rete elettrosaldata comunemente impiegata nel calcestruzzo per pavimentazioni industriali al fine di contrastare la formazione di fessure da ritiro igrometrico e di contenere l'eccessiva apertura dei giunti di contrazione. In questo caso risulta particolarmente diffuso l'impiego di fibre ad estremità uncinata, per migliorare l'aderenza alla matrice cementizia e caratterizzate da rapporti d'aspetto compresi tra 40 e 70 con dosaggi compresi tra 20 e 40 kg/m³;
- la prefabbricazione (cabine, tubazioni, frangiflutti, plinti di fondazione a bicchiere, pannelli murari, pozzetti per acquedotti e fognature, silos, ecc.). Vengono utilizzati ad esempio per la produzione di barriere autostradali note come new jersey per aumentarne la resistenza all'urto;
- il settore delle gallerie, sia nelle opere provvisorie (viene utilizzato nei calcestruzzi spruzzati) sia nei rivestimenti finali (conci prefabbricati per i rivestimenti di gallerie idrauliche, stradali, ferroviarie e metropolitane). Per i calcestruzzi spruzzati si predilige l'impiego di fibre rettilinee caratterizzate da lunghezza non superiore ai 30–40 mm, al fine di non penalizzare eccessivamente la lavorabilità e la pompabilità dell'impasto;
- la costruzione di dighe;
- il confezionamento di calcestruzzi refrattari, soggetti a forti stress termici;
- nelle malte a ritiro compensato;
- comunque in tutte le strutture destinate ad assorbire urti e/o per resistenza a fatica;

Oltre alle applicazioni indicate, l'utilizzo del calcestruzzo fibrorinforzato si sta diffondendo anche nella realizzazione di strutture sismoresistenti, quali telai in C.A. e strutture a soletta piena. Ricerche recenti hanno dimostrato inoltre come i calcestruzzi fibrorinforzati sembrino essere in grado di aumentare la resistenza a taglio-punzonamento dei nodi soletta-pilastro, incrementando inoltre la duttilità grazie al confinamento conferito al calcestruzzo. Tuttavia si tratta ancora di uno stato di ricerca in fase iniziale, in quanto ulteriori studi, soprattutto sperimentali, sono necessari per poter comprendere meglio il comportamento sismico di tali sistemi costruttivi e per poter così affinare modelli analitici di calcolo da introdurre nei codici sismici a supporto dei progettisti.

Un'analisi accurata dello stato dell'arte di tale materiale, nonché delle ricerche e prove sperimentali condotte su nodi soletta-pilastro, è presentata nella Parte 3 del presente lavoro di tesi e a cui si rimanda.

I.3.2 Inquadramento normativo

Gli edifici a soletta piena bidirezionale sono fortemente penalizzati e trascurati dalle norme. Le NTC08 [I.20] non contengono indicazioni specifiche sulla progettazione statica e sismica di tali edifici. L'EC8-1 [I.21] al paragrafo 5.1.1 (2), definisce chiaramente di non trattare tale tipologia strutturale come sistema strutturale primario nei confronti delle sollecitazioni sismiche in accordo al paragrafo 4.2.2, ma fornisce la sola indicazione che il sistema, qualora considerato come struttura secondaria atta a trasferire i soli carichi gravitazionali, deve opportunamente essere progettato tenendo conto degli effetti del secondo ordine indotti dal sisma.

A livello normativo, pertanto, mancano, sia in territorio nazionale (NTC08 [I.20]) che a livello europeo (Eurocodici-EC8 [I.21]), delle linee guida per progettare tali strutture soprattutto in ambito sismico secondo i dettami del *capacity design method* tenendo conto dell'interazione flessione e taglio-punzonamento. In particolare risultano poco chiare le indicazioni su quali fattori di struttura 'q' siano da adottarsi.

Anche le norme USA, sebbene più avanzate, sono ancora in fase di sviluppo e richiedono studi in materia di natura sperimentale. L'ACI 318-05 [I.71] definisce le strutture a soletta piena nella categoria delle strutture iperstatiche a telaio con comportamento prevalentemente flessionale (*Moment frames*). In particolare i sistemi a piastra vengono classificati in due categorie: sistemi con soletta in cemento armato normale (*reinforced concrete (R/C) flat plate systems*), e sistemi con soletta post-tesa (*post-tensioned (PT) flat plate systems*). Vengono fornite poche indicazioni per la progettazione delle solette piene considerate sia come elementi primari, in regioni a bassa sismicità, che come elementi secondari in regioni a medio alta sismicità, fornendo inoltre i dettagli costruttivi per garantire un certo livello di duttilità.

Per quanto riguarda l'utilizzo di calcestruzzi fibrorinforzati, la mancanza di Codici Internazionali per le costruzioni ne ha limitato negli anni il suo utilizzo. Prima della pubblicazione del nuovo *FIB Model Code 2010* [I.72], infatti, erano stati redatti solo alcuni documenti tecnici che descrivevano le principali proprietà degli FRC, le indicazioni per il dimensionamento e la verifica di strutture con calcestruzzi speciali. Erano state inoltre stilate delle linee guida riportanti i metodi di verifica necessari per determinare e definire le proprietà di questi materiali [I.73-I.77]. Questi regolamenti e codici sono stati il riferimento per la progettazione italiana di strutture in FRC. Tuttavia si è ancora molto distanti dall'aver un quadro normativo di ampio utilizzo soprattutto nell'ambito dei sistemi a soletta piena bidirezionale, per i quali la ricerca è in continuo avanzamento.

Riferimenti - Introduzione

- [I.1] Beyer K., Dazio A. and Priestley M. J. N., (2008). Inelastic wide-column models for U-shaped reinforced concrete walls, *Journal of Earthquake Engineering*, 12, Suppl.1: 1-33
- [I.2] Paulay T. and Priestley M.J.N., (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, New York: John Wiley and Sons
- [I.3] Anagnostopoulos S.A., Alexopoulou C. and Stathopoulos K.G., (2010). An answer to an important controversy and the need for caution when using simple models to predict inelastic earthquake response of buildings with torsion, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39: 521-540
- [I.4] Fardis M.N., (2006). *WORKSHOP on the use of the Eurocodes in the Mediterranean Countries*, 27-29 November, Varese, Italy
- [I.5] Coull A. and Tawfik S. Y., (1981). Analysis of core structures subjected to torsion, *Building and Environment*, 16 (3): 221-228
- [I.6] Ile N. and Reynouard J. M., (2000). Nonlinear analysis of reinforced concrete shear wall under earthquake loading, *Journal of Earthquake Engineering*, 4 (2): 183-213
- [I.7] Scott B.D., Park R. and Priestley M.J.N., (1982). Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates, *ACI Journal*, 79 (2): 13-27
- [I.8] Kwan A.K.H., (1993). Improved wide –column-frame analogy for shear/core wall analysis, *ASCE Journal of the structural Engineering*, 119 (2): 420-437
- [I.9] Ile N. and Reynouard J. M., (2005). Behaviour of U-shaped walls subject to uniaxial and biaxial cyclic lateral loading, *Journal of Earthquake Engineering*, 9 (1): 67-94
- [I.10] Topçu A. Structural system irregularities-photos, Civil Engineering Faculty web page, Eskisehir Osmangazi University
- [I.11] Lucchini A., Monti G. and Kunnath S., (2008). A simplified method for evaluating the seismic demand in asymmetric-plan multi-storey buildings, *The 14th conference on Earthquake Engineering*, October 12-17, Beijing, China
- [I.12] Lucchini A., Monti G. and Kunnath S., (2009). Seismic behavior of single-story asymmetric-plan buildings under uniaxial excitation, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38: 1053-1070
- [I.13] Lucchini A., Monti G. and Spacone E., (2010). Asymmetric-plan buildings: irregularity levels and nonlinear seismic response, *ReLuis2010*, Italy
- [I.14] Humar J.M. and Fazileh F., (2010). Discussion of 'Seismic behavior of single-story asymmetric-plan buildings under uniaxial excitation' by Lucchini A., Monti G., Kunnath S., *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39: 705-708
- [I.15] Lucchini A., Monti G. and Kunnath S., (2010). Discussion by Humar and Fazileh of 'Seismic behavior of single-story asymmetric-plan buildings under uniaxial excitation', *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39: 941-944
- [I.16] Paulay T., (1997). Seismic torsional effects on ductile structural wall system, *Journal of Earthquake Engineering*, 1 (4): 721-745

- [I.17] Paulay T., (1997). Displacement-based design approach to earthquake-induced torsion in ductile buildings, *Engineering Structures*, 19 (9): 699-707
- [I.18] Paulay T., (1998). Torsional mechanisms in ductile building systems, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27: 1101-1121
- [I.19] Paulay, T., (2001). Some design principles relevant to torsional phenomena in ductile buildings, *Journal of Earthquake Engineering*, 5 (3): 273-308
- [I.20] D.M. 14/01/2008 (NTC08). Nuove Norme tecniche per le Costruzioni (Regulations for Constructions), Rome, G.U. n. 29 del 04/02/2008 (in Italian)
- [I.21] CEN Eurocode 8, (2004). Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules of buildings, European Committee for Standardization, Brussels
- [I.22] Goel R.K. and Chopra A.K., (1990). Inelastic seismic response of one-story, asymmetric plan systems, Report No. EERC 90/14, University of California, Berkeley, CA
- [I.23] De La Llera J.C. and Chopra A.K., (1995). Understanding the inelastic seismic behavior of asymmetric-plan buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 24 (4): 549-572
- [I.24] Chandler A.M., Duan X.N. and Rutenberg A., (1996). Seismic torsional response: assumptions, controversies and research progress, *European Earthquake Engineering*, 10 (1): 37-51
- [I.25] De Stefano M., Faella G. and Ramasco R., (1998). Inelastic seismic response of one-way plan-asymmetric systems under bi-directional ground motions, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27: 363-376
- [I.26] Stathopoulos K.G. and Anagnostopoulos S.A., (1998). Elastic and inelastic torsion in buildings, *Proceedings of the Eleventh European Conference on Earthquake Engineering*, Paris, France. Balkema: Rotterdam
- [I.27] Riddell R. and Santa-Maria H., (1999). Inelastic response of one-storey asymmetric-plan systems to bi-directional earthquake motions, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28 (3): 273-285
- [I.28] Ghersi A. and Rossi P., (2001). Influence of bi-directional ground motions on the inelastic response of one-storey in-plan irregular structures, *Engineering Structures*, 23 (6): 579-591
- [I.29] Tso W.K, Myslimaj B., (2002). Effect of strength distribution on the inelastic torsional response of asymmetric structural systems, *Proceedings of the 12th European Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 081, London, UK
- [I.30] Peruš I., Fajfar P., (2002). On inelastic seismic response of asymmetric single-storey structures under bi-axial excitation, In: *Proceedings of the third European workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures*, CD ROM. Florence, September
- [I.31] Stathopoulos K.G., Anagnostopoulos S.A., (2003). Inelastic earthquake response of single-story asymmetric buildings: an assessment of simplified shear-beam models, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 32: 1813–1831
- [I.32] Peruš I., Fajfar P., (2005). On the inelastic torsional response of single-storey structures under bi-axial excitation, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 34 (8): 931-941

- [I.33] Boroschek R.L., Mahin S.A., (1992). Investigation of coupled lateral-torsional response in multistory buildings, Tenth World Conference on Earthquake Engineering, 7, Madrid, Spain: 3881-3886
- [I.34] Stathopoulos K.G., Anagnostopoulos S.A., (2002). Inelastic earthquake induced torsion in buildings: results and conclusions from realistic models, In: Proceedings of the 12th European conference on earthquake engineering, CD ROM, London, September
- [I.35] De-la-Colina J., (2003). Assessment of design recommendations for torsionally unbalanced multistorey buildings, *Earthquake Spectra* 19: 47-66
- [I.36] Marušić D., Fajfar P., (2005). On the inelastic seismic response of asymmetric buildings under bi-axial excitation, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34 (8): 943-963
- [I.37] Stathopoulos K.G., Anagnostopoulos S.A., (2005). Inelastic torsion of multi-storey buildings under earthquake excitations, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 34: 1449-1465
- [I.38] Georgoussis G.K., (2007). Modal eccentricities of asymmetric structures, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 15: 339-361
- [I.39] Georgoussis P., Didier J., et al., (2006). The role of inelastic torsion in the determination of residual deformations, *Journal of Earthquake Engineering*, 11: 133-157
- [I.40] Fernandez D. VI, Cruz E.F., (2006). Parametric study of the non-linear seismic response of three-dimensional building models., *Engineering Structures*, 28: 756-770
- [I.41] Lin J.L., Tsai K.C., (2008). Seismic analysis of two-way asymmetric building systems under bi-directional seismic ground motions, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 37 (2): 305-328. DOI: 10.1002/eqe.759
- [I.42] De Stefano M., Pintucchi B., (2008). A review of research on seismic behaviour of irregular building structures since 2002, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 6: 285-308
- [I.43] Mazars J., Kotronis P., Ragueneau F. and Casaux G. (2006). Using multifiber beams to account for shear and torsion. Applications to concrete structural elements, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 195 (52): 7264-7281
- [I.44] MacLeod I.A., (1973). Analysis of shear wall buildings by the frame method, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 55 (2): 593-603
- [I.45] MacLeod I.A. and Hosny H.M., (1977). Frame analysis of shear wall cores, *Journal of the Structural Division, ASCE* 103 (ST10): 2037-2047
- [I.46] Stafford Smith B. and Abate A., (1981). Analysis of non-planar shear wall assemblies by analogous frame, *Proceedings of the Institution of Civil Engineer*, 71 (2): 395-406
- [I.47] Oesterle R., Fiorato A., Johal L., Carpenter J., Russell H. and Corely W., (1976). Earthquake resistant structural walls – tests of isolated walls, Report to National Science Foundation, PCA Construction Technology Laboratories, Skokie, Illinois, USA
- [I.48] Oesterle, R., Aristizabal-Ochoa, J., Fiorato, A. Russell, H., and Corley, W. [1979] “Earthquake Resistant Structural Wall-Tests of Isolated Walls – Phase II,” Report to National Science Foundation, PCA Construction Technology Laboratories, Skokie, Illinois, USA
- [I.49] Vallenás J.M., Bertrero V.V. and Popov E.P., (1979). Hysteretic behavior of reinforced concrete structural walls, Report UBC/EERC-79/20, University of California, Berkeley, CA

- [I.50] Goodsir W.J., (1985). The design of coupled frame-wall structures for seismic actions, Research Report 85-8, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand
- [I.51] Elnashai A., Pilakoutas K. and Ambraseys N., (1990). Experimental behaviour of reinforced concrete walls under earthquake loading, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 19 (3): 389-407
- [I.52] Dazio A., Wenk T. and Bachmann H., (1999). Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklischstatischer Einwirkung (Quasi-static cyclic tests on RC structural walls), Technical Report, IBK Report Nr. 239, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zurich, Switzerland
- [I.53] Thiele K., Wenk T. and Bachmann H., (2000). Versuche an Stahlbetontragwänden unter pseudodynamischer Einwirkung (Pseudo-dynamic tests on RC structural walls), Technical Report, IBK Report Nr. 257, Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zurich, Switzerland
- [I.54] Rothe D.H., (1992). Untersuchungen zum nichtlinearen Verhalten von Stahlbetonwandscheiben unter Erdbebenbeanspruchung (Studies on the nonlinear behaviour of RC walls subjected to seismic loading), VDI Fortschrittsberichte No. 117, Düsseldorf, Germany
- [I.55] Yabana S., Kanazawa K., Ohmiya Y., Taniguchi H. and Kambayashi A. (1996). Shaking table tests of earthquake resisting walls, Proc. of the 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico
- [I.56] Inoue N., Yang K. and Shibata A., (1997). Dynamic non-linear analysis of reinforced concrete shear wall by finite element method with explicit analytical procedure, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26 (9): 967-986
- [I.57] Sollogoub P., Combescure D., Queval J.-C. and Chaudat T., (2000). In plane seismic behavior of several 1/3rd scaled R/C bearing walls – Testing and interpretation using non linear numerical modeling, Proc. of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand
- [I.58] Lestuzzi P., Wenk T. and Bachmann H., (1999). Dynamische Versuche an Stahlbetontragwänden auf dem ETH-Erdbebensimulator (Shaking table tests on RC structural walls), Technical Report, IBK Report Nr. 240, Institut für Baustatik und Konstruktion, ETH Zurich, Switzerland
- [I.59] Pinho R., (2000). Shaking table testing of RC walls, *ISET Journal of Earthquake Engineering, Special Issue on Experimental Techniques*, 37 (4): 119-142
- [I.60] Reynouard J.M. and Fardis M.N., (2001). Shear wall structures, CAFEEL-ECOEST/ICONS Thematic Report No. 5, LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil), Lisboa, Portugal
- [I.61] Beyer K., Dazio A. and Priestley M.J.N., (2008). Seismic design of torsionally eccentric buildings with U-shaped walls, *Research Report No. ROSE-2008/3*, Ed. IUSS Press, pag.303
- [I.62] Beyer K., Dazio A. and Priestley, M.J.N., (2008). Quasi-static cyclic tests of two u-shaped reinforced concrete walls, *Journal of Earthquake Engineering*, 12 (7): 1023-1053
- [I.63] CEN Eurocode 8, (1994). Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules of buildings, European Committee for Standardization, Brussels
- [I.64] Ile N. and Reynouard J.M., (2005). Behaviour of U-shaped walls subject to uniaxial and biaxial cyclic lateral loading, *Journal of Earthquake Engineering*, 9 (1): 67-94
- [I.65] Ile N. and Reynouard J.M., (2000). Nonlinear analysis of reinforced concrete shear wall under earthquake loading, *Journal of Earthquake Engineering*, 4 (2): 183-213

- [I.66] Ile N., Reynounrd J.M. and Georjin J.F., (2002). Non-linear response and modeling of RC walls subjected to seismic loading, ISET Journal of Earthquake Technology, 39 (1-2): 1-21
- [I.67] Millard A., (1993). CASTEM 2000, Manuel d'utilisation, CEA-LA MBS Report No. 93/007, Saclay, France, 186p
- [I.68] Beyer K., Dazio A. and Priestley, M.J.N., (2008). Inelastic wide-column models for U-shaped reinforced concrete walls, Journal of Earthquake Engineering, 12 (S1): 1-33
- [I.69] Constantin R. and Beyer K., (2012). Modelling of reinforced concrete core walls under bi-directional loading, in 15 WCEE, Lisboa (Portugal)
- [I.70] Zaharia R., Taucer F., Pinto A., Molina J., Vidal V., Coelho E., Candeias P., (2006). Pseudodynamic Earthquake Tests on a Full-Scale RC Flat-Slab Building Structure, Institute for the Protection and Security of the Citizen European Laboratory for Structural Assessment (ELSA) -21020 Ispra (VA), Italy
- [I.71] ACI committee 318, (2005). Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-05). Farmington Hills (MI): American Concrete Institute (ACI)
- [I.72] Walraven J. (convener), (2012). Model Code 2010. Final draft, vols. 1 & 2., fib Bulletin Nos. 65 & 66, ISBN 978-2-88394-105-2
- [I.73] Raccomandazioni finali del RILEM (Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de recherches sur les Matériaux et les construction) TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete, 2001-2003
- [I.74] Documento tecnico 204, (2006). Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture di Calcestruzzo Fibrorinforzato, Consiglio Nazionale delle Ricerche
- [I.75] BS EN 14889 Part 1, (2006). Steel Fibres for concrete – Definitions, specifications and conformity, Agosto 2006
- [I.76] BS EN 14889 Part 2, (2006). Polymerhic Fibres for concrete – Definitions, specifications and conformity, Agosto
- [I.77] EN 14651, (2007). Test method for metallic fibered concrete - Measuring the flexural tensile strength (Limit Of Proportionality (LOP), residual

Parte 1 Valutazione dei metodi pushover evoluti. Validazione e proposta di correzione del metodo N1

1.1 Introduzione

Per molti anni l'unica alternativa ai metodi lineari (analisi statica o modale) per la valutazione della prestazione sismica delle strutture è stata l'analisi dinamica non lineare. Tale metodo, pur rimanendo quello che meglio consente di cogliere la risposta sismica delle strutture (a condizione di scegliere un'adeguata modellazione del comportamento ciclico non lineare degli elementi strutturali e di simulare correttamente l'eccitazione sismica), rimane ancora uno strumento accessibile solo a pochi specialisti del settore. Spinti dall'esigenza di valutare la domanda di spostamento e la richiesta di deformazioni plastiche imposte agli elementi strutturali durante un evento sismico senza dover eseguire complesse ed onerose analisi dinamiche non lineari, sono stati formulati i cosiddetti metodi statici non lineari o metodi *pushover*. Tra i metodi statici non lineari presenti in letteratura, il metodo dello spettro di capacità CSM [1.1] e il metodo N2 [1.2-1.4] hanno conquistato negli anni un consenso sempre più ampio nella comunità scientifica, tanto che il loro uso è oggi consentito da diverse normative antisismiche (ad esempio Eurocodice 8 (EC8) [1.5] nella U.E.; ATC 40 [1.7] e FEMA 440 [1.8] negli U.S.A.; D.M. 14/01/2008 (NTC08) [1.9] e relativa Circolare applicativa 02/02/2009 [1.9] in Italia) che ne limitano tuttavia l'utilizzo ai soli casi di regolarità strutturale in pianta desumibile dalle forme modali elastiche e dalla relativa massa modale partecipante. Le differenze tra le procedure proposte dai vari codici sismici riguardano sostanzialmente le semplificazioni introdotte da ciascuno al fine di rendere l'analisi più immediata da usare nella pratica professionale. Generalmente tutti impongono l'utilizzo di almeno due distribuzioni di forze orizzontali, di cui una proporzionale al primo modo di vibrare, e la seconda proporzionale alle masse di piano, per poi prendere l'involuppo dei risultati ottenuti.

E' ben noto come il metodo N2 [1.2-1.4] non possa essere applicato allo studio degli edifici irregolari, ad esempio edifici torsionalmente deformabili, irregolari in pianta ed edifici alti, ovvero tutti gli edifici in cui la risposta strutturale è influenzata dai modi superiori e non può essere sintetizzata con il solo primo modo di vibrare. In letteratura sono stati sviluppati negli ultimi venti anni diversi metodi statici non lineari (metodi pushover evoluti) per sopperire a questa limitazione. Quasi tutti i metodi proposti combinano gli effetti di un'analisi pushover base (ad esempio condotta secondo il metodo N2) con i risultati di un'analisi spettrale

elastica in modo da considerare l'effetto dei modi superiori sia in pianta che in altezza. Nel presente lavoro di tesi ci si è dedicati inizialmente alla ricerca e allo studio dei metodi di pushover evoluti per l'analisi sismica di edifici alti e irregolari in pianta. Una breve ma esaustiva presentazione dei maggiori metodi sviluppati in letteratura ed una valutazione della loro applicabilità al caso studio degli edifici a nucleo in esame, è riportata ai paragrafi 1.2.1 e 1.2.2 della presente tesi e a cui si rimanda.

Nonostante lo sviluppo dei metodi di pushover evoluti, nelle applicazioni pratiche, il metodo N2 viene sovente usato anche per edifici che presentano irregolarità in quanto i metodi più avanzati non sono ancora contemplati in maniera esaustiva dai vari codici sismici¹. La maggior parte dei metodi statici non lineari che implementano il metodo N2 sviluppato da Fajfar *et al.* [1.2-1.4] richiede la definizione esplicita del sistema ad un grado di libertà (SDOF- *Single degree of freedom system*) equivalente, rendendo così la procedura piuttosto complessa e meno intuitiva. Per oltrepassare tale limite, recentemente è stata proposta da Bosco *et al.* [1.10] una procedura statica non lineare alternativa, chiamata metodo N1. Tale metodo mantiene lo stesso *background* teorico di tutti gli altri metodi di pushover, tuttavia non richiede la definizione esplicita del sistema SDOF. L'abbreviazione N1 vuole infatti sottolineare che si tratta di un metodo non lineare (N) e che risolve un solo modello (1) della struttura, ovvero il sistema reale a più gradi di libertà (MDOF-*Multi degree of freedom system*). Attraverso il metodo N1, la domanda in spostamento o *performance point* viene determinata direttamente attraverso un'analisi spettrale elastica (RSA-*Response Spectral Analysis*) [1.11] opportunamente corretta per considerare la non linearità della struttura. Concettualmente tale procedura riprende l'approccio del metodo FEMA 368 [1.12] e del FEMA 369 [1.13], ma introduce delle migliorie che permettono di considerare la riduzione di rigidità del sistema plastico e quindi l'incremento di periodo. Nella formulazione classica del metodo N2 ciò viene ottenuto attraverso la bilinearizzazione della curva di capacità.

Uno dei vantaggi più importanti del metodo N1, riguarda il fatto che, determinando il *performance point* attraverso una semplice analisi spettrale elastica (RSA), è possibile correlare direttamente i valori di massima accelerazione di picco PGA (*Peak Ground Acceleration*) con lo spostamento D_c del punto di controllo, generalmente assunto nel centro di massa del piano in sommità. In questo modo, alla classica relazione taglio alla base V_b - spostamento in sommità richiesto D_c (figura 1.1a), è possibile aggiungere un'ulteriore relazione (non-lineare) tra la PGA e lo spostamento D_c stesso (figura 1.1b). Tale approccio rende il metodo N1 più in linea con le moderne filosofie di progettazione sismica in accordo al *Direct Displacement-Based Design* (DDBD) [1.14-1.15], in cui è possibile fissare gli spostamenti di progetto per i vari livelli di servizio richiesti e risalire ai corrispondenti valori di PGA ammissibile.

Un ulteriore vantaggio del metodo N1 è legato proprio allo studio degli edifici irregolari oggetto della presente tesi. Come si è già anticipato, i metodi avanzati proposti in letteratura per lo studio degli edifici irregolari, combinano gli effetti di un'analisi pushover base con i risultati di un'analisi spettrale. Attraverso il metodo N1 questo passaggio viene reso più immediato, in quanto il *performance point* viene determinato direttamente con un'analisi spettrale opportunamente corretta.

E' stato dimostrato [1.10] come il metodo N1 sia in grado di restituire gli stessi risultati, in termini di domanda di spostamento, del metodo N2, ma solo nel caso in cui venga effettuata un'analisi di pushover con distribuzione di forze proporzionale al primo modo di vibrare, mentre applicando una distribuzione di

¹ Nell'EC8 [1.5] è stato recentemente introdotto il paragrafo 4.3.3.4.2.7 "*Procedure for the estimation of the torsional effects*", in cui viene indicato di integrare ai risultati di un'analisi pushover base, gli spostamenti e drifts di piano ottenuti mediante analisi elastica spettrale per considerare l'effetto dei modi superiori in edifici alti e torsionalmente deformabili.

forze uniforme, ovvero proporzionale alle masse di piano, la procedura si allontana dal metodo N2 soprattutto per strutture con periodi bassi, inferiori a T_C , e per strutture con periodi alti, maggiori di T_D .

Sulla base delle potenzialità evidenziate del metodo N1 e dell'incoerenza rilevata rispetto al metodo N2, sono stati condotti degli studi, innanzitutto per validare il metodo N1 anche su edifici con distribuzione di masse irregolare in altezza, ed in particolare per proporre una procedura corretta (metodo N1 corretto), in grado di allinearsi perfettamente al metodo N2, di comprovata affidabilità, anche nel caso di distribuzione di forze proporzionali alle masse di piano, mantenendo comunque la semplicità ed immediatezza della procedura base come formulata da Bosco *et al.* [1.10]. Tale studio, riportato nella prima parte del presente lavoro di tesi, è stato condotto attraverso un'ampia analisi parametrica su un campione di 22 telai bidimensionali con connessioni rigide, di cui 10 telai in acciaio e 12 telai in C.A.. Il metodo N1 corretto, qui di seguito presentato, può essere applicato sotto le stesse ipotesi di validità del metodo N2, tuttavia si presta ad una più immediata estensione nel caso si vogliono studiare edifici irregolari il cui comportamento è governato dai modi superiori.

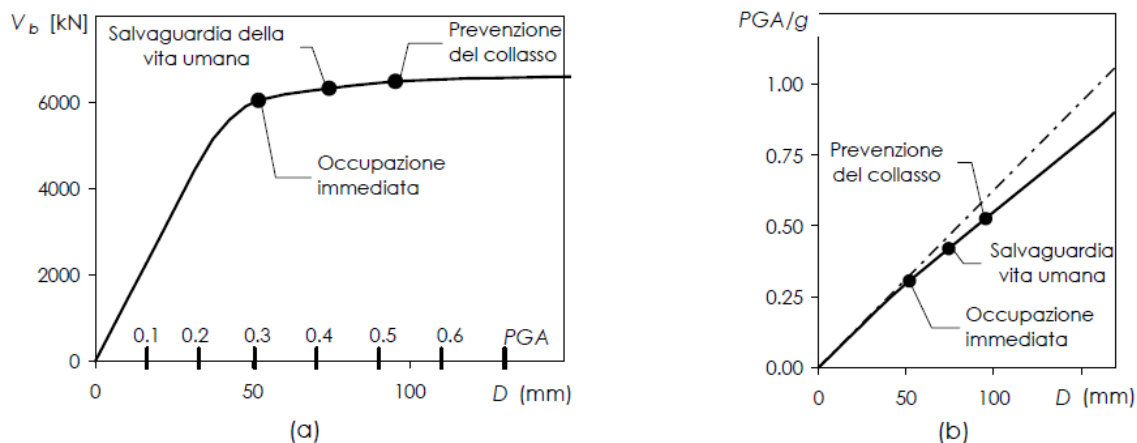


figura 1.1 – a) Rappresentazione della curva di prestazione con doppia scala. b) Relazione tra spostamenti della curva di prestazione e accelerazioni di picco al suolo [1.16]

1.2 Breve descrizione dei metodi statici non lineari

Nonostante alcune importanti differenze concettuali che li distinguono, tutti i metodi statici non lineari si articolano in due fasi fondamentali:

- a) *Determinazione della curva di capacità della struttura.* La curva di prestazione o curva di capacità della struttura, rappresentata dalla relazione tra taglio alla base V_b e spostamento D_c di un punto di controllo in genere preso all'ultimo piano dell'edificio, descrive l'evoluzione della risposta strutturale all'aumentare dell'intensità dell'evento sismico. Ciò si ottiene attraverso un'analisi statica incrementale o di pushover, nella quale l'intensità delle forze orizzontali agenti sulla struttura a livello del solaio j -esimo viene incrementata monotonicamente fino al raggiungimento di un assegnato stato limite (ad esempio il collasso della struttura). La distribuzione di forze F_{ij} utilizzata nell'analisi è ottenuta moltiplicando un profilo di spostamenti ϕ_{ij} , in genere normalizzato al valore unitario della componente del vettore degli spostamenti assunti, per le masse di piano m_j ($j=1:n$).

$$F_{ij} = m_j \phi_{ij} \quad (1.1)$$

Il pedice "i", riferito alle grandezze dipendenti dall' i -esimo profilo di spostamenti ϕ_{ij} adottato nell'analisi, sarà sostituito nel proseguo dal valore "1" quando si vuole indicare un profilo di spostamenti relativo al primo modo di vibrare e con la lettera "u" per indicare un profilo di spostamenti costante ai vari piani.

Ciò premesso, in piena generalità il periodo T_i di un sistema MDOF elastico che vibra secondo la forma ϕ_{ij} si scrive:

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{m_i^*}{K_{t,i}}} \quad (1.2)$$

dove $K_{t,i}$ è la rigidità tangente ottenuta come rapporto tra il taglio alla base e lo spostamento del punto di controllo, ottenuto con una distribuzione di forze proporzionale alla forma Φ_{ij} utilizzata, mentre m_i^* è data da:

$$m_i^* = \sum_{j=1}^n \frac{m_j \phi_{ij}}{\phi_{in}} \quad (1.3)$$

e si può dimostrare [1.10] essere legata alla effettiva massa modale partecipante M_i^* dalla seguente relazione:

$$m_i^* = \frac{M_i^*}{\phi_{in} \Gamma_i} \quad (1.4)$$

dove Γ_i è il fattore di partecipazione modale così definito:

$$\Gamma_i = \frac{\sum_{j=1}^n m_j \phi_{ij}}{\sum_{j=1}^n m_j \phi_{ij}^2} \geq 1 \quad (1.5)$$

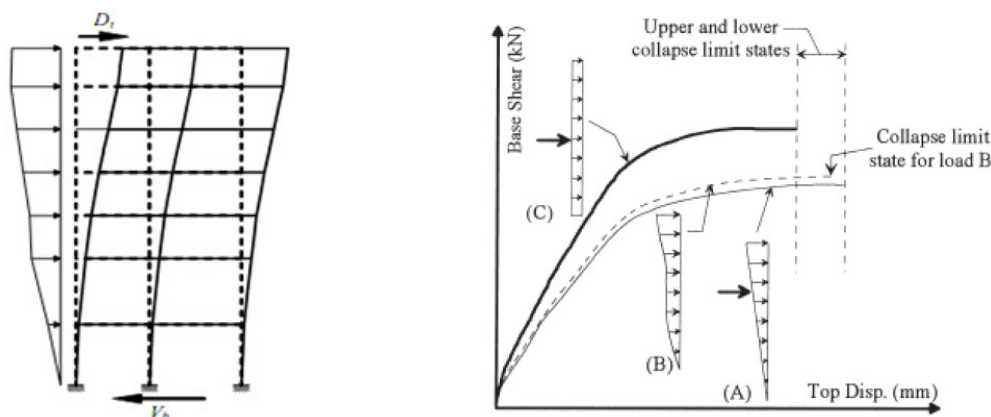


figura 1.2 – Determinazione della curva di capacità del sistema MDOF per differenti pattern di carico [1.17]

- b) *Determinazione della domanda di spostamento richiesto per una data PGA di progetto.* Si tratta di individuare il punto di funzionamento della struttura (*Performance Point*) conseguente alla PGA assegnata, ovvero quel punto in cui la capacità sismica di una struttura e la domanda sismica imposta si eguagliano. Ciò è fatto attraverso lo studio di un sistema SDOF ad un solo grado di libertà equivalente al sistema MDOF. Il metodo N2 [1.2-1.4] impiega un sistema inelastico rappresentato mediante una curva di prestazione bilinearizzata elastico-perfettamente plastica ottenuta da quella reale mediante valutazioni di equivalenza energetica e caratterizzata da una resistenza $V_{by,i}$ ed uno spostamento di snervamento $D_{cy,i}$. Il passaggio da curva di prestazione del sistema MDOF alla curva di capacità del sistema SDOF equivalente avviene assumendo che la struttura si deformi secondo la forma Φ_{ij} ed assimilando così l'edificio ad un oscillatore semplice con massa m_i^* uguale a quella precedentemente definita nell' Eq. (1.3). La rigidità del tratto elastico $K_{s,i}$, definita anche "rigidezza secante", è pari al rapporto $V_{by,i} / D_{cy,i}$. Si ricorda inoltre, in piena generalità, che nella struttura MDOF reale il taglio alla base dovuto alle forze modali corrispondenti alla forma Φ_{ij} vale:

$$V_{bel,i} = m_i^* \phi_{in} \Gamma_i S_{ael}(T_i) = M_i^* S_{ael}(T_i) \quad (1.6)$$

ed il corrispondente spostamento all'ultimo piano vale:

$$D_{el,i} = \phi_{in} \Gamma_i S_{del}(T_i) \quad (1.7)$$

Dove S_{ael} è la pseudo-accelerazione spettrale, mentre S_{del} è lo spostamento spettrale.

Si trasforma quindi la curva di prestazione del sistema MDOF nella “curva di capacità” del sistema SDOF equivalente, che mette in relazione forze F_i^* e spostamenti $D_{c,i}^*$:

$$F_i^* = \frac{V_{b,i}}{\phi_{in} \Gamma_i} \quad (1.8a)$$

$$D_{c,i}^* = \frac{D_{c,i}}{\phi_{in} \Gamma_i} \quad (1.8b)$$

Il periodo T_i^* del sistema SDOF risulta dunque:

$$T_i^* = 2\pi \sqrt{\frac{m_i^*}{K_{s,i}^*}} \quad (1.9)$$

Dove:

$$K_{s,i}^* = \frac{F_{y,i}^*}{D_{cy,i}^*} = K_{s,i} = \frac{V_{by,i}}{D_{cy,i}} \quad (1.10)$$

in quanto la costante di trasformazione $\phi_{in} \Gamma_i$ è la stessa sia per gli spostamenti che per le forze, ovvero il sistema SDOF ha la stessa rigidezza del sistema reale MDOF. Nel metodo N2 la determinazione della risposta sismica del sistema SDOF è estremamente agevole quando il suo periodo è superiore a T_C (periodo di passaggio tra il campo a pseudo-accelerazione costante e quello a pseudo-velocità costante). In tal caso, infatti, si assume che lo spostamento del sistema sia pari a quello del sistema elastico di eguale periodo; pertanto $D_{c,i}^*$ potrà essere desunto direttamente dallo spettro di risposta elastico. Nei casi in cui il periodo T_i^* risulta inferiore a T_C , invece, lo spostamento $D_{c,i}^*$ è maggiore dello spostamento spettrale elastico $S_{del}(T_i^*)$ e può essere determinato amplificando quest'ultimo in funzione del fattore di riduzione delle forze sismiche q_i^* (rapporto tra la forza che il sistema SDOF subirebbe se rimanesse elastico e quella di plasticizzazione). In virtù di quanto detto, poiché i codici forniscono lo spettro in termini di pseudo-accelerazione spettrale, calcolato il valore di S_{ael} , si determina $D_{c,i}^*$ con le seguenti relazioni:

$$D_{c,i}^* = S_{del}(T_i^*), \dots \text{if } \dots T_i^* \geq T_C \dots \text{or } \dots q_i^* \leq 1 \quad (1.11a)$$

$$D_{c,i}^* = S_{del}(T_i^*) \frac{1}{q_i^*} \left(1 + (q_i^* - 1) \frac{T_C}{T_i^*} \right), \dots \text{if } \dots T_i^* < T_C \dots \text{and } \dots q_i^* > 1 \quad (1.11b)$$

Dove:

$$q_i^* = \frac{S_{ael}(T_i^*)m_i^*}{F_{y,i}^*} \quad (1.12)$$

Nell'ultimo passo del procedimento, invertendo la relazione di trasformazione nell'Eq.(8b) si determina lo spostamento massimo $D_{c,i}$ del punto di controllo del sistema MDOF:

$$D_{c,i} = \phi_{in} \Gamma_i D_{c,i}^* \quad (1.13)$$

La risposta sismica completa, in termini di sollecitazioni, spostamenti, deformazioni plastiche, etc. etc., è determinata come risultato fornito dall'analisi statica incrementale in corrispondenza di uno spostamento all'ultimo piano dell'edificio pari a $D_{c,i}$ o più precisamente come massimo registrato durante tutto il procedimento di carico, da 0 a $D_{c,i}$.

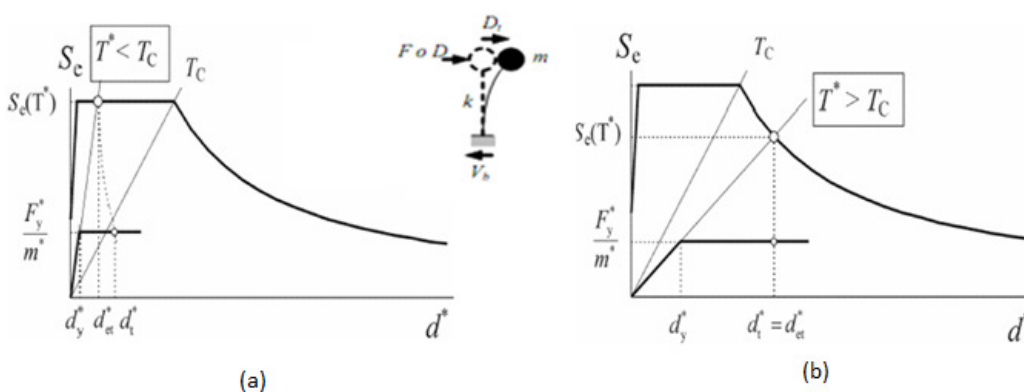


figura 1.3 – Determinazione della domanda di spostamento richiesto del sistema SDOF per una data PGA di progetto. (a) Principio di uguale energia. (b) Principio di uguale spostamento

1.3 Metodi statici non lineari per edifici alti ed irregolari

L'ipotesi base per la validità dei metodi statici non lineari è che il comportamento della struttura deve essere governato dal primo modo di vibrare e che la forma modale resti invariata anche dopo il superamento del limite elastico. Per tale motivo la validità dei metodi di pushover resta limitata ai soli edifici regolari che possono essere rappresentati mediante modelli semplificati bidimensionali. Negli edifici alti ad esempio, o negli edifici irregolari in pianta, l'ipotesi base viene meno in quanto i modi superiori giocano un ruolo fondamentale nel descrivere il comportamento dinamico dell'intera struttura che non può essere pertanto rappresentato dal solo primo modo di vibrare.

Tuttavia, l'immediatezza dei metodi di pushover come strumento di valutazione sismica nei confronti delle più onerose analisi dinamiche non lineari, ha spinto molti ricercatori a sviluppare dei metodi di pushover evoluti, adattivi e non adattivi, che siano in grado di descrivere gli effetti dei modi superiori sia in altezza che in pianta [1.18-1.37]. Tra i metodi che hanno trovato maggior diffusione, è possibile citare il metodo MPA (*Modal Pushover Analysis*) e successive modifiche e sviluppi (MMPA- *Modified Modal Pushover Analysis* e PMPA- *Practical Modal Pushover Analysis*) di Chopra *et al.* e Reyes [1.20-1.24], l'N2-Extended method di Fajfar *et al.* [1.25-1.28], il metodo GPA (*Generalized Pushover analysis*) di Sucuoglu e Gunay [1.30], il metodo FTPA (*Force Torque Pushover Analysis*) di Pinho *et al.* [1.32] e per concludere l'R-method sviluppato da Lucchini *et al.* [1.34]. Per la maggior parte di essi, si tratta di metodi basati su assunzioni ed ipotesi derivanti dall'osservazione del comportamento reale di tali edifici, e non su fondamenti teorici rigorosi, e pertanto seppure abbiano dato buoni risultati sembrano essere limitati ai soli casi studio trattati, ovvero modelli esemplificati o edifici che presentano irregolarità, soprattutto in pianta, contenute.

Vengono qui di seguito riportate, a puro titolo informativo, due delle procedure che hanno avuto maggior successo e sviluppo negli anni, ovvero il metodo MPA e successive modifiche (MMPA e PMPA) e l'N2-extended method. Per tutti gli altri metodi menzionati si rimanda direttamente alla bibliografia citata.

1.3.1 MPA – Modal Pushover Analysis

Il metodo MPA sviluppato da Chopra *et al.* [1.20-1.21], è un'evoluzione di un'analisi pushover base, con fondamenti teorici sulla dinamica delle strutture [1.11] e consistente con l'analisi spettrale (RSA). Tale metodo, descritto *step by step* in [1.21], a cui si rimanda, mantiene la semplicità concettuale e l'efficacia computazionale delle procedure standard che utilizzano profili di carico non adattivi. La domanda sismica, in termini di spostamenti e drifts di piano, è ottenuta combinando la domanda sismica derivante da ogni singola analisi pushover applicata per ognuna delle forme modali superiori significative. In questo modo, la struttura reale (sistema MDOF), viene scomposta in più sistemi ad un solo grado di libertà equivalenti (sistemi SDOF) e per ciascuno di essi viene eseguita un'analisi di pushover standard secondo le procedure base. Se applicata ad un sistema elastico, l'analisi MPA, per come concepita, risulta del tutto equivalente ad un'analisi spettrale (RSA). Ulteriori sviluppi per semplificare l'analisi MPA e renderla più operativa, hanno portato dapprima all'analisi MMPA [1.22] e successivamente all'analisi PMPA [1.23].

Nell'analisi MMPA, l'edificio è trattato come elastico nel definire le risposte sismiche dei modi superiori al terzo, mentre nell'analisi PMPA viene introdotta un'ulteriore semplificazione, ovvero la domanda sismica (*performance point*) per ogni singolo modo trattato, viene stimata attraverso lo spostamento ricavato dallo spettro di risposta elastico, corretto opportunamente per considerare il reale comportamento plastico

attraverso le relazioni proposte in letteratura. In pratica, mentre nell'analisi base MPA lo spostamento richiesto di ogni singolo sistema SDOF (le cui proprietà in termini di massa e rigidità sono ricavate mediante un'analisi statica non lineare sulla struttura reale, con distribuzione di forze proporzionale ad ogni singolo modo) viene calcolato mediante singole analisi dinamiche non lineari, nella procedura PMPA è come applicare 'n' analisi pushover standard, secondo la procedura descritta al paragrafo 1.2, essendo 'n' il numero di modi considerato perché ritenuti significativi.

L'analisi MPA è stata validata inizialmente su edifici alti simmetrici in pianta, e nello specifico le analisi sono state condotte in riferimento al SAC Steel building rappresentato in figura 1.4 [1.20], un edificio in acciaio di 9 piani progettato dallo studio associato Brandow & Johnston di Los Angeles (CA).

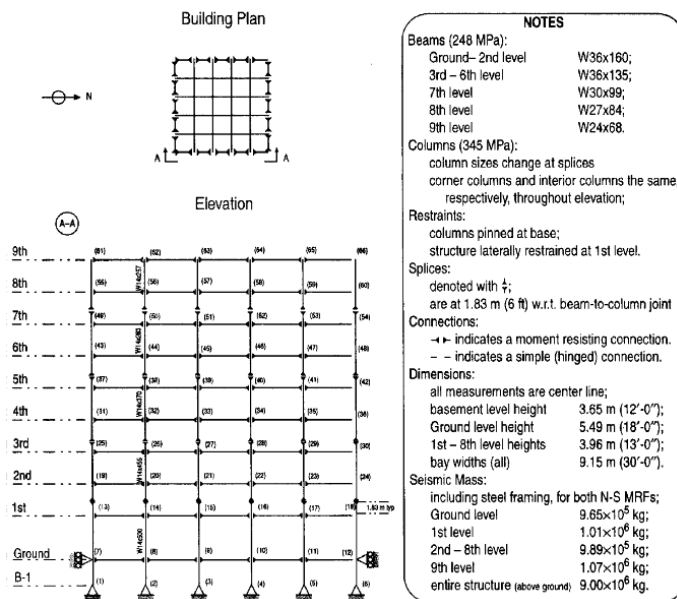


figura 1.4 – SAC Steel Building [1.20]

Per tali edifici risulta significativo il contributo dei modi superiori in altezza soprattutto nei piani alti. Considerando i primi tre modi significativi, l'analisi MPA si è rivelata in grado di stimare con maggiore precisione i drifts dei piani superiori (figura 1.5b), che invece risultavano sottostimati da una semplice analisi pushover base considerando pertanto il solo primo modo di vibrare. L'effetto dei modi superiori sugli spostamenti assoluti di piano è risultato invece trascurabile (figura 1.5a).

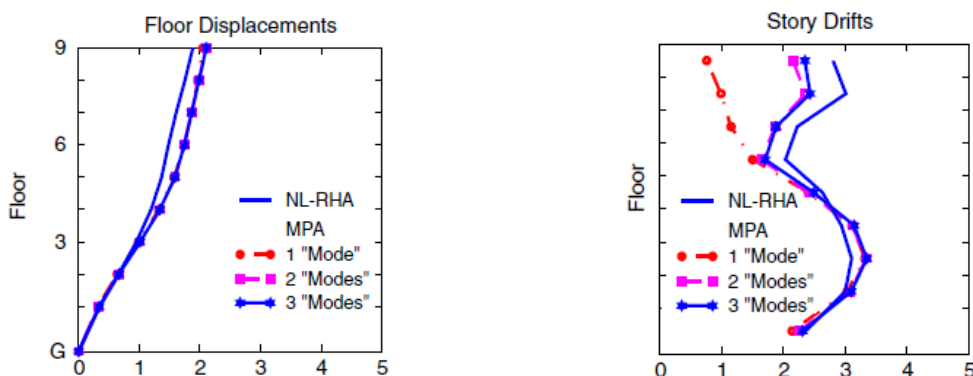


figura 1.5 – (a) Spostamenti e (b) drifts di piano determinati mediante analisi MPA: SAC Steel Building [1.21]

Successivamente l'analisi MPA (e relative modifiche) è stata validata su edifici asimmetrici in pianta [1.21]. In particolare si è fatto nuovamente riferimento al SAC Steel Building, tuttavia si è data un'eccentricità al centro di massa del 10% rispetto al lato dell'edificio (figura 1.6). Sono stati ottenuti tre casi studio, U1, U2 e U3, tutti con la stessa eccentricità tra centro di massa e centro di rigidità (corrispondente quest'ultimo con il baricentro geometrico) ma con diversi rapporti tra la massa traslazionale e la massa rotazionale di piano, tali per cui il sistema U1 è risultato torsionalmente rigido, il sistema U3 torsionalmente flessibile, mentre il sistema U2 ha presentato un comportamento intermedio con i primi tre modi fortemente accoppiati. L'analisi MPA si è dimostrata anche in questo caso abbastanza accurata per i casi U1 e U3, mentre ha presentato notevoli differenze rispetto ai risultati di un'analisi dinamica non lineare di riferimento nel caso U2 (figura 1.7).

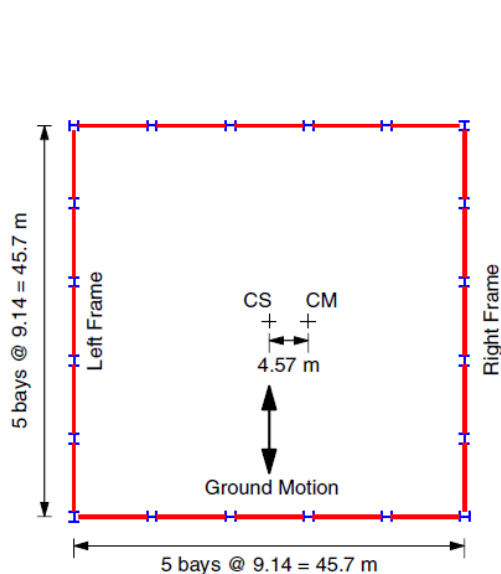


figura 1.6 – Pianta dell'edificio SAC Steel Building ed eccentricità assunta del CM [1.21]

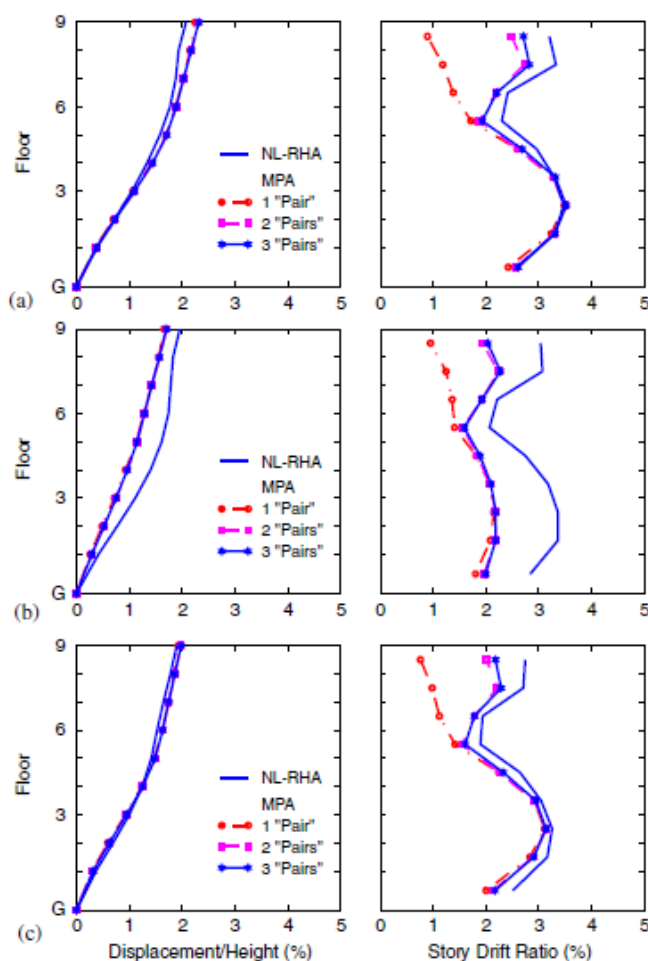


figura 1.7 – Spostamenti e drifts di piano determinati mediante analisi MPA. (a) U1, (b) U2 e (c) U3 [1.21]

Ulteriori sviluppi e validazioni, hanno portato all'estensione dell'analisi PPMA inizialmente a edifici a nucleo alti e simmetrici in pianta (CW48 e CW62 Buildings - figura 1.8 e figura 1.9) [1.23], e successivamente allo studio di edifici asimmetrici in pianta (figura 1.10) [1.24], tutti sottoposti simultaneamente a due componenti dell'accelerazione sismica. Tali analisi hanno portato sostanzialmente a buoni risultati, soprattutto se paragonati con i risultati di una semplice analisi spettrale elastica.

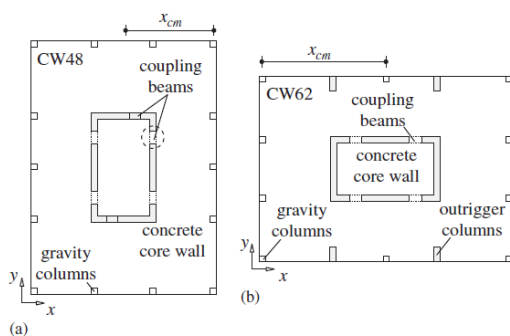


figura 1.8 – Pianta degli edifici alti testati: (a) CW48 e (b) CW62 [1.23]

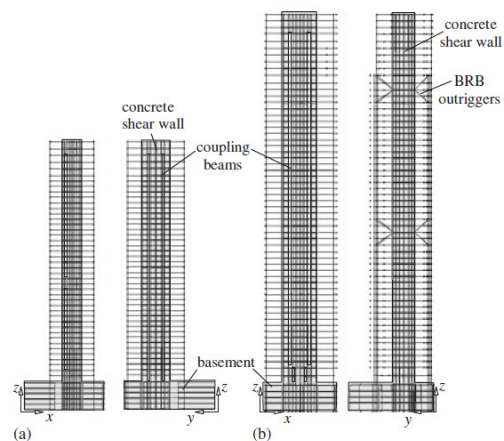


figura 1.9 – Prospetto degli edifici alti testati: (a) CW48 e (b) CW62 [1.23]

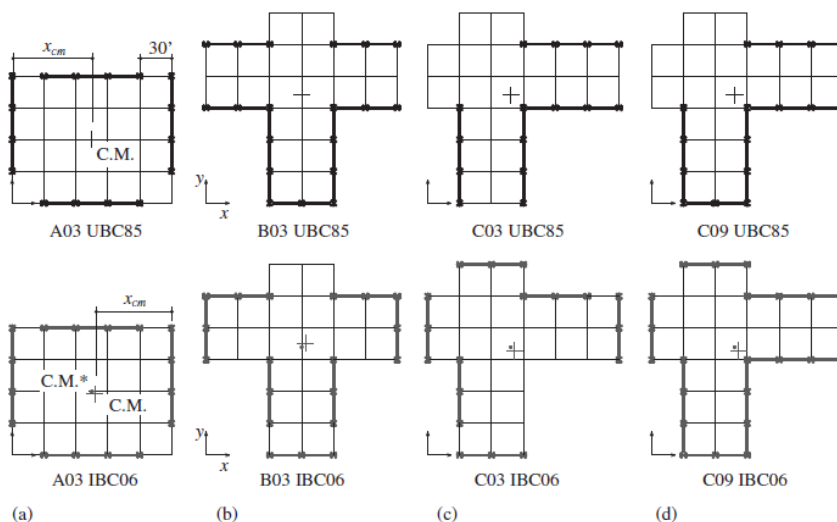


figura 1.10 – Pianta degli edifici asimmetrici testati [1.24]

1.3.2 N2-Extended method

L’N2-Extended method, proposto da Fajfar et al. [1.26-1.28] ed in continuo sviluppo, è un’estensione del ben noto metodo N2 [1.2-1.4] per lo studio degli edifici alti ed irregolari in pianta. Tale metodo si basa sull’ipotesi base che gli edifici rimangono in campo elastico vibrando rispetto ai modi superiori. La domanda sismica, in termini di spostamenti e drifts di piano, viene ottenuta combinando i risultati di un’analisi pushover base, con quelli ottenuti mediante una semplice analisi spettrale elastica (RSA). In questo modo, l’effetto dei modi superiori sia in pianta che in altezza, viene considerato simultaneamente, attraverso una coppia di coefficienti correttivi C_T e C_E . Rispetto al metodo MPA, il metodo N2-Extended risulta meno rigoroso da un punto di vista teorico, tuttavia appare più immediato da applicare in quanto mantiene la semplicità di una pushover standard, semplicemente correggendola con i risultati di un’analisi spettrale elastica condotta indipendentemente nelle due direzioni e combinando i risultati mediante la regola SRSS (*Square Root of the Sum of the Squares*). I risultati dell’analisi spettrale devono essere normalizzati rispetto allo spostamento in sommità dell’edificio e calcolato mediante l’analisi pushover.

I fattori correttivi C_T per gli spostamenti e dovuti alla torsione (figura 1.11), sono definiti come il rapporto tra gli spostamenti spettrali normalizzati (allo spostamento in sommità), e gli spostamenti ottenuti con l’analisi pushover. I fattori correttivi C_E per gli spostamenti e i drifts di piano (figura 1.12), sono invece ottenuti come rapporto in questo caso tra i gli spostamenti e i drifts ottenuti sempre con le due analisi. Tali coefficienti vengono sempre assunti maggiori o uguali ad 1, non viene pertanto adottata, in via cautelativa, alcuna regola di riduzione (*no reduction rule*).

$$C_T = \frac{D_{RSA,NORM}}{D_{N2}} \geq 1$$

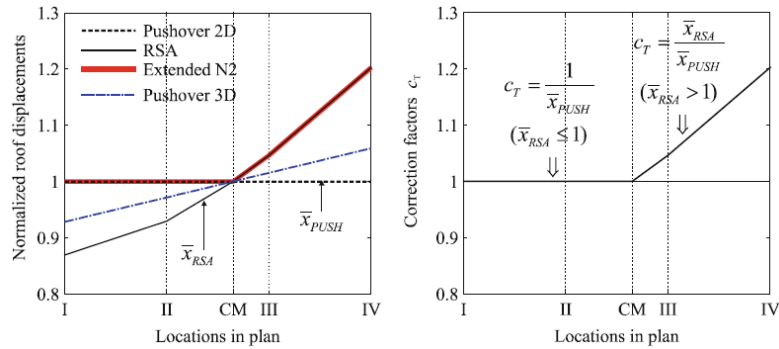


figura 1.11 – Determinazione dei fattori correttivi C_T per i modi superiori in pianta [1.28]

$$C_E = \frac{Drift_{RSA,NORM}}{Drift_{N2}} \geq 1$$

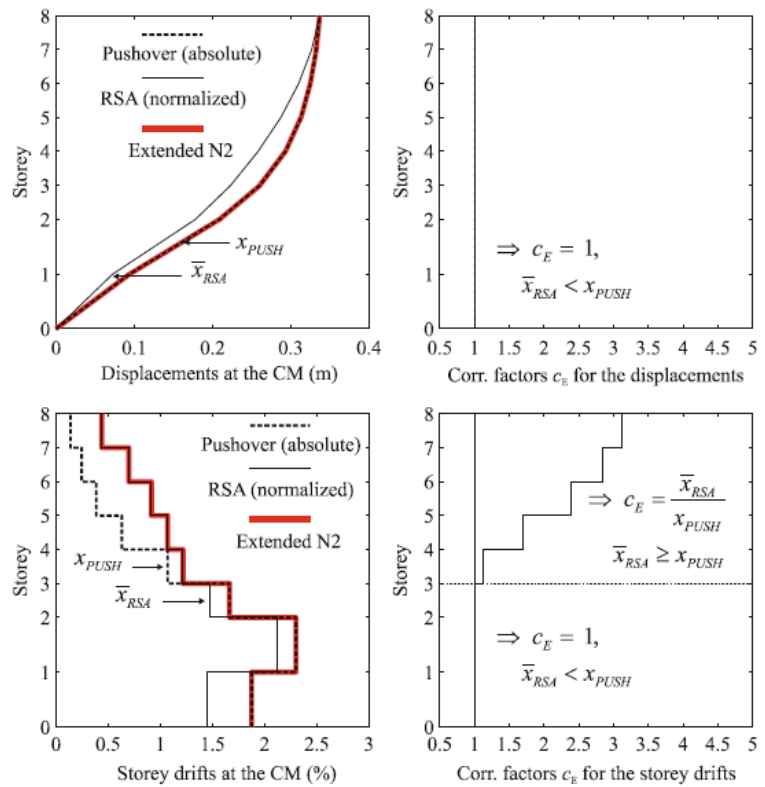


figura 1.12 – Determinazione dei fattori correttivi C_E per i modi superiori in elevazione [1.28]

La procedura è stata validata inizialmente su edifici alti (3, 9 e 20 piani - figura 1.13) considerando il solo contributo dei modi superiori in elevazione [1.27].

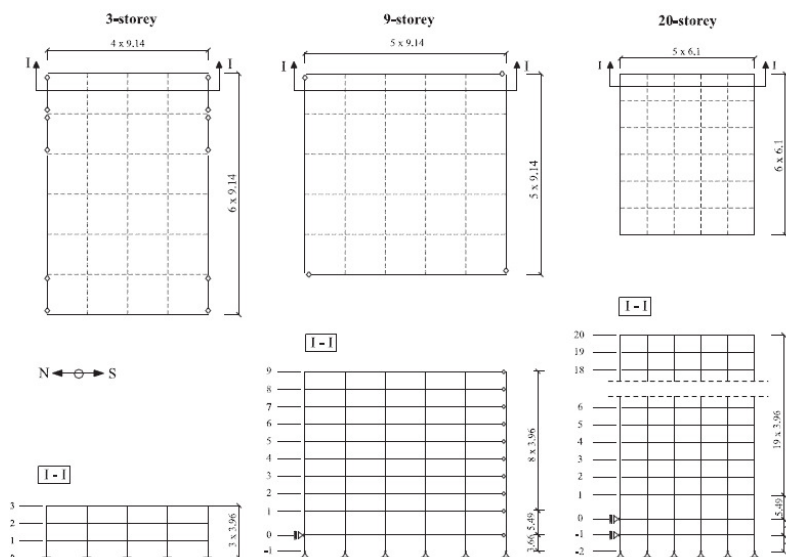


figura 1.13 – Pianta e prospetto degli edifici alti analizzati da Fajfar et al. [1.27]

I risultati hanno dimostrato come l'effetto dei modi superiori, soprattutto in termini di drifts di piano più che di spostamenti assoluti, sia evidente soprattutto nei piani alti e che la procedura è in grado di coglierlo con buona approssimazione. Tuttavia l'accuratezza dei risultati decresce aumentando l'altezza degli edifici (edifici di 20 piani) e aumentando l'intensità dell'azione sismica. In confronto al metodo MPA, l'N2-extended method si è rivelato maggiormente conservativo stimando nella maggior parte dei casi drifts superiori rispetto a quelli forniti dall'analisi dinamica non lineare di confronto. Sembra pertanto che i risultati forniti dall'analisi spettrale elastica rappresentino una stima conservativa per i piani superiori, mentre l'analisi pushover base fornisce una stima più accurata per i piani inferiori, anche se tale accuratezza, come anticipato, viene meno all'aumentare dell'intensità sismica, ovvero del maggior ingresso in campo plastico della struttura.

Sulla base di questi primi risultati su edifici alti, recentemente è stato presentato uno studio in cui si considerano contemporaneamente sia gli effetti in pianta che in elevazione [1.28]. Tale ricerca, condotta su un edificio a telaio in C.A. di 8 piani (figura 1.14), con eccentricità assunta del centro di massa pari al 5% del lato maggiore in pianta (ovvero l'eccentricità accidentale indicata dall'EC8 [1.5]), ha dato in generale buoni risultati, confermando quanto evidenziato nei precedenti studi sugli edifici alti. L'N2-extended method si rivela infatti generalmente conservativo rispetto alle analisi dinamiche non lineari, confermando come gli spostamenti elastici spettrali rappresentino un limite superiore nei piani alti, mentre nei piani bassi l'accuratezza del metodo viene meno all'aumentare dell'intensità sismica e pertanto delle deformazioni plastiche.

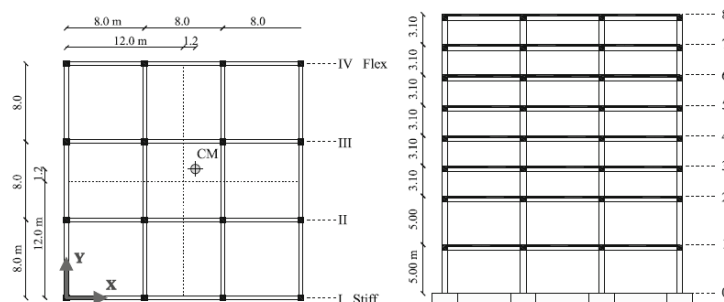


figura 1.14 – Pianta e prospetto dell'edificio irregolare analizzato da Fajfar et al. [1.28]

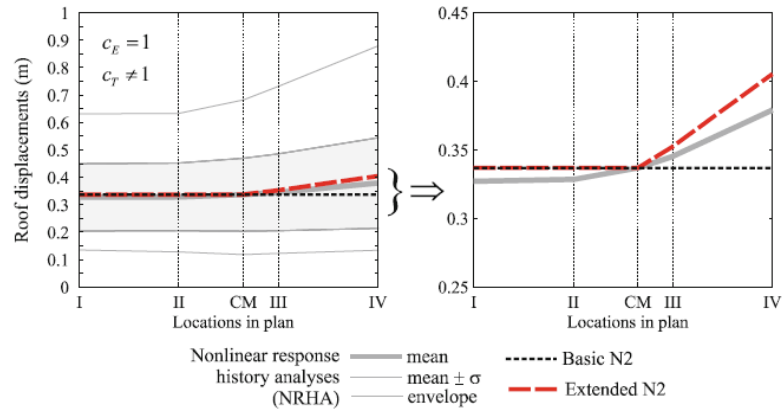


figura 1.15 – Spostamenti in sommità in pianta ottenuti con i diversi metodi di analisi: N2 base, N2-extended method e analisi dinamiche non lineari (NRHA) [1.28]

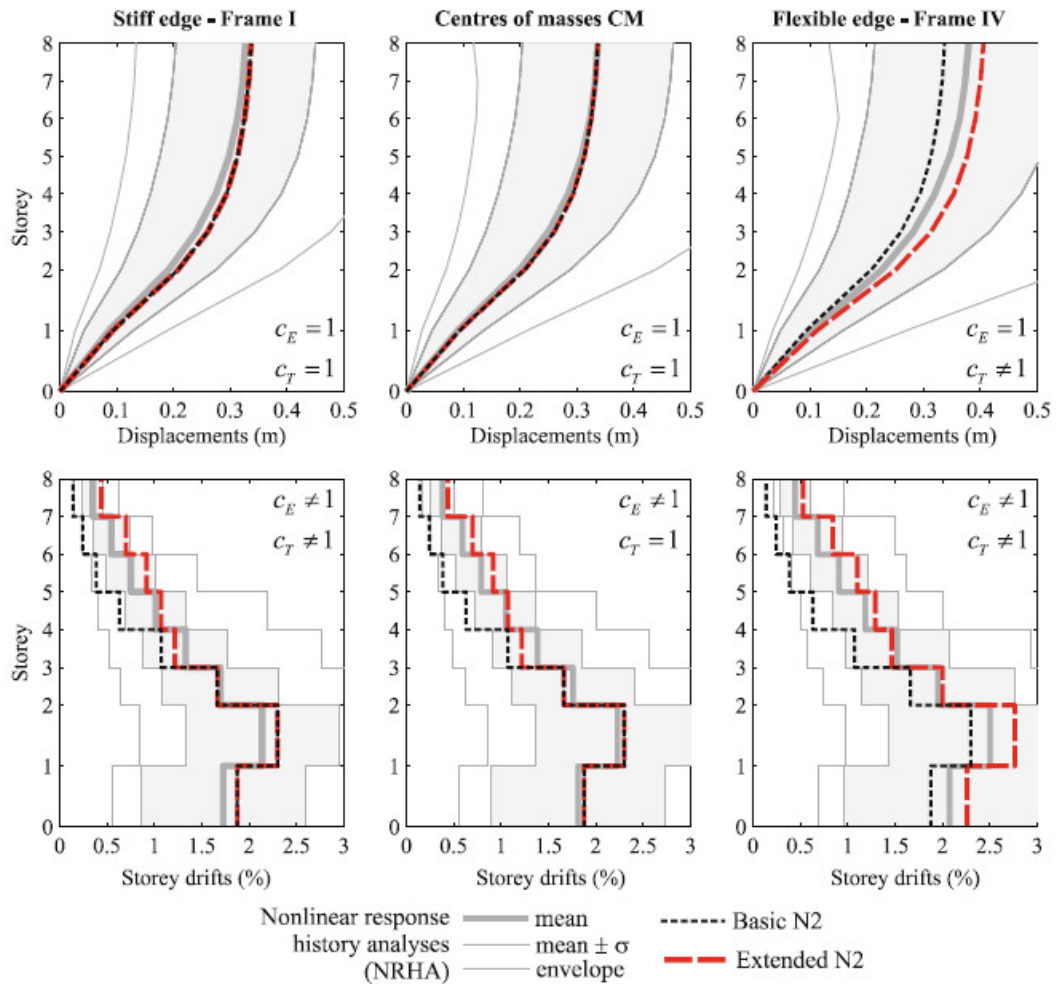


figura 1.16 – Spostamenti in elevazione e drifts ottenuti con i diversi metodi di analisi: N2 base, N2-extended method e analisi dinamiche non lineari (NRHA) [1.28]

1.4 Considerazioni in merito all'applicabilità dei metodi pushover evoluti

L'analisi MPA e successivi sviluppi (MMPA e PMPA) si è dimostrata uno strumento affidabile nella verifica sismica degli edifici ed una valida alternativa alle analisi dinamiche non lineari. Tuttavia il campione testato e su cui è stata validata si è dimostrato molto limitato e soprattutto gli edifici asimmetrici in pianta testati hanno presentato irregolarità contenute. Altri studi, pertanto, risultano necessari per poter validare tale strumento di analisi e garantirne l'affidabilità, in modo da poter essere recepito nei maggiori codici di verifica sismica.

Altro aspetto da non sottovalutare, riguarda le notevoli complicazioni che tale procedura porta nei confronti di un'analisi pushover standard, tali da renderla difficilmente applicabile nella pratica professionale di tutti i giorni. Tali procedure risultano essere così complesse che si è perso il presupposto base per cui sono state sviluppate, ovvero mantenersi semplici ed immediate da utilizzare, e pertanto risultano ingiustificate rispetto alle analisi dinamiche come anche sottolineato da Baros e Anagnostopoulos [1.38].

Anche l'N2-Extended Method ha fornito in generale buoni risultati, tuttavia, come riportato dagli stessi autori del metodo, per poter estendere i risultati ottenuti e dimostrarne a tutti gli effetti la validità, servono numerosi altri studi in particolare su edifici strutturalmente più complessi, ovvero con marcate eccentricità in pianta sia delle rigidezze che delle resistenze, per strutture torsionalmente deformabili e torsionalmente rigide, per strutture a telaio o a setti e per differenti intensità dell'azione sismica, oltre che alla sua applicazione in una sola direzione o in due direzioni contemporaneamente. Per questi motivi, mentre il metodo N2 è stato pienamente recepito nell'EC8 [1.5], l'N2-extended method non è ancora stato introdotto in maniera definitiva, anche se un primo passo è stato fatto con l'introduzione del paragrafo 4.3.3.4.2.7 [1.5] in cui viene indicata una procedura per la stima degli effetti dei modi superiori quando si applica un'analisi di pushover su edifici torsionalmente deformabili, ovvero incrementando gli spostamenti e i drifts di piano attraverso i risultati di un'analisi spettrale elastica.

Come definito da alcuni degli autori stessi [1.28], i metodi di pushover evoluti si basano su una serie di assunzioni il cui venire meno rappresenta in genere delle importanti limitazioni sulla validità e bontà dei risultati ottenuti. E' impossibile infatti aspettarsi che tali metodi possano descrivere accuratamente la risposta sismica di ogni tipologia strutturale e per ogni evento sismico (tipo di accelerogramma, intensità dell'azione sismica), e pertanto ogni metodo sembra tanto più specifico per la tipologia strutturale ed il caso studio in generale analizzato, all'interno delle ipotesi stesse di validità. Tuttavia, pur nei limiti descritti, tali metodi possono essere visti come uno strumento di supporto in grado di fornire importanti informazioni sul comportamento sismico delle strutture e pertanto devono essere visti come uno strumento complementare alle analisi spettrali elastiche, e non sostitutivo. Inoltre, se confrontati con le analisi dinamiche non lineari, tali metodi risultano più immediati e meno onerosi da applicare, e comunque in grado di fornire una buona visione generale del comportamento sismico globale. E' comunque impensabile che le analisi statiche non lineari possano essere applicate, come unico strumento di analisi e verifica, nel caso di edifici fortemente irregolari e particolarmente importanti, per i quali le analisi dinamiche con integrazione al passo risultano necessarie e restano l'unico strumento effettivamente attendibile a patto di una buona modellazione non lineare della struttura.

Data la difficoltà di poter eseguire analisi statiche non lineari che siano nello stesso tempo accurate e non troppo onerose da realizzare, sembra più opportuno indirizzare gli studi su una valutazione più accurata del

fattore di struttura per la tipologia di edifici in esame. In questo modo è possibile fornire ai progettisti uno strumento facile da usare, ovvero le analisi spettrali comunemente utilizzate nella pratica quotidiana, ma con fattori di struttura più vicini a descrivere il reale comportamento dissipativo di queste strutture.

Per questo motivo, il presente studio, dopo un primo approccio ai metodi di pushover evoluti riportato nella presente tesi, si è concentrato sulla valutazione sismica degli edifici a nucleo in esame mediante analisi dinamiche non lineari con il fine di dare delle valutazioni più attendibili sul fattore di struttura e sul comportamento dinamico in generale di tali edifici. Tale studio è riportato nella terza parte della presente tesi a cui si rimanda.

Viene invece riportato nei paragrafi successivi lo studio condotto in merito al metodo N1, argomento principale di questa prima parte di tesi, e la proposta di correzione apportata tale da renderlo del tutto equivalente al metodo N2 di comprovata validità.

1.5 Implementazione del metodo N1

Vengono riassunti qui di seguito i passaggi principali che descrivono la procedura operativa del metodo N1. Per una descrizione più esaustiva si rimanda al lavoro di Bosco *et al.* [1.10].

- a) *Determinazione del comportamento non lineare del sistema reale.* Come usualmente previsto da qualsiasi metodo statico non lineare, si effettua un'analisi statica incrementale per determinare la relazione non lineare tra taglio alla base $V_{b,i}$ e spostamento del punto di riferimento in testa all'edificio $D_{c,i}$, dove con il pedice "i" si vuole sempre indicare il profilo di forze adottato; questa analisi può essere spinta fino al collasso della struttura, e deve essere effettuata per almeno due distribuzioni di forze secondo normativa vigente.
- b) *Trasformazione della curva di prestazione in un legame bilineare.* Si determina, con gli usuali criteri proposti in letteratura, la relazione bilineare equivalente alla curva reale nel campo di spostamenti di interesse. La relazione bilineare sarà caratterizzata da uno spostamento a snervamento $D_{cy,i}$ e da una resistenza corrispondente $V_{by,i}$.
- c) *Determinazione della domanda di spostamento per un assegnato valore di PGA.*
 - C1) *Determinazione dello spostamento elastico del punto di riferimento.* Si valuta lo spostamento elastico D_{el} Del attraverso l'analisi modale della struttura reale, con spettro di risposta elastico riferito alla PGA fissata. Si può utilizzare lo spostamento corrispondente al periodo T_1 . del modo di vibrare predominante oppure quello fornito dall'involuppo spettrale degli spostamenti modali.
 - C2) *Correzione dello spostamento elastico della struttura.* La domanda di spostamento $D_{c,i}$ è ottenuta correggendo lo spostamento elastico D_{el} Del in modo da considerare la differenza tra il comportamento inelastico da quello elastico. In accordo con la bilinearizzazione della curva di capacità determinata al punto b), il periodo effettivo della struttura inelastica può essere determinato con la seguente relazione:

$$T_{e,i} = T_1 \sqrt{\frac{K_{t,1}}{K_{s,i}}} \quad (1.14)$$

Al fine di determinare la domanda in spostamento del sistema reale inelastico $D_{c,i}$, si moltiplica lo spostamento spettrale elastico Del per il rapporto tra lo spostamento spettrale corrispondente al periodo effettivo $T_{e,i}$ e lo spostamento spettrale corrispondente al periodo fondamentale T_1 . Una correzione aggiuntiva deve essere effettuata per strutture con periodo T_1 minore del periodo T_C , in funzione del fattore di riduzione $R_{\mu,i}$, ovvero il rapporto tra il taglio alla base V_{bel} che il sistema subirebbe se rimanesse elastico (fornito dall'analisi modale) e quello di piena plasticizzazione $V_{by,i}$. Si ottiene pertanto:

$$D_{c,i} = D_{el} \frac{S_{del}(T_{e,i})}{S_{del}(T_1)}, \dots \text{if } \dots T_{e,i} \geq T_C \dots \text{or } \dots R_{\mu} \leq 1 \quad (1.15a)$$

$$D_{c,i} = D_{el} \frac{S_{del}(T_{e,i})}{S_{del}(T_1)} \frac{1}{R_{\mu,i}} \left[1 + (R_{\mu,i} - 1) \frac{T_C}{T_{e,i}} \right], \dots \text{if } \dots T_{e,i} < T_C \dots \text{and } \dots R_{\mu,i} > 1 \quad (1.15b)$$

Nelle quali il fattore $R_{\mu,i}$ è calcolato come segue:

$$R_{\mu,i} = \frac{V_{bel} \frac{S_{ael}(T_{e,i})}{S_{ael}(T_1)}}{V_{by,i}} \quad (1.16)$$

1.6 Confronto tra i metodi N2 e N1

Nel lavoro qui presentato, prendendo spunto dallo studio eseguito da Bosco *et al.* [1.10] per la validazione del metodo N1, assumendo come riferimento il metodo N2, è stata condotta un'ampia analisi parametrica su un campione di 22 telai bidimensionali con connessioni rigide, di cui 10 telai in acciaio e 12 telai in C.A.. Ciò ha permesso di confrontare i risultati dei due approcci operativi per poter così proporre una modifica al metodo N1 in modo da allineare perfettamente la procedura al metodo N2 anche quando vengono utilizzate delle distribuzioni di forze proporzionali alle masse di piano (accelerazione costante). Il set di telai esaminato copre un ampio range di parametri strutturali che influenzano la risposta sismica e la sua valutazione mediante i metodi statici non lineari. Il periodo fondamentale T_1 dei telai risulta compreso tra 0.40 e 2.40s, coprendo pertanto un ampio intervallo di periodi di interesse e che vede l'applicazione di entrambe le regole per la definizione dello spostamento ultimo: uguali spostamenti ed uguale energia.

1.6.1 Progettazione dei telai analizzati

Tutti i telai analizzati sono stati progettati in linea con il metodo proposto da Ghersi *et al.* [1.39] e Marino *et al.* [1.40]. Tale metodo, in perfetto accordo con i criteri della gerarchia delle resistenze come definiti dai moderni codici in materia di progettazione sismica, porta i telai a collassare attraverso un meccanismo duttile globale, con formazione delle cerniere plastiche nelle travi e pilastri sovraresistenti rispetto a quest'ultime.

I telai sono caratterizzati da diverse lunghezze delle campate (variabile tra 4.0 e 5.5m), altezze interpiano (da 3.0 a 3.5m), numero di campate (1, 2, 3, 5 e 6), numero di piani (2, 3, 4 e 6), dimensioni delle sezioni di acciaio e C.A., nonché rigidità e resistenza delle membrature e per l'entità dei carichi gravitazionali assunti in combinazione sismica e distribuiti in altezza sia in maniera regolare che irregolare.

I telai in acciaio sono stati progettati con profili commerciali HEB180 e HEB160 per le colonne, e profili IPE140 e IPE120 per le travi, tutti in acciaio S355 (tensione a snervamento caratteristica $f_{yk}=355$ MPa, modulo elastico $E_s=210$ GPa). Le caratteristiche geometriche principali sono riassunte in tabella 1.1 e in figura 1.17.

tabella 1.1 – Caratteristiche geometriche e carichi di progetto: telai in acciaio

TELAJ IN ACCIAIO:	Lunghezza campata [m]	Altezza interpiano [m]	Carichi in combinazione sismica [kN/m]
1_S3x4_R	4.0	3.0	Ro=8.0; F=11.5
2_S5x2_R	4.0	3.0	Ro=11.5; F=11.5
3_S5x4_I	v4.0/5.0	v3.5/3.0	Ro=10.0; F=v5.0/20.0
4_S5x4_I	v4.0/5.0	v3.5/3.0	Ro=4.0; F=v2.0/8.0
5_S5x4_R	v4.0/5.0	3.0	Ro=3.0; F=4.0
6_S1x3_R	4.0	3.0	Ro =8.0; F=10.0
7_S1x3_I	4.0	3.0	Ro=20.0; F=v5.0/10.0
8_S1x4_R	5.5	3.0	Ro=8.0; F=10.0
9_S3x4_R	4.0	3.0	Ro=25.0; F=28.0
10_S5x4_R	v4.0/5.0	3.0	Ro=4.0; F=5.5

Sixj, i=no. of spans, j=no. of storeys, R=Regular, I=Irregular, Ro=Roof, F=Floors, v=variable.

Si sono considerate diverse geometrie per i telai in C.A., tuttavia si è mantenuta inalterata la sezione e l'armatura sia per le travi che per i pilastri. Tutte le colonne presentano sezione rettangolare di 400x300mm e sono armate con 10#16 barre longitudinali; tutte le travi hanno sezione rettangolare di 300 (altezza)x 200 (base)mm e sono armate con 3#20 barre longitudinali inferiori e 4#20 barre longitudinali superiori come evidenziato in figura 1.18. Si è utilizzato calcestruzzo di classe C35/45 ($f_{ck}=35$ MPa, $E_c=30$ GPa) e acciaio B450C ($f_{yk}=450$ MPa, $E_s=210$ GPa). Come per i telai in acciaio, si riassumono in tabella 1.2 e in figura 1.19 le principali caratteristiche geometriche dei telai in C.A. considerati.

tabella 1.2 – Caratteristiche geometriche e carichi di progetto: telai in C.A.

TELAJ IN C.A.:	Lunghezza campata [m]	Altezza interpiano [m]	Carichi in combinazione sismica [kN/m]
11_RC1x3_R	5.5	3.0	Ro=28.0;F=30.0
12_RC1x3_R	5.5	3.0	Ro =14.0;F =15.0
13_RC6x3_R	5.5	3.0	Ro =28.0;F =30.0
14_RC6x3_R	5.5	3.0	Ro =14.0;F =15.0
15_RC5/2x4_I	5.5	v3.5/3.0	Ro =10.0;F =v10.0/30.0
16_RC3x3_R	5.5	3.0	Ro =28.0;F =30.0
17_RC3x3_R	5.5	3.0	Ro =14.0;F =15.0
18_RC3x3_I	5.5	3.0	Ro =20.0;F =v10.0/40.0
19_RC3x3_I	5.5	3.0	Ro =10.0;F =v5.0/20.0
20_RC2x6_R	5.5	3.0	Ro =14.0;F =15.0
21_RC2x6_I	5.5	3.0	Ro =10.0;F =v20.0/50.0
22_RC3x3_I	5.5	3.0	Ro =7.0;F =v4.0/10.0

RCixj, i=no. of spans, j=no. of storeys. R=Regular, I=Irregular, Ro=Roof, F=Floors, v=variable.

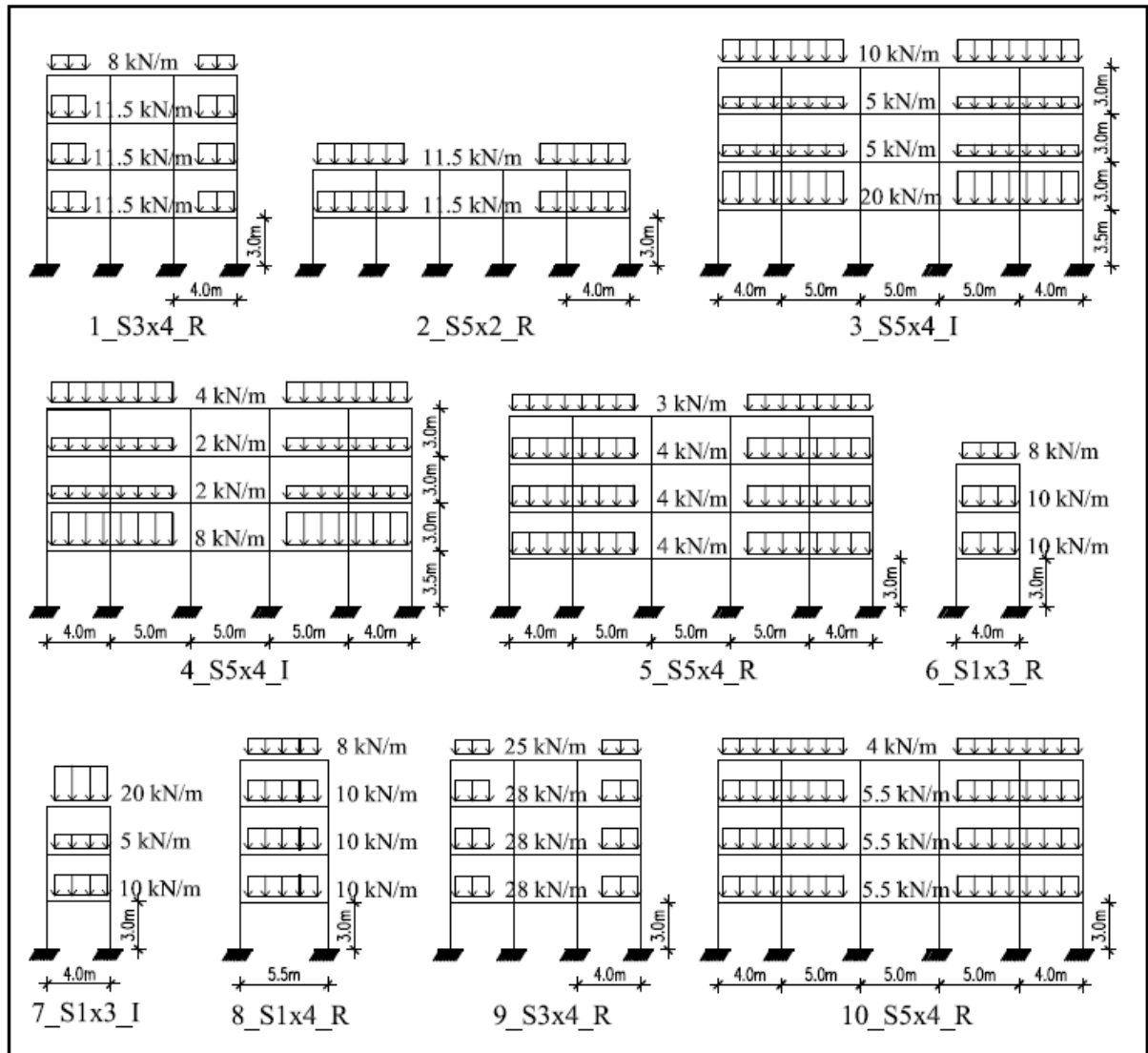


figura 1.17 – Geometrie e carichi di progetto in combinazione sismica dei telai in acciaio

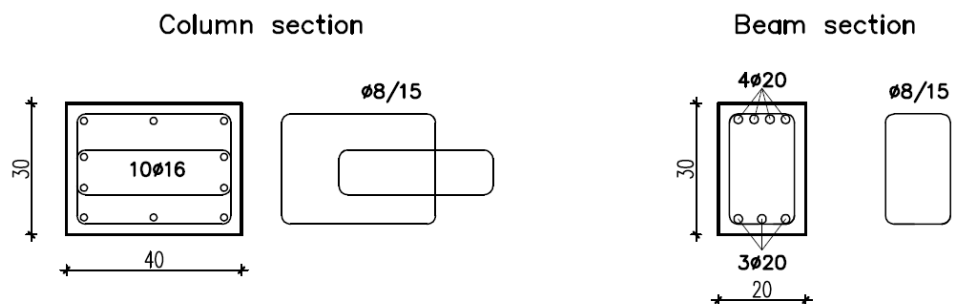


figura 1.18 – Dimensioni geometriche e armatura delle colonne e travi dei telai in C.A.

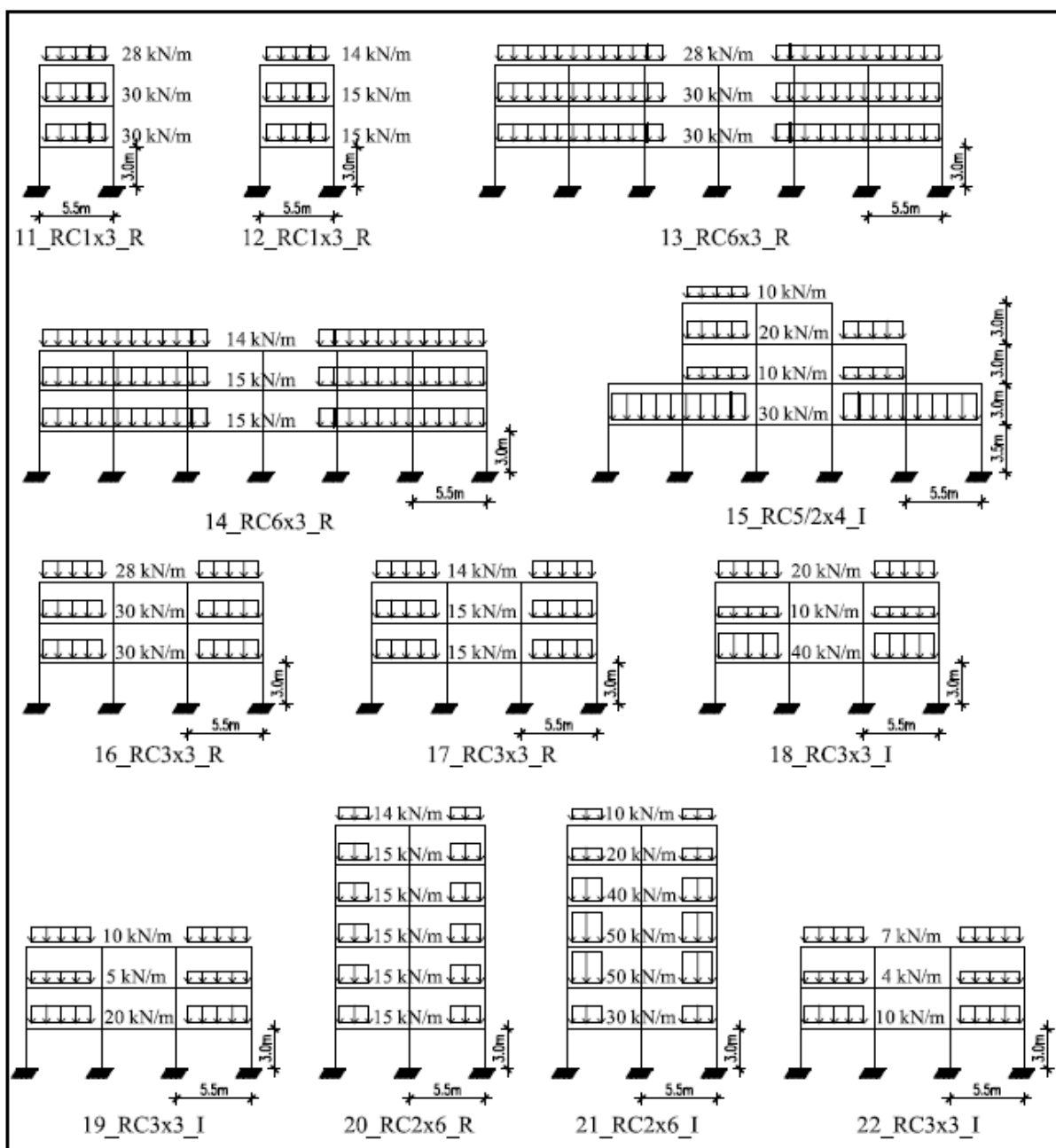


figura 1.19 – Geometrie e carichi di progetto in combinazione sismica dei telai in C.A.

1.6.2 Validazione del metodo N1

Per tutti i telai esaminati è stata determinata la domanda sismica in sommità (*performance point*) sia attraverso il metodo N2 (EC8) che il metodo N1, e sono stati comparati i risultati ottenuti. In accordo con la pratica comune, le analisi di pushover coinvolgono due distribuzioni di forze orizzontali, di cui la prima proporzionale alla forma del primo modo di vibrare ('pushover modale', $i=1$), e la seconda proporzionale alle masse di piano ('pushover uniforme', $i=u$).

L'azione sismica considerata in tutte le analisi è caratterizzata dallo spettro elastico in accelerazione e spostamenti proposto dell'EC8 e rappresentato in figura 1.20 (classe del suolo D, classe topografica T1,

perido di ritorno per l'azione sismica di 475 anni, $PGA=0.39g$), in cui si è inoltre evidenziato il range di periodi di inetresse per i telai esaminati.

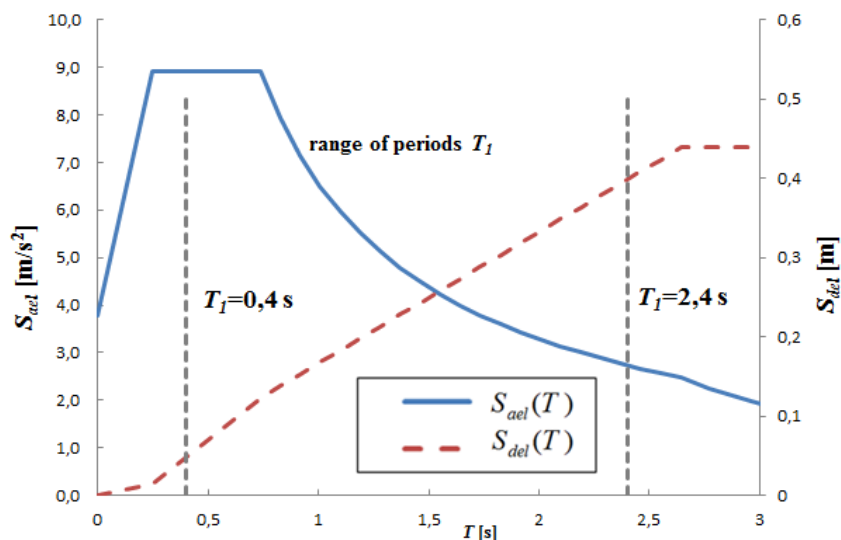


figura 1.20 – Spettro elastico di progetto secondo EC8 [1.5]

Le analisi non lineari dei telai sono state condotte con il programma di calcolo MidasGen rel.7.4.1 [1.41], utilizzando per gli elementi strutturali una modellazione a 'beam'. Il comportamento non lineare dei pilastri e delle travi è stato introdotto nei modelli mediante un approccio a fibre [1.42-1.44], in grado pertanto di considerare l'interazione momento flettente e sforzo normale M-N durante l'evoluzione della risposta strutturale. In particolare per il calcestruzzo il legame costitutivo $\sigma-\epsilon$ è stato modellato mediante la legge di Kent & Park (1972) [1.46] e in seguito estesa da Scott et al. (1982) [1.47], mentre per l'acciaio si è utilizzata la legge di Menegotto e Pinto (1973) [1.48] e modificata in seguito da Filippou (1982) [1.49].

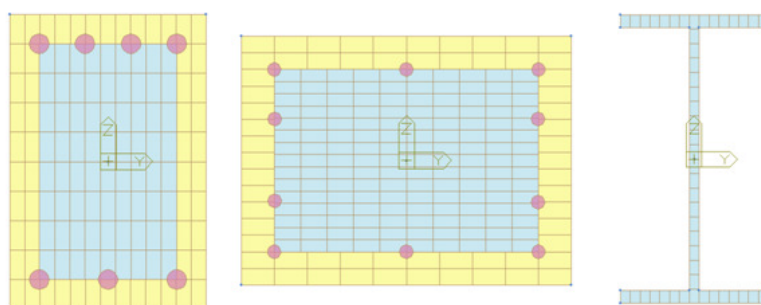


figura 1.21 – Modellazione a fibre in MidasGen 7.4.1 delle membrature dei telai esaminati

La definizione delle curve di capacità per la stima del punto di funzionamento attraverso i due metodi è stata condotta adottando per ciascun telaio esaminato la stessa modellazione la quale pertanto non incide sull'affidabilità dei risultati e sullo scopo finale del presente studio.

1.6.2.1 Pushover modale

Per tutti i telai esaminati è stata eseguita dapprima l'analisi pushover modale ($i=1$), ovvero applicando un profilo di forze proporzionale alla forma del modo di vibrare fondamentale nella direzione in esame. Per ogni telaio è stata dunque determinata la domanda sismica sia attraverso il metodo N2 (EC8) [1.5] che il

metodo N1 descritti nei paragrafi precedenti. Per entrambi i metodi si è utilizzata la medesima legge di bilinearizzazione della curva di capacità facendo riferimento alle indicazioni dell'EC8 [1.5].

Il confronto dei risultati ottenuti per mezzo di due metodi considerati è stato effettuato in termini di spostamento richiesto $D_{c,1}$ (*Performance Point*) in sommità del sistema reale. Tale confronto è illustrato in figura 1.22 attraverso un diagramma che riporta sull'asse delle ascisse i valori ottenuti con il metodo N2 (EC8) e sull'asse delle ordinate quelli forniti dal metodo N1 (i risultati sono inoltre riportati in tabella 1.3 e in

tabella 1.4). I punti che ricadono sulla bisettrice indicano che i due metodi forniscono valori uguali, mentre quelli che ricadono al di sopra o al di sotto della bisettrice sono rappresentativi di casi in cui il metodo N1 è rispettivamente più o meno conservativo del metodo N2.

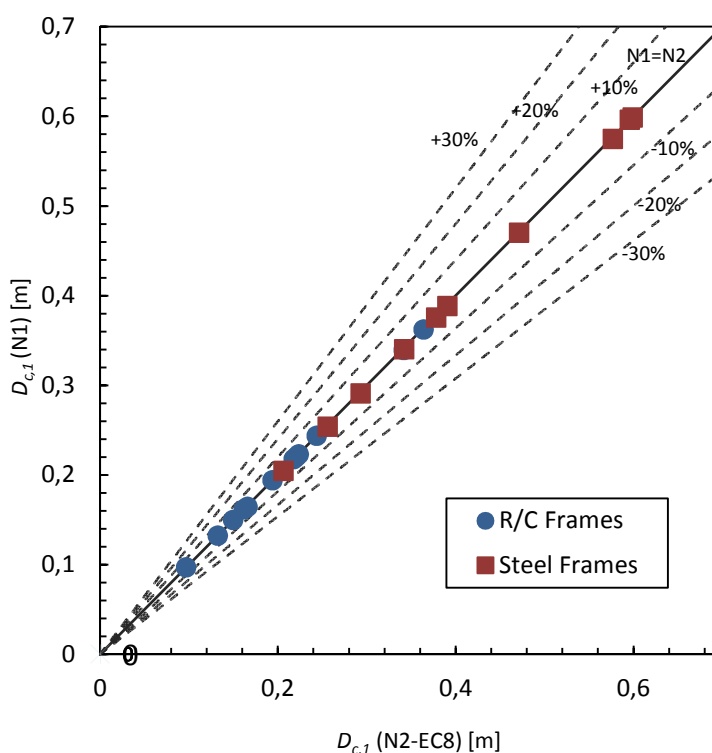


figura 1.22 – Confronto $D_{c,1}$ (N2-EC8) e $D_{c,1}$ (N1): “pushover modale”, $i=1$

Si riporta qui di seguito in figura 1.23, a puro titolo esemplificativo e per il solo telaio in C.A. “18_RC3x3_I”, la determinazione per via grafica del *Performance Point* del sistema SDOF attraverso il metodo N2 (EC8).

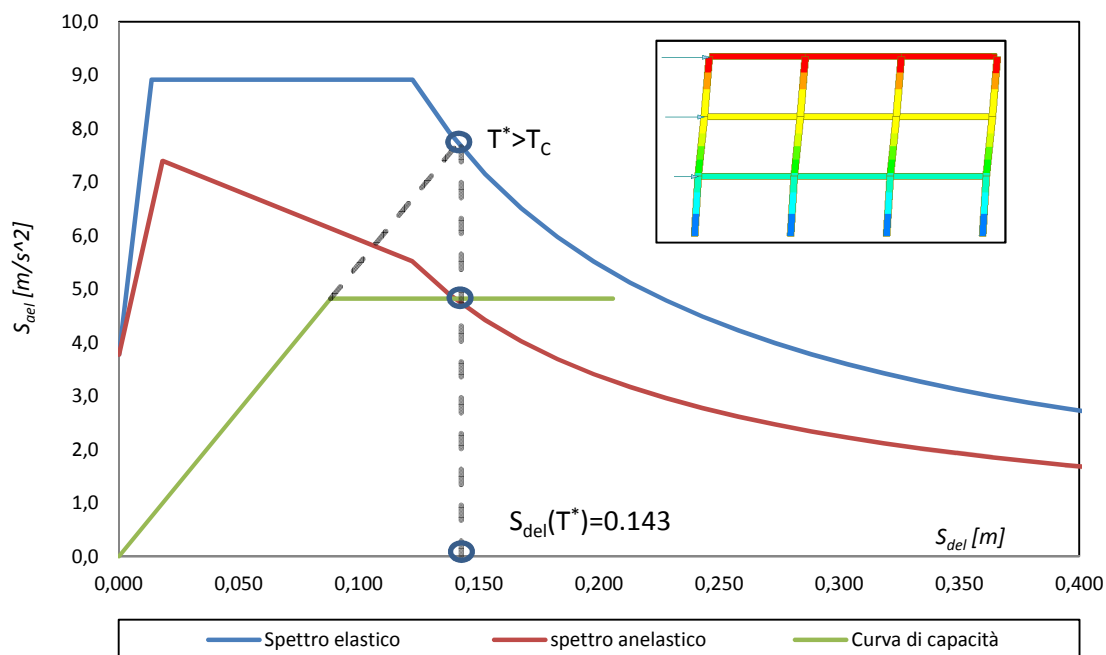


figura 1.23 – Determinazione grafica $D_{c,1}^* = S_{del}(T_1^*)$ (N2-EC8): telaio in C.A. “18_RC3x3_I”

Attraverso il calcolo del fattore di partecipazione modale (Eq. (1.5)) è possibile stimare lo spostamento del sistema MDOF reale (Eq. (1.13)).

$$\phi_{1n} \Gamma_1 = 1.36$$

$$D_{c,1} (N2-EC8) = \phi_{1n} \Gamma_1 D_{c,1}^* = 0.194 \text{ m}$$

tabella 1.3 – Confronto $D_{c,1}$ (N2-EC8) e $D_{c,1}$ (N1): “pushover modale”, $i=1$, telai in acciaio

TELAIO	T_1	T_1^*	$T_{e,1}$	$D_{c,1}$ (N2-EC8)	$D_{c,1}$ (N1)	Err
IN ACCIAIO:	[s]	[s]	[s]	[m]	[m]	[%]
1_S3x4_R	1.29	1.53	1.53	0.342	0.340	-0.57
2_S5x2_R	1.07	1.45	1.45	0.293	0.291	-0.73
3_S5x4_I	2.25	3.08	3.08	0.599	0.599	-0.06
4_S5x4_I	1.46	1.67	1.66	0.378	0.375	-0.65
5_S5x4_R	1.53	1.77	1.77	0.391	0.388	-0.61
6_S1x3_R	0.83	0.93	0.93	0.206	0.204	-0.82
7_S1x3_I	1.09	1.35	1.34	0.256	0.254	-0.89
8_S1x4_R	2.40	3.68	3.68	0.595	0.596	0.08
9_S3x4_R	2.10	3.26	3.26	0.577	0.575	-0.33
10_S5x4_I	1.77	2.21	2.21	0.471	0.470	-0.17

tabella 1.4 – Confronto $D_{c,1}$ (N2-EC8) e $D_{c,1}$ (N1): “pushover modale”, $i=1$, telai in C.A.

TELAI	T_1	T_1^*	$T_{e,1}$	$D_{c,1}$ (N2-EC8)	$D_{c,1}$ (N1)	Err
IN C.A.:	[s]	[s]	[s]	[m]	[m]	[%]
11_RC1x3_R	0.70	1.01	1.01	0.218	0.218	-0.06
12_RC1x3_R	0.52	0.71	0.71	0.150	0.150	-0.07
13_RC6x3_R	0.77	1.03	1.03	0.221	0.220	-0.25
14_RC6x3_R	0.57	0.77	0.77	0.166	0.164	-0.95
15_RC5/2x4_I	0.67	0.91	0.91	0.244	0.244	-0.04
16_RC3x3_R	0.76	1.04	1.04	0.223	0.223	-0.19
17_RC3x3_R	0.56	0.75	0.75	0.162	0.162	-0.05
18_RC3x3_I	0.61	0.85	0.85	0.194	0.194	-0.01
19_RC3x3_I	0.46	0.65	0.65	0.132	0.132	0.03
20_RC2x6_R	1.26	1.57	1.57	0.341	0.339	-0.62
21_RC2x6_I	1.38	1.72	1.72	0.364	0.362	-0.45
22_RC3x3_I	0.40	0.57	0.57	0.097	0.097	-0.05

Come è facile osservare, tutti i punti giacciono sulla bisettrice e questo conferma la perfetta corrispondenza tra il metodo N1 e il metodo N2 nel caso si adotti un profilo di forze proporzionale al primo modo di vibrare e sia per telai con distribuzione regolare delle masse che irregolare in altezza. Questi risultati confermano quelli ottenuti da Bosco *et al.* [1.10] su un set di 108 telai in acciaio testati. L'equivalenza dei due metodi, nel caso di pushover modale, può essere facilmente spiegata considerando il fatto che il periodo T_1^* del sistema SDOF del metodo N2 coincide perfettamente con il periodo effettivo $T_{e,1}$ del metodo N1, ovviamente sotto l'ipotesi restrittiva che si utilizzi lo stesso criterio di bilinearizzazione della curva di capacità per entrambi i metodi.

1.6.2.2 Pushover uniforme

Per tutti i telai è stata eseguita successivamente anche l'analisi 'pushover uniforme' ($i=u$), applicando una distribuzione uniforme di forze, da intendersi come derivata da una distribuzione uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione.

E' noto che l'analisi pushover uniforme, applicando un sistema di forze la cui risultante è posizionata più in basso rispetto alla pushover modale, fornisce un sistema più rigido che a parità di taglio dà luogo a spostamenti $D_{c,u}$ inferiori del punto di controllo.

Le domande di spostamento ottenute con i due metodi N2 e N1 sono confrontate figura 1.24 e in tabella 1.5 e tabella 1.6.

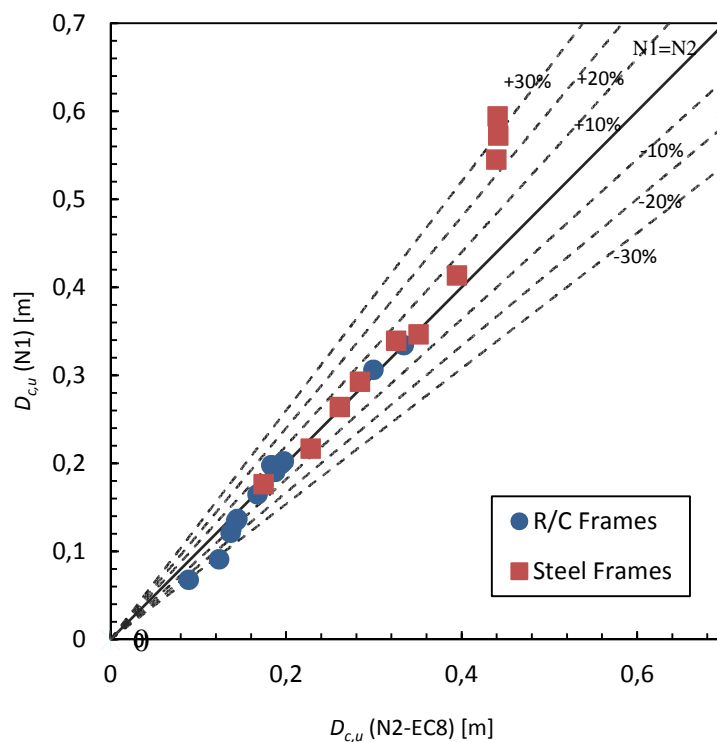


figura 1.24 – Confronto $D_{c,u}$ (N2-EC8) e $D_{c,u}$ (N1): “pushover uniforme”, $i=u$

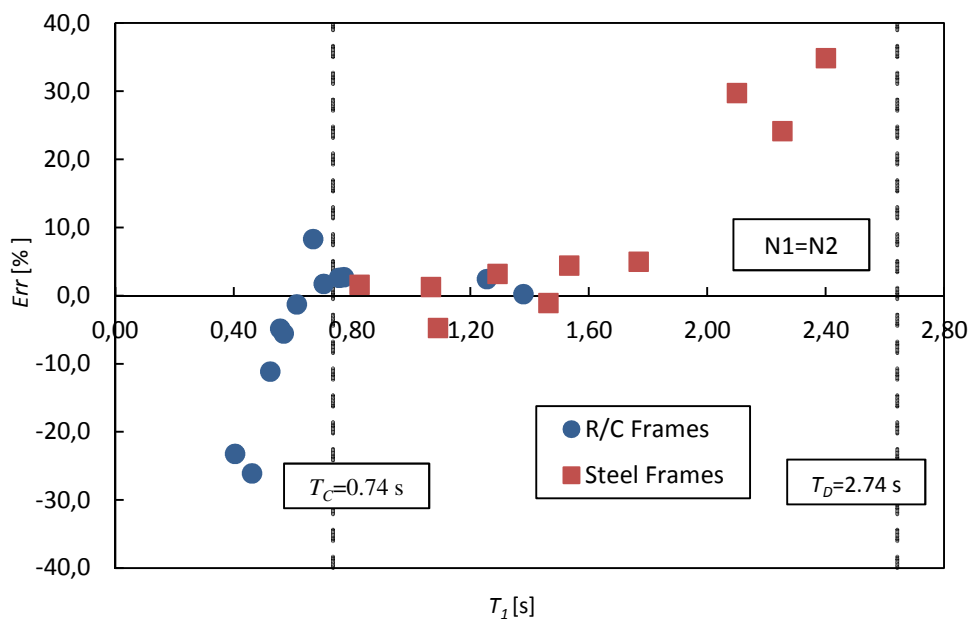


figura 1.25 – Differenze percentuali tra gli spostamenti $D_{c,u}$ (N2-EC8) e $D_{c,u}$ (N1): “pushover uniforme”, $i=u$

tabella 1.5 – Confronto $D_{c,u}$ (N2-EC8) e $D_{c,u}$ (N1): “pushover uniforme”, $i=u$, telai in acciaio

TELAI	T_1	T_u^*	$T_{e,u}$	$D_{c,u}$ (N2-EC8)	$D_{c,u}$ (N1)	Err
IN ACCIAIO:	[s]	[s]	[s]	[m]	[m]	[%]
1_S3x4_R	1.29	1.70	1.32	0.284	0.293	3.2
2_S5x2_R	1.07	1.57	1.31	0.261	0.264	1.3
3_S5x4_I	2.25	3.31	2.41	0.439	0.545	24.1
4_S5x4_I	1.46	2.11	1.54	0.351	0.347	-1.1
5_S5x4_R	1.53	1.95	1.54	0.325	0.339	4.4
6_S1x3_R	0.83	1.04	0.81	0.174	0.177	1.6
7_S1x3_I	1.09	1.36	1.15	0.228	0.217	-4.8
8_S1x4_R	2.40	4.15	3.14	0.441	0.594	34.8
9_S3x4_R	2.10	3.55	2.78	0.441	0.573	29.7
10_S5x4_I	1.77	2.37	1.87	0.394	0.414	5.0

 tabella 1.6 – Confronto $D_{c,u}$ (N2-EC8) e $D_{c,u}$ (N1): “pushover uniforme”, $i=u$, telai in C.A.

TELAI	T_1	T_u^*	$T_{e,u}$	$D_{c,u}$ (N2-EC8)	$D_{c,u}$ (N1)	Err
IN C.A.:	[s]	[s]	[s]	[m]	[m]	[%]
11_RC1x3_R	0.70	1.12	0.87	0.187	0.191	1.7
12_RC1x3_R	0.52	0.82	0.64	0.137	0.121	-11.2
13_RC6x3_R	0.77	1.16	0.92	0.194	0.199	2.7
14_RC6x3_R	0.57	0.85	0.67	0.143	0.135	-5.6
15_RC5/2x4_I	0.67	1.09	0.75	0.183	0.198	8.3
16_RC3x3_R	0.76	1.18	0.94	0.197	0.202	2.6
17_RC3x3_R	0.56	0.86	0.68	0.144	0.137	-4.9
18_RC3x3_I	0.61	1.01	0.73	0.167	0.165	-1.3
19_RC3x3_I	0.46	0.74	0.54	0.123	0.091	-26.1
20_RC2x6_R	1.26	1.80	1.42	0.299	0.306	2.4
21_RC2x6_I	1.38	2.01	1.59	0.334	0.335	0.2
22_RC3x3_I	0.40	0.63	0.48	0.089	0.068	-23.3

Nel caso di ‘pushover uniforme’ il metodo N1 non fornisce più gli stessi risultati del metodo N2. In particolare si osserva, in perfetta sintonia con gli studi effettuati da Bosco *et al.* [1.10], come per le strutture con periodi compresi tra T_C e T_D , gli errori tra i due metodi risultano contenuti su valori accettabili, mentre per periodi prossimi a T_D il metodo N1 sovrastima lo spostamento rispetto il metodo N2 con errori superiori anche del 30%; viceversa per periodi prossimi a T_C il metodo N1 sottostima lo spostamento con errori anche in questo caso prossimi al 30% (figura 1.25). Tutto ciò è spiegabile osservando come nel caso di pushover uniforme T_u^* non coincida più con $T_{e,u}$, ma essi differiscono di un fattore α che si può stimare nel seguente modo:

$$T_{e,u} = T_1 \sqrt{\frac{K_{t,1}}{K_{s,u}}} = \alpha T_u^* \quad (1.17)$$

Dove:

$$T_u^* = 2\pi \sqrt{\frac{m_u^*}{K_{s,u}}} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{s,u}}} \quad (1.18)$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{m_1^*}{M}} < 1 \quad (1.19)$$

Si ricorda come adottando una distribuzione di forze proporzionale alle masse, m_u^* risulta uguale alla massa complessiva M del sistema reale, mentre il coefficiente di partecipazione modale Γ_u assume valore unitario.

Pertanto, come già dimostrato da Bosco *et al.* [1.10], le differenze tra i due metodi sono dovute alle seguenti cause, tra loro contrastanti:

- mentre il metodo N1 fa riferimento alla massa m_1^* , il metodo N2 usa la massa m_u^* uguale alla massa totale M della struttura reale e pertanto maggiore della massa m_1^* , il che comporta un periodo T_u^* e uno spostamento $S_{del}(T_u^*)$ sempre maggiori rispetto i rispettivi valori ottenuti con il metodo N1.
- la domanda in spostamento risulta proporzionale al fattore $\phi_{in}\Gamma_i$, il quale è uguale all'unità quando si usa il metodo N2 e uguale a $\phi_{1n}\Gamma_1 > 1$ quando si usa il metodo N1.
- $R_{\mu,u}$ non coincide più con q_u^* , e pertanto per strutture con periodi $T_{e,u} < T_u^*$ e inferiori di TC cambia il coefficiente di correzione degli spostamenti.

Vediamo come questi fattori, i cui effetti sono tra loro contrastanti, si compensano al variare del periodo della struttura:

- per strutture con periodi $T_{e,u}$ e T_u^* compresi tra T_C e T_D , le differenze che si riscontrano nel calcolo della domanda di spostamento sono generalmente piccole, poiché gli spostamenti spettrali sono proporzionali ai periodi e pertanto risulta $S_{del}(T_u^*)/S_{del}(T_{e,u}) \cong T_u^*/T_{e,u} > 1$, e questo effetto risulta in parte compensato dal fatto che $\phi_{un}\Gamma_u = 1 < \phi_{1n}\Gamma_1$, e $D_{c,u}$ (N2-EC8) dall' Eq. (13) risulta quasi uguale a $D_{c,u}$ (N1) (Eq. (1.15a)).
- per strutture con periodi $T_{e,u}$ e T_u^* inferiori a T_C , gli spostamenti spettrali variano con il quadrato dei periodi ed è per questo che il metodo N1 tende a sottostimare gli spostamenti rispetto il metodo N2. Difatti, l'effetto della differenza tra m_u^* e m_1^* , che rende $S_{del}(T_u^*)$ maggiore rispetto a $S_{del}(T_{e,u})$, prevale sull'effetto della differenza tra $\phi_{un}\Gamma_u$ e $\phi_{1n}\Gamma_1$. Tale

differenza sarà maggiore se sia $T_{e,u}$ e T_u^* sono inferiori rispetto a T_C , mentre tenderà a diminuire se solo $T_{e,u}$ risulta inferiore a T_C . Inoltre, altre differenze nel calcolo della domanda di spostamento in questo ramo dello spettro elastico, sono dovute al fatto che $R_{\mu,u}$ (Eq. (16)) non coincide più con q_u^* (Eq. (12)).

- per strutture con periodi alti $T_{e,u}$ e T_u^* maggiori di T_D ; si ha esattamente l'effetto contrario poiché lo spettro elastico in spostamento ha pendenza nulla, e pertanto, nonostante T_u^* risulti maggiore rispetto a $T_{e,u}$, gli spostamenti $S_{del}(T_u^*)$ e $S_{del}(T_{e,u})$ risultano uguali, mentre le differenze tra i fattori $\phi_{un}\Gamma_u$ and $\phi_{1n}\Gamma_1$ rendono la domanda di spostamento calcolata con il metodo N1 maggiore rispetto a quella calcolata con il metodo N2, e tale differenza sarà maggiore se sia $T_{e,u}$ e T_u^* risultano superiori rispetto a T_D , mentre tenderà a diminuire se solo T_u^* risulta superiore a T_D .

1.6.3 Conclusioni in merito alla validazione del metodo N1

Gli studi effettuati su un campione di 22 telai bidimensionali hanno portato alle seguenti conclusioni:

- per quanto concerne l'analisi pushover modale ($i=1$), il metodo N1, così come è stato formulato da Bosco *et al.* [1.10], porta ad avere gli stessi identici risultati del metodo N2 sia per telai regolari e sia per telai irregolari per quanto concerne la distribuzione dei pesi gravitazionali in altezza, anche se relativamente a quest'ultima affermazione l'analisi dovrebbe essere estesa ad un campione più ampio per poterne dimostrare a tutti gli effetti la veridicità in quanto non esiste alcuna dimostrazione teorica di ciò. Per telai regolari, al contrario, i due metodi non possono che coincidere per quanto sopra dimostrato.
- per quanto concerne l'analisi pushover uniforme ($i=u$), al contrario, si è visto come il metodo N1 non restituisca gli stessi risultati del metodo N2, in sintonia con gli studi effettuati da Bosco *et al.* [1.10], in prossimità di periodi alti e bassi dei telai.

Le differenze che si producono sono state motivate e pertanto è pensabile di introdurre delle opportune correzioni per allineare i risultati di spostamento ottenuti con il metodo N1 a quelli ottenuti con il metodo N2.

1.7 Proposta di correzione del metodo N1

In relazione ai risultati ottenuti è stata proposta una nuova versione del metodo N1 con lo scopo di renderlo coerente al metodo N2 anche nel caso di analisi di pushover uniforme. Come precedentemente affermato al paragrafo 1.6, quando viene applicata una distribuzione di forze proporzionale alle masse di piano, il periodo effettivo $T_{e,u}$ del metodo N1 risulta sempre inferiore rispetto al corrispettivo periodo T_u^* del sistema SDOF idealizzato del metodo N2, di un affattore α (si veda Eq. (1.19)). In accordo con l' Eq. (1.4) e attraverso semplici passaggi, si può dimostrare che:

$$\alpha = \frac{1}{\phi_{1n}\Gamma_1} \left(\frac{1}{\phi_{1n}\Gamma_1} + \frac{1}{\phi_{1n}\Gamma_1^2} \{\phi_1\}^T [M] \{r\} \sum_{i=2}^n \Gamma_i \{\phi_i\}^T [M] \{r\} \right)^{\frac{1}{2}} = \frac{1}{\phi_{1n}\Gamma_1} \beta \quad (1.20)$$

Dove Γ_i sono i fattori di partecipazione modale dei modi superiori precedentemente definiti nell' Eq. (1.5), e $\{r\}$ è il vettore che esprime lo spostamento rigido unitario della struttura nella direzione dell'eccitazione sismica.

Risulta facile verificare che, se gli autovettori $\{\Phi_i\}$ sono normalizzati rispetto la matrice delle masse $[M]$, l'espressione del coefficiente β si riduce come segue:

$$\beta = \left(\frac{1}{\phi_{1n}\Gamma_1} + \frac{1}{\phi_{1n}\Gamma_1^3} \sum_{i=2}^n \Gamma_i^2 \right)^{-\frac{1}{2}} \quad (1.21)$$

Dove $\beta \cong 1$ in strutture dove il primo modo di vibrare approssima bene la risposta elastica della struttura reale, ma si è visto essere prossimo ad 1 anche per i telai irregolari indagati, come si può osservare in tabella 1.7 qui di seguito proposta.

tabella 1.7 – Valori dei coefficienti α e β per i telai indagati

TELAI IN ACCIAIO:	α [-]	β [-]	TELAI IN C.A.:	α [-]	β [-]
1_S3x4_R	0.77	1.04	11_RC1x3_R	0.78	1.01
2_S5x2_R	0.84	1.01	12_RC1x3_R	0.78	1.02
3_S5x4_I	0.73	0.99	13_RC6x3_R	0.79	1.02
4_S5x4_I	0.73	0.99	14_RC6x3_R	0.79	1.02
5_S5x4_R	0.79	1.05	15_RC5/2x4_I	0.69	1.09
6_S1x3_R	0.78	1.03	16_RC3x3_R	0.79	1.02
7_S1x3_I	0.84	0.96	17_RC3x3_R	0.79	1.02
8_S1x4_R	0.76	1.02	18_RC3x3_I	0.73	0.99
9_S3x4_R	0.78	1.02	19_RC3x3_I	0.73	1.00
10_S5x4_I	0.79	1.05	20_RC2x6_R	0.79	1.03
			21_RC2x6_I	0.79	1.00
			22_RC3x3_I	0.76	1.00

Dal momento che il coefficiente α (Eq. (1.20)) può essere facilmente valutato attraverso un'analisi elastica spettrale, bypassando dunque la definizione di sistema SDOF, si possono correggere le Eq.(1.14) e (1.16) e riformulare l' Eq. (1.15a) nel caso in cui si esegua un'analisi pushover uniforme:

$$T_{e,u}^{cor} = \frac{1}{\alpha} T_{e,u} \quad (1.22)$$

$$R_{\mu,u}^{cor} = \frac{M}{M_1^*} \frac{V_{bel} \frac{S_{ael}(T_{e,u}^{cor})}{S_{ael}(T_1)}}{V_{by,u}} \quad (1.23)$$

Chiaramente:

$$\frac{M}{M_1^*} = \phi_{1n} \Gamma_1 \frac{1}{\beta^2} \quad (1.24)$$

Ottenendo:

$$D_{c,u}^{cor} = \frac{D_{el} S_{del}(T_{e,u}^{cor})}{\phi_{1n} \Gamma_1 S_{del}(T_1)} \quad (1.25a)$$

$$se \dots T_{e,u}^{cor} \geq T_C \dots o \dots R_{\mu,u}^{cor} \leq 1$$

$$D_{c,u}^{cor} = \frac{D_{el} S_{del}(T_{e,u}^{cor})}{\phi_{1n} \Gamma_1 S_{del}(T_1)} \frac{1}{R_{\mu,u}^{cor}} \left[1 + (R_{\mu,u}^{cor} - 1) \frac{T_C}{T_{e,u}^{cor}} \right] \quad (1.25b)$$

$$se \dots T_{e,u}^{cor} < T_C \dots e \dots R_{\mu,u}^{cor} > 1$$

Ripercorrendo quanto fatto precedentemente si sono ricalcolati gli spostamenti del punto di controllo attraverso il metodo N2 (EC8) e attraverso il metodo N1 così come corretto nelle Eq. (1.25a) e (1.25b). Sono stati in seguito diagrammati gli spostamenti del punto di controllo, assunto alla sommità dei telai, sia per il metodo N2 che per il metodo N1 corretto. Si riportano in figura 1.26 e in tabella 1.8 e in tabella 1.9 i risultati ottenuti.

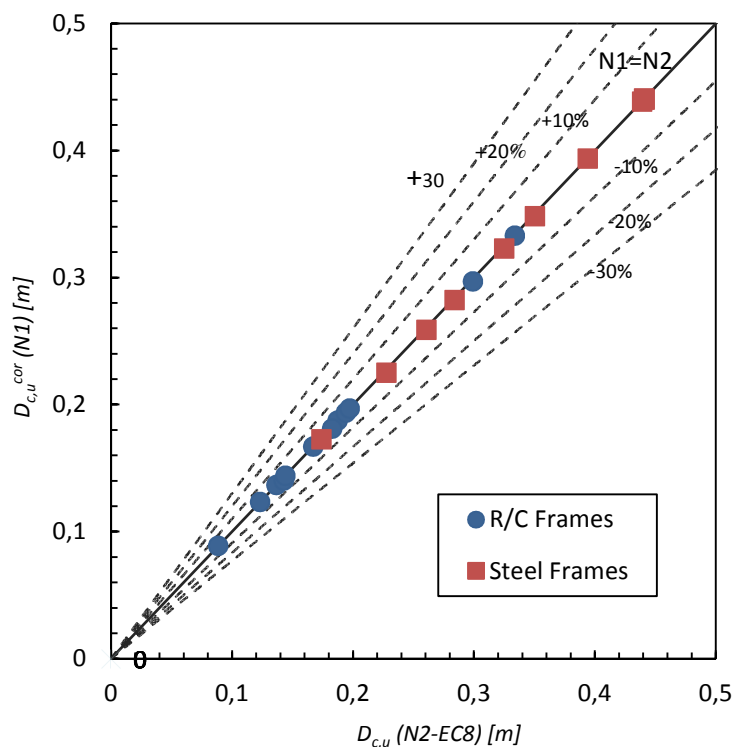


figura 1.26 – Confronto $D_{c,u}$ (N2-EC8) e $D_{c,u}^{cor}$ (N1): “pushover uniforme”, $i=u$

tabella 1.8 – Confronto $D_{c,u}$ (N2-EC8) e $D_{c,u}$ (N1): “pushover uniforme”, $i=u$, telai in acciaio

TELAIO	T_1	T_u^*	$T_{e,u}$	$D_{c,u}$ (N2-EC8)	$D_{c,u}$ (N1)	Err
IN ACCIAIO:	[s]	[s]	[s]	[m]	[m]	[%]
1_S3x4_R	1.70	1.70	0.95	0.95	0.282	-0.6
2_S5x2_R	1.57	1.57	0.95	0.95	0.259	-0.7
3_S5x4_I	3.31	3.31	1.00	1.00	0.439	-0.2
4_S5x4_I	2.11	2.10	0.96	0.96	0.348	-0.6
5_S5x4_R	1.95	1.95	0.83	0.83	0.323	-0.7
6_S1x3_R	1.04	1.04	0.79	0.79	0.173	-0.7
7_S1x3_I	1.36	1.36	0.88	0.88	0.225	-1.1
8_S1x4_R	4.15	4.15	0.67	0.67	0.441	0.1
9_S3x4_R	3.55	3.55	0.96	0.96	0.440	-0.3
10_S5x4_I	2.37	2.37	0.90	0.90	0.394	-0.2

tabella 1.9 – Confronto $D_{c,u}$ (N2-EC8) e $D_{c,u}$ (N1): “pushover uniforme”, $i=u$, telai in C.A.

TELAI	T_1	T_u^*	$T_{e,u}$	$D_{c,u}$ (N2-EC8)	$D_{c,u}$ (N1)	Err
IN C.A.:	[s]	[s]	[s]	[m]	[m]	[%]
11_RC1x3_R	1.12	1.12	1.56	1.56	0.187	-0.1
12_RC1x3_R	0.82	0.82	1.24	1.24	0.137	-0.1
13_RC6x3_R	1.16	1.16	1.94	1.94	0.194	-0.2
14_RC6x3_R	0.85	0.84	1.59	1.59	0.142	-0.7
15_RC5/2x4_I	1.09	1.09	1.66	1.66	0.181	-1.0
16_RC3x3_R	1.18	1.18	1.79	1.79	0.197	-0.2
17_RC3x3_R	0.86	0.86	1.44	1.44	0.144	-0.0
18_RC3x3_I	1.01	1.00	1.67	1.67	0.167	-0.0
19_RC3x3_I	0.74	0.74	1.37	1.37	0.123	0.0
20_RC2x6_R	1.80	1.80	1.50	1.50	0.297	-0.8
21_RC2x6_I	2.01	2.01	1.52	1.52	0.333	-0.3
22_RC3x3_I	0.63	0.63	0.99	0.99	0.089	0.4

Con la correzione proposta, i risultati ottenuti mediante la procedura corretta del metodo N1 coincidono perfettamente con i risultati del metodo N2 (EC8) anche quando una distribuzione di forze proporzionale alle masse di piano viene applicata, e questo è stato ottenuto sia per telai regolari che irregolari. Con la presente correzione, il metodo N1 può essere impiegato al posto del metodo N2 sotto le stesse ipotesi di validità, ovvero ad edifici regolari in pianta ed in altezza in cui il comportamento dinamico è descritto dal primo modo principale di vibrare e per i quali il coefficiente $\beta \cong 1$.

1.8 Conclusioni – Parte 1

La prima parte del lavoro di tesi ha visto inizialmente lo studio di alcuni dei metodi di pushover proposti in letteratura per l'analisi sismica degli edifici alti e soprattutto irregolari in pianta (metodo MPA, N2-extended method, GPA, FTPA, R-method, *etc. etc.*). Negli studi condotti da diversi autori, tali metodi hanno fornito risultati abbastanza accurati. Tuttavia sono stati applicati a casi studio su modelli semplificati poco rappresentativi dei reali sistemi strutturali. L'applicazione di tali metodi risulta essere piuttosto complessa e laboriosa e li rende non adatti alla pratica professionale. Inoltre i risultati che si ottengono sono comunque approssimati, specie quando si opera con edifici altamente irregolari quali sono quelli a nucleo.

A causa di tutte queste difficoltà operative è parso più conveniente abbandonare i metodi di pushover, ancorché evoluti, e procedere con lo strumento delle analisi dinamiche non lineari. Pur richiedendo un maggior onere computazionale queste risultano concettualmente e proceduralmente più dirette. Inoltre sono le uniche, in grado di descrivere senza approssimazioni il comportamento dinamico in campo inelastico degli edifici, a patto chiaramente di una corretta modellazione strutturale e della non linearità dei materiali. Nel proseguo pertanto verranno utilizzate solamente procedure di analisi dinamica non lineare.

Ciononostante lo studio dei metodi pushover ha comunque condotto ad un risultato notevole, degno di trovare spazio nel lavoro di tesi. Ovvero la validazione e miglioramento del metodo di pushover denominato N1. Trattasi di una procedura di analisi statica non lineare proposta da Bosco *et al.* per la valutazione sismica di edifici esistenti e di nuova costruzione, alternativa al più noto metodo N2. Il metodo N1 presenta il vantaggio di risultare più immediato e semplice da utilizzare nelle applicazioni pratiche, in quanto non richiede la definizione del sistema SDOF equivalente come passaggio intermedio, ma determina il *performance point* attraverso una più semplice analisi elastica spettrale opportunamente corretta. Nella sua versione originaria il metodo N1 conduceva agli stessi risultati del metodo N2 nel solo caso di analisi di pushover con distribuzione di forze proporzionale al primo modo di vibrare. Mentre i due metodi fornivano risultati differenti per strutture con periodi bassi o alti e distribuzione di forze uniforme. L'analisi dell'origine di tali discrepanze ha portato ad estendere e migliorare la versione originale del metodo N1, con la proposta del *metodo N1 corretto*. Quest'ultimo è stato validato attraverso un ampio studio parametrico su di un campione di 22 telai bidimensionali in acciaio e in C. A., con distribuzione delle masse di piano sia regolare che irregolare in altezza. Nello specifico è stata apportata una correzione analitica attraverso l'introduzione di un coefficiente α , calcolato in forma chiusa attraverso i risultati di un'analisi spettrale. Attraverso tale correzione il metodo N1 è risultato del tutto equivalente al metodo N2 di comprovata validità e pertanto può essere utilizzato come metodo alternativo nelle applicazioni pratiche e sotto le stesse ipotesi di validità delle procedure statiche non lineari.

1.8.1 Possibili sviluppi futuri

Come il metodo N2 è stato esteso da Fajfar *et al.* per lo studio e la valutazione sismica degli edifici alti ed irregolari (N2-extended method), ovvero gli edifici il cui comportamento è influenzato anche dai modi di vibrare superiori, così anche il metodo N1 può essere facilmente esteso allo studio di tali edifici. Sia la valutazione del *performance point* legato al primo modo di vibrare, che quella degli effetti dei modi superiori viene effettuata attraverso un'unica analisi elastica spettrale opportunamente corretta. L'estensione del metodo N1 allo studio degli edifici alti ed irregolari, porterebbe all'*N1-extended method*, un metodo alternativo ai metodi di pushover evoluti ricordati in questo capitolo.

Riferimenti - Parte 1

- [1.1] Freeman S.A., (1998). The capacity spectrum method as a tool for seismic design, In: Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering, Paris, France
- [1.2] Fajfar P., Fischinger M., (1989). N2-A method for non-linear seismic analysis of regular buildings. In: Proceedings of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, V: 111-116, Tokyo
- [1.3] Fajfar P., Gaspersic P., (1996). The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 25: 31-46
- [1.4] Fajfar P., (1999). Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 28: 979-993
- [1.5] CEN Eurocode 8, (2004). Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules of buildings, European Committee for Standardization, Brussels
- [1.6] Circolare 02 febbraio 2009. Istruzioni per l'applicazione delle Nuove norme tecniche per le costruzioni (Regulations for Constructions) di cui al D.M. 14/01/2008, Rome (In Italian)
- [1.7] ATC-40, (1996). Applied Technology Council - Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, vols. 1 and 2. Report No. ATC-40, Redwood City, CA
- [1.8] FEMA 440, (2005). Applied Technology Council - Improvement of nonlinear static seismic demands analysis procedures. FEMA 440 Report, Redwood City, CA
- [1.9] D.M. 14/01/2008 (NTC08). Nuove Norme tecniche per le Costruzioni (Regulations for Constructions), Rome, G.U. n. 29 del 04/02/2008 (in Italian)
- [1.10] Bosco M., Ghersi A., Marino E.M., (2009). On the evaluation of seismic response of structures by nonlinear static methods, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 38: 1465-1482
- [1.11] Chopra A.K., (2007). Dynamics of Structures – Theory and Applications to Earthquake Engineering, 3rd edn. Prentice Hall, New Jersey, Section 19.7.3
- [1.12] FEMA 368, (2001). NEHRP Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures – Part 2: Commentary, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA
- [1.13] CEN FEMA 369, (2001). NEHRP Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures – Part 1: Provisions, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, USA
- [1.14] Priestley M.J.N., Grant D.N. and Blandon C., (2005). Direct Displacement-Based Seismic Design, Proc. NZSEE Annual Conference
- [1.15] Priestley M.J.N., Calvi M.C. and Kowalsky M.J., (2007). Displacement-Based Seismic Design of Structures IUSS Press, Pavia, 670 pp.
- [1.16] Ghersi A., Bosco M., Marino M.E., (2007). Una più semplice procedura per la valutazione della risposta sismica delle strutture attraverso analisi statica non-lineare, Materiali ed Approcci innovativi per il progetto in Zona sismica e la Mitigazione della Vulnerabilità delle Strutture. Università degli Studi di Salerno – Consorzio Reluis, 12-13 Febbraio

- [1.17] Albanesi T., Nuti C., (2007). Analisi statica non lineare (pushover)-Dispensa. Università degli studi Roma 3, Dipartimento di Strutture (DIS)
- [1.18] Lopez M.A. (2003). 3D Pushover of irregular RC building. Rose School
- [1.19] Kalkan E., Kunnath S.K. (2006). Adaptive modal combination procedure for nonlinear static analysis of building structures. *J struct èng (ASCE)* 132(1): 1721-1731
- [1.20] Chopra A.K., Goel G.K., (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31 (3): 561-582
- [1.21] Chopra A.K., Goel G.K., (2004). A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33 (8): 903-927
- [1.22] Chopra A.K., Goel G.K., Chintanapakdee C., (2004). Evaluation of modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands, *Earthquake Spectra* 20 (3): 757-778
- [1.23] Reyes J.C., Chopra A.K., (2011). Three-dimensional modal pushover analysis of buildings subjected to two components of ground motion, including its evaluation for tall buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 40: 789-806
- [1.24] Reyes J.C., Chopra A.K., (2011) Evaluation of three-dimensional modal pushover analysis for unsymmetric/plan buildings subjected to two components of ground motion, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 40 (13): 1475-1494
- [1.25] Kilar V., Fajfar P., (1997). Simple push-over analysis of asymmetric buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26: 233-249
- [1.26] Fajfar P., Marusic D., Perus I., (2005). Torsional effects in the pushover-based seismic analysis of buildings, *Journal of Earthquake Engineering*, 9 (6): 831-854
- [1.27] Kreslin M., Fajfar P., (2011). The extended N2 method taking into account higher mode effects in elevation, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 40: 1571-1589
- [1.28] Kreslin M., Fajfar P., (2012). The extended N2 method taking into account higher mode effects in both plan and elevation, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10 (2): 695-715
- [1.29] Gunay M.S., Sucuoglu H., (2010). An improvement to linear-elastic procedures for seismic performance assessment, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39: 907-931
- [1.30] Sucuoglu H., Gunay M.S., (2010). Generalized force vectors for multi-mode pushover analysis, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 40 (1): 55-74
- [1.31] Antoniou S., Pinho R., (2004). Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure, *Journal of Earthquake Engineering*, 8 (5): 643-661
- [1.32] Savoia M., Ferracuti B., Pinho, R., (2008). Force/Torque pushover method for plan irregular structures, *Nonlinear Static Methods for design/Assessment of 3D structures*, 5-6 May, Lisbona, Portugal
- [1.33] Bento R., Bhatt C., Pinho R., (2010). Using nonlinear static procedures for seismic assessment of the 3D irregular SPEAR building, *Earthquake structure*, 1 (2): 177-195

- [1.34] Lucchini A., Monti G., Kunnath S., (2008). A simplified method for evaluating the seismic demand in asymmetric-plan multi-storey buildings, The 14th conference on Earthquake Engineering, October 12-17, Beijing, china
- [1.35] Fujii K., (2011). Nonlinear static procedure for multi-story asymmetric frame buildings considering bi-directional excitation, *Journal of Earthquake engineering*, 15 (2): 245-273
- [1.36] Bhatt C., Bento R., (2011). Assessing the torsional response of existing RC building using the extended N2 method, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 9 (4): 1183-1201
- [1.37] Magliulo G, Maddaloni G, Cosenza E, (2008). Extension of N2 method to plan irregular buildings considering accidental eccentricity, *Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering (14WCEE)*, Beijing, China
- [1.38] Baros D.K., Anagnostopoulos S.A., (2008). An assessment of static nonlinear pushover analyses in 2-D and 3-D applications, In: Bento R., Pinho R. (eds) *3D Pushover 2008 – proceedings of nonlinear static methods for design/assessment of 3D structures*. IST Press, Lisbon, pp. 45-58
- [1.39] Ghersi A., Marino E.M., Neri F., (1999). A simple procedure to design steel frame to fail in global mode, In: *Proceedings of the 6th International Colloquium on Stability & Ductility of Steel Structures*, Timisoara, Romania
- [1.40] Marino E.M., Neri F., Rossi P.P., (1999). A design procedure for steel frames with rigid connections, In: *Proceedings of the Conference Eurosteel '99*, Prague, Czech Republic
- [1.41] Midas Gen rel 7.4.1. User Manual
- [1.42] Taucer E.F., Spacone E., Filippou F.C., (1991). A fiber beam-column element for seismic response analysis of reinforced structures. EERC Report 91/17. Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley
- [1.43] Spacone E., Filippou F.C., Taucer E.F., (1996). Fiber beam-column model for nonlinear analysis of R/R frames: Part I: Formulation, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25: 711-725
- [1.44] Spacone E., Filippou F.C., Taucer E.F., (1996). Fiber beam-column model for nonlinear analysis of R/R frames: Part II: Applications, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25: 727-742
- [1.45] Scotta R., Tesser L., Vitaliani R., Sietta A., (2009). Global damage indexes for the seismic performance assessment of R.C. structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38: 1027-1049
- [1.46] Park R., Kent D.C. and Sampson R.A., (1972). Reinforced concrete members with cyclic loading, *ASCE Journal of Structural Division*, 98 (7): 1341-1360
- [1.47] Park R., Priestley M.J.N. and Gill W.D., (1982). Ductility of square-confined concrete columns, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 108 (4): 929-950
- [1.48] Menegotto M., Pinto P.E., (1973). Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal forced and bending, *Procs. IABSE Symp. on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads*, Lisbon, Portogallo
- [1.49] Filippou F.C., Popov E.P., Bertero V.V., (1983). Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints, Report UCB/EERC-83/19, University of California, Berkeley, USA

Parte 2 Validazione del modello numerico

2.1 Introduzione

Data l'importanza che le analisi numeriche hanno rivestito nel presente lavoro di tesi, sia per lo studio degli edifici a nucleo (descritto nella Parte 3) che per la simulazione numerica delle prove sperimentali condotte sui nodi soletta-pilastro (Parte 4 - paragrafo 4.4), si è ritenuta indispensabile una preliminare attività di validazione degli strumenti di calcolo a disposizione e modellazione del comportamento di strutture in calcestruzzo armato. Tali strumenti sono capaci di cogliere fenomeni complessi come il danneggiamento e la fessurazione di materiali quasi-fragili (come il calcestruzzo) e di descrivere il comportamento di materiali duttili elastoplastici (come l'acciaio).

Nel caso dello studio degli edifici a nucleo, la determinazione affidabile del fattore di struttura 'q' attraverso analisi numeriche, non può prescindere infatti da una corretta modellazione degli elementi strutturali a sviluppo bidimensionale, come setti e lame, e tridimensionale come i nuclei a 'C' oggetto del presente studio. È noto, infatti, che in presenza di azioni orizzontali, come quelle sismiche, il comportamento degli edifici è prevalentemente condizionato da tali elementi, piuttosto che dai telai. Lame e nuclei, non solo assorbono la quota parte maggiore dell'azione sismica, ma con la loro rigidità condizionano il comportamento globale dell'intera struttura. Il progressivo danneggiamento degli stessi, infatti, genera una redistribuzione di rigidità difficilmente stimabile *a priori* che altera, istante per istante, le modalità con cui l'edificio risponde all'eccitazione tellurica.

Nel caso invece di dover simulare il comportamento ciclico di nodi soletta-pilastro, risulta di particolare interesse la valutazione delle capacità del modello di rappresentare elementi a comportamento non lineare delle solette di piano.

La validazione del modello è stata condotta con riferimento a risultati sperimentali di comprovata validità e completamente documentati. Nello specifico, la valutazione delle capacità del modello di cogliere il comportamento non lineare di setti e pareti, è stata condotta sulla base di tre tests sperimentali:

- La prima validazione (*Planar Wall Test*) riguarda il comportamento di una parete piana, vincolata a rimanere nel proprio piano, sollecitata da azioni cicliche controllate (paragrafo 2.3).
- La seconda validazione (*U-Shaped Wall Test*) considera un nucleo ad U sollecitato da azioni cicliche lungo le due direzioni principali di inerzia (paragrafo 2.6).

- La terza validazione (*Coupled-Beam Wall Test*) si occupa dello studio di due pareti piane in calcestruzzo armato accoppiate da travi, anch'esse vincolate a rimanere nel proprio piano e sollecitate da azioni cicliche controllate (paragrafo 2.7).

Le sperimentazioni menzionate sulle pareti piane (prima e terza validazione) si collocano all'interno del progetto denominato '*Behavior, Analysis, and Design of Complex Wall Systems*' [2.1] sviluppato congiuntamente dall'Università di Washington (Laura N. Lowes, Dawn E. Lehman, Anna C. Birely) e dall'Università dell'Illinois Urbana-Champaign (Daniel A. Kuchma, Christopher R. Hart, Kenneth P. Marley). Fondatrice del progetto è la *George E. Brown, Jr. Network for Earthquake Simulation* (NEES) [2.2] una *National Science Foundation* (NSF) [2.3] i cui obiettivi rientrano nel *National Earthquake Hazard Reduction Program's* (NEHRP). Con lo scopo di migliorare e innovare le scelte progettuali strutturali attualmente in uso nel territorio sismico americano, NEES fornisce agli utenti un *database* ampio e dettagliato di sperimentazioni su laboratorio selezionate secondo criteri molto severi nei confronti della documentazione richiesta e in ultima analisi dell'affidabilità dell'esperimento stesso. La sperimentazione sui nuclei a C (seconda validazione) ricade invece all'interno del progetto europeo ICONS-topic 5 finanziato dal programma TMR (Training and Mobility of Researches).

Per concludere, la capacità del modello di rappresentare elementi strutturali con comportamento flessionale è stata indagata attraverso lo studio di una trave-soletta semplicemente appoggiata e caricata nella mezzera (quarta validazione - *Simple Supported Flat*). In questo caso la validazione è stata condotta sulla base di un confronto con i risultati analitici attesi, legame momento-curvatura, e non su dati sperimentali.

2.2 Strumenti di calcolo e modello di danno

Per la realizzazione di questa parte di studio è stato utilizzato il codice di calcolo *OpenSees* (*Open System for Earthquake Engineering Simulation*) [2.4], realizzato e finanziato dall'ente governativo americano NSF [2.3] in collaborazione con il centro di ricerca NEES [2.2].

In particolare, in *OpenSees* è disponibile un modello di danno per la rappresentazione del comportamento di materiali quasi-fragili (come il calcestruzzo). Il modello in questione, inizialmente concepito da Faria *et al.* [2.5], è stato negli anni sviluppato e migliorato da diversi autori. Un contributo importante, in questo senso, deriva proprio da alcuni ricercatori del Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale (DICEA) dell'Università degli studi di Padova che con diverse pubblicazioni hanno concorso alla ricerca e allo sviluppo scientifico di tale modello [2.6-2.9]. È omessa, nel seguito, una descrizione matematica accurata dello sviluppo teorico del modello di danno, per la quale si rimanda alle pubblicazioni citate in bibliografia. Si ritiene comunque indispensabile fornire alcune informazioni essenziali sulle peculiarità e potenzialità del modello.

Il modello di danno, in particolare, pur utilizzando le leggi della meccanica del continuo, riesce ad interpretare fenomeni fisici complessi in cui spesso la continuità fisica del materiale viene meno (come accade ad esempio per la fessurazione). Esso consente, nello specifico, di rappresentare il danneggiamento a trazione e compressione del materiale sottoposto a cicli di carico. Tale caratteristica lo rende particolarmente adatto all'impiego in simulazioni del comportamento sismico delle strutture, e di conseguenza allo scopo dello studio in questione.

Il danneggiamento, in senso ampio, può essere interpretato come perdita di rigidità del materiale ciclo dopo ciclo, come rappresentato schematicamente in figura 2.1.

La necessità di tradurre tale concetto in considerazioni matematiche, ha portato gli autori del modello a definire quelli che verranno nel seguito indicati come parametri di danno. Si tratta di due scalari (d_n e d_p) che forniscono, in modo rapido e sintetico, una misura del livello di danneggiamento raggiunto dal materiale a trazione e a compressione. Tralasciandone la descrizione analitica, ci si limita a definire che essi possono assumere valori variabili tra 0 e 1, dove il valore nullo corrisponde ad un materiale non danneggiato che conserva la propria rigidità iniziale E_0 , mentre l'unità corrisponde ad un materiale totalmente danneggiato che ha perso completamente la propria rigidità. In altre parole, detto d^* il valore del parametro di danno corrente, il modulo elastico del materiale in un generico istante può valutarsi come:

$$E^* = E_0 \cdot (1 - d^*) \quad (2.1)$$

In altre parole il fattore $1 - d^*$ rappresenta il rapporto tra la tensione effettivamente sviluppata dal materiale ad una data deformazione e la tensione elastica che esso sarebbe in grado di sviluppare se si comportasse linearmente conservando il modulo elastico iniziale. Il concetto appena espresso è chiarito in figura 2.2.

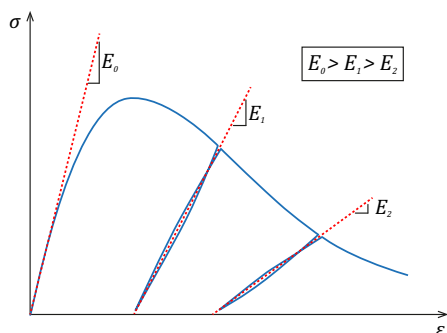


figura 2.1 – Degrado di rigidezza del calcestruzzo all'aumentare dei cicli di carico-scarico

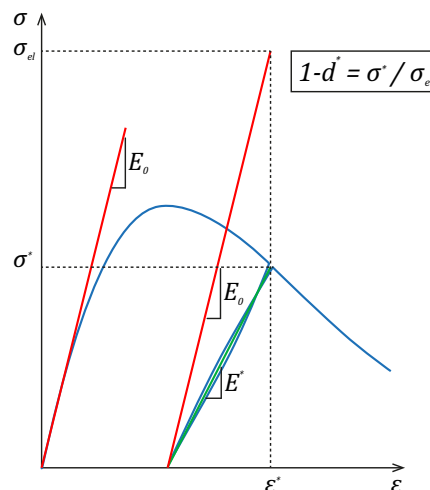


figura 2.2 – Interpretazione del parametro di danno

Il modello di danno, pertanto, implementato all'interno di un codice ad elementi finiti, consente non solo di valutare il comportamento meccanico di strutture soggette a fenomeni di fessurazione e danneggiamento ma anche di individuare rapidamente in quali zone tali fenomeni si manifestano e come essi progrediscono.

Vengono di seguito elencati e brevemente descritti i parametri che consentono di definire in modo univoco il comportamento del materiale secondo il modello di danno. Ci si limita, anche in questo caso, a fornire indicazioni sommarie concernenti il significato generale di tali parametri e gli effetti che i valori assunti da questi ultimi producono sul legame. Per una più accurata descrizione si rimanda, ancora una volta, alle pubblicazioni citate in bibliografia [2.6-2.9].

- E : modulo elastico iniziale del materiale;
- ν : coefficiente di Poisson;
- f_{01d} : tensione che definisce il limite superiore a compressione del tratto lineare;
- f_{02d} : tensione che definisce il limite superiore a compressione del tratto lineare, tenuto conto degli effetti di eventuali stati tensionali biassiali. È noto, infatti, che la presenza di compressioni idrostatiche (all'interno del materiale) produce un incremento dei valori di tensione sviluppabili dallo stesso. In particolare evidenze sperimentali dimostrano che stati di compressione biassiale producono incrementi di resistenza di circa il 20%: ecco perché si assume, in questo studio, $f_{02d} = 1.2 \cdot f_{01d}$;
- f_t : tensione che definisce la resistenza a trazione del materiale;
- A_n : parametro che consente di variare la configurazione del ramo di *softening* del legame costitutivo a compressione. Esso consente, sostanzialmente, di intervenire sulla duttilità residua che il materiale ha una volta superata la deformazione che corrisponde al picco di resistenza;
- B_n : parametro che consente di variare la configurazione del ramo di *hardening* a compressione. Esso consente, sostanzialmente, di variare la configurazione del ramo incrudente a partire dal limite superiore del dominio elastico fino al picco di resistenza;
- A_p : parametro che consente di variare la configurazione del ramo di *softening* del legame costitutivo a trazione. Esso consente, sostanzialmente, di intervenire sulla duttilità residua che il materiale ha una volta superata la deformazione che corrisponde al picco di resistenza;

- β : parametro adimensionale introdotto per il controllo del tasso di deformazione plastica. Esso assume convenzionalmente il valore di 0.3;

Una rappresentazione grafica utile a capire il significato di alcuni dei parametri sopra elencati è riportata in figura 2.3 qui di seguito proposta.

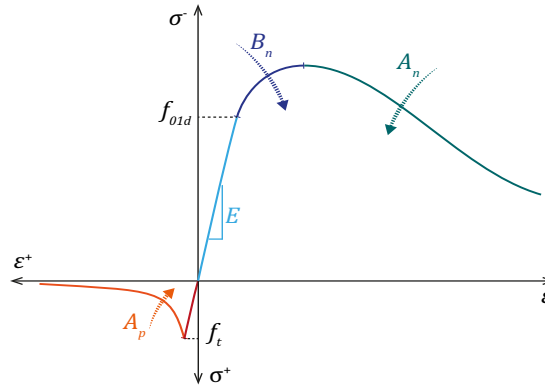


figura 2.3 – Rappresentazione grafica di alcuni dei parametri che definiscono il modello di danno adottato

Il modello appena descritto è utilizzato in associazione ad elementi finiti bidimensionali. La scelta, in particolare, garantisce in primo luogo la gestione dei livelli di armatura e secondariamente consente al codice di calcolo di cogliere fenomeni di rottura a taglio, non percepibili con strumenti meno sofisticati quali ad esempio gli elementi *beam* a fibre. Nello specifico gli elementi utilizzati sono *shellMITC4* i quali implementano l'approccio teorico sviluppato da Bathe [2.10]. Ad essi, inoltre, è possibile associare una sezione *multi-multilayer* che consente di gestire più livelli di armatura in modo agevole.

Nella parte di validazione sono stati inoltre utilizzati elementi *quad* a quattro nodi isoparametrici. In questo caso, la gestione dei livelli di armatura non può avvenire attraverso una sezione *multi-layer* poiché la tipologia di elemento finito non ne consente l'implementazione. Per introdurre correttamente nel modello gli effetti indotti dal materiale acciaio, sono stati quindi sovrapposti degli elementi *quad* a comportamento elastico uniassiale (nella direzione delle barre di armatura).

2.3 Legami costitutivi analitici utilizzati

Per la descrizione del comportamento meccanico dei materiali del C.A. si sono adottate le trattazioni teoriche di seguito brevemente richiamate.

2.3.1 Calcestruzzo

Descrivere numericamente il legame costitutivo del calcestruzzo rappresenta uno degli aspetti più incidenti e problematici per la buona riuscita di analisi non lineari. È noto, infatti, che il comportamento a trazione e a compressione di tale materiale è condizionato da un elevato numero di variabili, come la presenza delle armature di confinamento. In particolare, una densa staffatura produce sul materiale un aumento della resistenza di picco ed un incremento della duttilità dello stesso. Quest'aspetto assume grande rilevanza in fase di modellazione ed è trattato con i dovuti accorgimenti dove necessario.

2.3.1.1 Legame costitutivo a compressione

Per la rappresentazione del comportamento a compressione del calcestruzzo, si sono utilizzati i seguenti due modelli noti in letteratura:

- il modello di Kent & Park (1972) [2.11] e successive modifiche apportate da Park *et al.* (1982) [2.12];
- il modello di Mander (1988) [2.13];

Entrambi consentono, in particolare, di descrivere gli effetti del confinamento sul materiale.

➤ Modello di Kent & Park

Il modello originariamente proposto da Kent & Park [2.11] è rappresentato in figura 2.4.

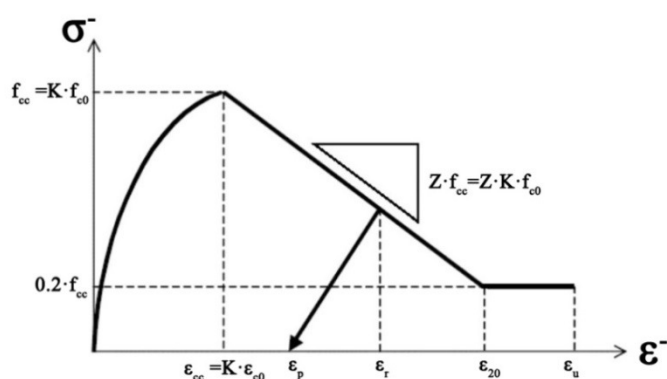


figura 2.4 – Modello di Kent & Park per calcestruzzo confinato [2.11]

Il legame costitutivo può essere descritto dalle seguenti equazioni:

$$\sigma(\varepsilon) = \begin{cases} f_{cc} \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}} \right)^2 \right] & \text{se } \varepsilon \leq \varepsilon_{cc} \\ f_{cc} \cdot [1 - Z \cdot (\varepsilon - \varepsilon_{cc})] & \text{se } \varepsilon_{cc} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{20} \\ 0,2 \cdot f_{cc} & \text{se } \varepsilon > \varepsilon_{20} \end{cases} \quad (2.2)$$

Dove:

- f_{cc} : resistenza di picco del calcestruzzo confinato, valutabile come $f_{cc} = K \cdot f_{c0}$;
- f_{c0} : resistenza di picco del calcestruzzo;
- ε_{cc} : deformazione correlata al picco di tensione f_{cc} , valutabile come $\varepsilon_{cc} = K \cdot \varepsilon_{c0}$;
- ε_{c0} : deformazione correlata al picco di tensione f_{c0} ;
- ε_{20} : deformazione cui corrisponde, sul ramo di *softening*, una tensione residua $0,2 \cdot f_{cc}$;
- K : parametro che consente di valutare gli effetti del confinamento, ed è calcolabile come:

$$K = 1 + \frac{\rho_{st} \cdot f_{y,st}}{f_{c0}} \quad (2.3)$$

Con $f_{y,st}$ resistenza a trazione delle staffe.

In assenza di confinamento $K=1$. Al crescere di tale parametro, in particolare si ha:

- incremento della tensione di picco sviluppabile dal materiale;
- incremento della deformazione corrispondente al picco di tensione.
- Z : parametro di *softening* definito come segue:

$$Z = \frac{0,5}{\frac{3 + 0,29 \cdot f_{c0}}{145 \cdot f_{c0} - 1000} + 0,75 \cdot \rho_{st} \cdot \sqrt{\frac{l_0}{s}} - K \cdot \varepsilon_{c0}} \quad (2.4)$$

- ρ_{st} : rapporto tra il volume della staffatura e quello del nucleo di calcestruzzo confinato. Esso è valutabile come:

$$\rho_{st} = \frac{\sum A_{st} \cdot l_{st}}{s \cdot A_{cc}} \quad (2.5)$$

In cui:

- s è il passo delle staffe;
- A_{st} è l'area delle staffe utilizzate;
- l_{st} è la lunghezza complessiva delle staffe utilizzate per confinare;
- A_{cc} è l'area confinata dalle staffe;

Evidentemente, per il calcestruzzo non confinato si avrà $\rho_{st} = 0$.

Si precisa, infine, che il modello appena presentato è stato opportunamente rielaborato in questo lavoro di tesi, imponendo l'annullamento della tensione residua con conseguente prolungamento del ramo di *softening* fino ad una tensione nulla in corrispondenza alla deformazione ultima ε_u .

➤ Modello Mander

Il modello proposto da Mander [2.13] è rappresentato in figura 2.5.

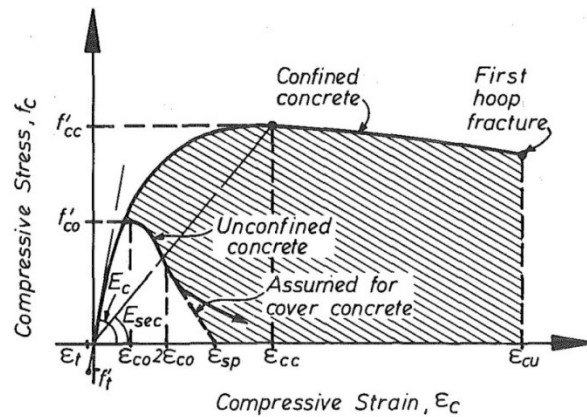


figura 2.5 – Modello di Mander per calcestruzzo confinato [2.13]

Il legame costitutivo può essere descritto dalle seguenti equazioni:

$$\sigma(\varepsilon) = \begin{cases} f_{cc} \cdot \left[2 \cdot \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}} \right) - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}} \right)^2 \right] & \text{se } \varepsilon \leq \varepsilon_{cc} \\ f_{cc} \cdot \frac{x \cdot r}{r - 1 + x^r} & \text{se } \varepsilon > \varepsilon_{cc} \end{cases} \quad (2.6)$$

Dove:

- f_{cc} : resistenza di picco del calcestruzzo confinato, la cui stima è discussa in seguito;
- ε_{cc} : deformazione correlata al picco di tensione del calcestruzzo confinato, la cui stima è discussa in seguito;
- x : rapporto tra la deformazione effettiva e quella corrispondente al picco della resistenza del calcestruzzo confinato, valutabile come $x = \varepsilon / \varepsilon_{cc}$;
- r : parametro di *softening*, valutabile come $r = E_c / (E_c - E_{sec})$;
- E_c : modulo elastico tangente alla parabola iniziale;
- E_{sec} : modulo secante la curva in corrispondenza del picco della resistenza del calcestruzzo confinato, valutabile come $E_{sec} = f_{cc} / \varepsilon_{cc}$;

L'incremento di resistenza e duttilità indotto dal confinamento, ovvero la stima di f_{cc} e di ε_{cc} , può essere effettuata a partire dalla tensione trasversale σ_{tras} esercitata dalle staffe sul calcestruzzo. Nella trattazione teorica sviluppata da Mander, in particolare, sono suggerite alcune formule per il calcolo di queste tensioni trasversali al variare della geometria della sezione (sezioni circolari, sezioni rettangolari) [2.13].

Una volta a disposizione tali tensioni trasversali, è possibile effettuare la stima della resistenza di picco confinata e di conseguenza della deformazione corrispondente a tale picco. Per fare ciò sono adottate relazioni del tipo:

$$f_{cc} = K_1 \cdot f_{co} \quad (2.7)$$

$$\varepsilon_{cc} = K_2 \cdot \varepsilon_{co} \quad (2.8)$$

Dove, a rigore, i parametri K_i dipendono ancora dalla geometria della sezione. Tuttavia, per ovviare ad ulteriori complicazioni, è possibile rifarsi alle formulazioni fornite da Mander per sezioni di forma circolare. In quest'ottica il comportamento delle sezioni rettangolari è assimilato a quello di sezioni circolari

equivalenti, caratterizzate da una σ_{tras} calcolata come media delle $\sigma_{tras,i}$ nelle due direzioni. I parametri K_i possono quindi essere calcolati come:

$$K_1 = -1,254 + 2,254 \cdot \sqrt{\frac{1 + 7,94 \cdot \sigma_{tras}}{f_{c0}}} - 2 \cdot \frac{\sigma_{tras}}{f_{c0}} \quad (2.9)$$

$$K_2 = 1 + 5 \cdot \left(\frac{f_{cc}}{f_{c0}} - 1 \right) \quad (2.10)$$

2.3.1.2 Legame costitutivo a trazione

Per rappresentare il legame costitutivo a trazione del calcestruzzo, a differenza di quanto visto per la compressione, non si è fatto ricorso ad alcuna teoria particolare. Il comportamento è nella pratica schematizzato da una spezzata con un tratto lineare fino alla tensione media di resistenza a trazione f_t e da un tratto curvilineo la cui pendenza di *softening* condiziona la duttilità a trazione del sistema (figura 2.6).

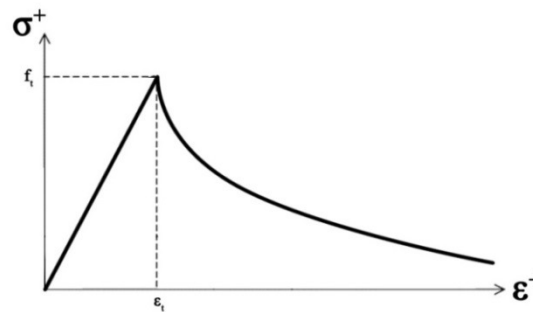


figura 2.6 – Comportamento a trazione del calcestruzzo

Non avendo a disposizione i risultati sperimentali riguardanti la resistenza a trazione dei materiali utilizzati nei test, si è scelto di utilizzare le formule presenti all'interno delle NTC08 [2.14] per valutare la resistenza a trazione media f_{ctm} , nota la resistenza a compressione. La pendenza del tratto lineare, inoltre, è tale da riprodurre il modulo elastico utilizzato per descrivere il comportamento a compressione del materiale.

Com'è facile comprendere, mentre la determinazione dei parametri che caratterizzano il tratto lineare è piuttosto agevole, stabilire le caratteristiche del ramo di *softening* costituisce una questione piuttosto delicata. Una strategia possibile consiste nell'adattare il ramo di *softening* in modo tale che l'energia specifica di frattura, del materiale utilizzato nei modelli, sia conforme all'energia specifica misurata in indagini sperimentali di comprovata validità.

Con *energia specifica di frattura*, s'intende la quantità di energia per unità di volume sviluppabile dal materiale portato a fessurazione. In termini matematici, essa può essere valutata con la seguente espressione integrale:

$$g_f = \int_{\epsilon_{el}}^{\epsilon_u} \sigma d\epsilon \quad [MPa] = \left[\frac{N}{mm^2} \right] = \left[\frac{J}{mm^3} \right] \quad (2.11)$$

Dove gli estremi d'integrazione indicano, simbolicamente, che l'integrale è calcolato ipotizzando uno scarico elastico¹ a partire dal picco di tensione ed esteso fino alla deformazione ultima sviluppabile dal materiale. Si definisce, inoltre, *energia specifica di frattura adimensionalizzata* il rapporto tra l'*energia specifica di frattura* ed il prodotto tra la tensione di frattura f_t e la corrispondente deformazione ε_t . Ovvero:

$$\overline{g}_f = \frac{g_f}{f_t \cdot \varepsilon_t} \quad [-] \quad (2.12)$$

Con riferimento alle considerazioni prodotte dagli autori Gopalaratnam & Shah [2.15] è possibile concludere che l'*energia specifica di frattura adimensionalizzata* assume all'incirca un valore costante pari a $\overline{g}_f = 1.50$. Prendendo a riferimento tale valore, nota la tensione di frattura f_t e la corrispondente deformazione ε_t , è possibile risalire all'*energia specifica di frattura* del materiale. Una volta a disposizione l'*energia specifica di frattura*, apportando opportune modifiche ai parametri che definiscono il materiale², è possibile adattare il ramo di *softening* in modo tale che l'espressione integrale, sopra definita, produca il valore desiderato. Si precisa, infine, come si avrà modo di discutere nel seguito, che i valori assunti dall'*energia specifica di frattura* per un dato materiale dipendono dalle dimensioni dei provini su cui si effettuano i test di trazione³. Nell'ottica, quindi, di applicare le considerazioni fatte ad un modello ad elementi finiti, sarà necessario valutare anche le relazioni che intercorrono tra le dimensioni dei provini (utilizzati nelle prove di carico) e le dimensioni degli elementi della *mesh*.

2.3.2 Acciaio

Il legame costitutivo adottato per descrivere il comportamento non lineare dell'acciaio da armatura è quello elaborato da Menegotto e Pinto (1973) [2.16] e modificato in seguito da Filippou et al. (1983) [2.17]. Una rappresentazione schematica di tale legame è fornita in figura 2.7.

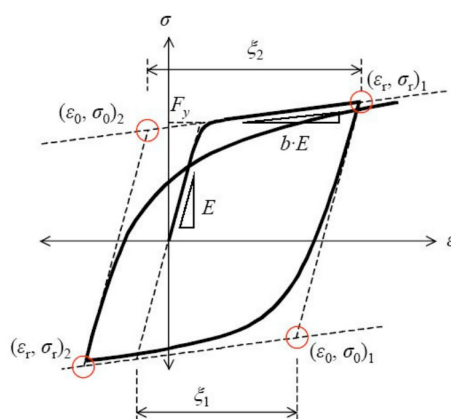


figura 2.7 – Modello di Menegotto-Pinto per acciaio da armatura [2.16]

¹ Nel caso del legame costitutivo a trazione, lo scarico elastico fa coincidere l'estremo inferiore d'integrazione con l'origine degli assi. Ciò non si verifica, invece, con il legame costitutivo a compressione in cui è trascurata una porzione di area sottesa al ramo di *hardening*.

² In particolare la calibrazione è effettuata intervenendo sul parametro A_p citato in sede di descrizione del modello al paragrafo 2.2.

³ O analogamente nelle prove di compressione qualora si parli di *energia specifica di frattura* a compressione.

2.4 Leggi costitutive dei materiali nei modelli numerici

La costruzione di un modello numerico richiede la definizione di materiali diversi, capaci di interpretare il comportamento fisico delle varie zone costituenti un provino. Il modello abbina, al contempo, materiali lineari e non lineari.

Questi ultimi, in particolare, sono stati adottati laddove è necessario rappresentare correttamente fenomeni di danneggiamento e plasticizzazione. Essi sono, nello specifico, introdotti al fine di:

- modellare il comportamento quasi-fragile del calcestruzzo non confinato del copriferro;
- modellare il comportamento quasi-fragile del calcestruzzo confinato;
- modellare il comportamento elasto-plastico delle barre di armatura nelle due direzioni;

Sono invece usati materiali a comportamento lineare per le zone scarsamente o per nulla interessate dai fenomeni inelastici

Nell'introdurre le leggi costitutive analitiche precedentemente illustrate all'interno di un modello numerico occorre porre particolare attenzione ad alcuni importanti aspetti di modellazione che vengono di seguito brevemente toccati.

2.4.1 Calcestruzzo

Le differenze tra i due modelli sopra presentati risiedono, di fatto, nella rappresentazione del ramo di *softening*. Il modello di Mander [2.13], infatti, evidenzia una duttilità più elevata del materiale con un'energia di deformazione interna maggiore rispetto al modello di Kent & Park [2.11-2.12]. Tuttavia, pur essendo il modello di Mander apparentemente più accurato nella descrizione del fenomeno e cronologicamente successivo al modello di Kent & Park, la scelta del legame costitutivo da utilizzare come riferimento è ricaduta su quest'ultimo. La maggior semplicità di gestione del modello di Kent & Park, infatti, agevola la fase di taratura dei parametri da inserire nei modelli di calcolo per la definizione dei materiali¹. Nello specifico, la definizione delle caratteristiche dei materiali si articola in due fasi.

- 1) Una prima fase in cui le leggi definite nel modello di Kent & Park sono adattate ai legami costitutivi sperimentali;
- 2) Una seconda fase in cui, attraverso un procedimento iterativo, sono tarati i parametri del *modello di danno*. In questa fase, particolare attenzione è stata posta affinché sia avvicinata la resistenza di picco f_{cc} e siano conservate le caratteristiche del ramo di *softening* definito da Kent & Park. È stata invece tollerata una contenuta differenza nel valore ottenuto per ε_{cc} .

Per quanto riguarda il comportamento a trazione, la taratura dei parametri avviene unicamente verificando il rispetto dei valori di *energia specifica di frattura* forniti da Gopalaratnam & Shah [2.15].

Si precisa, infine, che per il materiale calcestruzzo si è stabilito di utilizzare un modulo di *Poisson* ν pari a 0. Tale scelta consente di ridurre notevolmente l'onere computazionale. In particolare, si verifica in questo modo il disaccoppiamento dello stato tensionale e deformativo lungo le tre direzioni principali con annullamento dei termini extra-diagonali delle matrici di rigidità. Peraltro, l'utilizzo di un modulo di *Poisson* non nullo $\nu \neq 0$ costituisce una forzatura qualora si desideri simulare il comportamento di un

¹ Si tratta nello specifico dei parametri del *modello di danno* descritti al paragrafo 2.2.

materiale quasi-fragile in prossimità di rottura. Il concetto di contrazione laterale, introdotto dal modulo di *Poisson*, infatti, ben si applica alla meccanica del continuo. Nei modelli in questione, invece, si tenta di simulare con un continuo il comportamento di un materiale in grado di fessurare e danneggiarsi. È evidente, dalla realtà fisica dei fenomeni, che le discontinuità imposte in presenza di fessurazione impedisce, di fatto, che si verifichino contrazioni laterali di alcun tipo.

2.4.1.1 Dipendenza dalla mesh dei legami costitutivi

L'utilizzo di modelli di calcolo non lineari, capaci di cogliere il danneggiamento dei materiali, introduce il concetto della *mesh-dipendenza*, ovvero la dipendenza della soluzione dalla geometria della *mesh*. Il fenomeno richiede, di fatto, un adattamento dei legami costitutivi del materiale calcestruzzo in relazione alle diverse dimensioni degli elementi impiegati nelle *mesh* di calcolo. La necessità di effettuare tali considerazioni deriva, nello specifico, direttamente dal comportamento dei materiali fragili.

È possibile notare, infatti, attraverso una serie di prove di carico monoassiali (sia a trazione che a compressione) su campioni di dimensioni diverse, come il legame $\sigma - \varepsilon$ risultante sia fortemente condizionato dalla dimensione del provino. In particolare, immaginando di eseguire una serie di prove a compressione (o a trazione) su provini cilindrici, con area di base costante ed altezza crescente, si otterrebbe una variazione delle curve che rappresentano il legame $\sigma - \varepsilon$ (figura 2.8).

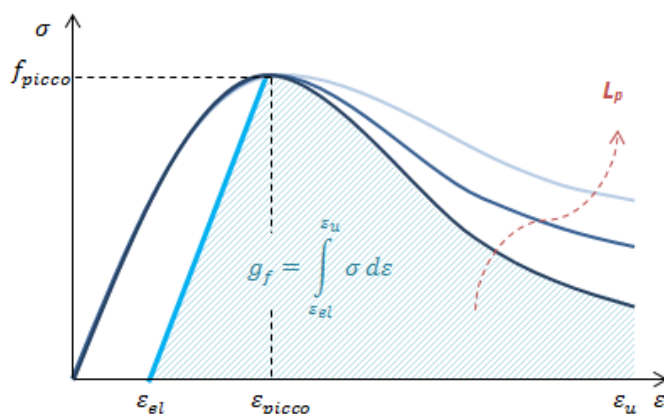


figura 2.8 – Variazione del legame costitutivo al variare delle dimensioni del provino

Com'è possibile osservare sperimentalmente, provini di dimensione minore evidenziano un comportamento più fragile, provini di dimensione maggiore mostrano un comportamento più duttile¹. In termini di *energia specifica di frattura* g_f si osserva, cioè, una tendenza crescente della stessa al crescere delle dimensioni del campione. Tuttavia, sempre i risultati sperimentali dimostrano che ciò che invece si conserva, al variare delle dimensioni del provino, è l'*energia di frattura* G_f complessivamente sviluppata dallo stesso. Detto w lo spostamento assiale (allungamento/accorciamento) tra punti di controllo del provino, l'*energia di frattura* G_f può valutarsi come segue.

¹ In realtà, diversamente da quanto rappresentato in figura 2.8, variazioni di dimensione producono anche una modesta alterazione dei valori di resistenza. Queste variazioni sono comunque trascurabili a fronte dei cambiamenti indotti in termini di duttilità.

$$G_f = \int_{w_{el}}^{w_u} \sigma \, dw \quad (2.13)$$

Il legame che sussiste tra spostamenti e deformazioni in tali prove monoassiali, inoltre, consente di mettere in relazione l'energia di frattura G_f con l'energia specifica di frattura g_f . Detta L_0 la lunghezza base di misura, ovvero la distanza tra i punti di controllo degli spostamenti sul provino, si ha:

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0} = \frac{w}{L_0} \quad (2.14)$$

E pertanto:

$$G_f = \int_{w_{el}}^{w_u} \sigma \, dw = L_0 \cdot \int_{\varepsilon_{el}}^{\varepsilon_u} \sigma \, d\varepsilon = L_0 \cdot g_f \quad (2.15)$$

Confondendo, infine, la lunghezza base di misura L_0 con le dimensioni del provino¹ L_p si ha:

$$G_f = L_0 \cdot g_f \cong L_p \cdot g_f \quad (2.16)$$

Evidenze sperimentali dimostrano, come detto, che tale energia di frattura G_f è costante a parità di caratteristiche del materiale.

Le osservazioni appena riportate, vanno quindi debitamente considerate in fase di modellazione non lineare. Infatti, procedere alla definizione dei legami costitutivi (da adottare nei modelli di calcolo) solamente osservando le leggi $\sigma - \varepsilon$ sperimentali, può condurre ad errori più o meno grossolani. È necessario, in particolare, che il singolo elemento finito sia in grado di riprodurre il comportamento descritto dai provini. L'elemento finito, in quanto tale, avrà una propria dimensione caratteristica la quale deve, in virtù di quanto detto, essere messa a confronto con la lunghezza base di misura del provino L_0 (ovvero con le sue dimensioni L_p).

La definizione di una lunghezza caratteristica per l'elemento finito, in seguito indicata con L_{el} , si basa sulla topologia dello stesso ed in particolare sulla collocazione dei punti Gauss. Essa è messa in relazione con l'area d'influenza di ciascun punto Gauss. Con riferimento ad esempio ad un elemento bidimensionale a quattro nodi e quattro punti Gauss si avrà, ragionevolmente:

$$L_{el} = L_{lato}/2 \quad (2.17)$$

Una volta definita la lunghezza caratteristica dell'elemento finito L_{el} , è necessario intervenire sull'energia specifica di frattura dell'elemento² $g_{f,el}$ per garantire la conservazione dell'energia di frattura complessiva.

Il fine è perseguito adattando opportunamente il legame $\sigma - \varepsilon$ definito nel modello di calcolo. Com'è possibile intuire, tale adattamento andrebbe a rigore prodotto individualmente su ciascun elemento. Questa strada, tuttavia, è di fatto impraticabile poiché richiederebbe la definizione di un materiale differente per ogni elemento finito di dimensione diversa. È pratica comune, invece, produrre un'unica

¹ Approssimazione trascurabile, soprattutto per prove monoassiali di compressione in cui i punti di controllo sono sulle piastre di estremità.

² In seguito indicata con pedice *el*.

modifica al legame $\sigma - \varepsilon$, ed adottare quest'ultima per tutti gli elementi finiti della *mesh*. È quindi definita una *lunghezza caratteristica* comune a tutto il modello L_{mod} , con riferimento alle dimensioni dell'elemento più piccolo¹. In altre parole:

$$L_{mod} = \min(L_{el,i}) \quad (2.18)$$

La conservazione dell'*energia di frattura* G_f avviene, quindi, facendo in modo che:

$$G_f = L_p \cdot g_f = L_{mod} \cdot g_{f,mod} \quad (2.19)$$

Pertanto, in conformità a quanto detto, nella modellazione ad elementi finiti è necessario provvedere ad alcune modifiche dei legami costitutivi sperimentali, in modo tale da produrre un'*energia specifica di frattura* $g_{f,mod}$ che rispetti l'equivalenza appena vista. Modifiche da effettuare sia per il legame $\sigma - \varepsilon$ che descrive il comportamento a compressione sia per il legame $\sigma - \varepsilon$ che descrive il comportamento a trazione. Tali adattamenti, come visto in precedenza, dovranno essere tali da preservare la tensione massima sviluppabile dal materiale e la corrispondente deformazione, intervenendo sulla sola *duttilità*.

Si precisa, da ultimo, che la trattazione e discussione del problema appena descritto è affrontata in dettaglio soltanto in questa prima validazione (PW1). Nel caso specifico, si sono effettuate analisi non lineari sia implementando materiali che tenessero conto del fenomeno di *mesh-dipendenza* sia adottando leggi costitutive non adattate nel modo appena descritto. Per tutte le analisi svolte successivamente, invece, il fenomeno è stato implicitamente considerato senza sviluppare particolari considerazioni a riguardo.

Di seguito sono presentate brevemente le strategie adottate per l'adattamento dei legami costitutivi a compressione e trazione in modo da tener conto della dipendenza della soluzione dalla geometria della *mesh*.

2.4.1.2 Modifica del legame costitutivo a compressione per tenere conto della mesh-dipendenza

Avendo scelto di utilizzare il modello di Kent & Park per la descrizione analitica del comportamento a compressione del materiale, è possibile procedere agevolmente ad un adattamento dei legami per via analitica. In particolare, la conservazione dell'*energia di frattura* G_f è garantita semplicemente intervenendo sul ramo di *softening*, e quindi sul parametro Z (Eq. (2.4)).

Nello specifico, note l'*energia specifica di frattura* dei provini g_f , la loro dimensione L_p e la *lunghezza caratteristica* degli elementi del modello L_{mod} , è possibile risalire all'*energia specifica di frattura* $g_{f,mod}$ applicando il principio di conservazione dell'*energia di frattura* G_f complessiva.

Si ottiene:

$$g_{f,mod} = \frac{G_f}{L_{mod}} = \frac{L_p \cdot g_f}{L_{mod}} \quad (2.20)$$

¹ La scelta di prendere come riferimento l'elemento di dimensioni minori è ragionevole se si considera che tali elementi sono, generalmente, collocati nelle zone della *mesh* dove si desidera ottenere una soluzione più accurata. In tali punti, garantire una rappresentatività adeguata del fenomeno è fondamentale per la qualità globale dei risultati.

Con riferimento alle relazioni analitiche del modello di *Kent & Park*, e tenuto conto del fatto che l'*energia specifica di frattura* è calcolata ipotizzando uno scarico elastico a partire dal picco di tensione, si ha inoltre:

$$g_f = \int_{\varepsilon_{el}}^{\varepsilon_u} \sigma \, d\varepsilon = \frac{f_{cc}^2}{2} \cdot \frac{E + E_{soft}}{E \cdot E_{soft}} \quad (2.21)$$

Dove:

$$E_{soft} = Z \cdot f_{cc} \quad (2.22)$$

Pertanto, invertendo la formula, il nuovo parametro di *softening* Z_{new} può calcolarsi come:

$$Z_{new} = \frac{f_{cc} \cdot E}{2 \cdot g_{f,mod} \cdot E - f_{cc}^2} \quad (2.23)$$

2.4.1.3 Modifica del legame costitutivo a trazione per tenere conto della mesh-dipendenza

Non avendo in questo caso a disposizione relazioni analitiche per la descrizione del comportamento a trazione, il fenomeno della *mesh-dipendenza* è valutato adattando iterativamente la configurazione del ramo di *softening* fino al raggiungimento del valore di *energia specifica di frattura* $g_{f,mod}$ che garantisce la conservazione dell'*energia di frattura* G_f complessiva.

$$G_f = L_0 \cdot g_f = L_{mod} \cdot g_{f,mod} \quad (2.24)$$

Il calcolo dell'*energia di frattura* G_f da utilizzare come riferimento per la taratura avviene, ancora una volta, a partire dalle considerazioni sviluppate da Gopalaratnam & Shah [2.15]. È calcolata preliminarmente l'*energia specifica di frattura* g_f del materiale con la seguente relazione:

$$g_f = \overline{g_f} \cdot f_t \cdot \varepsilon_t \quad (2.25)$$

L'*energia di frattura* G_f complessiva si ottiene moltiplicandone il valore per la *lunghezza base di misura* L_0 dei provini utilizzati da Gopalaratnam & Shah nelle loro valutazioni. Pertanto:

$$G_f = L_0 \cdot g_f \quad (2.26)$$

Infine, in base alla *lunghezza caratteristica* degli elementi del modello L_{mod} , si procede ad una variazione del ramo di *softening* nei modi descritti in precedenza. Ovvero in modo tale da ottenere un'*energia specifica di frattura* del modello $g_{f,mod}$ pari a :

$$g_{f,mod} = \frac{G_f}{L_{mod}} = \frac{L_0 \cdot g_f}{L_{mod}} = \frac{L_0 \cdot \overline{g_f} \cdot f_t \cdot \varepsilon_t}{L_{mod}} \quad (2.27)$$

2.4.2 Acciaio

Viene impiegata la legge di Menegotto-Pinto [2.16]. Per la tensione di snervamento si sono utilizzate le indicazioni riportate nei valori sperimentali forniti. Il fattore di riduzione di rigidezza del ramo di *hardening* è stato invece assunto pari a $b = 1.5\%$. Per i rimanenti parametri, infine, la scelta dei ricade sui valori suggeriti da Filippou [2.17].

2.5 Prima validazione: Planar Wall Test

2.5.1 Descrizione dell'esperimento

Il *Planar Wall Test* (PW Test -figura 2.9) ha analizzato del comportamento ciclico di lame piane in C.A. con l'obiettivo è di riprodurre gli effetti di un'eccitazione sismica. Il test ha visto la realizzazione di quattro prove su quattro diversi provini variando le modalità di applicazione del carico. Nella validazione del modello numerico ci si è occupati, in particolare, di simulare la prima delle quattro sperimentazioni condotte in laboratorio (test indicato nel seguito con PW1). Tale prova riproduce il comportamento di una lama inserita all'interno di un edificio di dieci piani soggetto ad un *pattern* di carico triangolare.

L'esperimento, così come gli altri esperimenti del progetto¹, è stato eseguito nel laboratorio NEES MULTI-SIM (*Multi-Axial Full-Scale Sub-Structured Testing and Simulation*) nell'Università dell'Illinois. Le sofisticate attrezzature di cui dispone il laboratorio consentono di eseguire analisi sia a forze imposte, sia a spostamenti imposti, raccogliendo risultati ad alta risoluzione utili alla caratterizzazione delle prestazioni dei provini. I provini sono ancorati alla struttura rigida del laboratorio e possono essere caricati secondo sei diversi gradi di libertà grazie ad un dispositivo elettro-meccanico a pistoni capace di simulare forze assiali, carichi trasversali ed azioni flettenti. L'elevata versatilità di questi dispositivi consente, in particolare, di simulare *pattern* di carico anche molto articolati, riproducendo il comportamento di strutture complesse schematizzate dal provino².

Un'ampia gamma di sensori e strumenti di misura consente, infine, di raccogliere grandi quantità di dati da utilizzare a supporto dello sviluppo dei modelli numerici. In particolare, oltre alle ordinarie strumentazioni per la misurazione degli spostamenti assoluti e relativi, e per la rilevazione di tensioni e deformazioni, il laboratorio dispone anche di avanzati dispositivi ottici. Questi ultimi permettono rilevazioni fotogrammetriche ad alta qualità, utili alla ricostruzione degli stati fessurativi ed alla descrizione dei fenomeni di danneggiamento dei provini.



figura 2.9 – Planar Wall Test (PW1) [2.18]

¹ Il progetto si compone nel complesso di quattro analisi su pareti piane, di un'analisi su parete costituita da due setti accoppiati da travi di collegamento e di tre analisi su nuclei ad U.

² Questo, in particolare, ha consentito di schematizzare il comportamento dell'edificio di dieci piani con un provino, in scala ridotta, di soli tre piani di altezza (zona significativa a comportamento non lineare). Gli effetti flettenti e le forze trasversali indotte dalla porzione di edificio soprastante sono state poi riprodotte accuratamente dal dispositivo di carico.

2.5.2 Geometria del provino

Tutti i campioni utilizzati nel 'PW Test' sono in calcestruzzo armato e realizzati in scala ridotta (scala 1:3). Ciascuno di essi riproduce i tre piani inferiori di un edificio idealmente costituito da dieci livelli. Nella documentazione dell'esperimento [2.18] sono riportati i dettagli della geometria del provino e della disposizione delle barre di armatura (sia longitudinali che trasversali). In figura 2.10 è possibile osservare uno schema rappresentativo del provino PW1. In sommità sono collocati due attuatori di carico (*Load and Boundary Condition Boxes LBCBs*) direttamente connessi ad una trave in acciaio rinforzata atta a ripartire il carico su una trave in calcestruzzo (nel seguito indicata come trave di carico). L'altezza complessiva del provino è di 5181.6 mm dei quali:

- 914.4mm corrispondono all'ingombro della trave di fondazione alla base della parete;
- 609.6mm corrispondono all'altezza della trave di carico;

La parete è alta quindi 3657.6mm e come accennato rappresenta in scala ridotta i primi tre piani di un edificio composto da dieci piani. La larghezza della parete è di 3048.0mm e lo spessore è di 152.4mm.

La disposizione delle barre di armatura è conforme alle normative americane riguardanti i setti in calcestruzzo armato su territorio sismico [2.19-2.20]. In figura 2.11 la disposizione è schematizzata per tutta l'elevazione della parete, sia per le barre longitudinali sia per quelle trasversali. Si sono utilizzate barre di due differenti tipologie, indicate rispettivamente come *tipo 2* e *tipo 4*. Le barre *tipo 2* hanno un diametro di 6.35mm mentre le barre *tipo 4* hanno un diametro di 12.70mm. Le caratteristiche dei differenti tipi di acciaio e del calcestruzzo utilizzato sono riportate successivamente al paragrafo 2.5.4. In figura 2.12 è riportata una sezione trasversale nella quale sono definite le posizioni delle barre e della staffatura di confinamento collocata sulle ali. Per una di queste due ali è inoltre riportato un dettaglio che illustra più chiaramente il maggior numero di barre disposte in queste due zone¹. La larghezza delle ali è di 520.7mm.

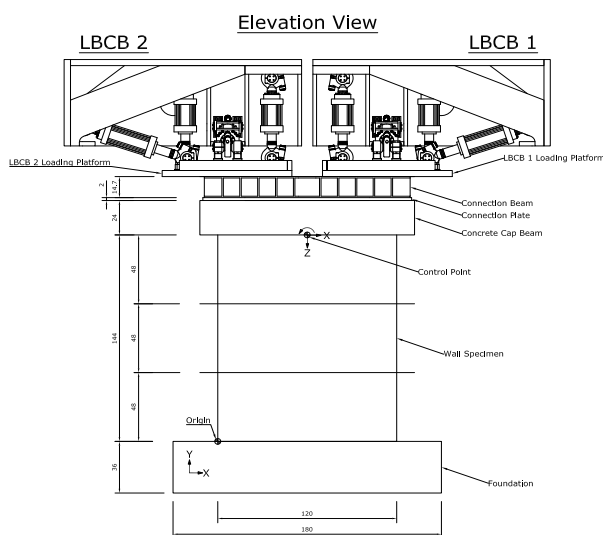


Figure A1-1: PW-1 Test Setup

figura 2.10 – Planar Wall setup [2.18]

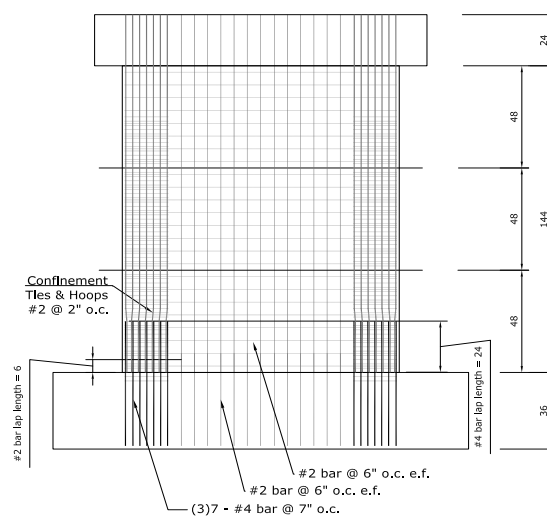


Figure A1-2: PW-1 Rebar Elevation

figura 2.11 – Disposizione dell'armatura (barre longitudinali e trasversali) sul PW1 [2.18]

¹ Non si riportano i dettagli delle armature disposte sulla trave di carico e sulla trave di fondazione, entrambe realizzate in modo tale da potersi ritenere rigide e sostanzialmente non interessate da fenomeni di plasticità nelle condizioni di carico utilizzate per l'intera durata della prova.

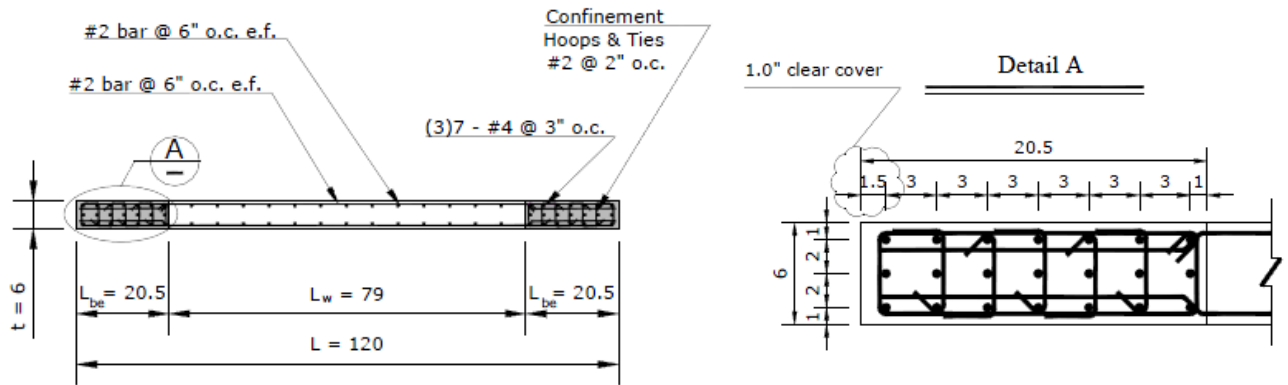


figura 2.12 – Sezione trasversale del PW1 [2.18]

2.5.3 Geometria dei modelli numerici

Per la realizzazione del modello numerico sono stati utilizzati elementi di tipo *quad4* con formulazione bilineare isoparametrica, adatta a rappresentare uno stato piano di tensione (SPT). Sono state realizzate due *mesh* con livello di raffinamento crescente che saranno nel seguito indicate come *mesh1* e *mesh2*.

In entrambi i casi, la struttura è posta nel piano x-y con l'origine degli assi posto sull'angolo a *sud-ovest* della trave di fondazione (figura 2.10). Le diverse tonalità di colorazione utilizzate sui modelli hanno lo scopo di evidenziare le differenti regioni che caratterizzano la parete (trave di carico, trave di fondazione, anima e ali) qualificando secondo proprietà differenti gli elementi che compongono la *mesh*.

2.5.3.1 Mesh1 e Mesh2

Sia la *mesh1* (figura 2.13) che sia la *mesh2* (figura 2.14) prevedono più elementi *quad* sovrapposti nella zona di parete (travi di carico e fondazione escluse), ovvero laddove è necessario rappresentare il comportamento non lineare del materiale associato al comportamento indotto dai *layer* di armatura. In tale zona, pertanto, agli stessi quattro nodi sono connessi:

- un elemento *quad* per la modellazione del calcestruzzo non confinato di copriferro (spessore dell'elemento pari a 54.8mm coincidenti con la somma degli spessori dei copriferri alle due estremità della parete);
- un elemento *quad* per la modellazione del calcestruzzo confinato dalla staffatura orizzontale (spessore dell'elemento pari a 101.6mm, i quali sommati all'elemento di copriferro compongono i 152.4mm complessivi lungo lo spessore della parete);
- un elemento *quad* per la modellazione dell'armatura longitudinale (spessore dell'elemento pari a 4.987mm sulle ali e 0.416mm sull'anima);
- un elemento *quad* per la modellazione dell'armatura trasversale (spessore dell'elemento pari a 1.247mm sulle ali e 0.416mm sull'anima)¹.

¹ Gli spessori degli elementi rappresentativi dell'armatura si sono ottenuti distribuendo, su tutta la larghezza dell'elemento, l'area delle barre.

Le proprietà assegnate agli ultimi tre degli elementi elencati differiscono tra ali (colore rosso) e anima (colore verde) al fine di gestire le diverse disposizioni delle armature presenti e gli effetti di confinamento in modo differenziato. Un solo elemento in spessore è infine assegnato alla trave di carico (spessore dell'elemento pari a 914.4mm) e alla trave di fondazione (spessore dell'elemento pari a 1542.0 mm). A questi ultimi è attribuito un comportamento elastico lineare.

Le uniche differenze tra le due *mesh* utilizzate riguardano dunque la diversa discretizzazione adottata.

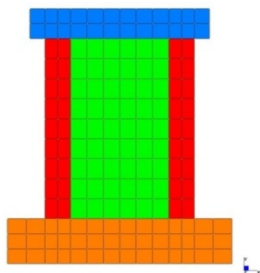


figura 2.13 – Visualizzazione grafica mesh1

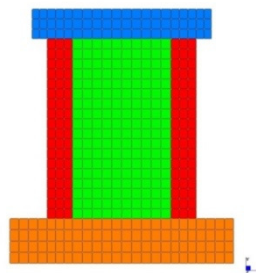


figura 2.14 – Visualizzazione grafica mesh2

2.5.4 Legami costitutivi sperimentali dei materiali

2.5.4.1 Calcestruzzo

Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzato per la realizzazione delle pareti sono ottenute da prove di compressione monoassiale su tre provini cilindrici aventi diametro di 101.6mm e altezza pari a 203.2mm. In figura 2.15 è riportato un grafico che illustra la relazione sperimentale ottenuta tra le tensioni e le deformazioni assiali ($f_{c0,media} = 36.70 \text{ MPa}$; $\epsilon_{c0,media} = 2.277 \cdot 10^{-3}$).

I valori ottenuti sono relativi allo stesso stato di maturazione che caratterizza il calcestruzzo effettivamente impiegato per la realizzazione della parete.

Gli effetti provocati sul calcestruzzo dal confinamento generato dall'armatura trasversale non possono essere trascurati e saranno discussi successivamente.

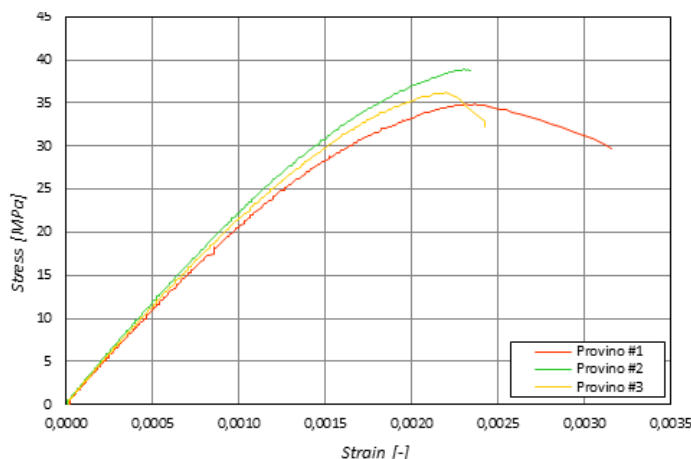


figura 2.15 – Curve sperimentali $\sigma - \epsilon$ su tre provini cilindrici in calcestruzzo

2.5.4.2 Acciaio

Le caratteristiche meccaniche delle barre utilizzate sono riportate in tabella 2.1.

tabella 2.1 – Caratteristiche meccaniche barre tipo 2 e tipo 4

barra	Diametro [mm]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	E [MPa]	ε_y [-]	ε_h [-]	ε_u [-]
Tipo 2	6.35	530.90	592.26	199948	$2.66 \cdot 10^{-3}$	$2.29 \cdot 10^{-2}$	$11.6 \cdot 10^{-2}$
Tipo 4	12.70	579.16	694.99	199948	$2.90 \cdot 10^{-3}$	$1.75 \cdot 10^{-2}$	$12.5 \cdot 10^{-2}$

2.5.5 Taratura dei materiali introdotti nel modello numerico

2.5.5.1 Calcestruzzo non confinato del copriferro

➤ Legame costitutivo a compressione

A partire dai risultati forniti per i provini cilindrici di calcestruzzo, riportati al paragrafo 2.5.4, si è proceduto dapprima alla definizione della legge di Kent & Park che meglio approssima l'andamento delle curve sperimentali (tabella 2.2).

Come si può apprezzare in figura 2.16, il legame prevede un ramo di *softening* lineare fino alla deformazione ultima ε_u .

A titolo comparativo, si riportano, per il solo calcestruzzo non confinato, i parametri ottenuti con il modello di Mander, sebbene non siano stati poi utilizzati nei modelli numerici (tabella 2.3 e figura 2.17).

tabella 2.2 – Caratteristiche meccaniche legame costitutivo di Kent & Park: calcestruzzo non confinato

Parametro	Descrizione	Valore
f_{c0}	Resistenza di picco non confinata	36.70 MPa
ε_{c0}	Deformazione di picco non confinata	$2.277 \cdot 10^{-3}$
K	Parametro di confinamento per f_{cc} e ε_{cc}	1.00
f_{cc}	Resistenza di picco confinata	36.70 MPa
ε_{cc}	Deformazione di picco confinata	$2.277 \cdot 10^{-3}$
Z	Parametro di <i>softening</i>	568.18
ε_u	Deformazione ultima	$4.037 \cdot 10^{-3}$

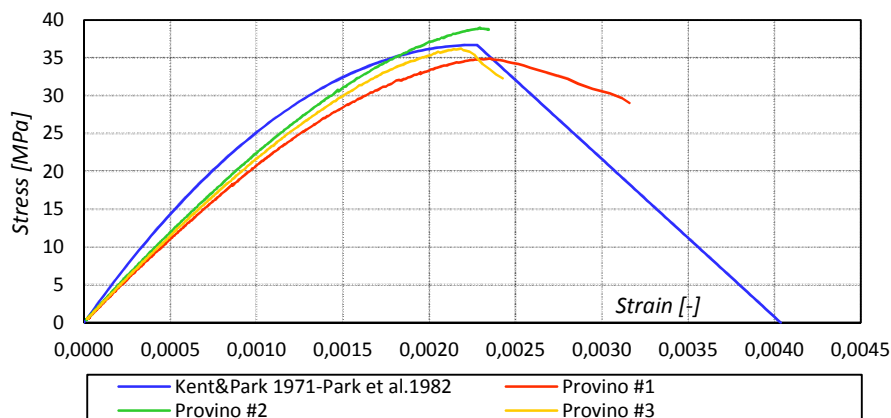


figura 2.16 – Kent & Park vs. prove sperimentali: calcestruzzo non confinato

tabella 2.3 – Caratteristiche meccaniche legame costitutivo di Mander: calcestruzzo non confinato

Parametro	Descrizione	Valore
f_{c0}	Resistenza di picco non confinata	36.70 MPa
ϵ_{c0}	Deformazione di picco non confinata	$2.277 \cdot 10^{-3}$
K_1	Parametro di confinamento per f_{cc}	1.00
K_2	Parametro di confinamento per ϵ_{cc}	1.00
f_{cc}	Resistenza di picco confinata	36.70 MPa
ϵ_{cc}	Deformazione di picco confinata	$2.277 \cdot 10^{-3}$
r	Rapporto delle rigidezze E_c/E_{sec}	2.137

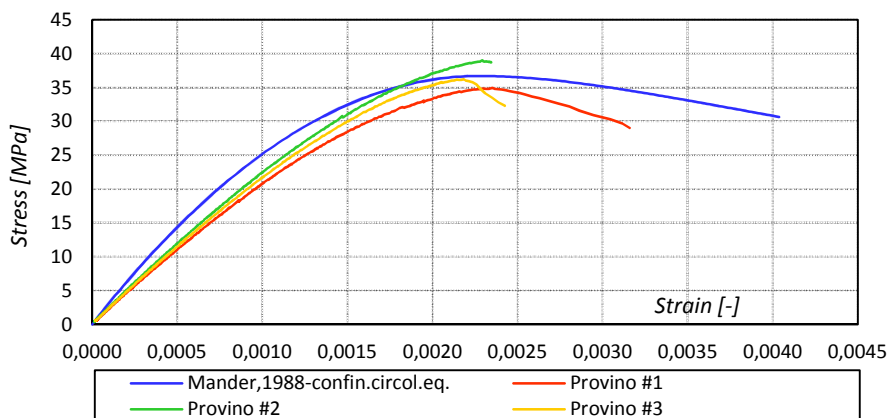


figura 2.17 – Mander vs. prove sperimentali: calcestruzzo non confinato

È immediato osservare la differente configurazione del ramo di *softening*, rispetto a quanto visto per il modello di Kent & Park, con un aumento della duttilità piuttosto evidente.

Partendo dalla curva costruita con il modello di Kent & Park si è poi proceduto alla taratura dei parametri che definiscono il comportamento a compressione del materiale secondo il *modello di danno* implementato in *OpenSees* (tabella 2.4), sia non considerando la mesh-dipendenza, che considerandola rispettivamente per la *mesh1* (figura 2.18) e *mesh2* (figura 2.19).

Nei grafici che seguono si indicherà con la sigla *nDMaterial Concrete* il legame costitutivo ottenuto con il modello di danno suddetto. L'abbreviazione *MD* indicherà invece che il legame è stato modificato tenendo in considerazione gli effetti della mesh-dipendenza.

tabella 2.4 – Caratteristiche meccaniche legame costitutivo a compressione implementato in Opensees: calcestruzzo non confinato

Parametro	Descrizione	Mesh-dipendenza		
		NO	Mesh1	Mesh2
E	Modulo elastico [MPa]	26000	26000	26000
f_{01d}	Tensione limite del dominio elastico [MPa]	28,63	28,63	24,96
f_{02d}	Tensione limite del dominio elastico 2D [MPa]	34,35	34,35	29,95
A_n	Parametro del modello di danno [-]	13,00	6,000	4,300
B_n	Parametro del modello di danno [-]	0,885	0,885	0,820
ν	Modulo di Poisson [-]	0,0	0,0	0,0
β	Parametro del modello di danno [-]	0,3	0,3	0,3

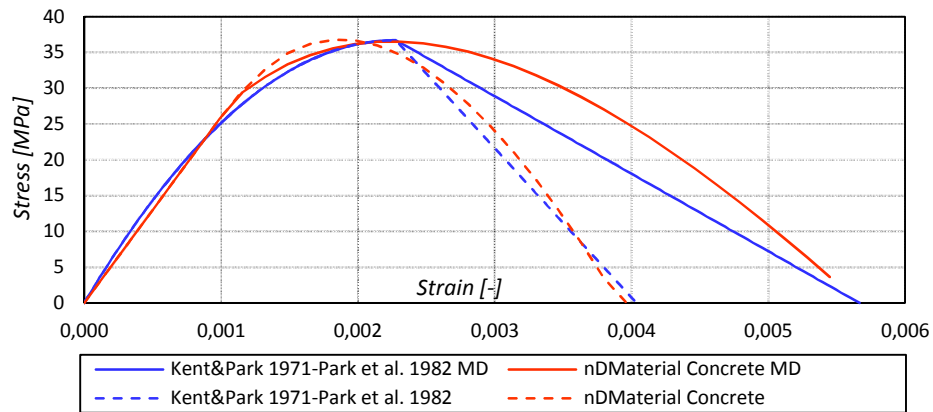


figura 2.18 – Taratura del legame a compressione con mesh-dipendenza (mesh1): calcestruzzo non confinato

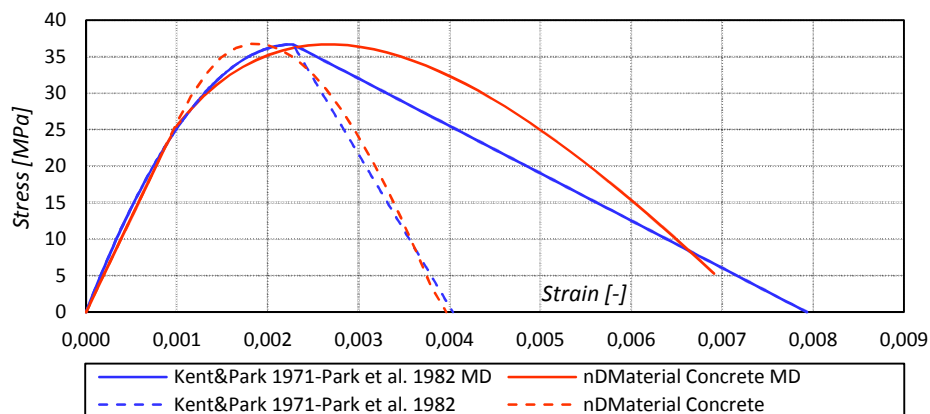


figura 2.19 – Taratura del legame a compressione con mesh-dipendenza (mesh2): calcestruzzo non confinato

➤ **Legame costitutivo a trazione**

Si riportano direttamente i parametri che definiscono il comportamento a trazione del materiale secondo il *modello di danno* implementato in *OpenSees*, sia non considerando la mesh-dipendenza, che considerandola rispettivamente per la *mesh1* (figura 2.20a) e *mesh2* (figura 2.20b)

tabella 2.5 – Caratteristiche meccaniche legame costitutivo a trazione implementato in *OpenSees*: calcestruzzo non confinato

Parametro	Descrizione	Mesh-dipendenza		
		NO	Mesh1	Mesh2
E	Modulo elastico [MPa]	26000	26000	26000
f_t	Resistenza a trazione media [MPa]	2,30	2,30	2,30
A_p	Parametro del modello di danno [MPa]	1,380	3,100	1,500
ν	Modulo di Poisson [-]	0,0	0,0	0,0
β	Parametro del modello di danno [-]	0,3	0,3	0,3

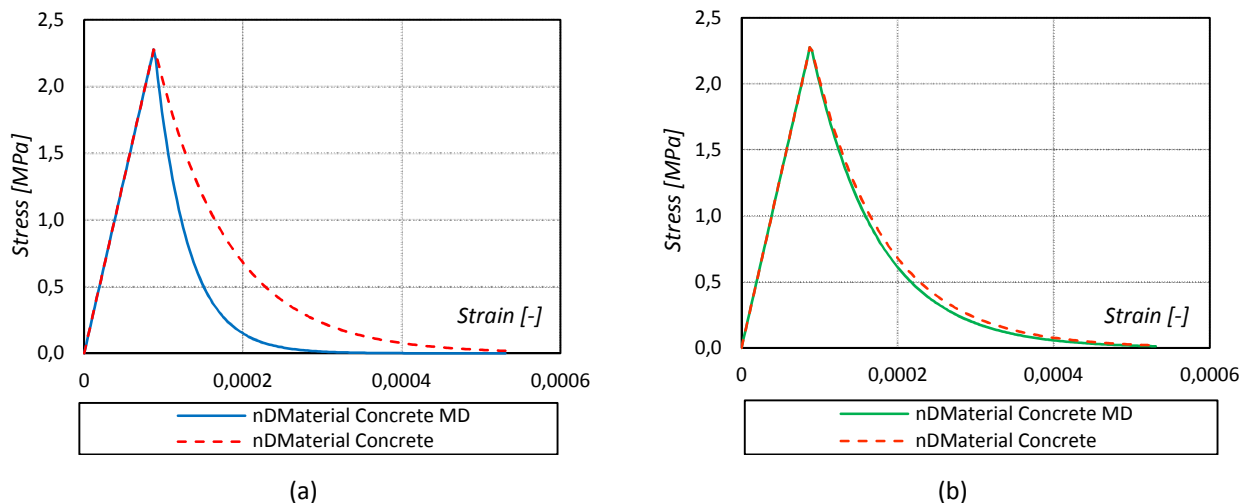


figura 2.20 – Taratura del legame a trazione con mesh-dipendenza: (a) Mesh1. (b) Mesh2: calcestruzzo non confinato

2.5.5.2 Calcestruzzo confinato anima

➤ **Legame costitutivo a compressione**

Procedendo secondo quanto descritto al paragrafo 2.5.5.1, si riportano gli stessi risultati per il calcestruzzo confinato d’anima, riassunti nelle tabelle e grafici che seguono.

tabella 2.6 – Caratteristiche meccaniche legame costitutivo di Kent&Park: calcestruzzo confinato anima

Parametro	Descrizione	Valore
f_{c0}	Resistenza di picco non confinata	36.70 MPa
ε_{c0}	Deformazione di picco non confinata	$2.277 \cdot 10^{-3}$
K	Parametro di <i>confinamento</i> per f_{cc} e ε_{cc}	1.06
f_{cc}	Resistenza di picco confinata	38.87 MPa
ε_{cc}	Deformazione di picco confinata	$2.412 \cdot 10^{-3}$
Z	Parametro di <i>softening</i>	153.84
ε_u	Deformazione ultima	$8.912 \cdot 10^{-3}$

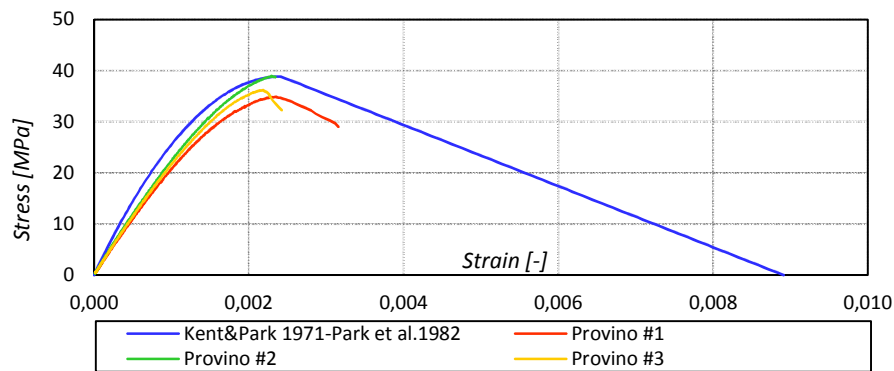


figura 2.21 – Kent & Park vs. Prove sperimentali: calcestruzzo confinato anima

tabella 2.7 – Caratteristiche meccaniche legame costitutivo implementato in Opensees: calcestruzzo confinato anima

Parametro	Descrizione	Mesh-dipendenza		
		NO	Mesh1	Mesh2
E	Modulo elastico [MPa]	28000	28000	28000
f_{01d}	Tensione limite del dominio elastico [MPa]	22.16	22.93	26.43
f_{02d}	Tensione limite del dominio elastico 2D [MPa]	26.59	27.52	31.72
A_n	Parametro del modello di danno [-]	3.450	2.200	1.400
B_n	Parametro del modello di danno [-]	0.745	0.770	0.910
ν	Modulo di Poisson [-]	0.0	0.0	0.0
β	Parametro del modello di danno [-]	0.3	0.3	0.3

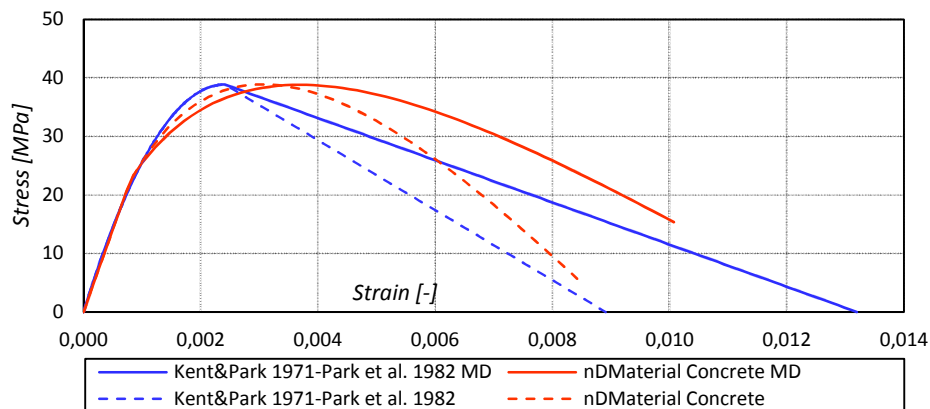


figura 2.22 – Taratura del legame a compressione con mesh-dipendenza (mesh1): calcestruzzo confinato anima

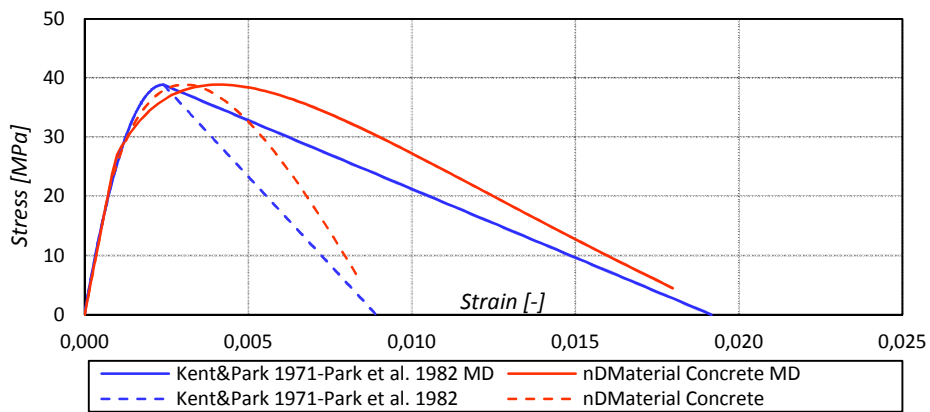


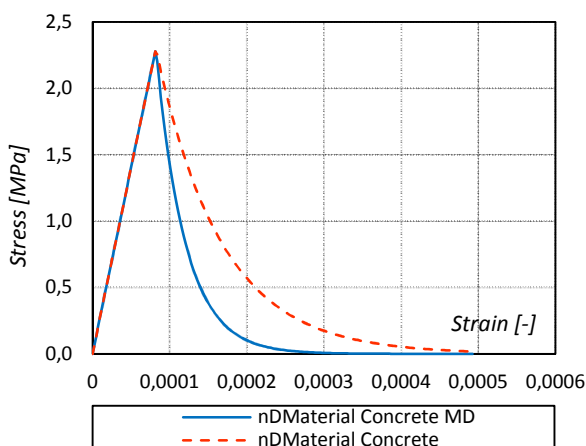
figura 2.23 – Taratura del legame a compressione con mesh-dipendenza (mesh2): calcestruzzo confinato anima

➤ **Legame costitutivo a trazione**

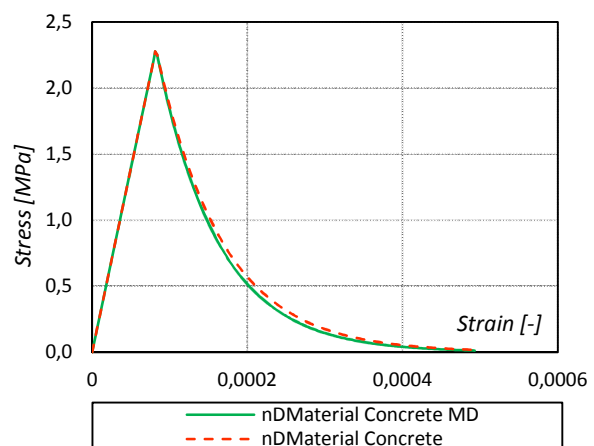
Procedendo secondo quanto descritto al paragrafo 2.5.5.1, si riportano gli stessi risultati per il calcestruzzo confinato d’anima, riassunti nelle tabelle e grafici che seguono.

tabella 2.8 – Caratteristiche meccaniche legame costitutivo a trazione implementato in Opensees: calcestruzzo confinato anima

Parametro	Descrizione	Mesh-dipendenza		
		NO	Mesh1	Mesh2
E	Modulo elastico [MPa]	28000	28000	28000
f_t	Resistenza a trazione media [MPa]	2,30	2,30	2,30
A_p	Parametro del modello di danno [-]	1,390	3,100	1,490
ν	Modulo di Poisson [-]	0,0	0,0	0,0
β	Parametro del modello di danno [-]	0,3	0,3	0,3



(a)



(b)

figura 2.24 – Taratura del legame a trazione con mesh-dipendenza: (a) Mesh1. (b) Mesh2: calcestruzzo confinato anima

2.5.5.3 Calcestruzzo confinato ali

➤ **Legame costitutivo a compressione**

Procedendo secondo quanto descritto al paragrafo 2.5.5.1, si riportano gli stessi risultati per il calcestruzzo confinato d’anima, riassunti nelle tabelle e grafici che seguono.

tabella 2.9 – Caratteristiche meccaniche legame costitutivo di Kent&Park: calcestruzzo confinato ali

Parametro	Descrizione	Valore
f_{c0}	Resistenza di picco non confinata	36.70 MPa
ϵ_{c0}	Deformazione di picco non confinata	$2.277 \cdot 10^{-3}$
K	Parametro di confinamento per f_{cc} e ϵ_{cc}	1.32
f_{cc}	Resistenza di picco confinata	48.28 MPa
ϵ_{cc}	Deformazione di picco confinata	$2.996 \cdot 10^{-3}$
Z	Parametro di <i>softening</i>	21.46
ϵ_u	Deformazione ultima	$4.960 \cdot 10^{-2}$

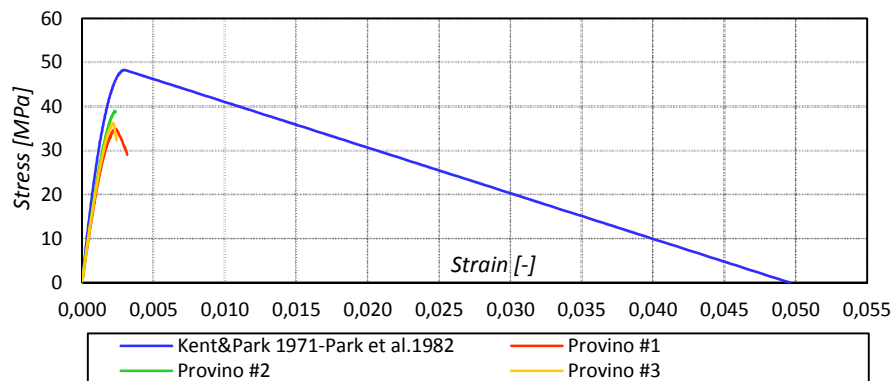


figura 2.25 – Kent & Park vs. prove sperimentali: calcestruzzo confinato ali

tabella 2.10 – Caratteristiche meccaniche legame costitutivo implementato in Opensees: calcestruzzo confinato ali

Parametro	Descrizione	Mesh-dipendenza		
		NO	Mesh1	Mesh2
E	Modulo elastico [MPa]	26000	26000	26000
f_{01d}	Tensione limite del dominio elastico [MPa]	33.80	18.20	18.35
f_{02d}	Tensione limite del dominio elastico 2D [MPa]	40.56	21.84	22.02
A_n	Parametro del modello di danno [-]	1.080	1.050	0.980
B_n	Parametro del modello di danno [-]	1.000	0.610	0.620
ν	Modulo di Poisson [-]	0.0	0.0	0.0
β	Parametro del modello di danno [-]	0.3	0.3	0.3

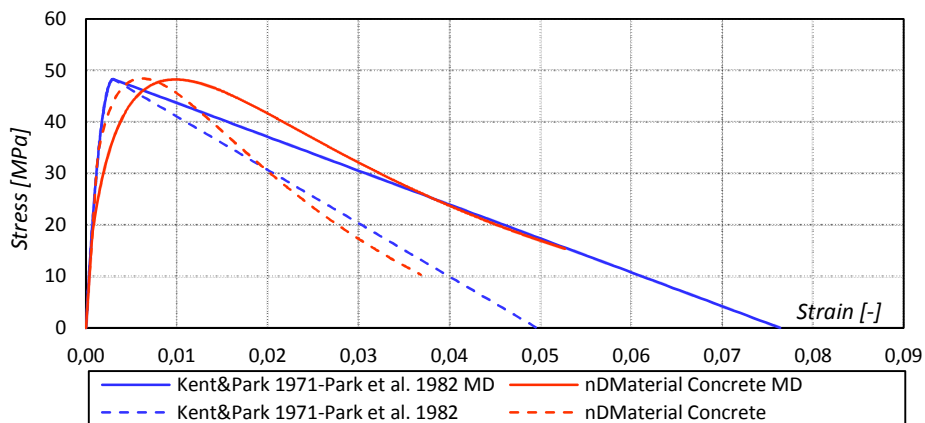


figura 2.26 – Taratura del legame a compressione con mesh-dipendenza (mesh1): calcestruzzo confinato ali

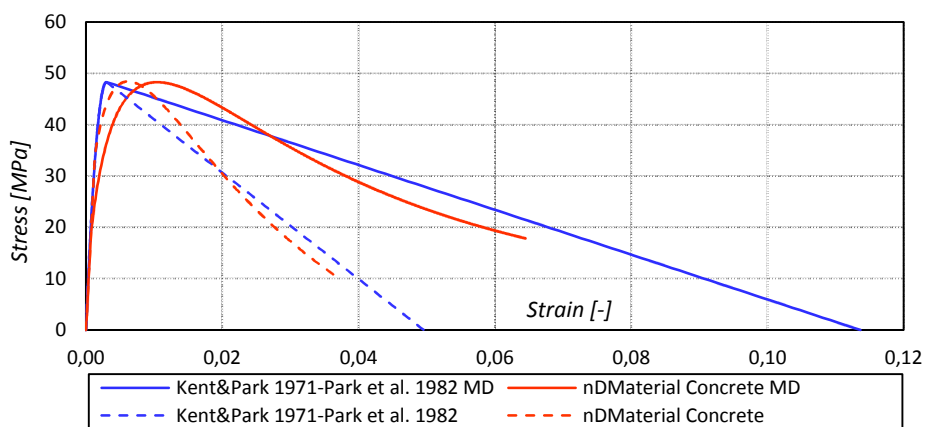


figura 2.27 – Taratura del legame a compressione con mesh-dipendenza (mesh2): calcestruzzo confinato ali

➤ **Legame costitutivo a trazione**

Le caratteristiche a trazione del calcestruzzo confinato delle ali risultano uguali a quelle del calcestruzzo non confinato del copriferro. Si rimanda pertanto al paragrafo 2.5.5.1.

2.5.5.4 Acciaio di armatura

Si riportano i valori introdotti nel codice di calcolo *OpenSees*, per le barre *tipo 2* (diametro pari a 6.35mm) e *tipo 4* (diametro pari a 12.70mm) utilizzate.

tabella 2.11 – Caratteristiche meccaniche barre acciaio implementate in *Opensees*

barra	Φ [mm]	f_y [MPa]	E [MPa]	b [-]	R_0 [-]	a_1 [-]	a_2 [-]
Tipo 2	6.35	530.90	199948	$1.500 \cdot 10^{-2}$	20	18.5	0.15
Tipo 4	12.70	579.16	199948	$1.500 \cdot 10^{-2}$	20	18.5	0.15

2.5.5.5 Materiale elastico

I parametri che caratterizzano il materiale elastico sono stati definiti arbitrariamente, facendo attenzione a non introdurre valori che potessero condurre ad un malcondizionamento della matrice di rigidezza ($E = 30000 \text{ MPa}$; $\nu = 0.2$).

2.5.6 Condizioni di carico e spostamenti imposti

Il provino PW1 è sottoposto per l'intera durata della prova a sollecitazioni cicliche tali da simulare un evento sismico sui primi tre piani di un edificio alto complessivamente dieci piani.

Le condizioni al contorno (spostamenti) sono controllate costantemente da due attuatori di carico posti in sommità della trave ripartitrice in acciaio. Tali attuatori LBCBs sono in grado di interagire con il provino combinando in modo arbitrario sei modalità di movimento, corrispondenti ai sei diversi gradi di libertà della struttura (tre spostamenti e tre rotazioni nello spazio). In figura 2.28 è riportata un'immagine relativa all'attuatore di carico nella zona ovest del provino¹.

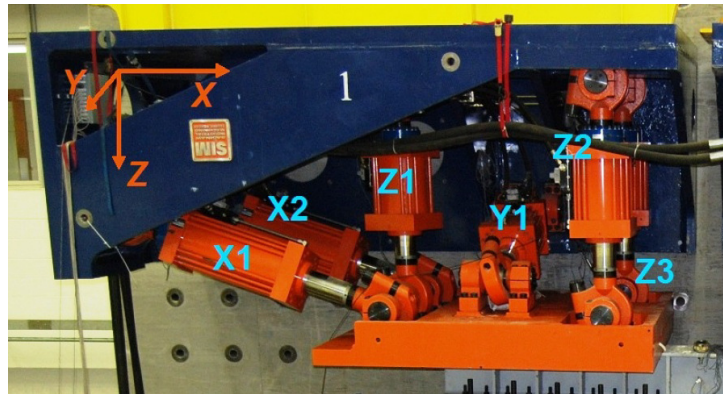


figura 2.28 – Attuatore di carico LBCB [2.18]

Per quanto riguarda il comportamento trasversale, la prova in laboratorio è effettuata a spostamenti imposti, ovvero imponendo spostamenti opportuni e determinando il valore del *moltiplicatore di carico* che produce tali effetti. In particolare i test sono stati realizzati controllando la storia di spostamento di un singolo punto di controllo (X_c), posto sulla sommità della parete e visualizzabile in figura 2.10.

La parete è vincolata dagli attuatori a mantenersi nel proprio piano. Detta P la forza sviluppata dai dispositivi LBCBs per produrre lo spostamento desiderato, è richiesto che gli assi impongano anche una rotazione del provino a cui corrisponde un opportuno momento flettente $M = b \cdot P$ alla base della trave di carico (e quindi alla sommità della parete).

$$P = \alpha \text{ kN} \rightarrow M = b \cdot \alpha \text{ kNm}$$

Dove:

- α rappresenta il moltiplicatore del carico;

¹ La nomenclatura riportata in figura 2.28, così come il sistema di riferimento adottato, si riferisce alla sola fase di sperimentazione e non sarà in seguito adottata nei modelli numerici.

- b rappresenta il *braccio* costante che riproduce sulla sezione di base della parete lo stato di sollecitazione relativo ad una distribuzione dei carichi triangolare secondo il primo modo di vibrare della struttura (dieci piani).

In particolare, riguardo il braccio da adottare, si utilizzano le indicazioni riportate nella normativa americana ASCE 7-05 [2.19], la quale suggerisce di collocare la risultante di una distribuzione di carico triangolare ad una altezza efficace pari a $h_{eff} = 0.71 \cdot h_{tot}$. Relativamente al provino in oggetto, essendo l'altezza totale dell'edificio di dieci piani (in scala 1:3) pari a $h_{tot} = 12.192 \text{ m}$, è richiesto che la risultante della distribuzione di carico si collochi ad un'altezza $h_{eff} = 0.71 \cdot h_{tot} = 8.656 \text{ m}$. Pertanto si ottiene:

$$b = h_{eff} - h_{3piani} = 4.999 \text{ m}.$$

L'entità degli spostamenti da imporre è stata stabilita dopo aver determinato preventivamente, attraverso considerazioni analitiche, i limiti di fessurazione, snervamento e le capacità di resistenza ultime del sistema. La storia di spostamento imposta è sintetizzata in tabella 2.12.

tabella 2.12 – Storia di carico PW1

Spost. X_c [mm]	Drift [%]	Cicli [-]
+0,0	0,000	posizione iniziale
±1,8	0,050	1-3
±3,7	0,100	4-6
±9,1	0,250	7-9
±12,7	0,347	10-12
±18,3	0,500	13-15
±27,4	0,750	16-18
±36,6	1,000	19-20
±54,9	1,500	21-22
+0,0	0,000	posizione finale

Lo spostamento in sommità della parete è quindi fatto variare ciclicamente all'interno degli estremi indicati nella prima colonna della tabella 2.12. Tali spostamenti sono raggiunti per *step* successivi. Per ciascuno di questi si sono registrati gli spostamenti in vari punti del provino e le deformazioni delle barre di armatura.

Si precisa, infine, che per tutta la durata della prova è stato applicato al sistema uno sforzo normale di compressione $N = -1597 \text{ kN}$, ottenuto dall'analisi dei carichi dell'edificio di dieci piani che si è voluto riprodurre.

2.5.7 Vincoli e carichi adottati nei modelli numerici

Il modello presenta una serie d'incastri alla base che bloccano il sistema in corrispondenza della trave di fondazione come rappresentato in figura 2.29.

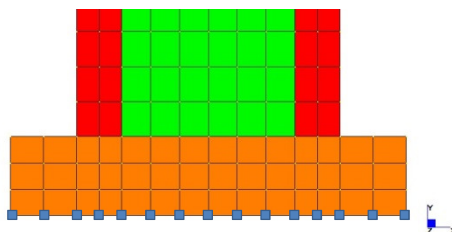


figura 2.29 – Schema di vincolo alla base del modello

Riguardo ai carichi assegnati al modello, sono stati realizzati tre differenti *pattern* di carico:

- *Carico assiale costante.* Al fine di riprodurre lo sforzo normale di compressione di 1597 kN, applicato al sistema in laboratorio, è stato costruito un *pattern* di carico con forze nodali sui nodi di sommità della trave di carico (figura 2.30). Tali forze sono mantenute costanti per tutta la durata dell'analisi.
- *Carico trasversale variabile.* La modellazione dei carichi orizzontali è stata affrontata in modo simile a quanto visto per le forze verticali. Anche in questo caso è stato costruito un *pattern* di azioni proporzionali alle aree d'influenza degli elementi sottostanti (figura 2.31). Tali forze sono da intendersi variabili durante l'analisi a spostamenti imposti. Esse forniscono una misura del moltiplicatore di carico necessario a produrre un determinato spostamento.

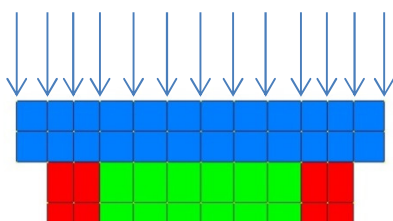


figura 2.30 – Schema di carico: carico assiale costante

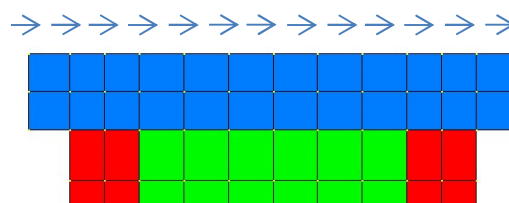


figura 2.31 – Schema di carico: carico trasversale variabile

- *Momento flettente variabile.* La modellazione delle azioni flettenti avviene, ancora una volta, attraverso forze nodali proporzionali alle aree d'influenza degli elementi sottostanti. Queste forze sono concepite in modo tale da produrre complessivamente una coppia il cui *pattern* è sinteticamente schematizzato in figura 2.32. L'entità dell'azione introdotta rispetta quanto definito al paragrafo 2.5.6; il braccio costante tra azione flettente e la forza trasversale corrisponde a $b = 4.999 \text{ m}$. Esso deriva dall'assunzione che l'azione orizzontale sia applicata in sommità della *parete* e non al di sopra della trave di carico (come invece avviene nel modello). È necessario, pertanto, tenere conto del diverso posizionamento delle azioni orizzontali utilizzando un braccio $b^* = b - h_{trave} = 4.389 \text{ m}$ che determina un'azione flettente complessiva di 4.389 kNm. Anche in questo caso l'azione è da intendersi variabile proporzionalmente al moltiplicatore del carico.

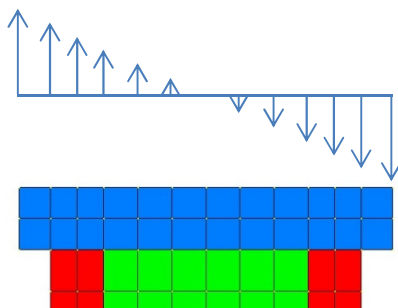


figura 2.32 – Schema di carico: momento flettente variabile

2.5.8 Risultati

Si è scelto di condurre il confronto tra provino e modello di calcolo soffermandosi soltanto su alcuni aspetti peculiari, tra cui:

- storia di carico e comportamento ciclico;
- comportamento locale e deformazioni sulle barre;
- danneggiamento;

Si precisa, inoltre, che per entrambe le *mesh* sono state prodotte due distinte soluzioni numeriche, designate nel seguito con le seguenti diciture:

- *soluzione1*, la quale non tiene conto della dipendenza della soluzione dalle dimensioni degli elementi che costituiscono la *mesh*;
- *soluzione2*, in cui i legami costitutivi sono opportunamente adattati al fine di conservare l'energia di frattura degli elementi.

Si anticipa, fin d'ora, che i miglioramenti ottenibili introducendo considerazioni legate alla conservazione dell'energia di frattura (cioè passando dalla *soluzione1* alla *soluzione2*) sono più rilevanti per la *mesh2* rispetto alla *mesh1*. In quest'ultima, infatti, essendo la dimensione degli elementi vicina alla base di misura dei provini non si hanno grosse problematiche dovute ad un'errata valutazione del danneggiamento dell'elemento. Nella *mesh2*, invece, le dimensioni degli elementi sono tali da richiedere un'adeguata calibrazione dei parametri che caratterizzano il calcestruzzo al fine di evitare fenomeni di localizzazione del danno che alterano la soluzione numerica allontanandola dai risultati sperimentali.

2.5.8.1 Storia di carico e comportamento ciclico

Per rappresentare il comportamento globale della struttura e le capacità resistenziali si riportano i grafici $P - \Delta$ ed $M - \Delta$ che mettono a confronto lo spostamento di un *punto di controllo* del modello/provino con il carico necessario a generare la configurazione deformata corrispondente allo spostamento di tale punto.

2.5.8.1.1 Confronti risultati sperimentali vs. soluzione numerica mesh1

Con riferimento alla *mesh1*, ed alle due soluzioni illustrate in precedenza, si sono prodotti i seguenti risultati in termini di comportamento globale del sistema.

➤ **Soluzione1**

Modellando il materiale senza tener conto della dipendenza della soluzione dalle dimensioni degli elementi si ottengono i seguenti cicli.

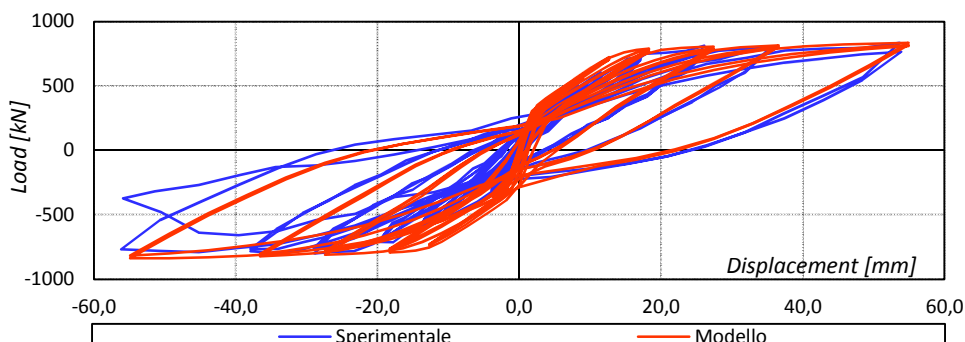


figura 2.33 – Storia di carico totale P-XC: soluzione 1

➤ **Soluzione2**

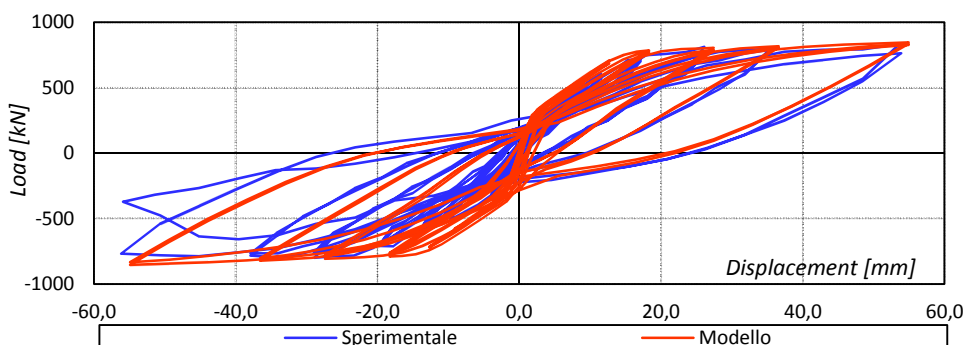


figura 2.34 – Storia di carico totale P-XC: soluzione 2

2.5.8.1.2 Confronti risultati sperimentali vs. soluzione numerica mesh2

Con riferimento alla *mesh2*, ed alle due soluzioni illustrate in precedenza, si sono prodotti i seguenti risultati in termini di comportamento globale del sistema.

➤ **Soluzione1**

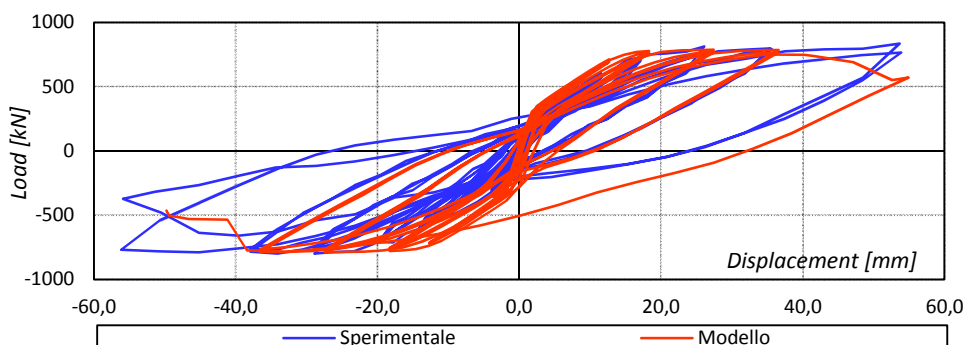


figura 2.35 – Storia di carico totale P-XC

Come già anticipato è possibile osservare nei grafici un certo scostamento della soluzione numerica da quella sperimentale. Ciò è causato, essenzialmente, dal fenomeno di localizzazione del danno in elementi di piccole dimensioni. Adattando i parametri che caratterizzano i legami costitutivi del materiale adottato nel modello, è possibile migliorare considerevolmente la soluzione.

La mancata convergenza del metodo in prossimità dei cicli finali, dovuta a fenomeni di localizzazione del danno, rende non utilizzabili i risultati di questa soluzione. Buoni risultati, con questa *mesh*, sono invece apprezzabili nella *Soluzione2* riportata di seguito.

➤ Soluzione2

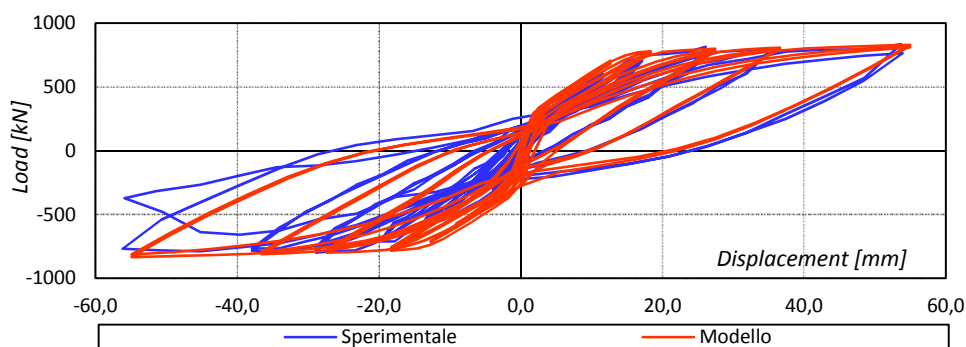


figura 2.36 – Storia di carico totale P-XC

2.5.8.2 Comportamento locale e deformazioni sulle barre

I confronti effettuati in termini di comportamento globale del provino dimostrano che il modello numerico consente di valutare in modo accurato e preciso le capacità resistenziali del sistema. Questi primi risultati positivi, che pur aiutano a comprendere le potenzialità del modello di danno, non consentono tuttavia di coglierne i limiti. Si è pertanto scelto di svolgere alcuni confronti locali in termini di deformazione.

È evidente a priori che i risultati locali ottenibili con il modello utilizzato non potranno rispecchiare i valori rilevati sperimentalmente con la stessa accuratezza vista per i risultati globali spostamenti e forze. Il modello, infatti, pur introducendo un danneggiamento a trazione degli elementi, rappresentativo del fenomeno di fessurazione, non riproduce la reale localizzazione ed estensione delle fessure. Inoltre, il codice utilizzato non è in grado di valutare eventuali scorrimenti relativi tra barre di acciaio e calcestruzzo, fenomeno che si verifica invece nel provino reale all'atto della fessurazione.

Ai fini di snellire la lettura di tali validazioni si è scelto di riportare i soli risultati della *soluzione2* ottenuta con *mesh2* che ha fornito risultati di migliore qualità.

2.5.8.2.1 Posizioni di rilevamento

Le deformazioni sulle barre del provino sono state misurate in laboratorio facendo uso di estensimetri (*high-elongation strain gauges*) accuratamente posizionati nelle zone di interesse (figura 2.37).

In tabella 2.13 sono riportate le diciture utilizzate per l'individuazione dei canali utilizzati dai vari sensori, l'indicazione delle quantità misurate e la posizione geometrica dei dispositivi. Per semplicità si sono

riportati i soli sensori osservati nei confronti, ovvero quelli collocati lungo la verticale designata con la lettera J.

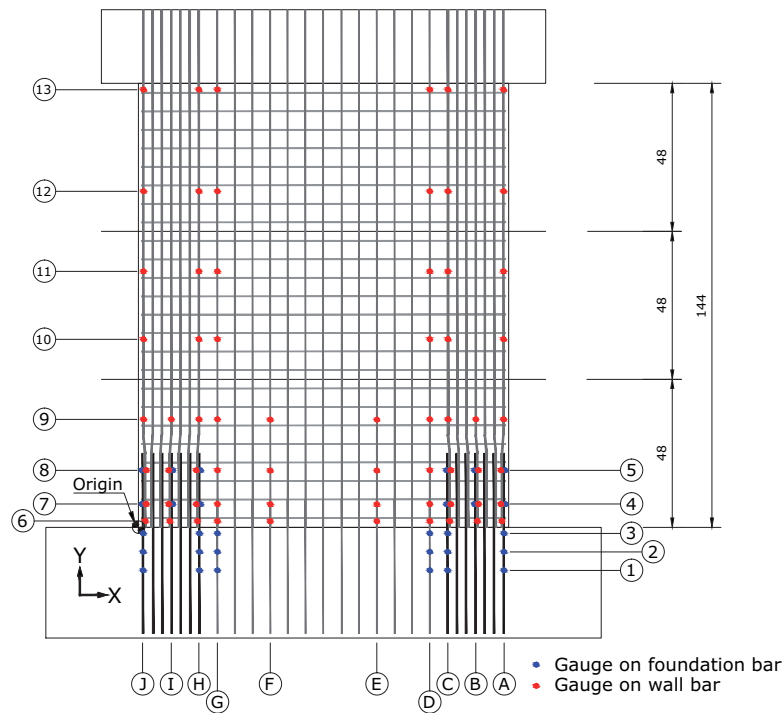


figura 2.37 – Deformazioni verticali, posizione dei sensori [2.18]

tabella 2.13 – Definizione sensori: quantità misurate e posizione geometrica

Canale sensore	Nome	Misura	X [in]	Y [in]	Z [in]
SGF01F0B_J1	J1	Def. vert. barre di fondazione	9,5	-14,0	-4,0
SGF01F0C_J2	J2	Def. vert. barre di fondazione	1,5	-8,0	-4,0
SGF01F0D_J3	J3	Def. vert. barre di fondazione	1,5	-2,0	-4,0
SGF01F1B_J4	J4	Def. vert. barre di fondazione	1,5	7,5	-4,0
SGF01F1D_J5	J5	Def. vert. barre parete	1,5	18,5	-4,0
SGW01F1A_J6	J6	Def. vert. barre parete	1,5	2,0	-4,0
SGW01F1B_J7	J7	Def. vert. barre parete	1,5	7,5	-4,0
SGW01F1D_J8	J8	Def. vert. barre parete	1,5	18,5	-4,0
SGW01F1F_J9	J9	Def. vert. barre parete	1,5	35,0	-4,0
SGW01F2B_J10	J10	Def. vert. barre parete	1,5	61,0	-4,0
SGW01F2D_J11	J11	Def. vert. barre parete	1,5	83,0	-4,0
SGW01F3B_J12	J12	Def. vert. barre parete	1,5	109,0	-4,0
SGW01F3D_J13	J13	Def. vert. barre parete	9,5	-14,0	-4,0

Il confronto è stato eseguito osservando soltanto le deformazioni verticali misurate sulle barre della parete. Per fare ciò si sono individuati, all'interno delle *mesh* i *punti Gauss* geometricamente più vicini ai sensori d'interesse. Per ciascuno di essi è stato estrapolato l'andamento delle deformazioni verticali per ciascuno degli incrementi di spostamento imposti.

I grafici di confronto che seguono rappresentano l'andamento delle deformazioni verticali in relazione al moltiplicatore di carico corrispondente.

2.5.8.2.2 Confronti risultati sperimentali vs. soluzione numerica mesh2

I grafici di confronto sono esposti procedendo progressivamente da zone a minor danneggiamento (parte alta della parete) verso zone ad elevato danneggiamento (al piede della parete).

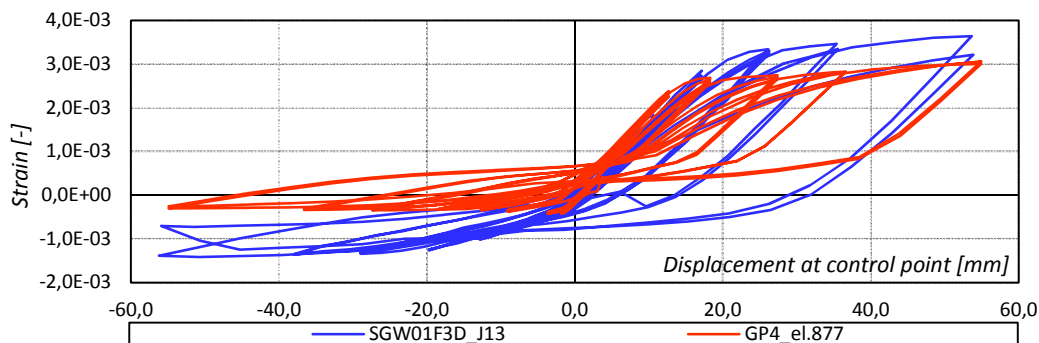


figura 2.38 – Deformazioni verticali J13: confronto sperimentali vs. calcolati

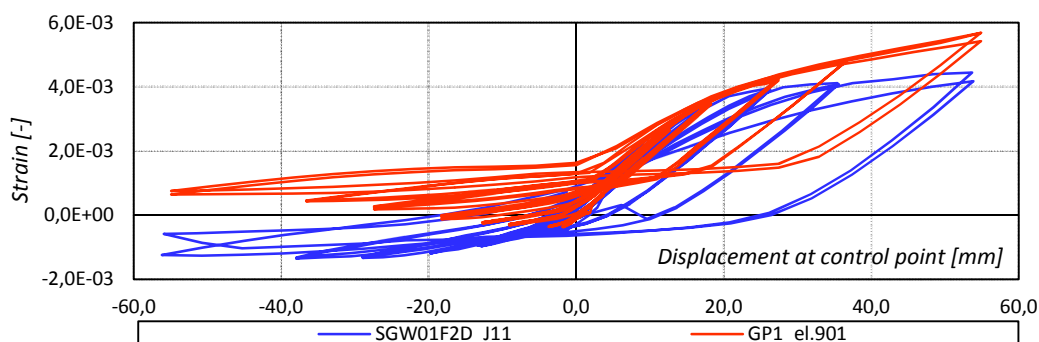


figura 2.39 – Deformazioni verticali J11: confronto sperimentali vs. calcolati

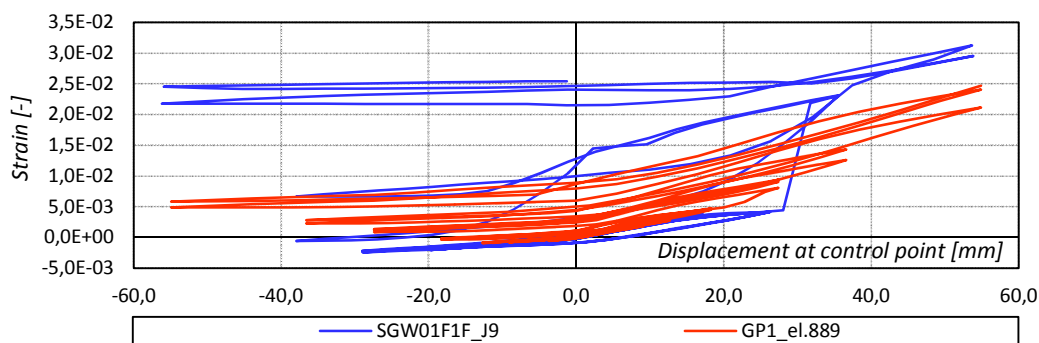


figura 2.40 – Deformazioni verticali J9: confronto sperimentali vs. calcolati

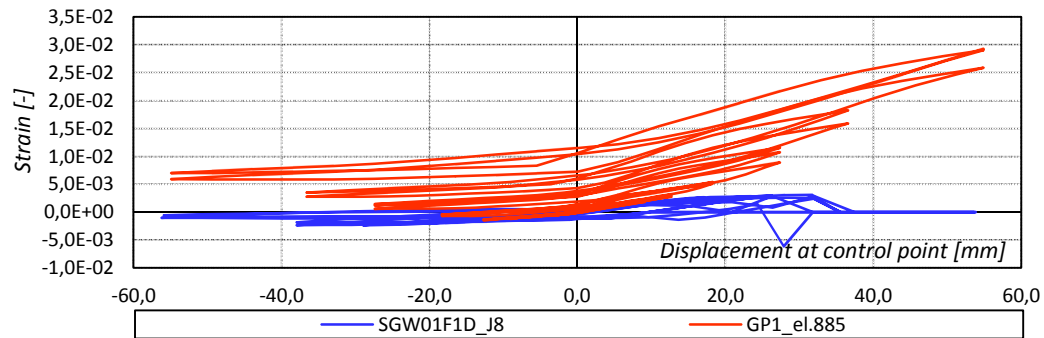


figura 2.41 – Deformazioni verticali J8: confronto sperimentali vs. calcolati

I grafici evidenziano un’ottima risposta del modello nell’interpretazione del comportamento deformativo relativo alla parte alta del muro. Meno precisa è invece la soluzione fornita relativa alla parte bassa della parete. In tali zone, infatti, il modello avvicina con difficoltà le deformazioni misurate. Ciò avviene in parte per l’incapacità del codice di prevedere con precisione i punti di localizzazione delle fessure, in parte per l’impossibilità di riprodurre con il modello utilizzato fenomeni di scorrimento relativo tra barre e calcestruzzo.

Va inoltre precisato che le zone al piede della parete sono zone molto armate, anche a causa della presenza di armature di collegamento tra parete e trave di fondazione. Tali armature (zone di ripresa di getto) non sono state introdotte nel modello di analisi, ritenendo la zona di sovrapposizione necessaria al solo ripristino di continuità. Quest’assunzione, come visto, produce buoni risultati in termini di comportamento globale del provino. Tuttavia, la presenza di tali armature non può essere trascurata se si osservano le deformazioni in tali zone. In altre parole, l’elevata densità di barre contribuisce a giustificare le minori deformazioni sperimentali misurate rispetto a quelle calcolate dal modello.

2.5.8.3 Danneggiamento

Sono presentate nel seguito alcune considerazioni riguardanti la capacità del modello di interpretare i fenomeni di danneggiamento. Anche in questo caso, come fatto nei confronti in termini di deformazioni, si riportano soltanto i risultati relativi alla *soluzione2* ottenuta con il modello *mesh2*, in quanto si ritiene quest’ultima qualitativamente più soddisfacente delle altre.

In particolare, le osservazioni che seguono riguardano i due parametri di danno illustrati nella descrizione del modello (§2.2). Si riportano i confronti tra risultati sperimentali e soluzione numerica per le sole ampiezze dei cicli imposti ritenute più significative.

➤ Cicli 1-3: ampiezza oscillazione $\pm 1.80\text{mm}$

Al termine dei cicli di ampiezza $\pm 1.80\text{ mm}$ s’iniziano a notare le prime fessure sul provino. Esse si propagano progressivamente dalle zone laterali verso il centro del campione, come si può vedere figura 2.42.

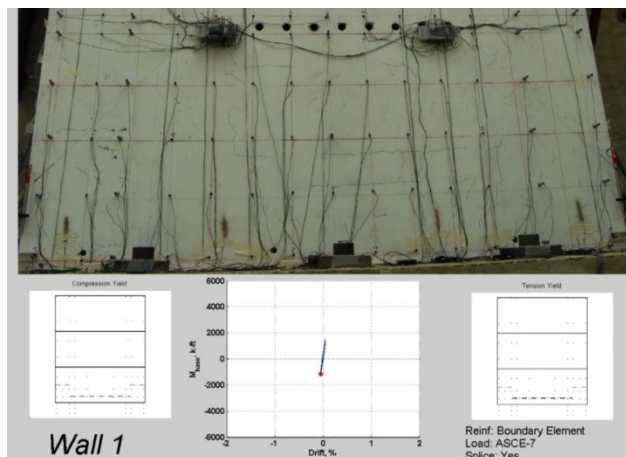


figura 2.42 – Stato fessurativo sperimentalmente rilevato sul provino al termine del ciclo n°3 (ampiezza 1.80mm) [2.18]

I valori forniti dal modello per il *parametro di danno positivo*, riproducono adeguatamente la situazione rilevata sperimentalmente, come si può vedere in figura 2.43. In questa fase, infine, gli spostamenti esigui non sono tali da produrre alcun danneggiamento a compressione del materiale, come si può apprezzare in figura 2.44 che rappresenta il *parametro di danno negativo*.

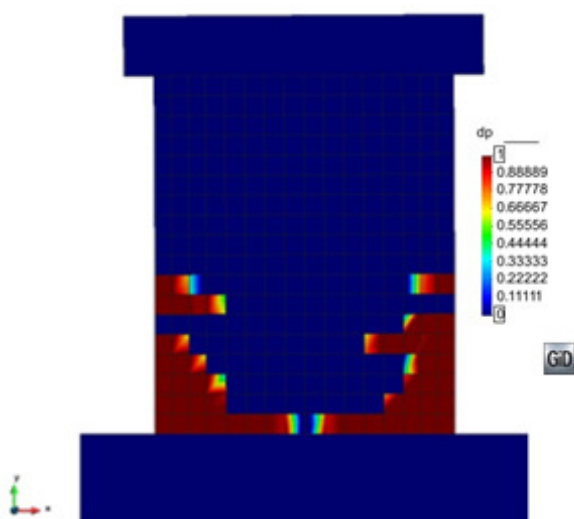


figura 2.43 – Valori del parametro di danno positivo al termine del ciclo n°3 (ampiezza 1.80mm)

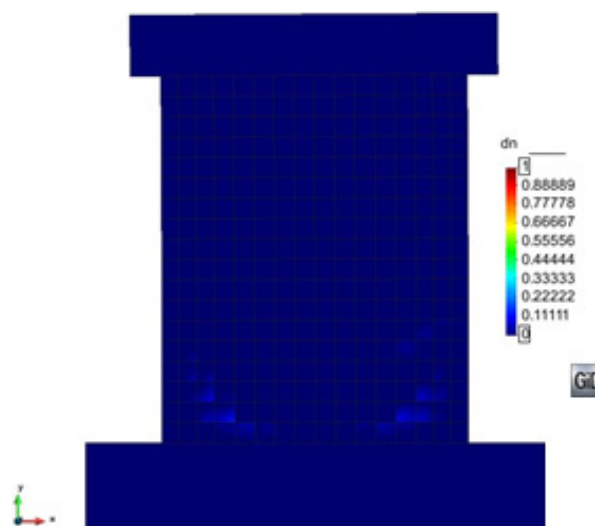


figura 2.44 – Valori del parametro di danno negativo al termine del ciclo n°3 (ampiezza 1.80mm)

➤ **Cicli 4-6: ampiezza oscillazione $\pm 3.70\text{mm}$**

Al termine dei cicli di ampiezza $\pm 3.70\text{ mm}$ il provino rivela lo stato fessurativo sotto riportato. Le fessure si estendono e propagano, rispetto alla situazione precedentemente illustrata, anche nella parte superiore del provino. In particolare è possibile osservare che le fessure, inizialmente orizzontali alla base del campione, tendono ad assumere un'inclinazione a 45° , tipica dei fenomeni di *rottura a taglio* che avvengono in questi casi.

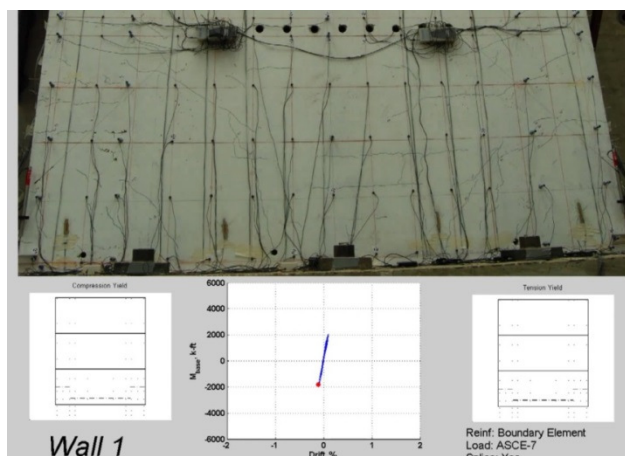


figura 2.45 – Stato fessurativo sperimentalmente rilevato sul provino al termine del ciclo n°6 (ampiezza 3.70mm) [2.18]

Anche in questo caso il modello di calcolo coglie bene la propagazione delle fessure. In particolare è possibile osservare in figura 2.46 il *pattern* a 45° precedentemente descritto. Si riportano, infine, i valori ottenuti per il *parametro di danno negativo*. Come è possibile vedere in figura 2.47, inizia a manifestarsi un moderato danneggiamento a compressione del materiale. Anche in questo caso è interessante osservare l’orientazione a 45° dei puntoni compressi.

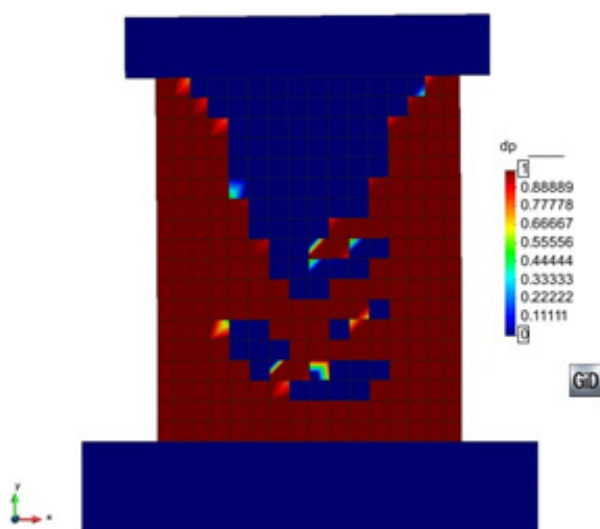


figura 2.46 – Valori del parametro di danno positivo al termine del ciclo n°6 (ampiezza 3.70mm)

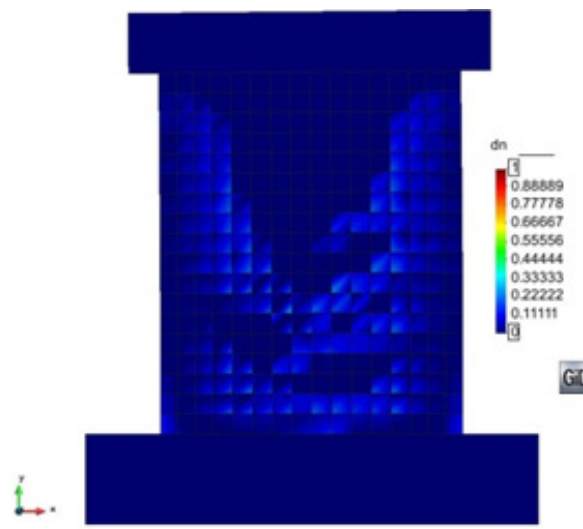


figura 2.47 – Valori del parametro di danno negativo al termine del ciclo n°6 (ampiezza 3.70mm)

➤ **Cicli 7-9: ampiezza oscillazione ± 9.10mm**

Al termine dei cicli di ampiezza $\pm 9.10 \text{ mm}$ il provino rivela lo stato fessurativo sotto riportato. Giunti a questo punto, la fessurazione coinvolge l’intera superficie del campione, ad eccezione di una piccola zona in prossimità della trave di carico.

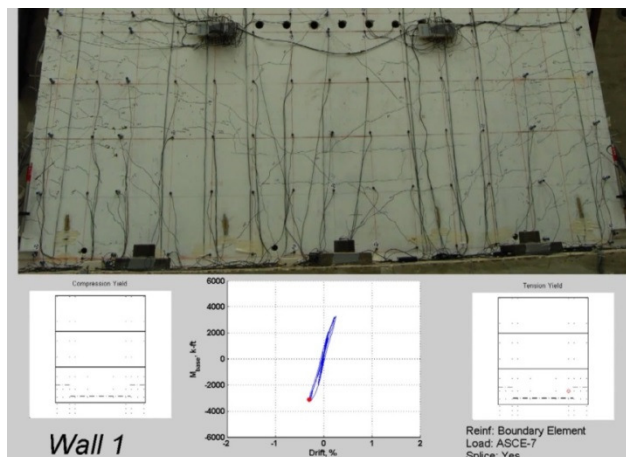


figura 2.48 – Stato fessurativo sperimentalmente rilevato sul provino al termine del ciclo n°9 (ampiezza 9.10mm) [2.18]

La situazione sperimentalmente rilevata è ancora una volta ben descritta dal modello che si presenta quasi interamente fessurato, come si può vedere nella figura sottostante. Anche il danneggiamento a compressione del modello si propaga verso l’alto, pur evidenziando i effetti maggiori nelle zone d’angolo, al piede del muro.

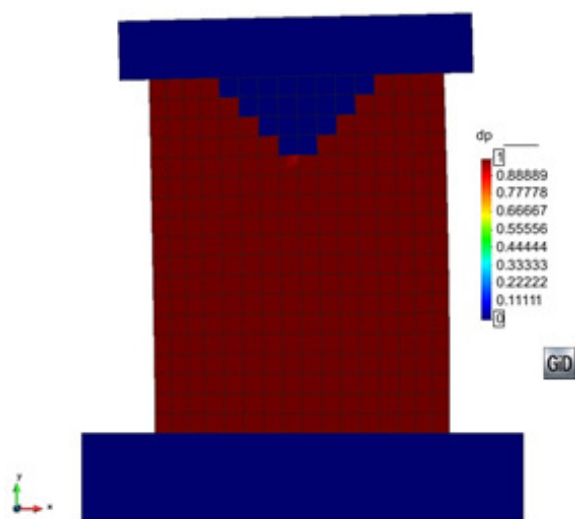


figura 2.49 – Valori del parametro di danno positivo al termine del ciclo n°9 (ampiezza 9.10 mm)

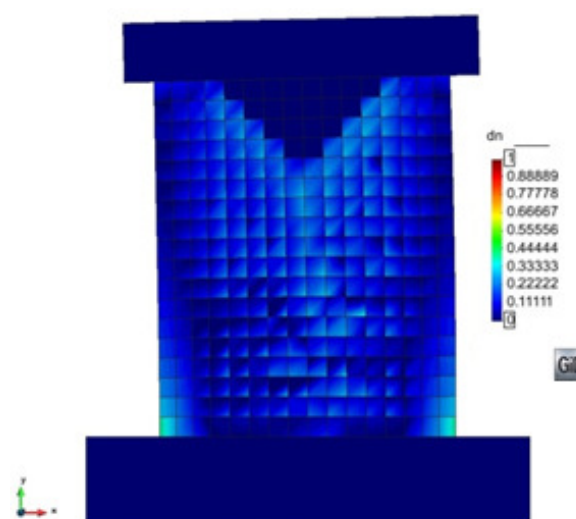


figura 2.50 – Valori del parametro di danno negativo al termine del ciclo n°9 (ampiezza 9.10 mm)

➤ **Cicli 19-20: ampiezza oscillazione $\pm 36.60\text{mm}$**

Al termine dei cicli di ampiezza $\pm 36.60\text{ mm}$ il provino rivela lo stato fessurativo sotto riportato. E' possibile osservare un visibile danneggiamento del materiale a compressione nelle zone di estremità con espulsione del copriferro su entrambi i lati.

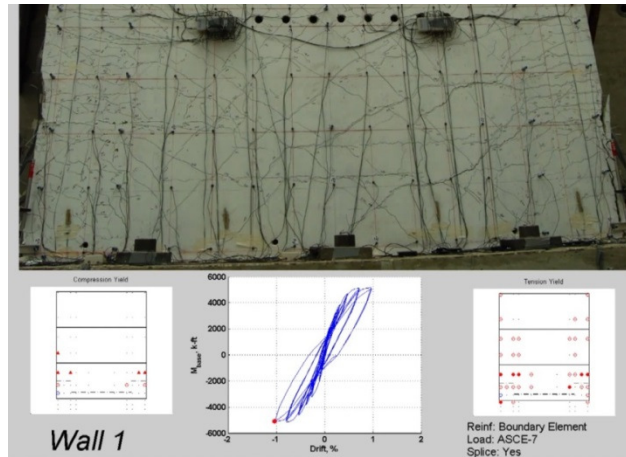


figura 2.51 – Stato fessurativo sperimentalmente rilevato sul provino al termine del ciclo n°20 (ampiezza 36.60mm) [2.18]

Il parametro di danno positivo non produce variazioni rispetto al caso precedente. L’osservazione del parametro di danno negativo figura 2.53 dimostra, ancora una volta, le ottime capacità del modello di cogliere i fenomeni fisici. Il parametro, infatti, tende all’unità in corrispondenza dell’elemento di base; laddove cioè si è assistito all’espulsione del copriferro. Un’osservazione più scrupolosa del provino testato in laboratorio, tuttavia, dimostra che la zona interessata dal danneggiamento si estende verticalmente per una lunghezza maggiore rispetto a quanto mostrato dal modello. Ciò accade poiché nel modello numerico vi è una localizzazione del danno sull’elemento di base.

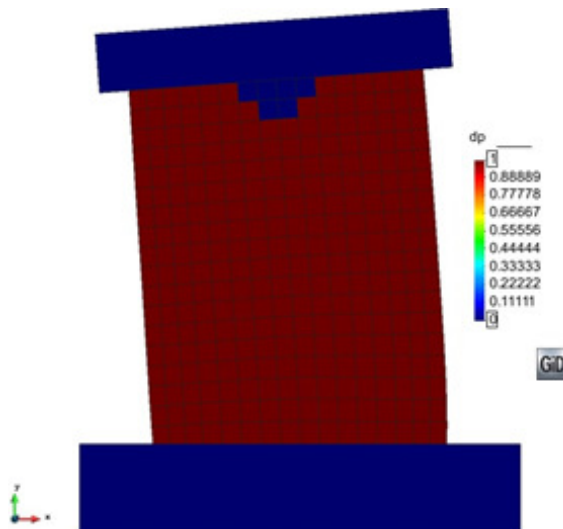


figura 2.52 – Valori del parametro di danno positivo al termine del ciclo n°20 (ampiezza 36.60mm)

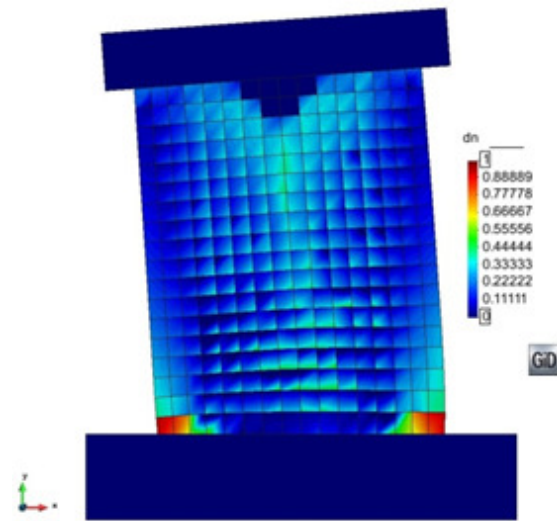


figura 2.53 – Valori del parametro di danno negativo al termine del ciclo n°20 (ampiezza 36.60mm)

➤ **Cicli 21-22: ampiezza oscillazione ± 54.90mm**

Al termine dei cicli di ampiezza $\pm 54.90 \text{ mm}$ il provino rivela lo stato fessurativo sotto riportato. Il campione è fortemente danneggiato nelle zone laterali con espulsione del copriferro in diversi punti in prossimità della trave di fondazione.

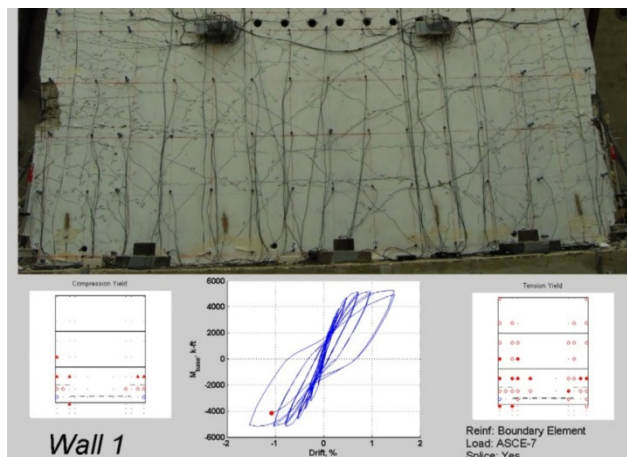


figura 2.54 – Stato fessurativo sperimentalmente rilevato sul provino al termine del ciclo n°22 (ampiezza 54.90mm) [2.18]

La zona fessurata si estende ulteriormente, andando ad interessare altri elementi nella zona superiore della *mesh*, in prossimità della trave di carico. Il *parametro di danno negativo* presenta valori pressoché unitari in almeno quattro elementi alla base del muro. Ancora una volta insorge il problema di localizzazione del danno nell’ultima fila di elementi che costituiscono la *mesh*.

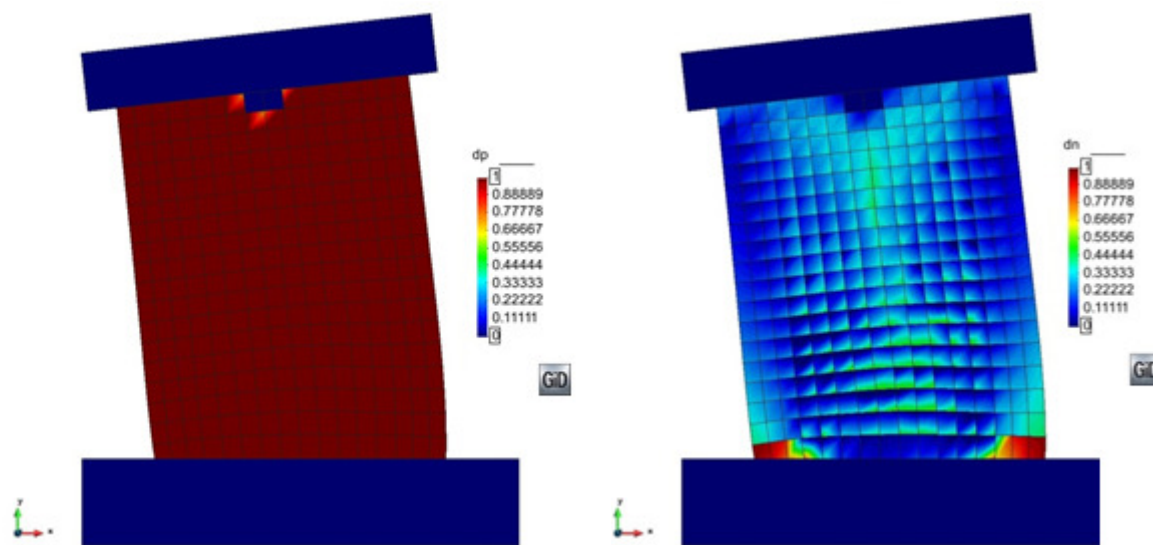


figura 2.55 – Valori del parametro di danno positivo al termine del ciclo n°22 (ampiezza 54.90 mm)

figura 2.56 – Valori del parametro di danno negativo al termine del ciclo n°22 (ampiezza 54.90 mm)

2.6 Seconda validazione: U-Shaped Wall Test

2.6.1 Descrizione dell'esperimento

Il secondo esperimento su cui si è condotta la validazione del modello numerico è nel seguito indicato con *U-Shaped Wall Test* [2.21-2.23]. Le prove utilizzate sono state condotte dallo *European Laboratory for Structural Assessment (ELSA)* [2.25], una sub-unità dell'*Institute for the Protection and Security of the Citizen (IPSC)*.

L'*U-Shaped Wall Test* (UW Test), in particolare, prevede l'analisi del comportamento flessionale di un nucleo ad U realizzato in calcestruzzo armato e caricato ciclicamente. L'obiettivo è di riprodurre, su di esso, effetti simili a quelli che si avrebbero in presenza di un'eccitazione sismica. Il test prevede la realizzazione di due prove su due diversi provini. In una prima prova, il nucleo viene caricato ciclicamente nella direzione principale caratterizzata da minor inerzia (in seguito indicata con direzione Y [2.22]). Nella seconda prova, invece, il campione è sottoposto a carichi ciclici nella direzione principale caratterizzata da inerzia maggiore (in seguito indicato con direzione X [2.23]).

Si riportano di seguito alcune foto che raffigurano la geometria dei provini appena realizzati (figura 2.57) e la loro configurazione finale all'interno del laboratorio (figura 2.58), una volta ancorati alle strutture e collegati alle strumentazioni di misura.



figura 2.57 – Geometria dei provini [2.21]



figura 2.58 – Provino in laboratorio e strumenti di misura [2.21]

2.6.2 Geometria del provino

Tutti i campioni utilizzati nel UW Test sono realizzati in calcestruzzo armato. Nella documentazione dell'esperimento [2.21-2.23] sono presenti i dettagli della geometria e della disposizione delle barre di armatura. Vengono comunque riportate in questo paragrafo le caratteristiche salienti dei provini.

In figura 2.59 è possibile osservare uno schema generale rappresentativo del generico provino (UW). In essa sono riportati, inoltre, i sistemi di riferimento utilizzati nel proseguo della trattazione e la collocazione del provino rispetto alle strutture di contrasto del laboratorio.

Il provino ha un ingombro complessivo di 3500x3500mm in pianta ed un'altezza di 5200mm. Queste misure sono da intendersi comprensive della soletta di fondazione e della soletta di carico. Una rappresentazione del provino è riportata in figura 2.60. La geometria delle singole parti è descritta in dettaglio nel seguito.

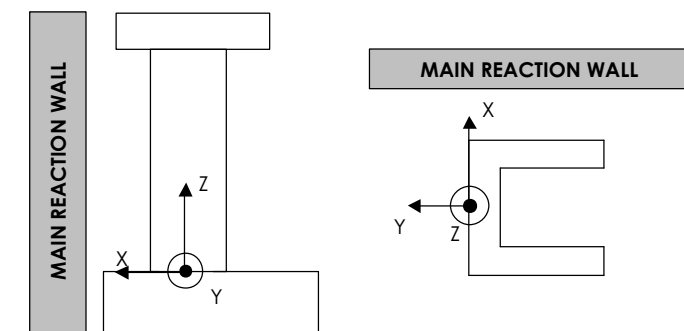


figura 2.59 – Orientazione e sistema di riferimento [2.21]

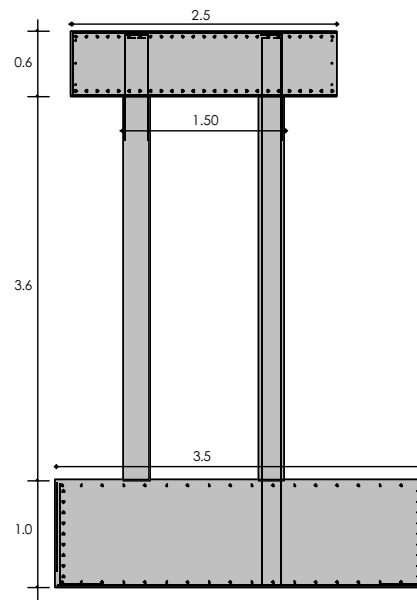


figura 2.60 – Ingombro del provino UW [2.21]

2.6.2.1 Nucleo ad U

Il nucleo di altezza 3600mm presenta una sezione ad U di spessore 250mm ed avente ingombro complessivo di 1500x1250mm (dove la prima delle due misure indica l'estensione in direzione X). Esso è armato longitudinalmente con barre $\varnothing 10$ e $\varnothing 12$ in modo tale da ottenere una percentuale di acciaio media pari a $\rho = 0,0056$. Sono inoltre presenti staffe e ganci $\varnothing 8$ in direzione trasversale per garantire un'adeguata resistenza a taglio ed un corretto confinamento laterale del calcestruzzo.

2.6.2.2 Soletta di fondazione

La soletta di fondazione è caratterizzata da un ingombro complessivo in pianta di 3500x3500mm ed da una altezza di 1000mm. Essa è utilizzata per fissare il provino al pavimento rigido ed al muro di contrasto del laboratorio attraverso un sistema a cavi post-tesi.

2.6.2.3 Soletta di carico

La soletta di carico è caratterizzata da un ingombro complessivo in pianta di 2500x2500mm e da una altezza di 600mm. Essa è utilizzata per l'applicazione dei carichi al sistema. Al fine di garantire un'adeguata rigidità, tale elemento è stato armato superiormente ed inferiormente con barre $\varnothing 16$ disposte a graticcio con passo 100mm. Sono inoltre presenti delle armature trasversali $\varnothing 20$ che consentono il confinamento del calcestruzzo. La presenza dei cavi post-tesi, infine, garantisce all'elemento una precompressione tale da prevenire la nascita di fessurazioni.

2.6.2.4 Dettagli costruttivi

Vengono di seguito riportati alcuni dettagli costruttivi che chiariscono meglio le geometrie e le disposizioni di armatura appena descritte. Per tutti gli altri aspetti si rimanda a [2.21-2.23].

Una vista generale in pianta è riportata in figura 2.61. In essa sono visibili, in particolare, le posizioni dei fori per la precompressione del sistema. I fori rappresentati in blu (figura 2.62), nello specifico, garantiscono il passaggio di cavi funzionali all'applicazione di uno sforzo assiale sul campione.

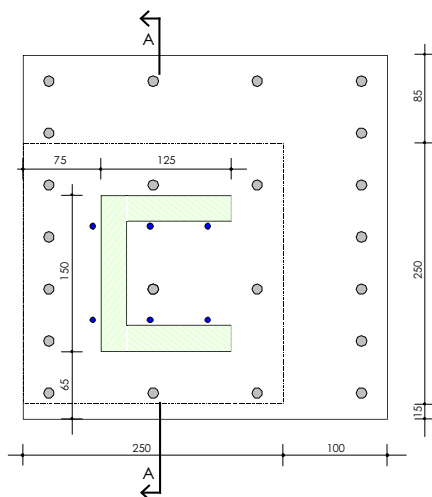


figura 2.61 – Inquadramento generale in pianta del provino [2.21]

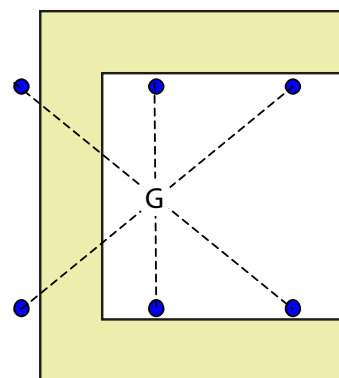


figura 2.62 – Posizione dei fori per la post-tensione [2.21]

In figura 2.63 è rappresentata, invece, la sezione verticale A-A del provino in cui sono visibili le armature delle solette.

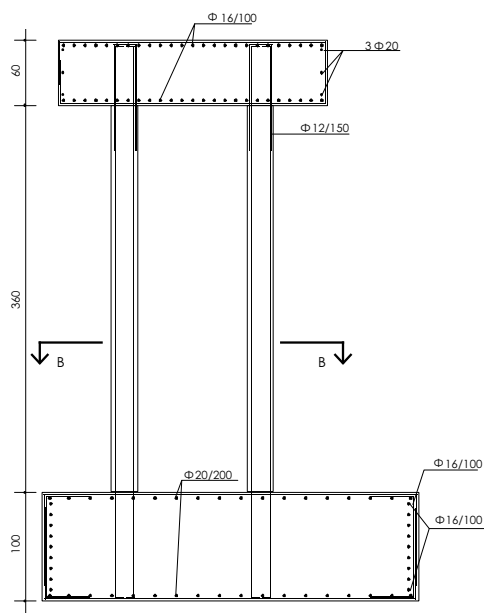


figura 2.63 – Sezione A-A del provino UW [2.21]

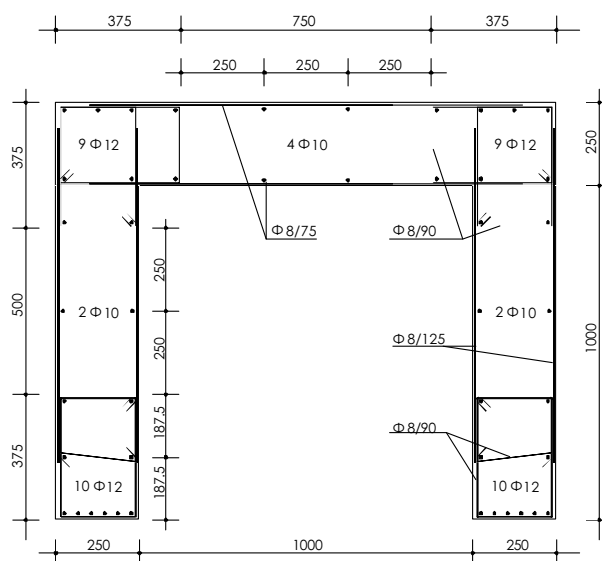


figura 2.64 – Sezione B-B del provino UW [2.21]

La sezione B-B consente invece di cogliere la disposizione delle armature longitudinali e trasversali della sezione del nucleo.

2.6.3 Geometria dei modelli numerici

Per la realizzazione del modello numerico si sono utilizzati elementi tipo *shell* a quattro nodi con formulazione di Bathe [2.10]. Sulla base delle conoscenze acquisite a seguito della prima validazione è stata realizzata un'unica *mesh* con un adeguato livello di discretizzazione.

Nel modello realizzato, entrambe le solette (soletta di fondazione e soletta di carico) non sono state modellate secondo la loro effettiva geometria, ma sono state opportunamente schematizzate. In particolare, la soletta di fondazione è rappresentata da elementi orientati verticalmente, di adeguata rigidezza e collegati al suolo tramite dei vincoli di tipo incastro. La soletta superiore, invece, è stata modellata assecondando la geometria effettiva del provino ma riducendone, per semplicità, le dimensioni a 1750x1750mm. Tale semplificazione non ne compromette tuttavia la funzionalità, garantendo altresì una maggior rigidezza nella ripartizione dei carichi assiali e trasversali. L'utilizzo di elementi bidimensionali, inoltre, ha reso necessario l'introduzione di elementi di collegamento per rappresentare gli *offset* che vi sono tra le superfici medie delle solette ed il nucleo di calcestruzzo.

Per quanto riguarda la modellazione del nucleo, invece, la distribuzione disomogenea delle armature longitudinali e trasversali all'interno della sezione ha reso necessaria una zonizzazione della sezione stessa. A ciascuna di queste zone, contraddistinte con colori differenti nelle immagini che seguono, è associata una proprietà differente e quindi un diverso materiale.

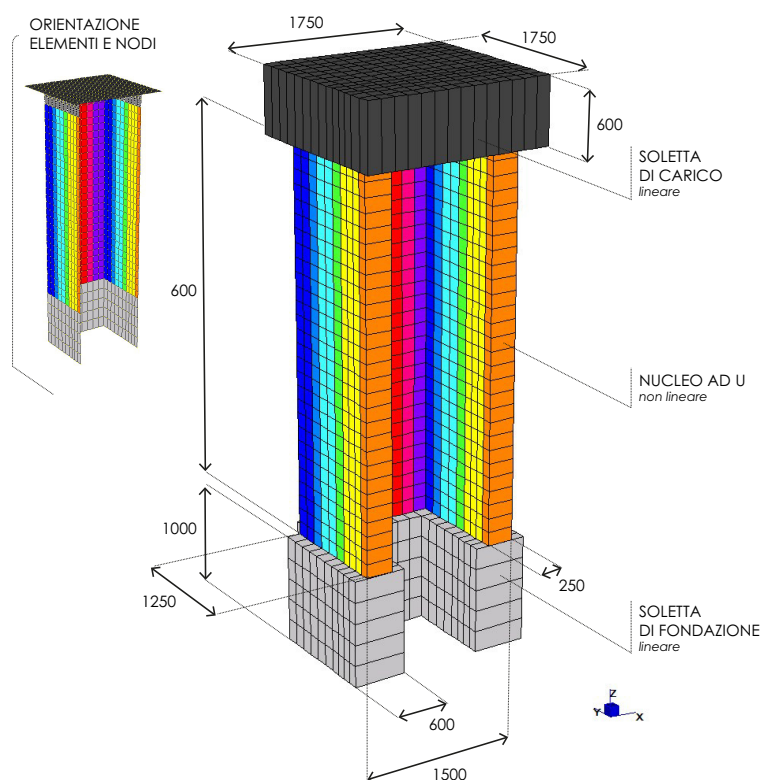


figura 2.65 – Geometria della mesh con spessori

Il modello è realizzato abbinando elementi a comportamento elastico *lineare*, utilizzati nelle zone in cui i fenomeni di danneggiamento e fessurazione non si verificano (soletta di carico, soletta di fondazione, elementi di raccordo), ad elementi a comportamento *non lineare* (nucleo ad U).

La modellazione prevede, in particolare, l'utilizzo di elementi *shell multi-layer* con 5 punti Gauss nello spessore. Essi consentono di gestire il materiale calcestruzzo e quattro livelli di armatura. Le scelte effettuate prevedono l'impiego di due *layer* per la rappresentazione delle armature longitudinali e dei rimanenti due per la rappresentazione delle armature trasversali. Ciascuna coppia di livelli di armatura è posta su lati opposti rispetto al piano medio dell'elemento. Osservando, quindi, la disposizione delle barre riprodotta in figura 2.66 si comprende la necessità di utilizzare elementi con proprietà diverse per garantire una miglior rappresentatività del modello. Si precisa inoltre, fin d'ora, che le diverse caratteristiche delle armature trasversali, in differenti zone della sezione, condizionano le proprietà meccaniche del calcestruzzo da esse confinato.

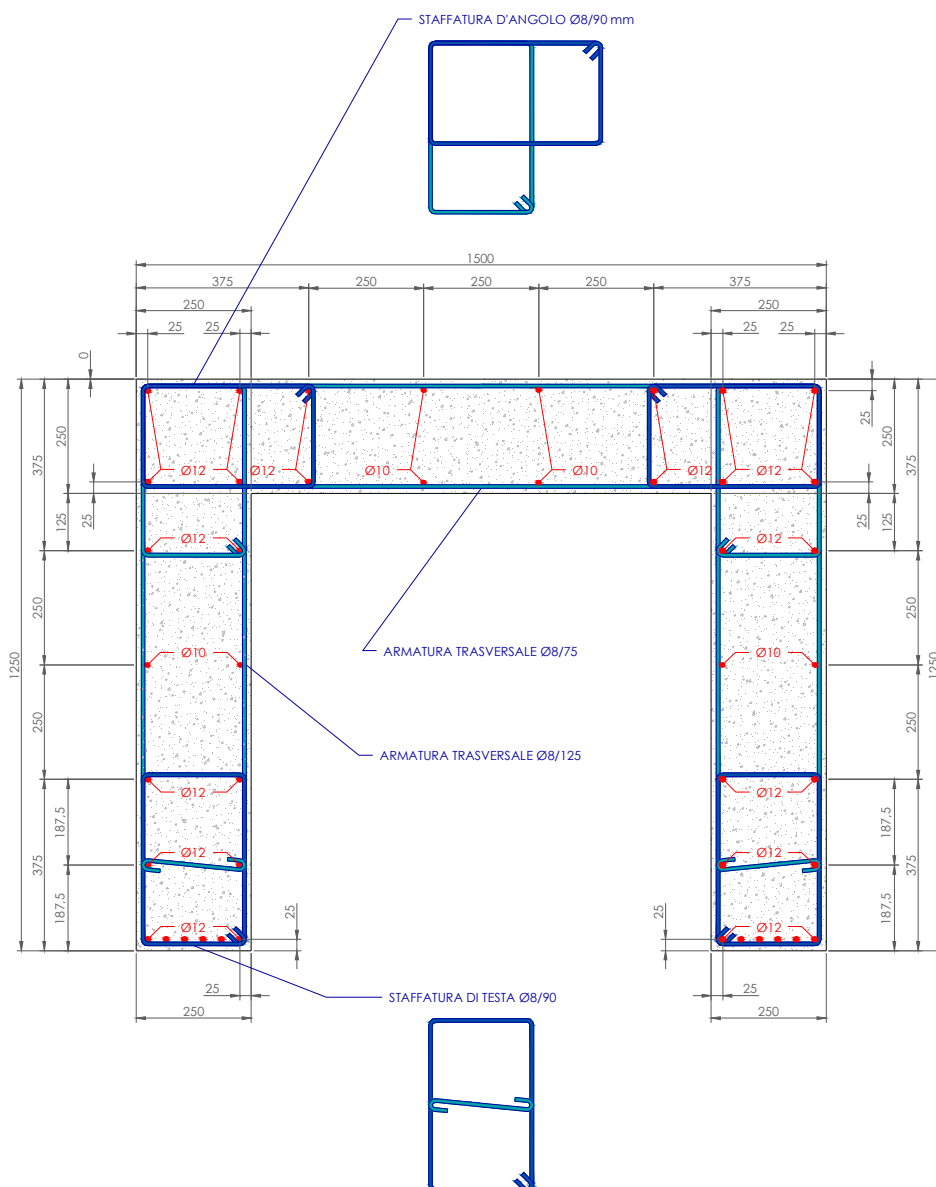


figura 2.66 – Dettaglio della disposizione delle armature longitudinali e trasversali nella sezione del nucleo

La suddivisione della sezione in zone, in particolare, è avvenuta con i criteri di seguito descritti. Si prendano dapprima in considerazione le sole armature longitudinali e s'immagini di voler spezzettare la sezione in modo tale da rispettare la diversa densità di queste ultime. Una possibile soluzione è rappresentata in figura 2.67.

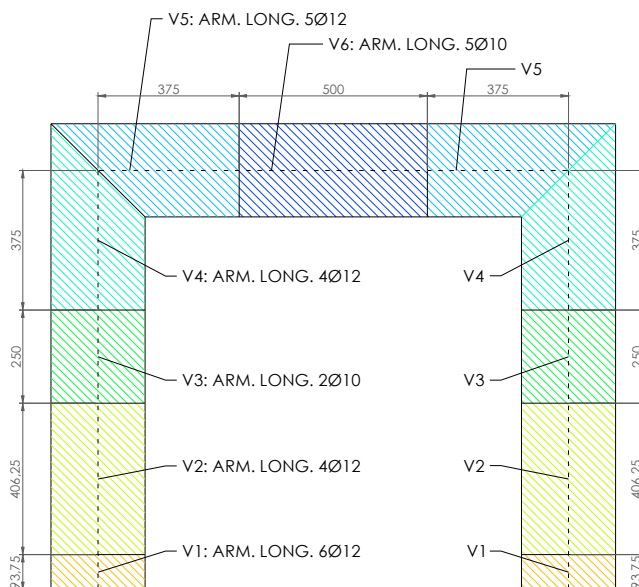


figura 2.67 – Suddivisione sezione in base alla disposizione delle armature longitudinali

In secondo luogo, prendendo in esame la disposizione delle armature trasversali si otterrebbe la suddivisione riportata in figura 2.68. Quest'ultima in particolare individua univocamente i materiali di tipo calcestruzzo da introdurre nel modello numerico¹.

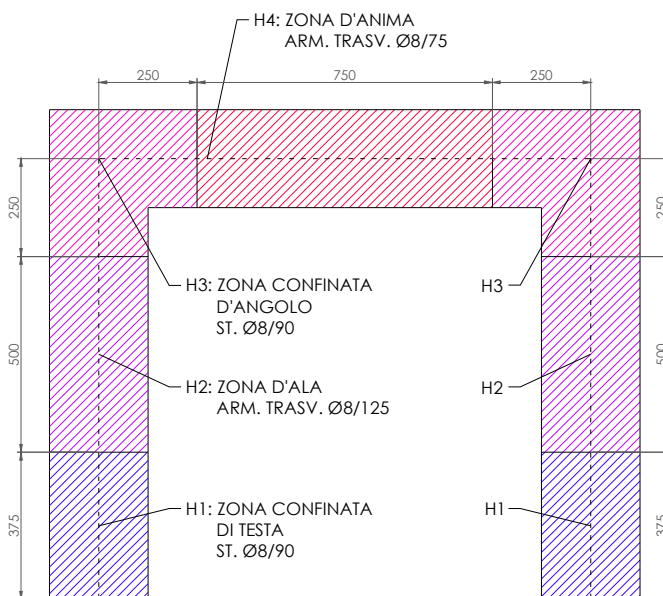


figura 2.68 – Suddivisione sezione in base alla disposizione delle armature trasversali

¹ La designazione di questi ultimi, riportata nel paragrafo 2.6.5, richiama la simbologia utilizzata in figura 2.68.

Sovrapponendo le due ripartizioni appena descritte, si ottiene la zonizzazione necessaria alla definizione delle proprietà da attribuire agli elementi del modello. Tale suddivisione è rappresentata in figura 2.69 e corrisponde a quanto visto nella rappresentazione della *mesh* in figura 2.65.

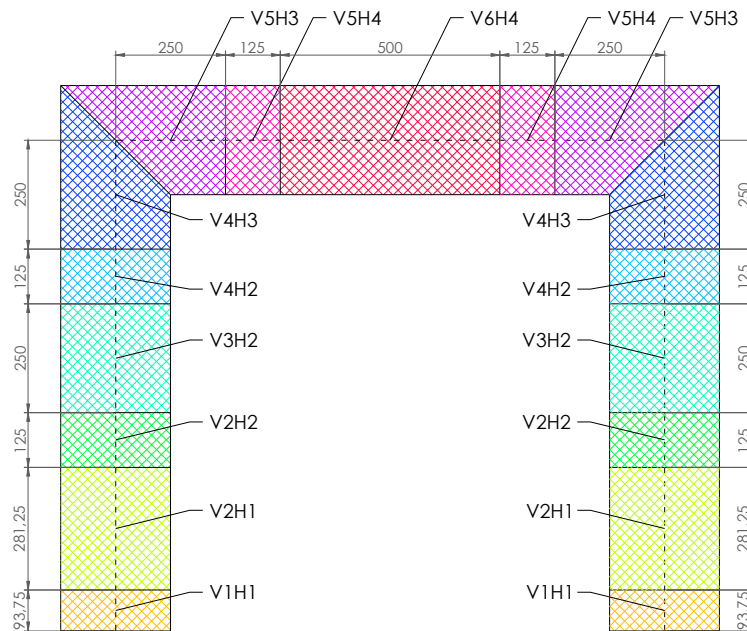


figura 2.69 – Suddivisione sezione in zone

Si riportano brevemente di seguito due tabelle riassuntive con le quantità di armatura longitudinale e trasversale di ciascuna delle zone individuate. Le percentuali ρ , indicate in tali tabelle, sono calcolate con riferimento a metà dello spessore della sezione ($s/2$), in analogia con quanto richiesto in *input* dal codice *OpenSees*. Si precisa, inoltre, che la percentuale di armatura assegnata ad ogni singolo *layer*, è ottenuta da ρ semplicemente dimezzandolo.

tabella 2.14 – Percentuali di acciaio: armature longitudinali

Zona	s [mm]	L [mm]	Zona V	L _{tot} [mm]	n. barre [-]	Φ barre [mm]	Area [mm ²]	ρ [-]
V1H1	250.0	93.75	V1	93.75	6	12	678.58	5.79E-02
V2H1	250.0	281.25	V2	406.25	4	12	452.39	8.91E-03
V2H2	250.0	125.00						
V3H2	250.0	250.00	V3	250.00	2	10	157.08	5.03E-03
V4H2	250.0	125.00	V4	375.00	4	12	452.39	9.65E-03
V4H3	250.0	250.00						
V5H3	250.0	250.00	V5	375.00	5	12	565.49	1.21E-02
V5H4	250.0	125.00						
V6H4	250.0	500.00	V6	500.00	4	10	314.16	5.03E-03

tabella 2.15 – Percentuali di acciaio: armature trasversali

Zona	s [mm]	L [mm]	Zona H	n. barre [-]	Φ barre [mm]	Area [mm ²]	passo [mm]	P [-]
V1H1	250.0	93.75	H1	2	8	100.53	90.00	8.94E-03
V2H1	250.0	281.25						
V2H2	250.0	125.00	H2	2	8	100.53	125.00	6.43E-03
V3H2	250.0	250.00						
V4H2	250.0	125.00						
V4H3	250.0	250.00	H3	2	8	100.53	90.00	8.94E-03
V5H3	250.0	250.00						
V5H4	250.0	125.00	H4	2	8	100.53	75.00	1.07E-02
V6H4	250.0	500.00						

A ciascuna delle *zone H* corrisponde un diverso calcestruzzo, a causa del diverso grado di confinamento indotto da tali armature.

2.6.4 Legami costitutivi sperimentali dei materiali

2.6.4.1 Calcestruzzo

Le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo utilizzato per la realizzazione dei nuclei da testare sono state ottenute, in questa seconda validazione, tramite prove di compressione monoassiale su provini cubici di lato 300mm. A partire da tale valore, poi, è stato possibile calcolare il valore della resistenza cilindrica del materiale. La deformazione corrispondente al picco di tensione è stata, invece, convenientemente assunta ($f_{c0,media} = 23.73 \text{ MPa}$; $\varepsilon_{c0,media} = 2.000 \cdot 10^{-3}$).

2.6.4.2 Acciaio

Le caratteristiche meccaniche delle barre utilizzate sono riportate in tabella 2.16. Anche in questo caso non sono forniti i grafici delle prove di trazione.

tabella 2.16 – Caratteristiche meccaniche barre acciaio

barra	f_y [MPa]	f_u [MPa]	ε_u [-]
Ø8	557.5	642.1	$25.0 \cdot 10^{-2}$
Ø10	525.2	617.2	$24.2 \cdot 10^{-2}$
Ø12	516.5	615.0	$24.8 \cdot 10^{-2}$

2.6.5 Materiali adottati nei modelli numerici

Le scelte preliminari effettuate per la definizione dei materiali nella prima validazione (*Planar Wall Test-PW1*) sono da ritenersi valide anche per la simulazione dell'esperimento in oggetto (*U-Shaped Wall Test-*

UW). Non essendoci indicazioni circa il modulo elastico da adottare per il materiale acciaio, esso è stato ragionevolmente assunto pari a 200 GPa.

Si riportano, di seguito, i parametri che definiscono le caratteristiche dei materiali utilizzati nei modelli di calcolo. Essendo le procedure adottate, per la loro determinazione, del tutto analoghe a quelle viste per la validazione PW1 Test, se ne omette una descrizione accurata. Si precisa, infine, che è stato preso in considerazione il fenomeno della *mesh-dipendenza* per calcestruzzo, senza tuttavia porre a confronto la soluzione così ottenuta con una meno accurata soluzione che ne trascuri gli effetti.

2.6.5.1 Taratura del materiale calcestruzzo

2.6.5.1.1 Legame costitutivo a compressione

La taratura dei parametri del modello di danno ha prodotto, in ultima analisi, i seguenti valori.

tabella 2.17 – Caratteristiche meccaniche legame costitutivo a compressione implementato in Opensees considerando la mesh dipendenza

Calcestruzzo confinato	E [MPa]	f_{01d} [MPa]	f_{02d} [MPa]	A_n [-]	B_n [-]	ν [-]	β [-]
H1	24000	2.14	2.56	1.000	0.218	0.0	0.3
H2	24000	3.32	3.99	1.000	0.300	0.0	0.3
H3	24000	2.14	2.56	1.000	0.218	0.0	0.3
H4	24000	2.14	2.56	1.000	0.225	0.0	0.3

Una rappresentazione del legame costitutivo del calcestruzzo a compressione, ottenuto con il *modello di danno* tenendo conto anche degli effetti di *mesh-dipendenza*, è riportata in figura 2.70 per il calcestruzzo confinato H2. Nell’immagine sono riportati anche i legami di Kent & Park utilizzati per la taratura del modello.

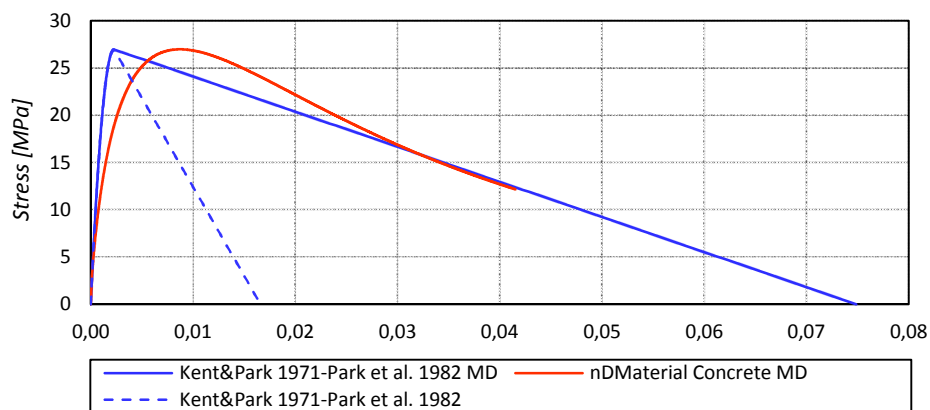


figura 2.70 – Taratura del legame costitutivo a compressione con mesh-dipendenza: calcestruzzo confinato H2

2.6.5.1.2 Legame costitutivo a trazione

La taratura dei parametri del *modello di danno* ha prodotto, in ultima analisi, i seguenti valori.

tabella 2.18 – Caratteristiche meccaniche legame costitutivo a trazione implementato in Opensees considerando la mesh dipendenza

Calcestruzzo confinato	E [MPa]	f_t [MPa]	A_p [-]	ν [-]	β [-]
H1	24000	1.73	0.800	0.0	0.3
H2	24000	1.73	0.800	0.0	0.3
H3	24000	1.73	0.800	0.0	0.3
H4	24000	1.73	0.800	0.0	0.3

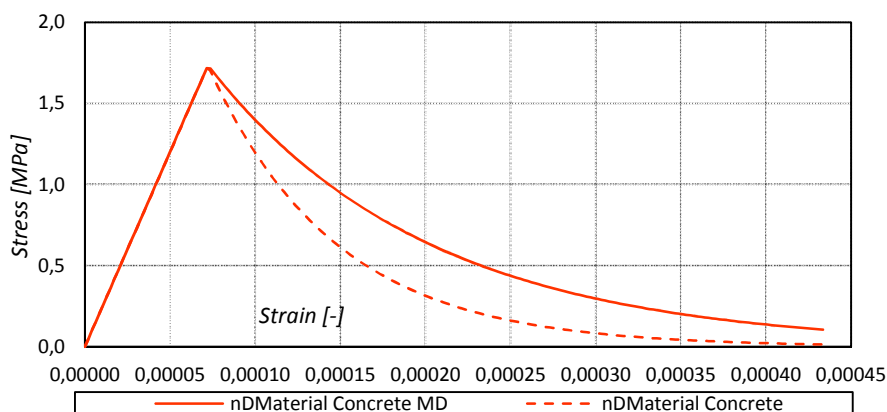


figura 2.71 – Taratura del legame costitutivo a trazione con mesh-dipendenza: calcestruzzo confinato

2.6.5.2 Taratura del materiale acciaio

Il fattore di riduzione di rigidezza del ramo di *hardening* è stato stimato a partire dai dati sperimentali a disposizione.

tabella 2.19 – Caratteristiche meccaniche barre acciaio implementate in Opensees

barra	f_y [MPa]	E [MPa]	b [-]	R_0 [-]	a_1 [-]	a_2 [-]
Ø8	557.50	200000	$1.711 \cdot 10^{-3}$	20	18.5	0.15
Ø10	525.20	200000	$1.922 \cdot 10^{-3}$	20	18.5	0.15
Ø12	516.50	200000	$2.007 \cdot 10^{-3}$	20	18.5	0.15

2.6.5.3 Definizione del materiale elastico

I parametri che caratterizzano il materiale elastico ($E = 10000 \text{ MPa}$; $\nu = 0.0$) sono stati definiti arbitrariamente facendo attenzione a non introdurre valori che potessero condurre ad un *malcondizionamento* della matrice di rigidezza.

2.6.6 Condizioni di carico e spostamenti imposti

Il provino UW è sottoposto per l'intera durata della prova a sollecitazioni cicliche tali da simulare un evento sismico sulla struttura. Entrambe le prove cicliche prevedono, inoltre, che al provino sia applicata una forza assiale aggiuntiva che si somma agli effetti indotti dal peso proprio.

Le prove sono eseguite imponendo spostamenti ciclici in direzione Y e in direzione X (si faccia riferimento al sistema di coordinate cartesiane riportato in figura 2.72) attraverso una coppia di pistoni idraulici collocati in prossimità del piano medio della soletta di carico (Z=3900mm). Essi sono collegati ad una serie di sensori che consentono di misurare, istante per istante, l'entità dello spostamento imposto. La scelta della tipologia di pistoni da utilizzare e dell'entità degli spostamenti da imporre è stata effettuata dopo aver stimato analiticamente e con modelli a fibre i limiti di fessurazione, snervamento e collasso del provino.

2.6.6.1 Spostamenti ciclici imposti in direzione Y

La prova è eseguita ancorando i pistoni a due strutture di reazione ausiliarie come indicato in figura 2.72.

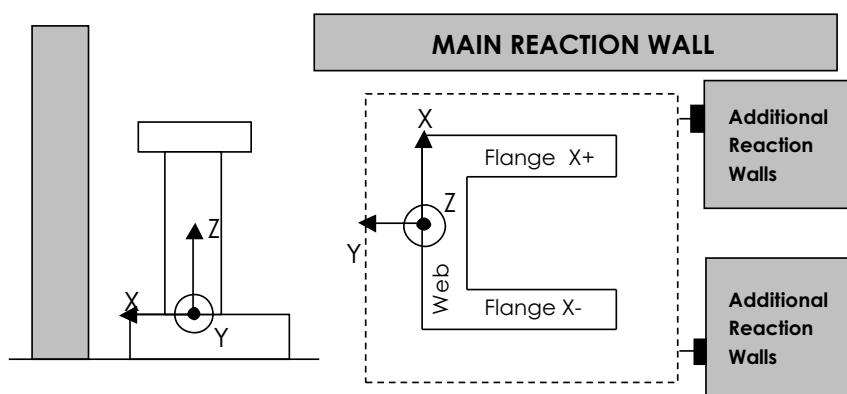


figura 2.72 – Disposizione dei dispositivi di carico nella prova in direzione Y [2.22]

È prevista la realizzazione di un primo ciclo ad ampiezza ridotta ($\pm 3.7\text{ mm}$) per la taratura delle strumentazioni. Successivamente vengono realizzati cicli di ampiezza crescente fino al collasso del sistema. La storia di spostamento imposta è sintetizzata in tabella 2.20.

tabella 2.20 – Cicli e spostamenti imposti: direzione Y

Spostam. [mm]	+0.0	± 3.7	± 40.0	± 80.0	± 120.0	+120.0	+0.0
Cicli [-]	posizione iniziale	1	2-4	5-7	8	9	posizione finale

2.6.6.2 Spostamenti ciclici imposti in direzione X

La prova è eseguita ancorando i pistoni a due strutture di reazione ausiliarie come in figura 2.73.

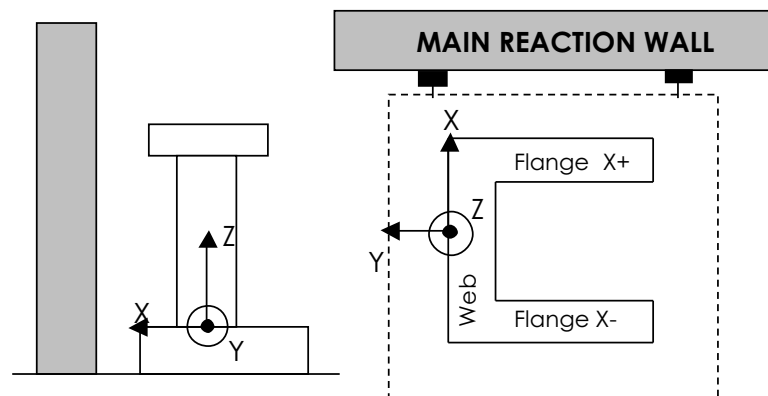


figura 2.73 – Disposizione dei dispositivi di carico nella prova in direzione X [2.23]

tabella 2.21 – Cicli e spostamenti imposti: direzione X

Spostam. [mm]	+0.0	±4.0	±40.0	±80.0	±120.0	+117.0	+0.0
Cicli [-]	posizione iniziale	1	2-4	5-7	8	9	posizione finale

2.6.6.3 Azioni verticali

In entrambe le prove il provino è sottoposto ad una azione assiale di compressione $N = -2000$ kN. La forza è trasmessa attraverso un sistema di sei cavi post-tesi verticali, passanti attraverso la soletta di carico ed ancorati al pavimento rigido del laboratorio (figura 2.62). I fori sono collocati in modo tale che il loro baricentro coincida con il baricentro geometrico della sezione del nucleo. Questo garantisce una compressione semplice del provino senza flessioni indotte da eventuali eccentricità.

Nei modelli di analisi inoltre, si è considerato il peso proprio del provino attraverso il peso di volume indicato nella documentazione, di 23 kN/m^3 :

$$N_{pp \text{ nucleo}} = -72.45 \text{ kN} \quad \text{e} \quad N_{pp \text{ soletta di carico}} = -86.25 \text{ kN}$$

Complessivamente quindi lo sforzo assiale complessivo è pari a $N_{tot} = -2158.70 \text{ kN}$.

2.6.7 Vincoli e carichi adottati nei modelli numerici

Il modello è vincolato alla base della soletta di fondazione attraverso una serie di incastri (figura 2.74). Per ciascuna delle due prove di carico simulate (in direzione Y ed in direzione X rispettivamente), sono stati realizzati due differenti *pattern* di carico:

- *Carico assiale costante.* Le forze nodali atte a riprodurre lo sforzo normale di compressione di 2158.7 kN sono collocate in un opportuno intorno del baricentro del nucleo, in modo tale da non produrre effetti flettenti sul sistema (figura 2.75), e sono mantenute costanti per tutta la durata dell'analisi.

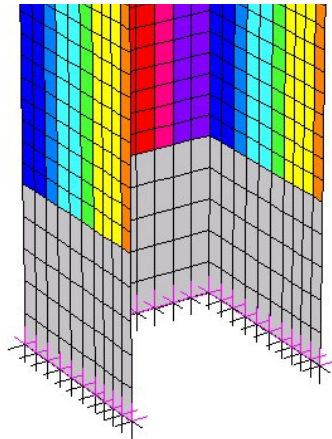


figura 2.74 – Schema di vincolo alla base del modello

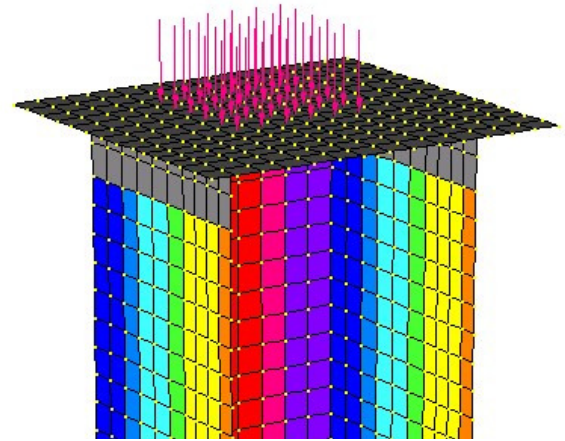


figura 2.75 – Schema di carico: carico assiale costante

- *Carico trasversale variabile.* I carichi orizzontali nelle due direzioni, proporzionali alle *aree d'influenza* degli elementi sottostanti, sono applicate all'intera soletta di carico e sono da intendersi variabili durante l'analisi a spostamenti imposti.

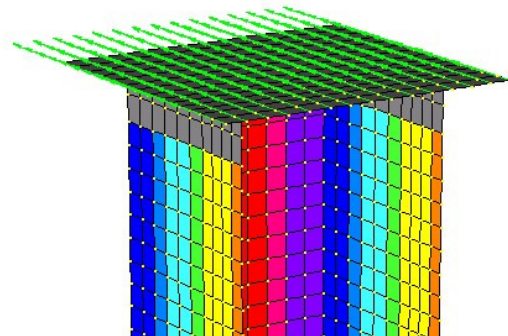


figura 2.76 – Schema di carico: carico trasversale variabile in direzione Y

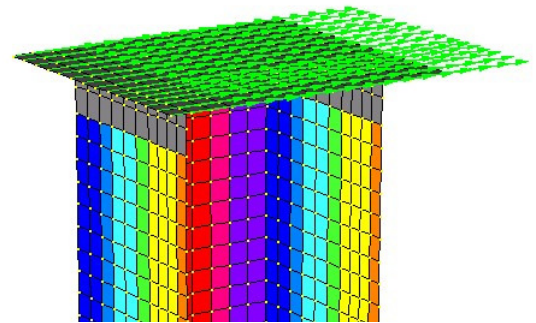


figura 2.77 – Schema di carico: carico trasversale variabile in direzione X

Si precisa infine che, per quanto riguarda l'analisi in direzione X , una tale distribuzione dei carichi trasversali indurrebbe sul sistema un effetto di torsione. La risultante delle forze orizzontali non passa, infatti, in questo caso per il centro di taglio della sezione. Poiché l'intento degli sperimentatori è tuttavia quello di analizzare il comportamento flessionale del sistema disaccoppiandolo dagli effetti torcenti, si è scelto di vincolare tutti i nodi della soletta di carico rispetto agli spostamenti in direzione Y . In questo modo, l'analisi produce flessione pura del nucleo, scaricando le azioni torcenti sui vincoli introdotti. L'utilizzo di un materiale molto rigido per la modellazione della soletta previene, infine, eventuali problemi generati dalle concentrazioni di carico.

2.6.8 Risultati

Si è scelto di condurre il confronto tra provino e modello di calcolo soffermandosi soltanto su alcuni aspetti peculiari, tra cui:

- *storia di carico e comportamento ciclico;*
- *danneggiamento;*

Come detto in precedenza, i risultati prodotti sono stati ottenuti utilizzando un'unica *mesh* opportunamente raffinata. Non si è inoltre ritenuto necessario porre nuovamente a confronto, come fatto per la prima validazione, soluzioni ottenute considerando o trascurando gli effetti di *mesh dipendenza*.

2.6.8.1 Storia di carico e comportamento ciclico

Come per la prima validazione, si è fatto ricorso ad una rappresentazione del comportamento globale della struttura attraverso grafici $P - \Delta$ che mettono a confronto lo spostamento di un *punto di controllo* del modello/provino con il carico necessario a generare la configurazione deformata corrispondente allo spostamento di tale punto.

2.6.8.1.1 Confronti risultati sperimentali vs. soluzione numerica per prova ciclica $\pm Y$

I risultati forniti dal *modello di danno* messi a confronto con i risultati sperimentali registrati producono la situazione illustrata in figura 2.78.

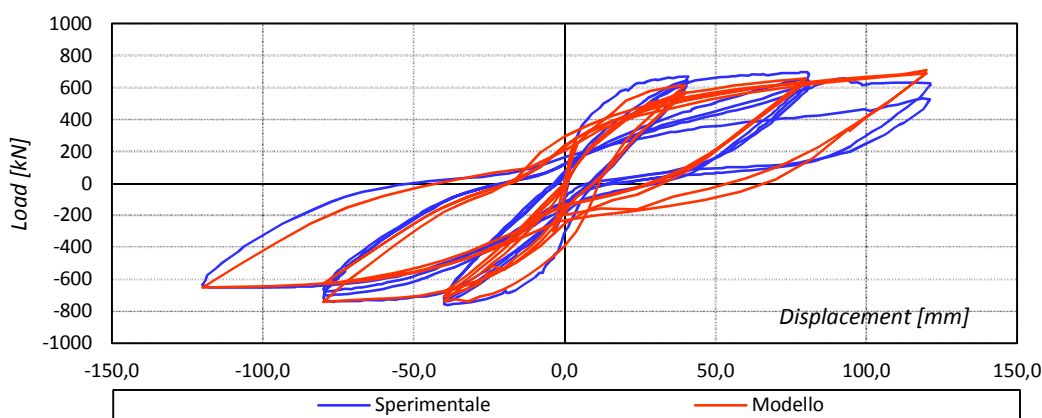


figura 2.78 – Storia di carico totale $\pm Y$

2.6.8.1.2 Confronti risultati sperimentali vs. soluzione numerica per prova ciclica $\pm X$

I risultati forniti dal *modello di danno* messi a confronto con i risultati sperimentali registrati producono la situazione illustrata in figura 2.79.

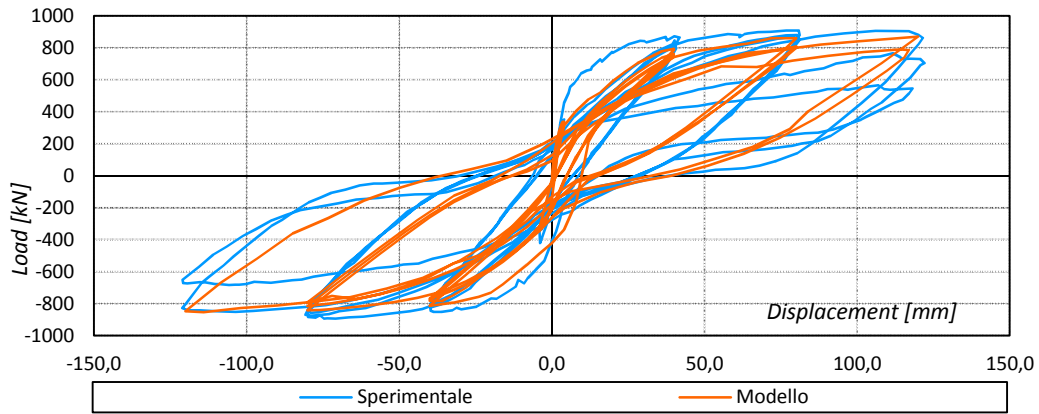


figura 2.79 – Storia di carico totale $\pm X$

2.6.8.2 Danneggiamento

Si riportano nel seguito i confronti tra risultati sperimentali e soluzione numerica. Il confronto, in particolare, è effettuato a partire dalla descrizione qualitativa dello stato del provino riportata nella documentazione in corrispondenza degli *step* di carico più significativi.

2.6.8.2.1 Confronti risultati sperimentali vs. soluzione numerica per prova ciclica $\pm Y$

➤ **Ciclo 1: ampiezza oscillazione $\pm 3.70\text{mm}$**

Al termine dei cicli di ampiezza $\pm 3.70\text{ mm}$ s’iniziano a notare le prime fessure sul provino, di entità assai modesta. Esse si propagano dal basso verso l’alto coinvolgendo dapprima le zone di estremità delle flange e successivamente la zona posteriore del nucleo (figura 2.80).



figura 2.80 – Stato fessurativo del provino al termine del ciclo n°1 (ampiezza 3.70mm) [2.22]

I valori forniti dal modello per il *parametro di danno positivo*, riproducono adeguatamente la situazione rilevata sperimentalmente (figura 2.81). In questa fase, infine, gli spostamenti esigui non sono tali da produrre alcun danneggiamento significativo a compressione del materiale, come si può apprezzare in figura 2.82 che rappresenta il *parametro di danno negativo*.

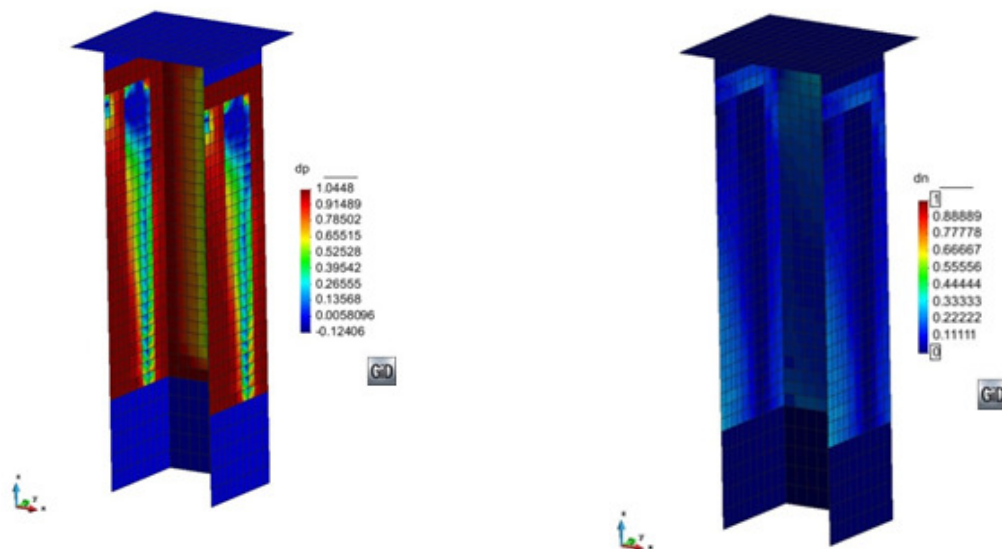


figura 2.81 – Valori del parametro di danno positivo al termine del ciclo n°1 (ampiezza 3.70mm)

figura 2.82 – Valori del parametro di danno negativo al termine del ciclo n°1 (ampiezza 3.70mm)

➤ **Cicli 2-4: ampiezza oscillazione $\pm 40.00\text{mm}$**

Al termine dei cicli di ampiezza $\pm 40.00\text{ mm}$ il campione si presenta interamente fessurato. Sperimentalmente si registra la comparsa di un diffuso stato fessurativo sia all’interno che all’esterno della zona dorsale del nucleo. Fessure più ampie si sviluppano, invece, nelle zone di estremità delle flange. In queste zone, inoltre, si registrano fenomeni di *spalling* (espulsione del copriferro), segno evidente del danneggiamento del materiale a compressione. Alcune immagini, relative ai fenomeni appena descritti, sono di seguito proposte.



figura 2.83 – Stato fessurativo sulla flangia al termine del ciclo n°4 (ampiezza 40.00 mm) [2.22]

figura 2.84 – Espulsione del copriferro alla base al termine del ciclo n°4 (ampiezza 40.00 mm) [2.22]

I valori forniti dal modello per il *parametro di danno positivo*, riproducono adeguatamente la situazione rilevata sperimentalmente (figura 2.85). Il *modello di danno* non fornisce tuttavia informazioni circa l’ampiezza delle fessure che si sviluppano. Pertanto non consente di cogliere le differenze, registrate sperimentalmente tra le varie zone fessurate. Allo stesso modo l’osservazione dei valori ottenuti per il *parametro di danno negativo*, conferma quanto rilevato in fase di sperimentazione. Il modello, infatti,

mostra un moderato danneggiamento nelle zone di estremità delle flange, in cui il provino ha evidenziato l'espulsione del copriferro.

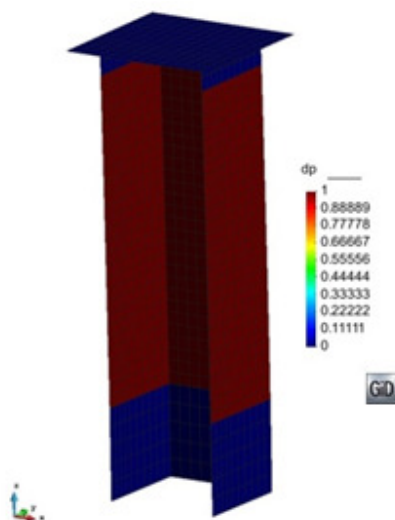


figura 2.85 – Valori del parametro di danno positivo al termine del ciclo n°4 (ampiezza 40.00mm)

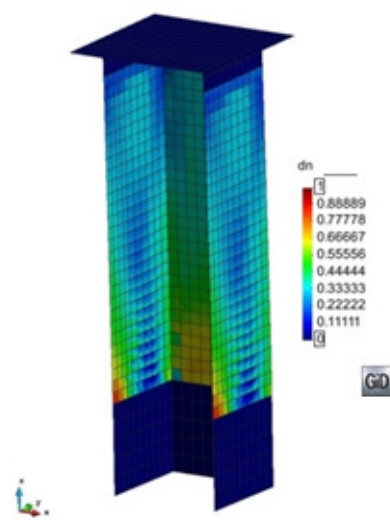


figura 2.86 – Valori del parametro di danno negativo al termine del ciclo n°4 (ampiezza 40.00mm)

➤ **Ciclo 5-7: ampiezza oscillazione $\pm 80.00\text{mm}$**

Al termine dei cicli di ampiezza $\pm 80.00\text{ mm}$ il campione, interamente fessurato, evidenzia fessure completamente aperte alla base del nucleo. Si registrano, al contempo, fenomeni estesi di espulsione del copriferro, con barre di armatura completamente scoperte in ampi tratti. In questa fase, inoltre, si rilevano anche fenomeni d'instabilizzazione delle barre longitudinali non previsti dalle considerazioni analitiche preliminari.



figura 2.87 – Instabilizzazione delle barre all'estremità della flangia al termine del ciclo n°7 (ampiezza 80.00mm) [2.22]

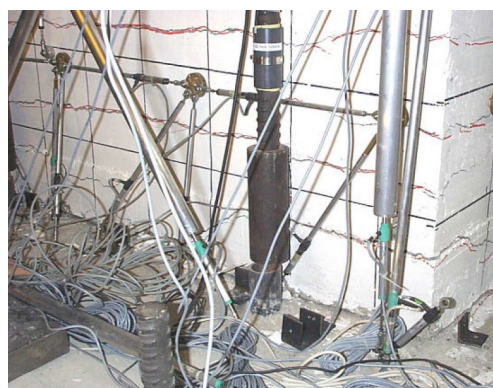


figura 2.88 – Stato fessurativo sulla superficie posteriore del nucleo al termine del ciclo n°7 (ampiezza 80.00mm) [2.22]

Raggiunta la completa fessurazione del provino, l'osservazione del *parametro di danno positivo* ha scarso interesse. L'osservazione dei valori ottenuti per il *parametro di danno negativo*, dimostra invece una buona corrispondenza tra risultati analitici e sperimentali. L'estensione delle zone danneggiate, con totale perdita

di rigidezza all'estremità delle flange, è osservabile in modo evidente nell'immagine sottostante. In essa, inoltre, si può osservare un moderato danneggiamento della zona posteriore del nucleo.

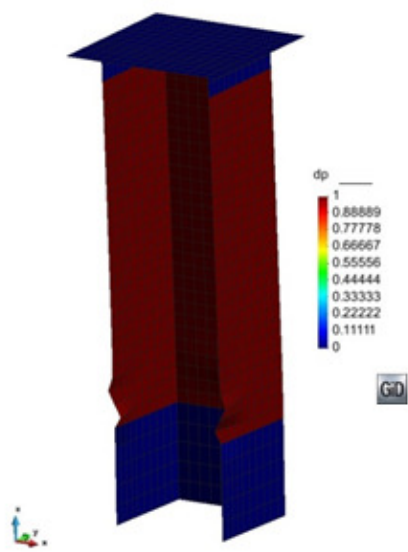


figura 2.89 – Valori del parametro di danno positivo al termine del ciclo n°7 (ampiezza 80.00 mm)

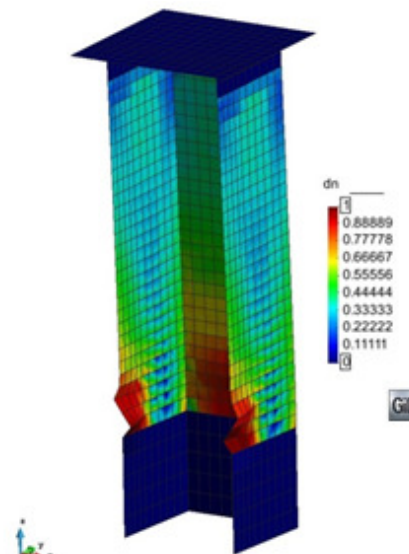


figura 2.90 – Valori del parametro di danno negativo al termine del ciclo n°7 (ampiezza 80.00 mm)

➤ **Ciclo 8: ampiezza oscillazione $\pm 120.00\text{mm}$**

Al termine del ciclo di ampiezza $\pm 120.00\text{ mm}$ il campione, interamente fessurato, è prossimo al collasso. La rottura di alcune armature longitudinali, portate a trazioni eccessive, alla base delle flange riduce il numero di barre collaboranti. Ciò determina, all'inversione del verso di deformazione imposto, un incremento dei fenomeni d'instabilità. Il calcestruzzo, inoltre, presenta danneggiamenti estesi alla base, nelle zone di estremità delle flange.



figura 2.91 – Rottura delle barre di armatura longitudinali al termine del ciclo n°8 (ampiezza 120.00mm) [2.22]

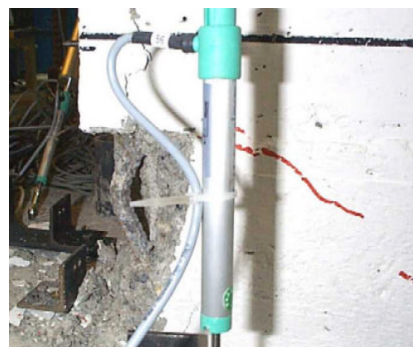


figura 2.92 – Instabilizzazione delle barre all'estremità della flangia al termine del ciclo n°8 (ampiezza 120.00mm) [2.22]

I valori ottenuti per il *parametro di danno negativo* dimostrano, ancora una volta, la buona corrispondenza tra risultati analitici e sperimentali. È appena il caso di osservare, invece, gli spostamenti apparentemente innaturali dei nodi della *mesh*. Essi sono prodotti da imprecisioni numeriche a seguito dell'annullamento della rigidità del materiale danneggiato.

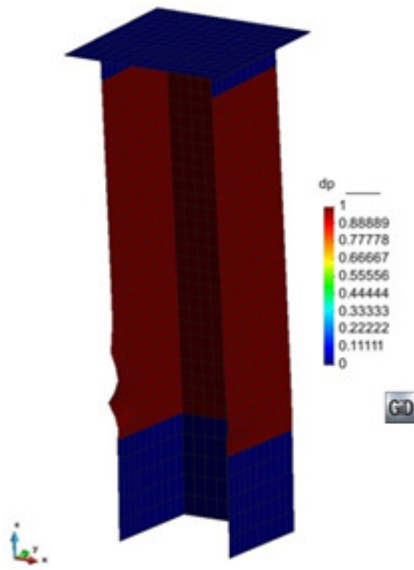


figura 2.93 – Valori del parametro di danno positivo al termine del ciclo n°8 (ampiezza 120.00mm)

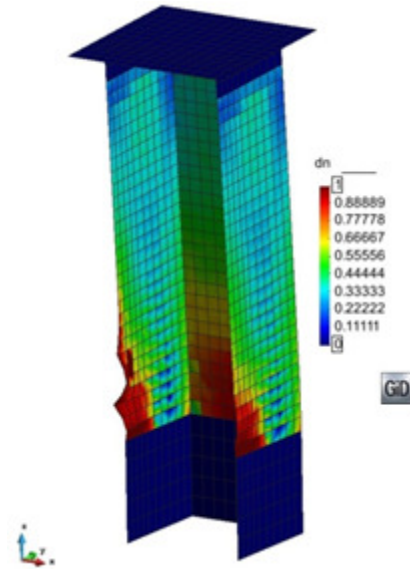


figura 2.94 – Valori del parametro di danno negativo al termine del ciclo n°8 (ampiezza 120.00mm)

Si precisa, infine, che è stato volutamente omissso dal confronto il ciclo n°9. Esso, infatti, non evidenzia alcuna differenza rilevante rispetto a quanto appena descritto.

2.6.8.2.2 Confronti risultati sperimentali vs. soluzione numerica per prova ciclica $\pm X$

➤ Ciclo 1: ampiezza oscillazione $\pm 4.00\text{mm}$

Al termine dei cicli di ampiezza $\pm 4.00\text{ mm}$ s’iniziano a notare le prime fessure sul provino. Esse si propagano progressivamente dal basso verso l’alto coinvolgendo dapprima le zone di estremità delle flange e successivamente la zona posteriore del nucleo. In quest’ultima, in particolare, le fessure assumono la tipica inclinazione a 45° che si manifesta in presenza di sollecitazioni taglianti. I valori forniti dal modello per il *parametro di danno positivo*, riproducono adeguatamente la situazione rilevata sperimentalmente, come si può osservare in figura 2.96. Essa, non consente tuttavia di cogliere lo sviluppo a 45° delle fessure, essendo rappresentativa del solo istante finale del ciclo.

In questa fase, infine, gli spostamenti esigui non sono tali da produrre alcun danneggiamento significativo a compressione del materiale, come si può apprezzare nell’immagine di seguito riportata che rappresenta il *parametro di danno negativo*.

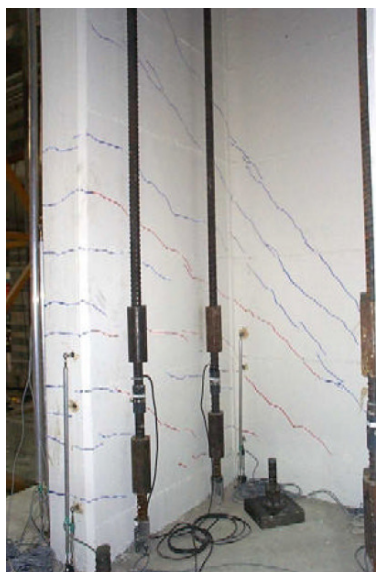


figura 2.95 – Stato fessurativo del provino al termine del ciclo n°1 (ampiezza 4.00mm) [2.23]

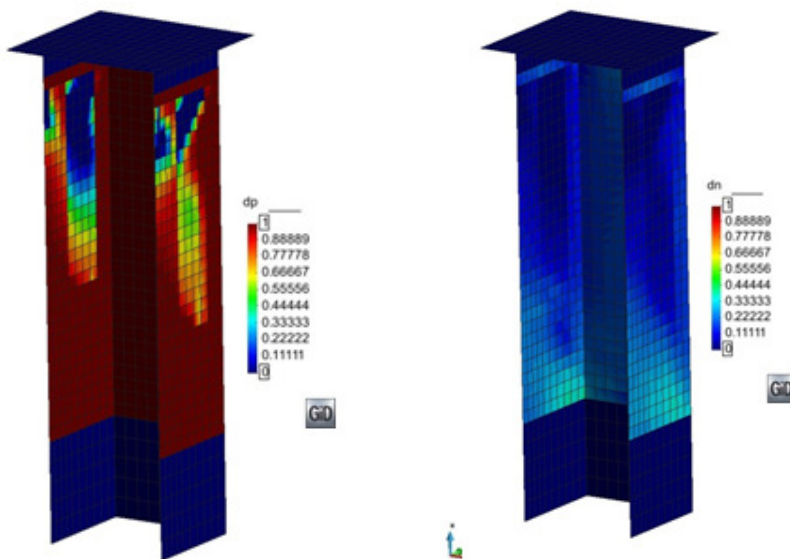


figura 2.96 – Valori del parametro di danno positivo al termine del ciclo n°1 (ampiezza 4.00mm)

figura 2.97 – Valori del parametro di danno negativo al termine del ciclo n°1 (ampiezza 4.00mm)

➤ **Cicli 2-4: ampiezza oscillazione $\pm 40.00\text{mm}$**

Al termine dei cicli di ampiezza $\pm 40.00\text{ mm}$ il campione si presenta interamente fessurato. Sperimentalmente si registra la comparsa di un diffuso stato fessurativo sia all'interno che all'esterno della zona dorsale del nucleo. La collocazione ed estensione longitudinale delle fessure nelle zone laterali non risulta, invece, particolarmente alterata rispetto al *pattern* iniziale. Si assiste, altresì, ad un incremento dell'ampiezza e densità di queste ultime. Si segnala, infine, l'insorgenza di alcune fessure verticali con limitati fenomeni di *spalling* (espulsione del copriferro) alla base del nucleo, in prossimità delle flange.

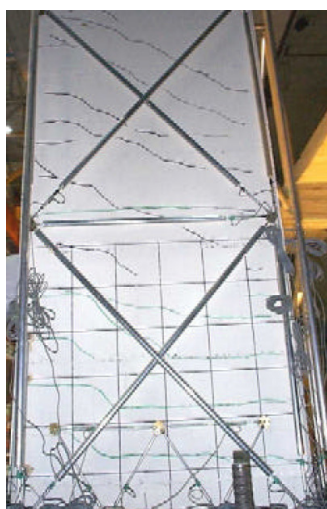


figura 2.98 – Stato fessurativo sulla superficie posteriore del nucleo al termine del ciclo n°4 (ampiezza 40.00mm) [2.23]



figura 2.99 – Fessure verticali e principio di *spalling* al termine del ciclo n°4 (ampiezza 40.00mm) [2.23]

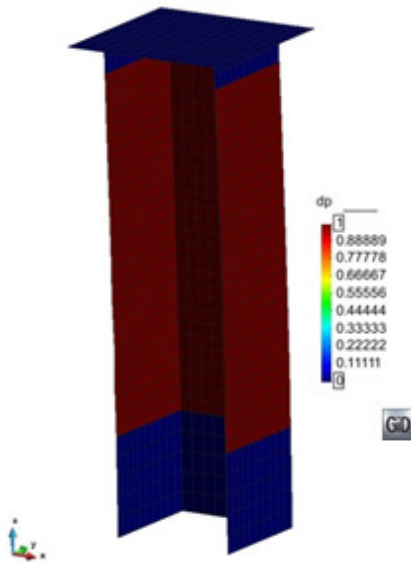


figura 2.100 – Valori del parametro di danno positivo al termine del ciclo n°4 (ampiezza 40.00mm)

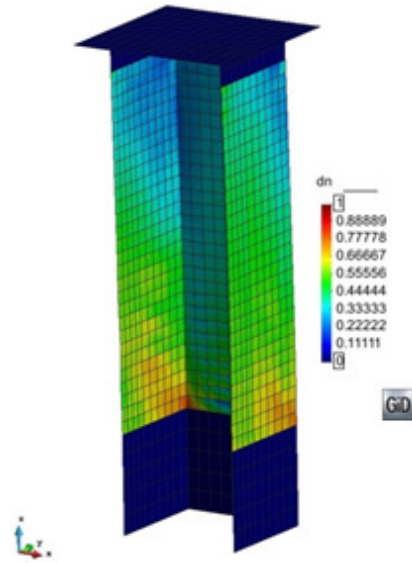


figura 2.101 – Valori del parametro di danno negativo al termine del ciclo n°4 (ampiezza 40.00mm)

➤ **Ciclo 5-7: ampiezza oscillazione ± 80.00mm**

Al termine dei cicli di ampiezza $\pm 80.00 \text{ mm}$ il campione, interamente fessurato, evidenzia fessure orizzontali completamente aperte alla base del nucleo (figura 2.102). Si registra, al contempo, lo sviluppo massiccio di fessure verticali alle estremità delle flange (figura 2.103). Queste ultime, in particolare, favoriscono l'insorgenza di fenomeni di instabilità delle armature longitudinali.



figura 2.102 – Fessure orizzontali alla base del nucleo al termine del ciclo n°7 (ampiezza 80.00mm) [2.23]

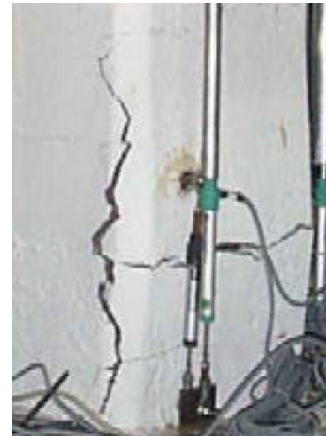


figura 2.103 – Fessure verticali all'estremità delle flange al termine del ciclo n°7 (ampiezza 80.00mm) [2.23]

I valori forniti dal modello per il *parametro di danno positivo* ricalcano totalmente la situazione vista per i cicli precedenti. Di fatto, raggiunta la completa fessurazione del provino, l'osservazione del parametro ha scarso interesse. L'osservazione dei valori ottenuti per il *parametro di danno negativo*, dimostra invece una buona corrispondenza tra risultati analitici e sperimentali. L'estensione delle zone danneggiate all'estremità delle flange, è osservabile in modo evidente in figura 2.105. Il danneggiamento della zona superiore, invece, è attribuibile ad imprecisioni introdotte dall'elevata rigidità degli elementi elastici.

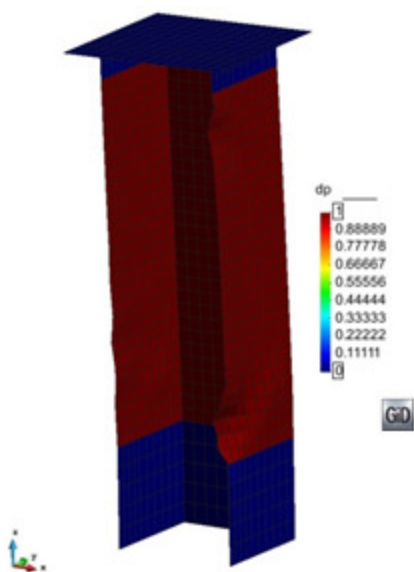


figura 2.104 – Valori del parametro di danno positivo al termine del ciclo n°7 (ampiezza 80.00 mm)

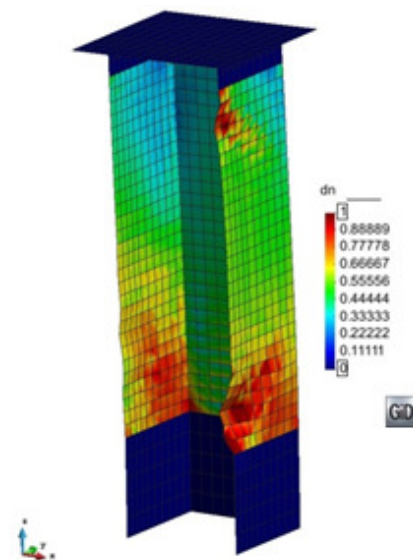


figura 2.105 – Valori del parametro di danno negativo al termine del ciclo n°7 (ampiezza 80.00 mm)

➤ **Ciclo 8: ampiezza oscillazione ± 120.00 mm**

Al termine del ciclo di ampiezza ± 120.00 mm il campione, interamente fessurato, è prossimo al collasso. La rottura di alcune armature trasversali, portate a trazioni eccessive, alla base delle flange determina l'intensificarsi dei fenomeni d'instabilità delle barre longitudinali. Si assiste, inoltre, ad un importante danneggiamento del calcestruzzo con espulsione del copriferro diffusa in molte zone del provino.



figura 2.106 – Rottura delle staffe e buckling delle barre longitudinali al termine del ciclo n°8 (ampiezza 120.00 mm) [2.23]



figura 2.107 – Espulsione del copriferro al termine del ciclo n°8 (ampiezza 120.00 mm) [2.23]

2.7 Terza validazione: Coupled-Beam Wall Test

2.7.1 Descrizione dell'esperimento

Il terzo esperimento su cui si è condotta la validazione del modello numerico è nel seguito indicato con *Coupled-Beam Wall Test* [2.18].

Il *Coupled-Beam Wall Test* (CW1 Test - figura 2.108) prevede l'analisi del comportamento di due pareti piane accoppiate da travi in C.A. Il comportamento che si intende simulare è, anche in questo caso, quello di una parete inserita all'interno di un edificio di dieci piani soggetto ad un *pattern* di carico triangolare (che asseconda il primo modo di vibrare della struttura). L'esperimento è stato eseguito nel laboratorio NEES MULTI-SIM nell'Università dell'Illinois.

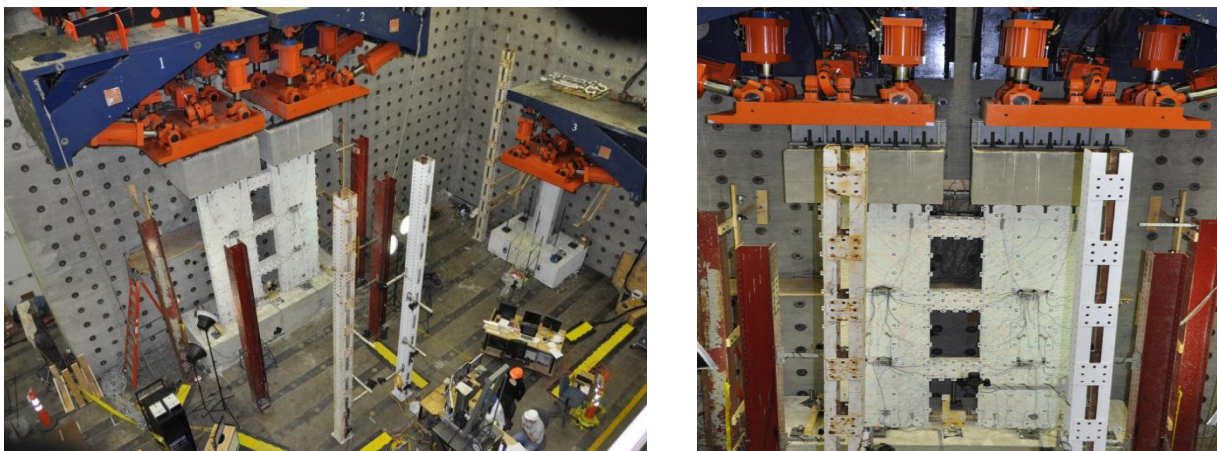


figura 2.108 – Coupled-beam Wall test (CW1) [2.18]

2.7.2 Geometria del provino

Il campione è realizzato in C.A. e in scala ridotta (scala 1:3). Nella documentazione dell'esperimento [2.18] sono presenti i dettagli della geometria del provino e della disposizione delle barre di armatura (sia longitudinali che trasversali). In figura 2.109 è possibile osservare uno schema rappresentativo del CW1. In sommità del provino sono collocati due attuatori di carico (*Load and Boundary Condition Boxes LBCBs*) direttamente connessi a due travi in acciaio rinforzate atte a ripartire il carico su due travi in calcestruzzo (nel seguito indicata come travi di carico).

L'altezza complessiva del provino è di 5638.8mm dei quali:

- 914.4mm corrispondono all'ingombro della trave di fondazione alla base della parete;
- 762.0mm corrispondono all'altezza le travi di carico;

La parete è alta quindi 3962.4mm, la larghezza delle due pareti accoppiate è di 1219.2mm, mentre la larghezza delle travi di carico è di 609.6mm e la loro altezza è di 304.8mm. Lo spessore di travi e pareti è di 152.4mm.

La disposizione delle barre di armatura è conforme alle normative americane riguardanti i setti in calcestruzzo armato su territorio sismico [2.19-2.13]. In figura 2.110 la disposizione è schematizzata per tutta l'elevazione della parete, sia per le barre longitudinali sia per quelle trasversali. Si sono utilizzate barre di due differenti tipologie, indicate rispettivamente come *tipo 2* e *tipo 4*. Le barre *tipo 2* hanno un diametro di 6.35mm mentre le barre *tipo 4* hanno un diametro di 12.70mm. Le caratteristiche dei materiali (acciaio e calcestruzzo) sono riportate in seguito, al paragrafo 2.7.4.

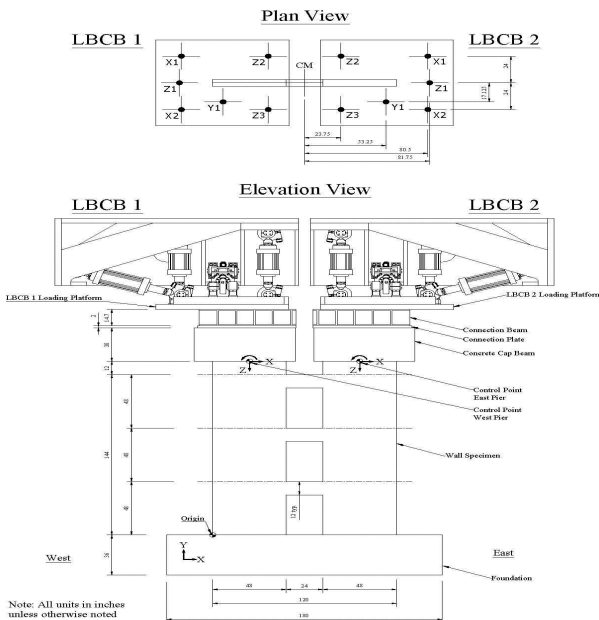


figura 2.109 – Coupled-beam Wall setup [2.18]

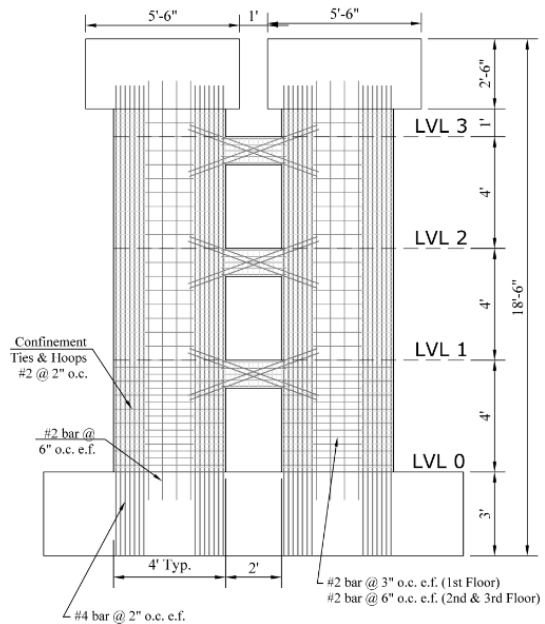


figura 2.110 – Disposizione dell'armatura sul CW1 [2.18]

In figura 2.111 è riportata una sezione trasversale nella quale sono definite le posizioni delle barre e della staffatura di confinamento collocata sulle ali. Per una di queste due ali è inoltre riportato un dettaglio che illustra più chiaramente il maggior numero di barre disposte in queste due zone. La larghezza delle ali è di 355.6mm.

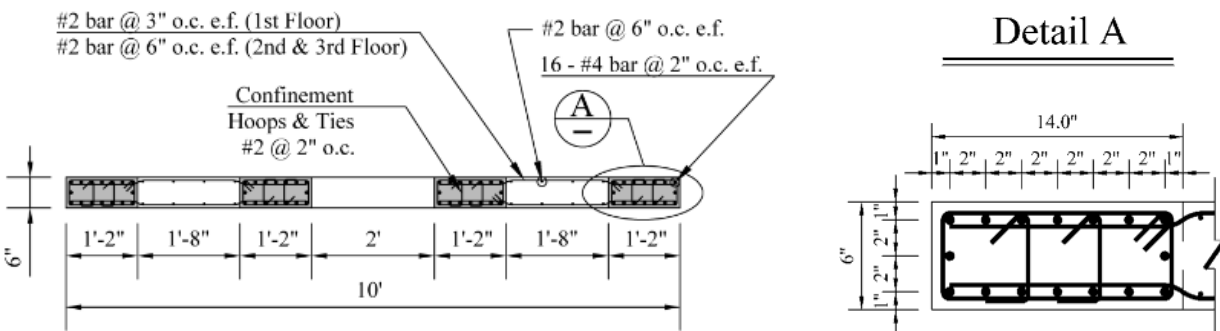


figura 2.111 – Sezione trasversale del CW1 [2.18]

In figura 2.112 si riportano le disposizioni delle armature nelle travi di accoppiamento.

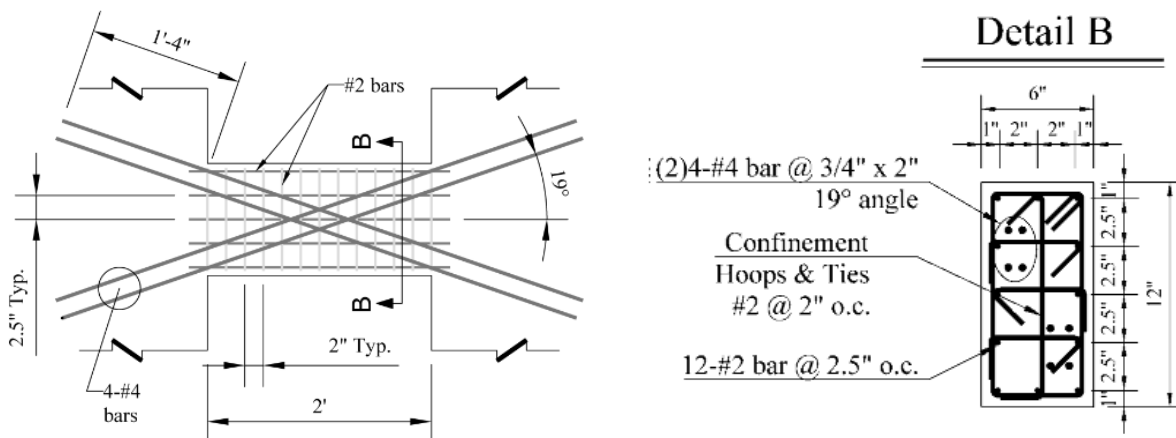


figura 2.112 – Travi di accoppiamento del CW1 [2.18]

2.7.3 Geometria del modello numerico

Per la realizzazione del modello numerico si sono utilizzati elementi di tipo *quad* a quattro nodi con formulazione bilineare isoparametrica, analogamente a quanto fatto nella prima validazione. Sulla base delle precedenti validazioni, è stata realizzata un'unica *mesh* con un adeguato livello di discretizzazione.

La struttura è posta nel piano x-y con l'origine degli assi posto sull'angolo a sud-ovest della trave di fondazione.

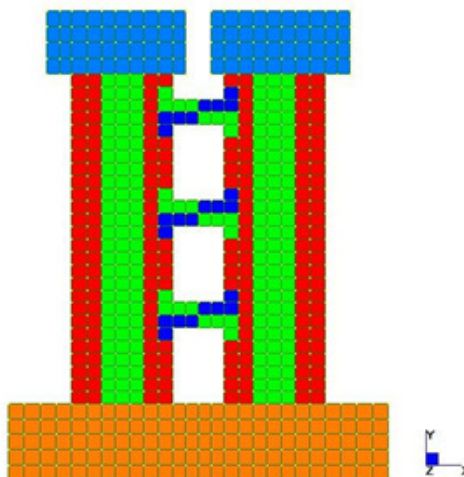


figura 2.113 – Visualizzazione mesh Coupled-beam Wall

Come per il modello utilizzato nella prima validazione, la *mesh* prevede più elementi *quad* sovrapposti nella zona di parete (travi di carico e fondazione escluse), laddove è necessario rappresentare il comportamento non lineare del materiale associato al comportamento indotto dai *layer* di armatura.

2.7.4 Legami costitutivi sperimentali dei materiali

2.7.4.1 Calcestruzzo

Per il calcestruzzo è fornito il valore della resistenza di picco media ($f_{c0,media} = 36.70 \text{ MPa}$), mentre il valore della deformazione di picco media è stato assunto convenzionalmente non essendo fornito dagli sperimentatori ($\varepsilon_{c0,media} = 2.277 \cdot 10^{-3}$).

2.7.4.2 Acciaio

Le caratteristiche meccaniche delle barre utilizzate sono riportate in tabella 2.22.

tabella 2.22 – Caratteristiche meccaniche barre tipo 2 e tipo 4

barra	Diametro [mm]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	E [MPa]	ε_y [-]	ε_h [-]	ε_u [-]
Tipo 2	6.35	521.90	595.00	199950	$2.66 \cdot 10^{-3}$	$1.50 \cdot 10^{-2}$	$5.8 \cdot 10^{-2}$
Tipo 4	12.70	453.68	664.65	199950	$2.30 \cdot 10^{-3}$	$7.70 \cdot 10^{-3}$	$14.0 \cdot 10^{-2}$

2.7.5 Materiali adottati nel modello numerico

Le scelte preliminari effettuate per la definizione dei materiali nella prima validazione (*Planar Wall Test*) sono da ritenersi valide anche per la simulazione dell'esperimento in oggetto (*Coupled-beam Wall Test*).

Si precisa, infine, che è stato preso in considerazione il fenomeno della *mesh-dipendenza* per il calcestruzzo, senza tuttavia porre a confronto la soluzione così ottenuta con una che ne trascuri gli effetti.

2.7.5.1 Taratura del materiale calcestruzzo

2.7.5.1.1 Legame costitutivo a compressione

La taratura dei parametri del modello di danno ha prodotto, in ultima analisi, i seguenti valori.

tabella 2.23 – Caratteristiche meccaniche legame costitutivo a compressione implementato in Opensees considerando la mesh dipendenza

Calcestruzzo	E [MPa]	f_{01d} [MPa]	f_{02d} [MPa]	A_n [-]	B_n [-]	ν [-]	β [-]
NC (copriferro)	39000	17.64	21.17	3.000	0.657	0.0	0.3
C-anima (1° piano)	39000	14.35	17.21	1.120	0.552	0.0	0.3
C-anima (2°-3° piano)	39000	11.57	13.89	1.600	0.498	0.0	0.3
C-ali	39000	4.99	5.99	0.266	1.000	0.0	0.3
C-travi	39000	1.10	1.33	1.000	0.110	0.0	0.3

NC=Non Confinato; C=confinato

Una rappresentazione del legame costitutivo del calcestruzzo a compressione, ottenuto con il *modello di danno* tenendo conto anche degli effetti di *mesh-dipendenza*, è riportata nei grafici che seguono per il solo calcestruzzo non confinato del copriferro.

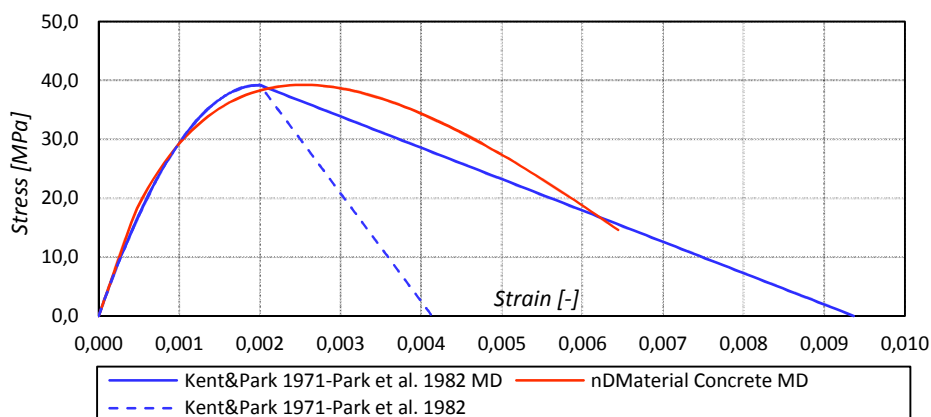


figura 2.114 – Taratura del legame a compressione con mesh-dipendenza: calcestruzzo NC (copriferro)

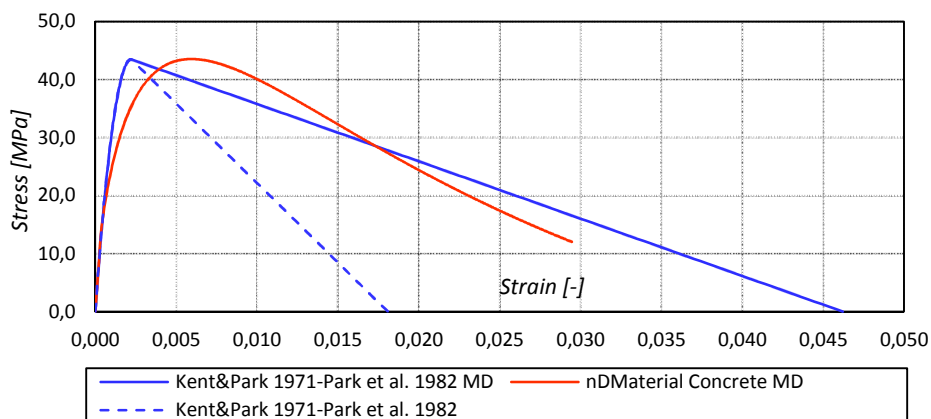


figura 2.115 – Taratura del legame a compressione con mesh-dipendenza: calcestruzzo C-anima (1° piano)

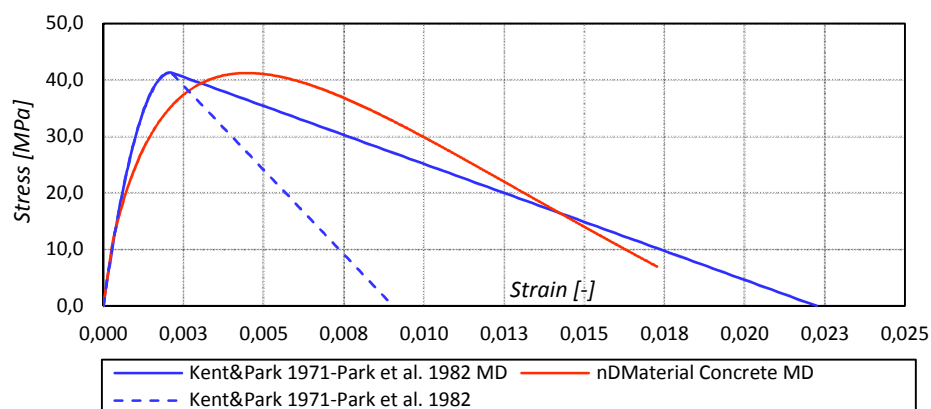


figura 2.116 – Taratura del legame a compressione con mesh-dipendenza: calcestruzzo C-anima (2°-3° piano)

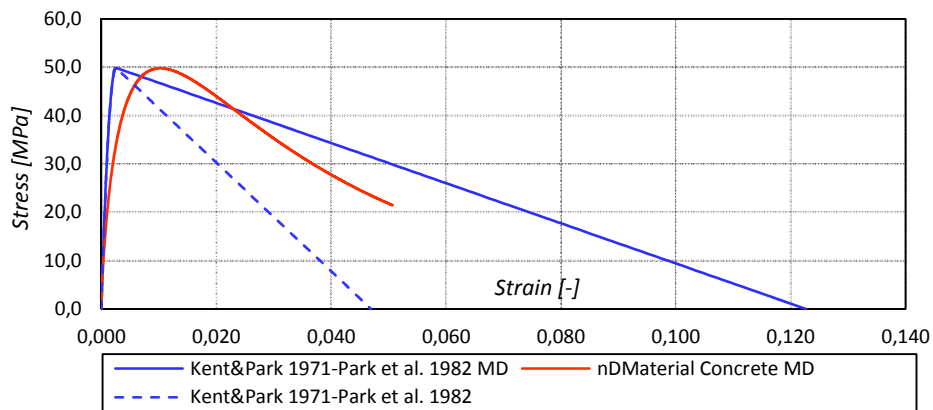


figura 2.117 – Taratura del legame a compressione con mesh-dipendenza: calcestruzzo C-ali

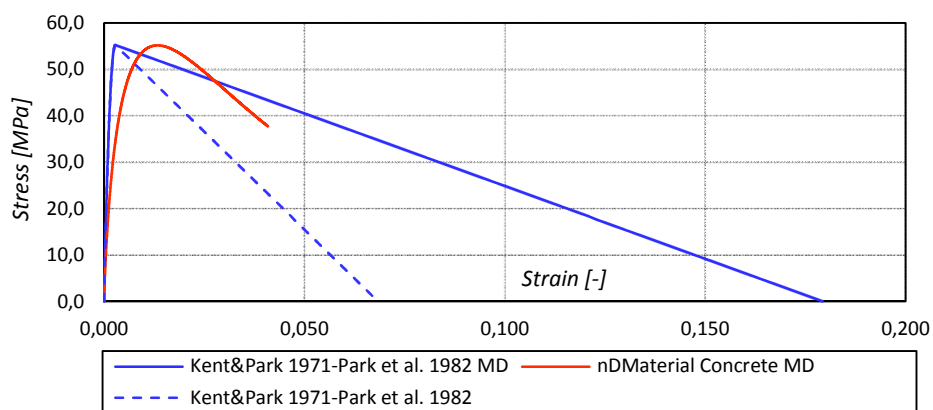


figura 2.118 – Taratura del legame a compressione con mesh-dipendenza: calcestruzzo C-travi

2.7.5.1.2 Legame costitutivo a trazione

La taratura dei parametri del *modello di danno* ha prodotto, in ultima analisi, i seguenti valori.

tabella 2.24 – Caratteristiche meccaniche legame costitutivo a trazione implementato in Opensees considerando la mesh dipendenza

Calcestruzzo	E [MPa]	f_t [MPa]	A_p [-]	ν [-]	β [-]
NC (copriferro)	39000	2.40	1.300	0.0	0.3
C-anima (1° piano)	39000	2.40	1.300	0.0	0.3
C-anima (2°-3° piano)	39000	2.40	1.300	0.0	0.3
C-ali	39000	2.40	1.300	0.0	0.3
C-travi	39000	2.40	1.300	0.0	0.3

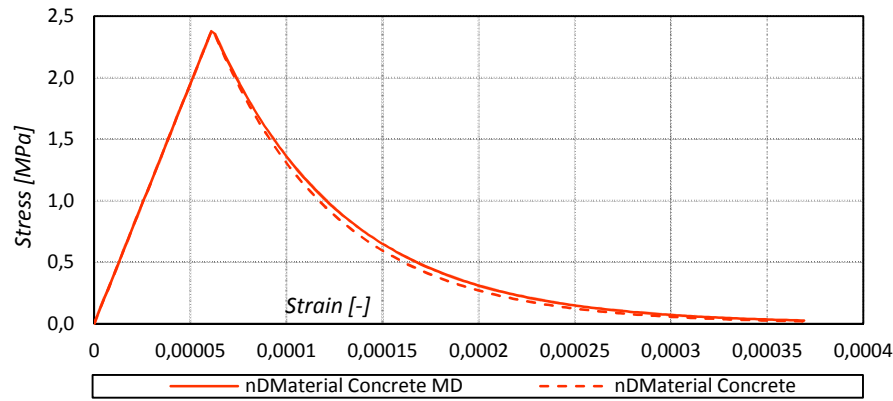


figura 2.119 – Taratura del legame costitutivo a trazione con mesh-dipendenza

2.7.5.2 Taratura del materiale acciaio

Si riportano i valori introdotti nel codice di calcolo *OpenSees*, per le barre *tipo 2* (diametro pari a 6.35mm) e *tipo 4* (diametro pari a 12.70mm) utilizzate.

tabella 2.25 – Caratteristiche meccaniche barre acciaio implementate in *OpenSees*

barra	Diametro [mm]	f_y [MPa]	E [MPa]	b [-]	R_0 [-]	a_1 [-]	a_2 [-]
Tipo 2	6.35	521.90	199950	0.012	20	18.5	0.15
Tipo 4	12.70	453.68	199950	0.0066	20	18.5	0.15

2.7.5.3 Definizione del materiale elastico

I parametri che caratterizzano il materiale elastico sono riassunti in tabella 2.26.

tabella 2.26 – Caratteristiche meccaniche legame costitutivo a compressione implementato in *OpenSees*

Parametro	Descrizione	Valore
E	Modulo elastico [MPa]	40000
ν	Coefficiente di Poisson [-]	0.2

2.7.6 Condizioni di carico e spostamenti imposti

Le condizioni di carico, vincolo e spostamento della parete sono controllati costantemente da due attuatori di carico posti in sommità delle travi ripartitrici in acciaio. Tali attuatori LBCBs, sono stati descritti più in dettaglio nella prima validazione (paragrafo 2.3).

Relativamente all’esperimento CBW1 oggetto di studio, è richiesto che per l’intera durata della prova sia applicato uno sforzo normale di compressione $N=-1275$ kN, ottenuto dall’analisi dei carichi dell’edificio di dieci piani che s’intende riprodurre.

Riguardo al comportamento trasversale, la parete è vincolata dagli attuatori a mantenersi nel proprio piano. Detta P la risultante dei carichi laterali imposti, è richiesto che gli attuatori LBCBs impongano alla base della trave di carico (e quindi alla sommità della parete) un momento flettente $M = b \cdot P$ opportuno.

La prova in laboratorio è effettuata a *spostamenti imposti*, ovvero imponendo spostamenti opportuni e determinando il valore del moltiplicatore di carico che produce tali effetti. In particolare i test sono stati realizzati controllando la storia di spostamento su due punti di controllo (X_{C-W} e X_{C-E}). Tali punti sono posti sulla sommità delle pareti e possono essere visualizzati in figura 2.109.

Dopo aver determinato preventivamente attraverso considerazioni analitiche i limiti di fessurazione, snervamento e le capacità di resistenza ultime del sistema si è stabilito di effettuare il test imponendo gli spostamenti ciclici riportati in tabella 2.27.

tabella 2.27 – Storia di carico: spostamenti imposti

Spost. X_{C-W} e X_{C-E} [mm]	±5.2	±7.6	±12.7	±19.7	±29.5	±38.9	±58.5	±88.8
Drift [%]	0.13	0.19	0.32	0.50	0.75	1.00	1.50	2.25
Cicli [-]	1-2	3-4	5-6	7-8	9-10	11-12	13-14	15-16

Gli spostamenti richiesti sono raggiunti per *step* successivi. Per ciascuno di questi *step* sono monitorati su più punti gli spostamenti della parete e le deformazioni delle barre di armature. Si discuteranno in seguito in risultati ottenuti.

2.7.7 Vincoli e carichi adottati nel modello numerico

Il modello è vincolato a mantenersi nel proprio piano, ciò consente una soluzione del tipo stato piano di tensione (SPT). Esso, inoltre, presenta una serie d'incastri alla base che bloccano il sistema in corrispondenza della trave di fondazione come rappresentato in figura 2.120.

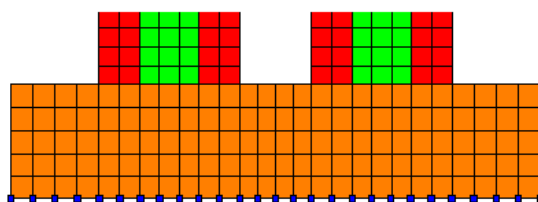


figura 2.120 – Schema di vincolo alla base del modello

Riguardo ai carichi assegnati al modello, sono stati realizzati quattro differenti *pattern* di carico:

- *Carico assiale costante*. Al fine di riprodurre lo sforzo normale di compressione di 1275 kN applicato al sistema in laboratorio, è stato costruito un *pattern* di carico con forze nodali sui nodi di sommità delle *travi di carico* (figura 2.121).
- *Carico trasversale variabile*. La modellazione dei carichi orizzontali è stata affrontata in modo simile a quanto visto per le forze verticali. Anche in questo caso è stato costruito un *pattern* di azioni proporzionali alle *aree d'influenza* degli elementi sottostanti (figura 2.122).

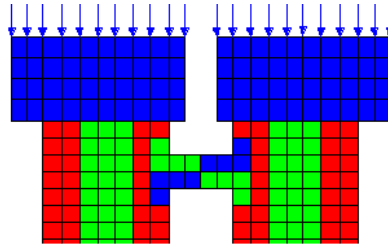


figura 2.121 – Schema di carico: carico assiale costante

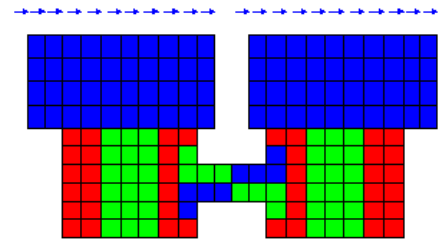


figura 2.122 – Schema di carico: carico trasversale variabile

- *Momento flettente variabile.* Il braccio costante tra azione flettente e la forza trasversale corrisponde a $b = 4,694 \text{ m}$. Esso deriva dall'assunzione che l'azione orizzontale sia applicata in sommità della parete e non al di sopra della trave di carico (come invece avviene nel modello). È necessario, pertanto, tenere conto del diverso posizionamento delle azioni orizzontali utilizzando un braccio $b^* = b - h_{trave} = 3.932 \text{ m}$ che determina un'azione flettente complessiva di 3.932 kNm. Anche in questo caso l'azione è da intendersi variabile proporzionalmente al moltiplicatore del carico. Di questa azione flettente, l'80% è applicata, come nell'esperimento, mediante sollecitazioni assiali differenti (figura 2.123). Il restante 20% dell'azione flettente è applicato mediante due coppie, sulle due travi di carico (figura 2.124).

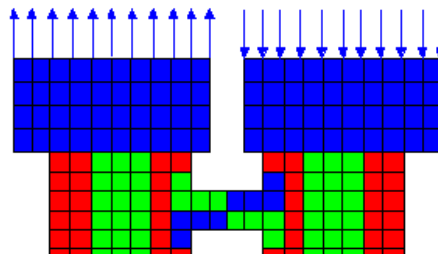


figura 2.123 – Schema di carico: 80% del momento flettente variabile

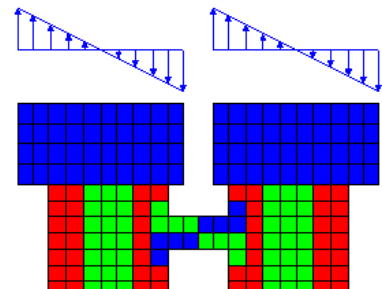


figura 2.124 – Schema di carico: 20% del momento flettente variabile

2.7.8 Risultati

Avendo a disposizione un'elevata quantità di risultati sperimentali, si è scelto di condurre il confronto tra provino e modello di calcolo soffermandosi soltanto su alcuni aspetti peculiari, tra cui:

- *Storia di carico e comportamento ciclico;*
- *Comportamento locale e deformazioni sulle barre;*
- *Danneggiamento;*

2.7.8.1 Storia di carico e comportamento ciclico

Come per le prime due validazioni, si è fatto ricorso ad una rappresentazione del comportamento globale della struttura attraverso grafici $P - \Delta$.

2.7.8.1.1 Confronti risultati sperimentali vs. soluzione numerica

Si riportano i risultati ottenuti in termini di comportamento globale del sistema.

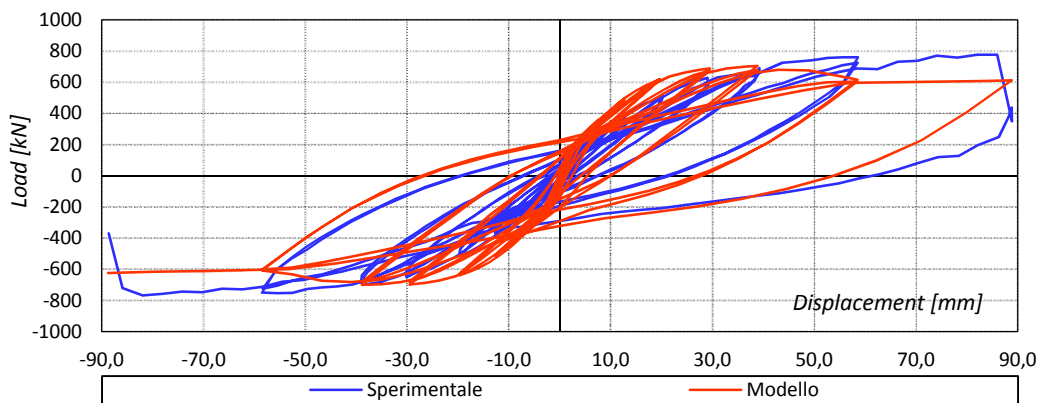


figura 2.125 – Storia di carico totale P-XC

2.7.8.2 Comportamento locale e deformazioni sulle barre

2.7.8.2.1 Posizioni di rilevamento

In figura 2.126 si riportano posizione e numerazione dei dispositivi di misura delle deformazioni sulle barre verticali, mentre in figura 2.127 si riportano posizione e numerazione dei dispositivi di misura delle deformazioni sulle barre inclinate appartenenti alla seconda delle tre travi di accoppiamento. I confronti si sono limitati a questa trave.

In tabella 2.28, infine, sono riportate le diciture utilizzate per l'individuazione dei canali utilizzati dai vari sensori, l'indicazione delle quantità misurate e la posizione geometrica dei punti d'inizio delle *stringhe* di misurazione. I canali aventi il prefisso *CB* riferiscono alla trave di accoppiamento considerata.

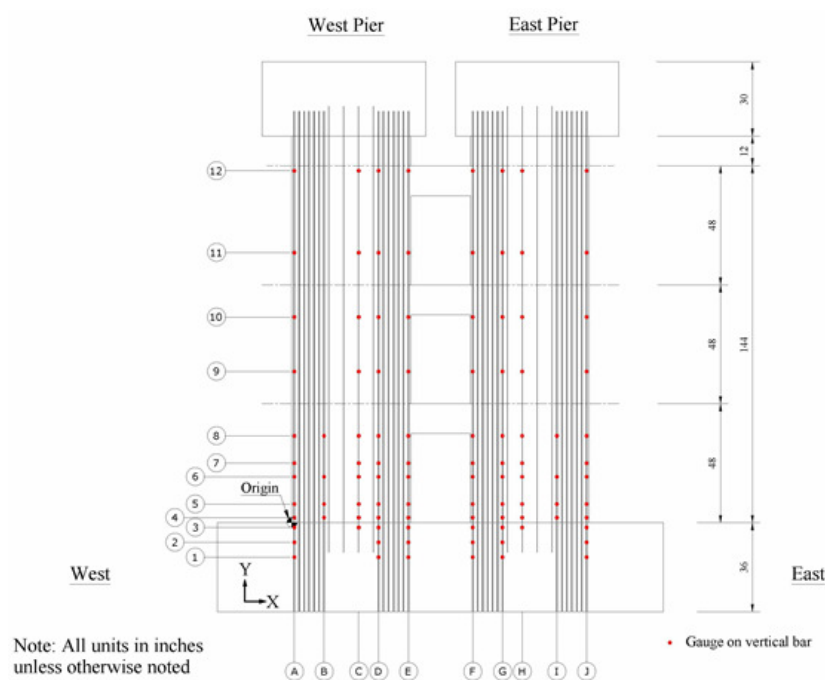


figura 2.126 – Deformazioni barre verticali – posizione dei sensori [2.18]

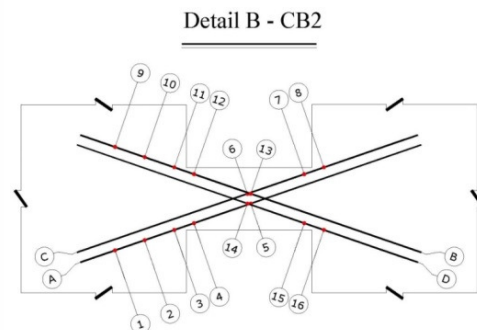


figura 2.127 – Deformazioni barre inclinate – posizione dei sensori [2.18]

tabella 2.28 – Definizione sensori

Nome canale	Misura	X start [in]	Y start [in]
A7	Def. vert. barre parete	1.4	24.0
A8	Def. vert. barre parete	1.4	35.0
A9	Def. vert. barre parete	1.3	61.0
CB2_A5	Def. barre inclinate trave	60.5	88.9
CB2_C6	Def. barre inclinate trave	60.0	90.5
CB2_D14	Def. barre inclinate trave	59.4	89.4

I grafici di confronto che seguono rappresentano l'andamento delle deformazioni in relazione al moltiplicatore di carico corrispondente.

2.7.8.2.2 Barre verticali parete: confronti risultati sperimentali vs. soluzione numerica

I grafici di confronto sono esposti procedendo progressivamente da zone a minor danneggiamento (parte alta della parete) verso zone ad elevato danneggiamento (al piede della parete).

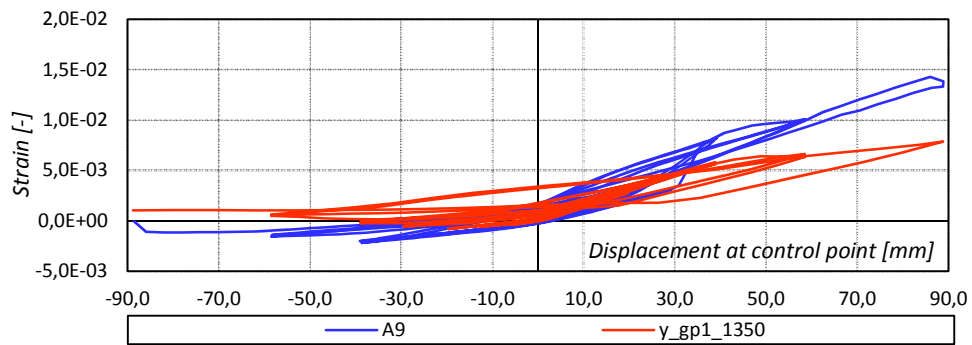


figura 2.128 – Deformazioni verticali A9: confronto sperimentali vs. calcolate

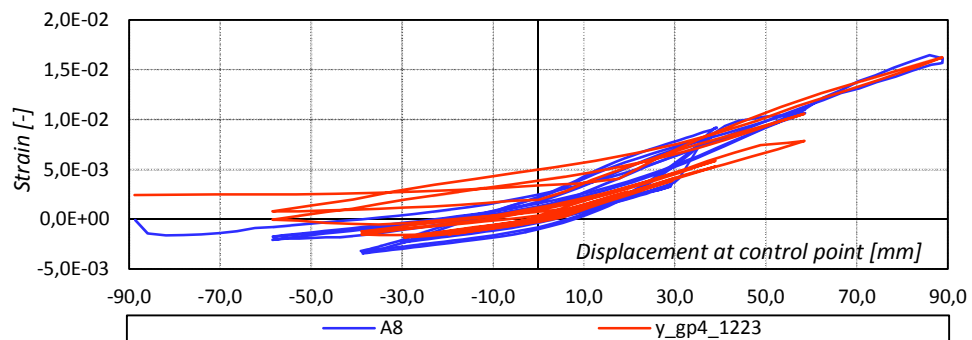


figura 2.129 – Deformazioni verticali A8: confronto sperimentali vs. calcolate

I grafici evidenziano una risposta più che soddisfacente del modello nell'interpretazione del comportamento deformativo relativo alla parte esaminata.

2.7.8.2.3 Barre inclinate parete: confronti risultati sperimentali vs. soluzione numerica

Si riportano prima i grafici relativi alle due posizioni assunte per le barre inclinate di +19° rispetto all'orizzontale, quindi il grafico relativo alla posizione assunta per la barra inclinata di -19° rispetto all'orizzontale.

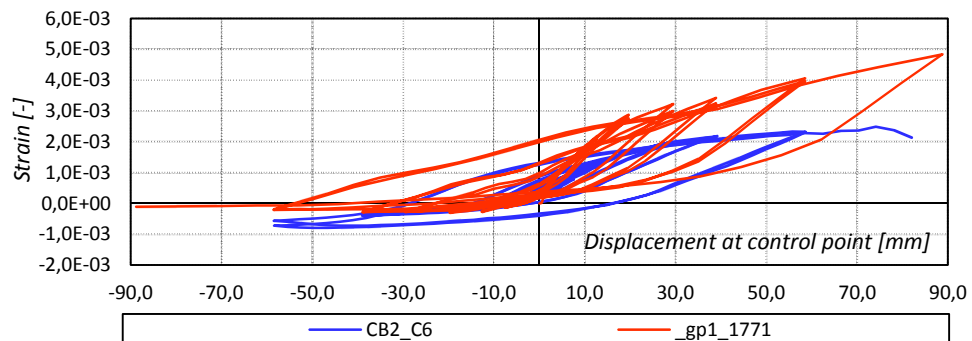


figura 2.130 – Deformazioni CB2_C6: confronto sperimentali vs. calcolate

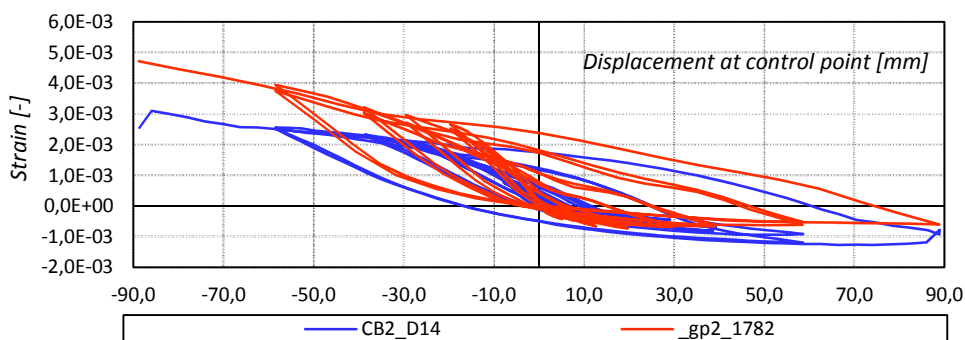


figura 2.131 – Deformazioni CB2_D14: confronto sperimentali vs. calcolate

2.7.8.2.4 Danneggiamento

Sono presentate nel seguito alcune considerazioni riguardanti la capacità del modello di interpretare i fenomeni di danneggiamento verificatisi ai vari cicli di carico.

➤ **Cicli 1-2: ampiezza oscillazione ± 5.20mm**

Al termine dei cicli di ampiezza 5.20 mm, il provino è già notevolmente fessurato, come si può vedere in figura 2.132. Uno stato fessurativo coerente è testimoniato anche dagli sperimentatori. Non si riportano altre immagini relative al *danno positivo* nei risultati concernenti i cicli seguenti: il provino diviene completamente fessurato coerentemente con quanto dichiarato nella documentazione ufficiale dell'esperimento. In figura 2.133 si riporta il danneggiamento a compressione del calcestruzzo al termine del 2° ciclo. Il danneggiamento è, in questa fase, contenuto.

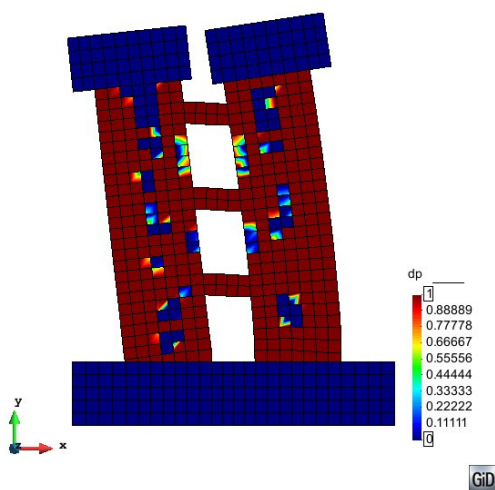


figura 2.132 – Valori del parametro di danno positivo al termine del ciclo n°2 (ampiezza 5.20mm)

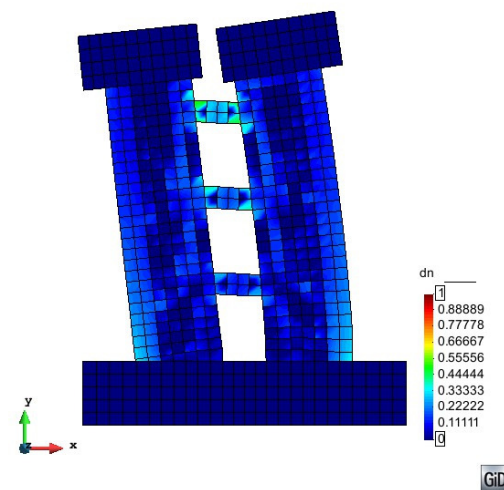


figura 2.133 – Valori del parametro di danno negativo al termine del ciclo n°2 (ampiezza 5.20mm)

➤ **Cicli 3-4: ampiezza oscillazione ± 7.60mm**

In figura 2.134 è possibile osservare il danneggiamento a compressione al termine del 4° ciclo. È possibile notare come il danneggiamento assuma valori leggermente più elevati sugli spigoli della trave di accoppiamento posta in sommità, e sulle ali alla base delle pareti.

➤ **Cicli 5-6: ampiezza oscillazione ± 12.70mm**

In figura 2.135 è possibile osservare il danneggiamento a compressione al termine del 6° ciclo. Lo stato di danneggiamento definito al paragrafo precedente si è evoluto e divengono più visibili dei danneggiamenti a compressione secondo inclinazioni a 45°, nell'*anima* delle pareti.

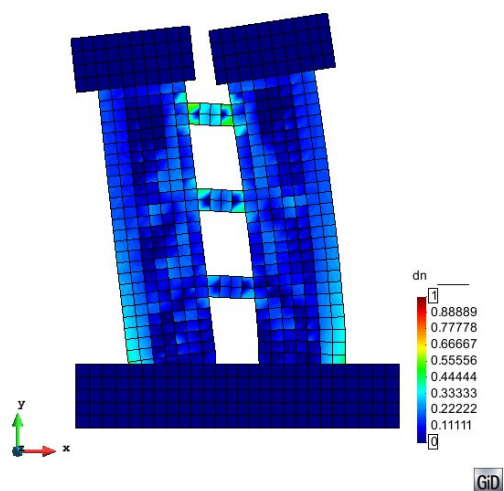


figura 2.134 – Valori del parametro di danno negativo al termine del ciclo n°4 (ampiezza 7.60mm)

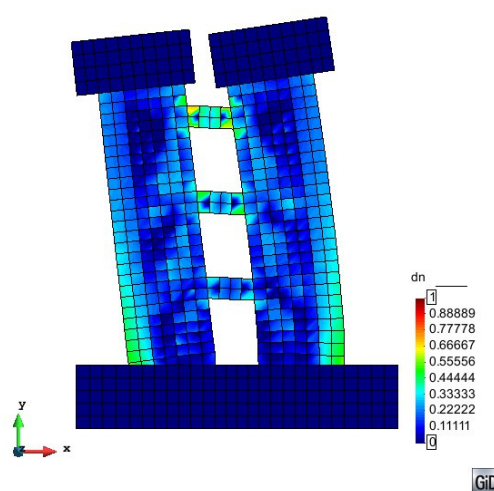


figura 2.135 – Valori del parametro di danno negativo al termine del ciclo n°6 (ampiezza 12.70mm)

➤ **Cicli 7-8: ampiezza oscillazione ± 19.70mm**

In figura 2.136 è possibile osservare il danneggiamento a compressione al termine del 8° ciclo. Il danneggiamento del materiale comincia a essere evidente lungo le *ali* esterne e sulla travi di sommità. Anche la seconda trave è interessata da danneggiamento sugli spigoli di raccordo.

➤ **Cicli 9-10: ampiezza oscillazione ± 29.50mm**

In figura 2.137 è possibile osservare il danneggiamento a compressione al termine del 10° ciclo. Il danneggiamento alla base raggiunge valori prossimi a 0.8.

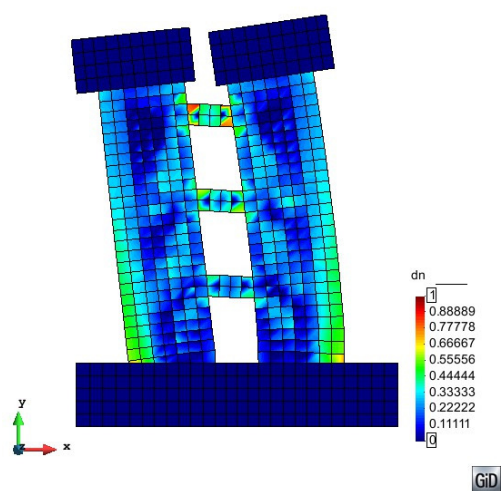


figura 2.136 – Valori del parametro di danno negativo al termine del ciclo n°8 (ampiezza 19.70mm)

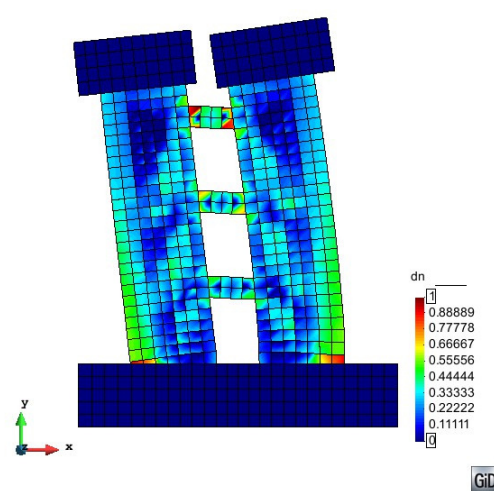


figura 2.137 – Valori del parametro di danno negativo al termine del ciclo n°10 (ampiezza 29.50mm)

➤ **Cicli 11-12: ampiezza oscillazione ± 38.90 mm**

In figura 2.138 è possibile osservare il danneggiamento a compressione al termine del 12° ciclo. Il danneggiamento del materiale, elevato sugli spigoli alla base delle pareti e sulla trave di sommità, comincia ad essere marcato anche secondo diagonali inclinate a 45°.

➤ **Cicli 13-14: ampiezza oscillazione ± 58.50 mm**

In figura 2.139 è possibile osservare il danneggiamento a compressione al termine del 14° ciclo. L'evoluzione del danno a compressione, che avviene dalla fine del 14° ciclo alla fine del 16° ciclo può essere confrontata con le immagini, relative al provino sperimentale, riportate in figura 2.141.

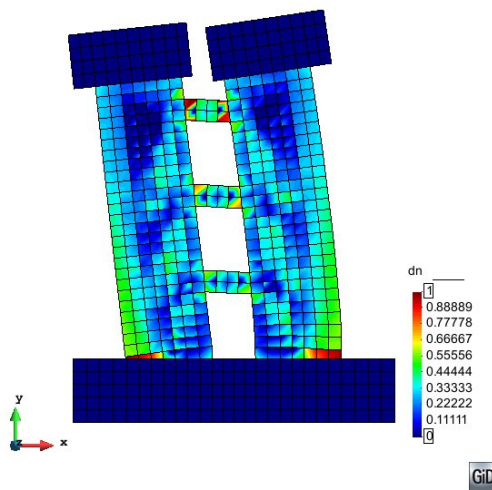


figura 2.138 – Valori del parametro di danno negativo al termine del ciclo n°12 (ampiezza 38.90mm)

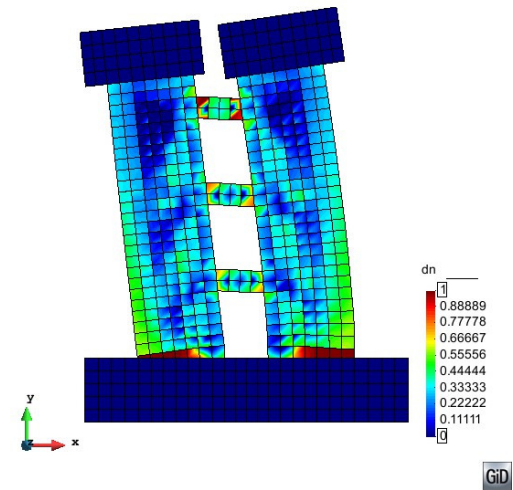


figura 2.139 – Valori del parametro di danno negativo al termine del ciclo n°14 (ampiezza 58.50mm)

➤ **Cicli 15-16: ampiezza oscillazione ± 88.80 mm**

In figura 2.140 è possibile osservare il danneggiamento a compressione al termine del 16° ciclo. Il danneggiamento del materiale raggiunge valori prossimi all'unità e, secondo anche quanto riportato graficamente per i cicli $P-\Delta$, il provino può considerarsi collassato. Rispetto a quanto si riscontra sperimentalmente, si veda figura 2.141, il modello presenta una localizzazione del danno maggiore. Ciò avviene anche nella *prima validazione* ed è intrinseco nella natura del *modello di danno* adottato. È a causa di questa concentrazione che è fondamentale adottare un legame costitutivo opportuno per il materiale calcestruzzo, in modo tale da tenere in conto opportunamente del problema dell'energia di frattura in relazione alla dimensione degli elementi finiti che compongono la *mesh*.

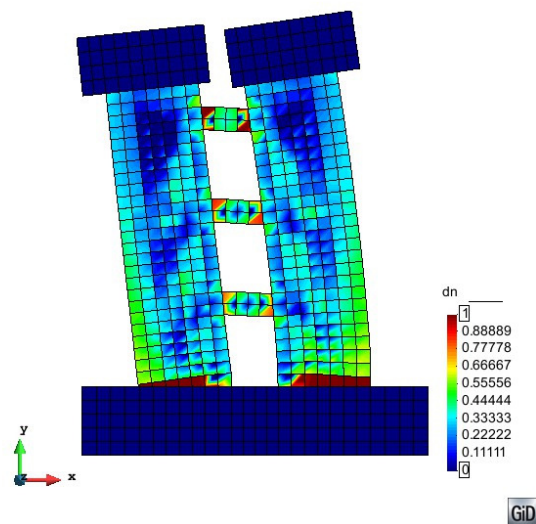
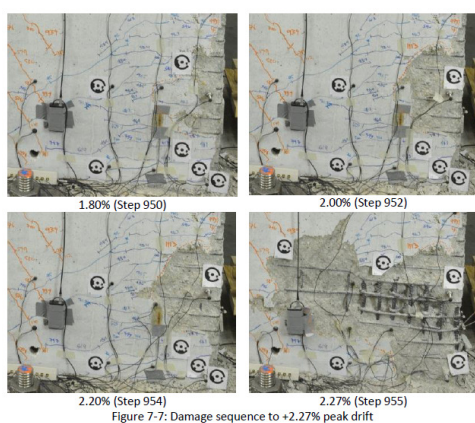
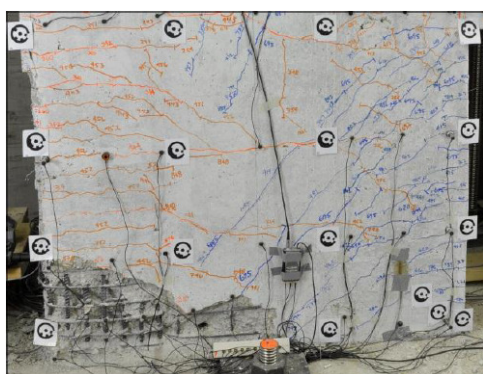


figura 2.140 – Valori del parametro di danno negativo al termine del ciclo n°16 (ampiezza 88.80mm)

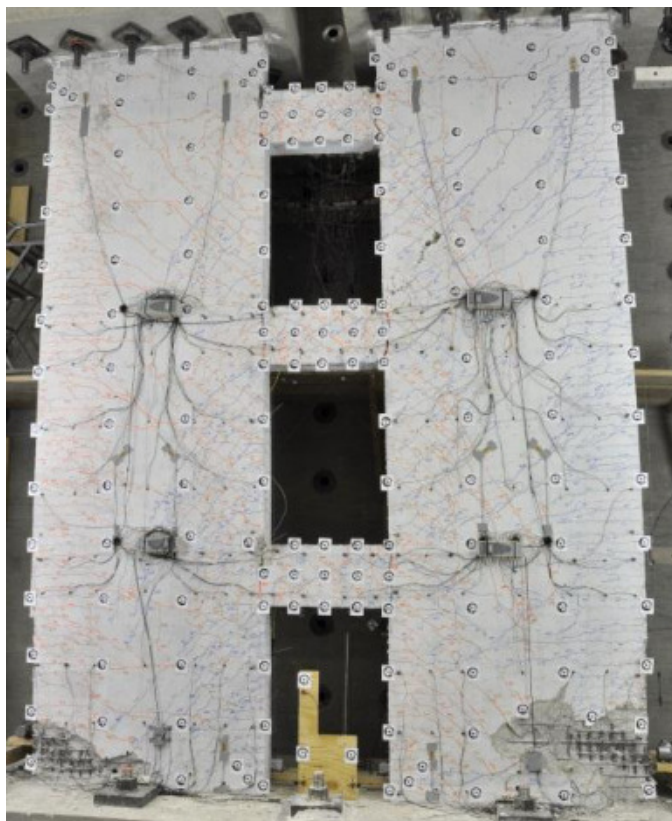
In figura 2.141(a-c) si riportano immagini appartenenti alla documentazione fornita dagli sperimentatori. È possibile trarre conclusioni positive sulle capacità di rappresentazione del *modello di danno* utilizzato in questo lavoro di tesi.



(a)



(b)



(c)

figura 2.141 – (a) Evoluzione sperimentale della rottura del calcestruzzo compresso alla base della parete. (b) Rottura del calcestruzzo compresso alla base della parete ovest. (c) Vista globale del CW1 a rottura [2.26]

2.8 Quarta validazione: Simple Supported Slab

La quarta validazione è stata condotta attraverso la modellazione di una trave-soletta in C.A. in semplice appoggio con luce di 3m (sezione 60x15cm) caricata nella mezzeria e confrontando la soluzione numerica ottenuta, in termini di legame momento-curvatura, con la soluzione analitica attesa.

La trave, armata simmetricamente con 5#12.8 superiori e 5#12.8 inferiori, è stata modellata con elementi tipo *shell* a quattro nodi con formulazione di Bathe [2.10] delle dimensioni di 150x150mm, equivalenti allo spessore, e 11 punti Gauss nello spessore.

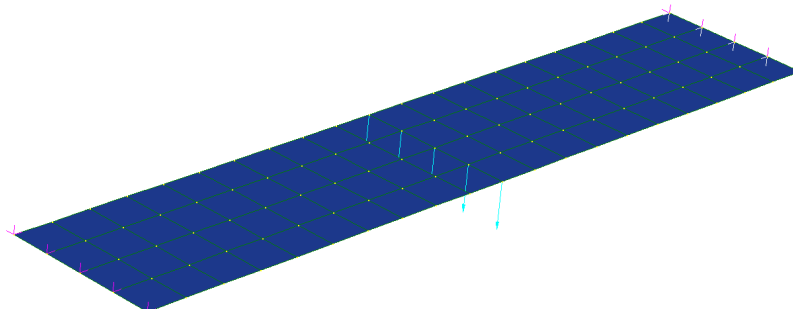


figura 2.142 – Vista assonometrica del modello a shell della trave

Il calcestruzzo è stato modellato con il modello di danno implementato in Opensees (*nD Material Concrete*), mentre per l'acciaio si è utilizzato il legame di Menegotto-Pinto [2.16] assumendo una tensione a snervamento f_y pari a 500 MPa e modulo elastico pari a 210000 MPa. La stessa trave è stata modellata con un elemento *beam* a fibre in MidasGen [2.27], assegnando alle fibre di calcestruzzo il legame costitutivo di Kent & Park [2.11] e alle fibre di acciaio lo stesso legame di Menegotto-Pinto. In figura 2.143 è riportato un confronto tra i due modelli assunti per il calcestruzzo.

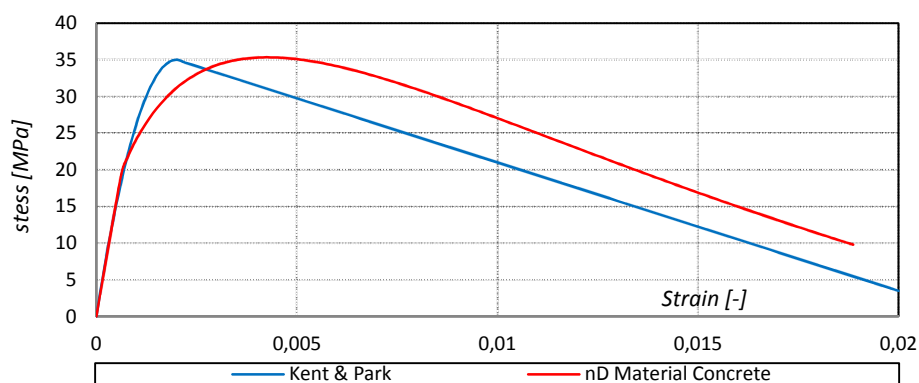


figura 2.143 – Taratura del legame costitutivo a compressione del calcestruzzo

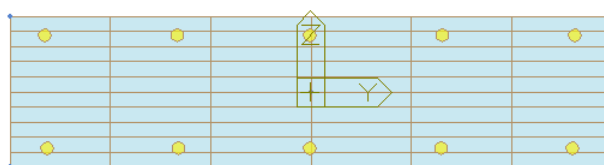


figura 2.144 – Discretizzazione a fibre della sezione adottata in MidasGen

Inizialmente si è proceduto ad un primo confronto, in termini di momento-curvatura, tra la soluzione numerica ottenuta con il *beam* a fibre modellato in MidasGen e la soluzione analitica attesa (figura 2.145). Appurata la validità del modello *beam* a fibre di cogliere il corretto comportamento teorico momento-curvatura, si è effettuato il confronto tra la soluzione a *shell* in Opensees e la soluzione con *beam* a fibre implementata in MidasGen. Il confronto, riportato in figura 2.146, è stato effettuato in termini di cicli di carico-spostamento valutato in mezzeria.

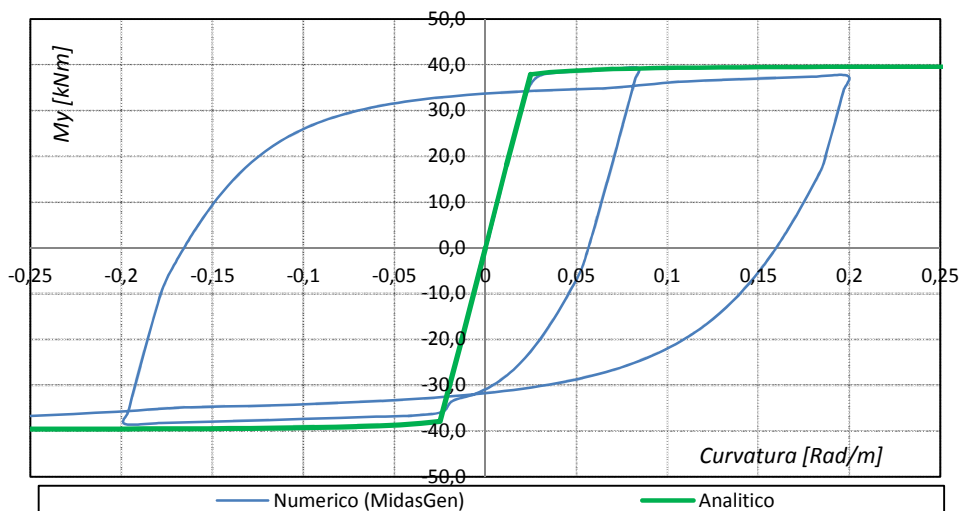


figura 2.145 – Confronto legame momento-curvatura tra la soluzione numerica (*beam* a fibre) e la soluzione analitica

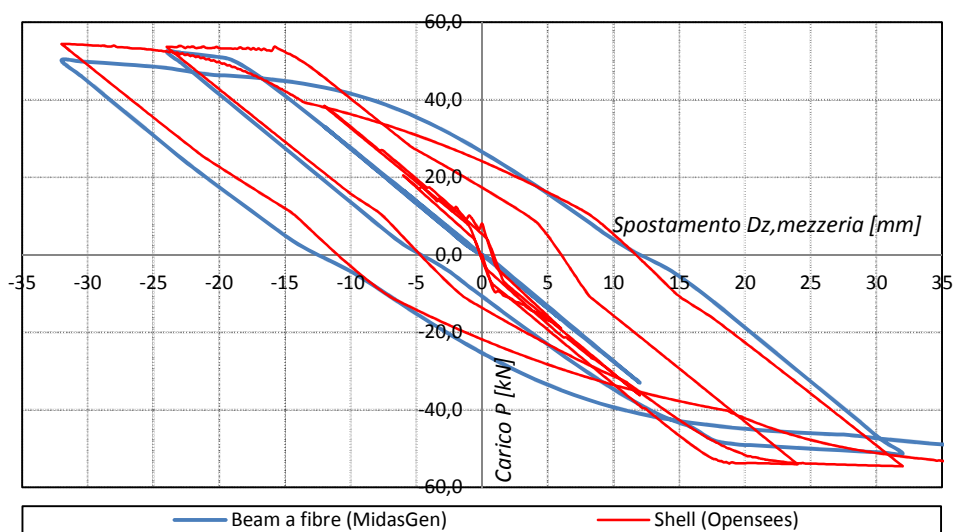


figura 2.146 – Confronto carico-spostamento in mezzeria tra la soluzione con *beam* a fibre e la soluzione a *Shell*

Il modello di danno risulta pertanto in grado di interpretare correttamente il legame analitico momento-curvatura di lastre con comportamento flessionale e rottura prevista duttile (snervamento dell'acciaio teso).

2.9 Conclusioni – Parte 2

La validazione del modello numerico, presentata attraverso le quattro simulazioni riportate, si è resa necessaria prima di procedere al suo impiego nell'analisi degli edifici a nucleo torsionalmente deformabili e degli edifici a soletta piena oggetto del presente studio. Il comportamento di tali edifici, infatti, risulta fortemente influenzato dal comportamento non lineare del C.A. e pertanto risulta necessario l'utilizzo di un modello numerico capace di rappresentarne in maniera accurata il comportamento.

Il modello numerico presenta inevitabilmente alcuni limiti che sono già stati evidenziati. Lo stato fessurativo delle zone di calcestruzzo sottoposte a trazione non può essere individuato nel dettaglio: non sono ricavabili informazioni circa la densità e l'ampiezza delle fessure. Limite, questo, che risiede nella natura intrinseca della modellazione del corpo continuo mediante un approccio di danno. Per quanto riguarda l'interazione tra il calcestruzzo e le barre di armatura inserite a rinforzo, è imposta in ogni punto la congruenza delle deformazioni tra i due materiali. Ciò preclude la possibilità di cogliere scorrimenti delle barre in corrispondenza delle fessure. Il modello, inoltre, non è in grado di cogliere i fenomeni di *buckling* delle barre compresse. Come ultimo limite del modello si evidenzia il fatto che non è in grado di prendere in considerazione le tensioni fuori piano.

Ciononostante, i risultati ottenuti, in confronto con le prove sperimentali, si devono comunque ritenere ampiamente soddisfacenti anche a livello locale. La deformazione delle barre di armatura, eccezion fatta per il fenomeno di scorrimento relativo tra acciaio e calcestruzzo, è calcolata con buona accuratezza. Il danneggiamento locale del calcestruzzo compresso, una volta che sia portata la giusta attenzione ai fenomeni di conservazione dell'energia (correlati alle dimensioni degli elementi finiti), è valutato accuratamente, come possono confermare i confronti con i risultati sperimentali riportati.

A livello globale non si osserva nessun limite evidente. Il comportamento reale è ottimamente rappresentato sia in termini di rigidità sia in termini di resistenza. Il fenomeno isteretico di dissipazione dell'energia nei cicli di carico e scarico è descritto quantitativamente bene.

Anche il comportamento flessionale di solette progettate per presentare una rottura duttile (acciaio teso snervato) sembra essere colto con buona approssimazione, per lo meno in riferimento al legame analitico atteso momento-curvatura.

In ultima analisi, il modello adottato ha tutte le caratteristiche utili necessarie per l'impiego nella simulazione in campo non lineare di pareti e setti in calcestruzzo armato, nei quali l'assunzione di conservazione delle sezioni piane non è applicabile e l'interazione fra tensioni normali e tangenziali non può essere omessa, e di solette con comportamento flessionale fuori piano.

Riferimenti - Parte 2

- [2.1] Lowes L.N., Lehman D.E., Birely A.C. (University of Washington); Kuchma D.A., Hart C.R., Marley K.P. (University of Illinois, Urbana-Champaign), (2012). Behavior, Analysis, and Design of Complex Wall Systems: Planar Wall Test Program Summary Document, <https://nees.org/warehouse/project/104/>, 2004-2012
- [2.2] <http://nees.org/>
- [2.3] <http://www.nsf.gov/>
- [2.4] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H, Fenves, G. L., and Jeremic, B. [2007] Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees) Command Language Manual, University of California, Berkeley, California (<http://opensees.berkeley.edu/>)
- [2.5] Faria R., Oliver J., Cervera M., (1998). A strain-based plastic viscous-damage model for massive concrete structures, *Int. J. Solids Structures*, 35 (14): 1533-1558
- [2.6] Scotta R., Vitaliani R., Saetta A., Oñate E., Hanganu A., (2001). A scalar damage model with a shear retention factor for the analysis of reinforced concrete structures: theory and validation, *Computers and Structures*, 79: 737-755
- [2.7] Scotta R., Tesser L., Vitaliani R., Saetta A., (2009). Global damage indexes for the seismic performance assessment of r.c. structures, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38: 1027–1049
- [2.8] Tesser L., Filippou F.C., Talledo D.A., Scotta R., Vitaliani R., (2011). Nonlinear analysis of r/c panels by a two parameter concrete damage model, *COMPADYN 2011, III ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering* M. Papadrakakis, M. Fragiadakis, V. Plevris (eds.), Corfu, Greece, 25–28 May
- [2.9] Tesser L., Scotta R., Vitaliani R., Talledo D.A., (2011). Nonlinear analysis of R/C shear walls subjected to seismic loadings, *XVI Convegno ANIDIS, Bari, Italy, 18-22 Settembre*
- [2.10] Bathe K.J., Dvorkin E.N., (1985). A four-node plate bending element based on Mindlin/Reissner plate theory and a mixed interpolation, *International Journal For Numerical Methods In Engineering*, 21: 367-383
- [2.11] Park R., Kent D.C. and Sampson R.A., (1972). Reinforced concrete members with cyclic loading, *ASCE Journal of Structural Division*, 98 (7): 1341-1360
- [2.12] Park R., Priestley M.J.N. and Gill W.D., (1982). Ductility of square-confined concrete columns, *ASCE Journal of Structural Engineering*, 108 (4): 929-950
- [2.13] Mander J.B., Priestley M.J.N. and Park R., (1988b). Theoretical stress-strain model of confined concrete, *Journal of Structural Engineering*, 114 (8): 1804-1826

- [2.14] D.M. 14/01/2008 (NTC08). Nuove Norme tecniche per le Costruzioni (Regulations for Constructions), Rome, G.U. n. 29 del 04/02/2008 (in Italian)
- [2.15] Gopalaratnam V.S., Shah S.P., (1985). Softening response of plain concrete in direct tension, *ACI Journal*, 82: 310-323
- [2.16] Menegotto M., Pinto P.E., (1973). Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal forced and bending, *Procs. IABSE Symp. on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads*, Lisbon, Portogallo
- [2.17] Filippou F.C., Popov E.P., Bertero V.V., (1983). Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints, Report UCB/EERC-83/19, University of California, Berkeley, USA
- [2.18] Lowes L.N., Lehman D.E., Birely A.C. (University of Washington); Kuchma D.A., Hart C.R., Marley K.P. (University of Illinois, Urbana-Champaign), (2012). Behavior, Analysis, and Design of Complex Wall Systems: Planar Wall Test Program Summary Document, <https://nees.org/warehouse/project/104/>, 2004-2012
- [2.19] American Society of Civil Engineering, (2005). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures. ASCE/SEI 7-10. ASCE, Reston, Virginia
- [2.20] American Concrete Institute, (2005). Building Code Requirements for Concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05), American Concrete Institute, Farmington Hills, MI
- [2.21] Pe'gon P., Plumier C., Pinto A., Molina J., Gonzalez P., Tognoli P. and Hubert O., (2000). U-shaped walls: Description of the experimental set-up – Test report," TMR-ICONS-TOPIC5, JRC Special Publication No.I.00.141, JRC Ispra, Italy
- [2.22] Pe'gon P., Plumier C., Pinto A., Molina J., Gonzalez P., Tognoli P. and Hubert O., (2000). U-shaped walls: Quasi-static test in the Y direction – Test report," TMR-ICONS-TOPIC5, JRC Special Publication No.I.01.143, JRC Ispra, Italy
- [2.23] Pe'gon P., Plumier C., Pinto A., Molina J., Gonzalez P., Tognoli P. and Hubert O., (2000). U-shaped walls: Quasi-static test in the X direction – Test report, TMR-ICONS-TOPIC5, JRC Special Publication No.I.01.28, JRC Ispra, Italy
- [2.24] Pe'gon P., Plumier C., Pinto A., Molina J., Gonzalez P., Tognoli P. and Hubert O., (2000). U-shaped walls: Quasi-static bi-axial test in the X and Y directions – Test report," Draft of Test Report, JRC Ispra, Italy
- [2.25] <http://elsa.jrc.ec.europa.eu/>
- [2.26] Lowes L.N., Lehman D.E., Birely A.C. (University of Washington); Kuchma D.A., Hart C.R., Marley K.P. (University of Illinois, Urbana-Champaign), (2012). Behavior, Analysis, and Design of Complex Wall Systems: Coupled Wall Test Program Summary Document, <https://nees.org/warehouse/project/104/NEES-2005-0104/Experiment-5/Trial-1/Rep-1>, 2004-2012
- [2.27] Midas Gen rel 7.4.1. User Manual

Parte 3 Studio del comportamento sismico di edifici a nucleo in C.A.. Valutazione del fattore di struttura

3.1 Introduzione

La terza parte del lavoro di tesi tratta la determinazione per via numerica, attraverso analisi dinamiche non lineari, del fattore di struttura di edifici a nucleo esistenti in C.A. torsionalmente deformabili.

La scelta di indagare questa tipologia strutturale, come precisato nei paragrafi introduttivi, deriva dal rilevante interesse socio-economico che tali edifici suscitano essendo questi tipici dell'edilizia residenziale e terziaria italiana degli anni '60 e '80. In presenza di effetti torsionali, l'accoppiamento di telai e nuclei in calcestruzzo nell'assorbimento delle azioni orizzontali, genera una ripartizione di forze difficilmente stimabile *a priori* e diventa difficile stabilire quali siano gli elementi strutturali maggiormente interessati dal danneggiamento sismico. Inoltre, essendo molto volte i nuclei aperti, l'effetto di ingobbamento contrastato alla base diventa fondamentale e non può essere trascurato. Ciò rende particolarmente difficoltoso lo studio di questi edifici, sia esso affrontato dal punto di vista analitico, teorico o numerico. Ne è dimostrazione che in letteratura non si trovano mai trattati in modo approfondito. Data l'evidente difficoltà di affrontare lo studio con approccio analitico-teorico, esso è stato condotto per via numerica su alcuni casi studio con caratteristiche geometriche e costruttive tipiche e tipologiche.

Più specificatamente si sono condotte una serie di analisi volte a determinare il fattore di struttura al variare di due parametri fondamentali che definiscono il comportamento torsionale degli edifici in esame: l'eccentricità tra il centro di massa e il centro di rigidità e la geometria del nucleo (intesa sia come sviluppo in altezza sia come geometria della sezione trasversale) la quale influenza il rapporto tra rigidità flessionali e torsionali e il comportamento da ingobbamento contrastato.

Scelta preliminarmente la geometria delle strutture da analizzare, le caratteristiche dei materiali e incidenze e dettagli di armatura, sono stati definiti i limiti di snervamento e collasso dei singoli elementi strutturali (telai e nuclei) attraverso delle analisi statiche non lineari. Successivamente è stato indagato il comportamento degli edifici nel loro complesso attraverso una serie di analisi dinamiche non lineari utilizzando il modello di danno implementato in *Opensees* e ampiamente discusso e validato nella seconda parte della tesi. Infine, utilizzando i risultati ottenuti da queste ultime, si sono valutate le capacità degli

edifici di entrare in campo non lineare e i fattori di struttura rappresentativi di ciascuno dei casi studio considerati.

Occorre sottolineare che, data la specificità dei casi studio considerati, le considerazioni che si possono trarre, in particolare quelle relative ai fattori di struttura q , non possono assumere una validità generale. Ciononostante lo studio svolto fornisce un contributo importante alla comprensione del comportamento di questa tipologia edilizia.

3.2 Definizione dei casi studio

Gli edifici presi in considerazione riproducono una tipologia ampiamente diffusa nel territorio nazionale e particolarmente impiegata negli anni '60-'80. In figura 3.1 si può osservare uno schema di un edificio tipico cui si fa riferimento.

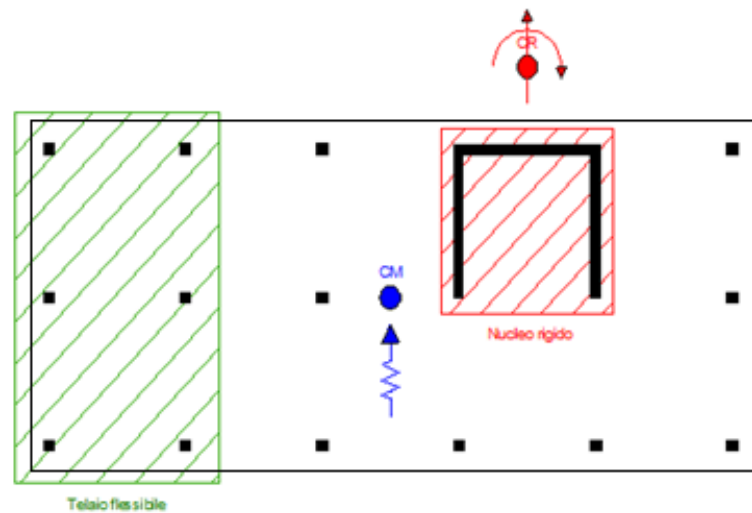


figura 3.1 – Schema in pianta di un edificio a nucleo torsionalmente deformabile

La determinazione del fattore di struttura è stata effettuata per via numerica attraverso analisi dinamiche non lineari. Si è visto difatti nella prima parte di questo lavoro di tesi, come le analisi statiche non lineari, anche quelle più evolute, male si prestano ad interpretare il corretto comportamento dinamico in campo non lineare di questi edifici, data la forte componente di irregolarità che essi presentano. Inoltre, per edifici irregolari quali quelli in esame, è impossibile poter definire globalmente l'intero comportamento attraverso un'unica relazione taglio alla base-spostamento del punto di controllo (curva di capacità), ma è necessario controllare separatamente tutte le componenti più critiche della struttura, ovvero il nucleo in C.A. e i telai posti nella zona più flessibile dell'edificio. I limiti di snervamento e di collasso globali sono stati preliminarmente definiti per ogni elemento strutturale mediante analisi di pushover sui vari elementi strutturali pensati come isolati. E' così possibile definire i limiti di snervamento e di collasso in termini di spostamenti assoluti (d_y e d_u) e drifts interpiano corrispondenti. Tali capacità di spostamento saranno confrontate con gli spostamenti ottenuti dall'analisi globale dell'intero edificio. Definiti questi limiti, le analisi dinamiche non lineari applicate all'edificio permettono di stabilire quali siano i valori di PGA_u e PGA_y utilizzati per ricavare il fattore di struttura $q = PGA_u/PGA_y$, in accordo con gli studi di Elnashai *et al.* [3.1-3.2]. Tale definizione di q comprende già la sovreresistenza legata alla iperstaticità strutturale. Non

tiene invece conto della sovreresistenza dei materiali, ovvero del fatto che in fase di progettazione si assumono valori di calcolo della resistenza dei materiali inferiori a quelli medi effettivi.

Nello studio effettuato, si sono considerati soltanto gli effetti di un evento sismico agente nella direzione di minima inerzia flessionale della struttura (direzione Y), ovvero perpendicolarmente alla maggiore delle dimensioni in pianta dell'edificio.

Si valuterà come i valori di q siano influenzati dalla posizione in pianta del nucleo, ovvero della sua eccentricità, e dalle variazioni di geometria (sezione trasversale e altezza) del nucleo stesso e quindi di rapporti tra la rigidezza torsionale e quella flessionale.

3.3 Caratteristiche dei casi studio

Si riportano le principali caratteristiche geometriche, meccaniche e di carico degli edifici che saranno oggetto di studio. L'ingombro in pianta, la maglia del telaio, i materiali impiegati, le caratteristiche geometriche e meccaniche di travi e pilastri, i carichi agenti e la distribuzione delle masse sono comuni per tutti i casi studio. Una volta progettato l'edificio di riferimento con posizione del nucleo centrale per soli carichi verticali, gli altri casi studio si sono ottenuti variando parametricamente l'eccentricità del nucleo, l'altezza dell'edificio e la geometria del nucleo stesso, senza cambiare le altre caratteristiche dell'edificio.

In figura 3.2 è rappresentato uno schema in pianta della tipologia di edificio analizzata. L'ingombro è di 20x8m con telai a maglie quadrate 4x4m. Si indica sinteticamente con T_{ya} il telaio di bordo posto nella posizione più lontana dal nucleo e con T_{yb} quello appena successivo. Ciò sarà utile in seguito per fare riferimento ai due telai maggiormente sollecitati dall'evento sismico. I solai unidirezionali sono orditi nel verso rappresentato nella medesima figura.

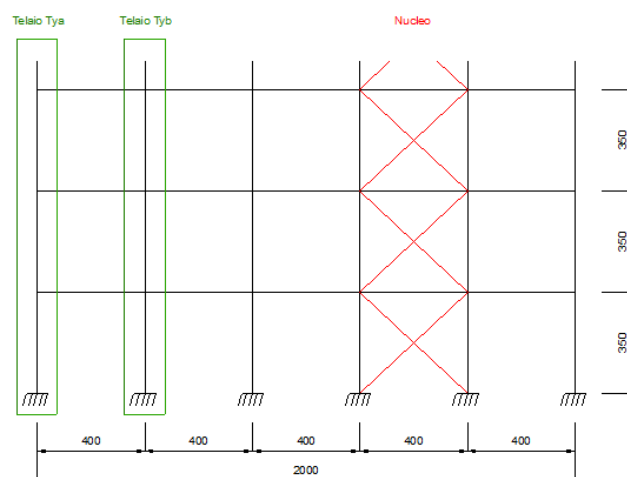
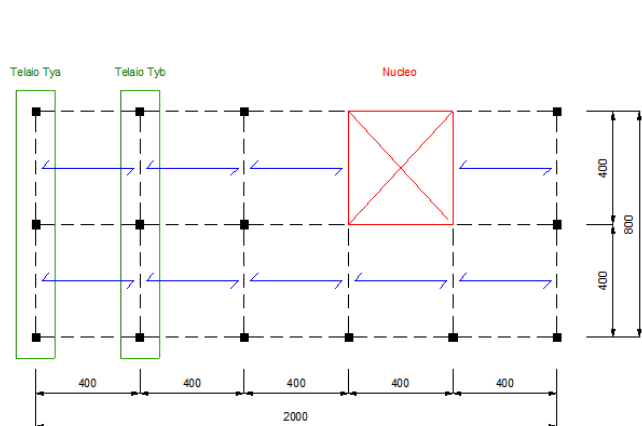


figura 3.2 – Schema in pianta dell'edificio tipo analizzato

figura 3.3 – Prospetto dell'edificio tipo analizzato

In figura 3.3 è rappresentato un prospetto dell'edificio tipo considerato. Si è assunta un'altezza d'interpiano pari a 3.5m. L'altezza degli edifici che saranno analizzati nel prosieguo della trattazione varia tra 10.5m (3 piani) e 17.5m (5 piani).

3.3.1 Carichi di progetto

L'entità dei carichi gravitazionali di piano agenti sul solaio è stata valutata distinguendo i carichi agenti sull'impalcato di copertura e quelli agenti sul generico impalcato di piano.

Impalcati di piano:

- Solaio tipo Bausta ($h=24\text{cm}$): $g_1 = 3.0 \text{ kN/m}^2$
- Carichi permanenti portati relativi al solaio: $g_2 = 2.0 \text{ kN/m}^2$
- Elementi divisorii: $g_2 = 1.0 \text{ kN/m}^2$
- Carico accidentale di calpestio: $q_k = 2.0 \text{ kN/m}^2$

Impalcato di copertura:

- Carichi permanenti strutturali: $g_1 = 2.5 \text{ kN/m}^2$
- Carichi permanenti portati: $g_2 = 1.0 \text{ kN/m}^2$
- Carico accidentale tipo neve: $q_k = 1.0 \text{ kN/m}^2$

Complessivamente si ha:

- per gli impalcati di piano $g = g_1 + g_2 = 6.0 \text{ kN/m}^2$
 $q = 2.0 \text{ kN/m}^2$
- per l'impalcato di copertura $g = g_1 + g_2 = 3.5 \text{ kN/m}^2$
 $q = 1.0 \text{ kN/m}^2$

In aggiunta a questi si è stimato un carico dovuto ai tamponamenti (spessore $s=30\text{cm}$), supposti presenti in corrispondenza a ciascuna trave, pari a $g_1 = 10 \text{ kN/m}^3$.

Nella combinazione delle azioni elementari si è fatto riferimento ai coefficienti di combinazione previsti dalle NTC08 (paragrafi §2.5.3 e §2.6.1) [3.3]. I carichi permanenti portati sono, per semplicità, trattati analogamente a quelli strutturali senza distinzione tra le due tipologie di azione. Lo scopo principale dell'analisi dei carichi è, infatti, quello di ottenere dei parametri di sollecitazione ragionevoli che consentano di definire una geometria e una disposizione di armature (longitudinali e trasversali) adeguati a rappresentare un edificio esistente come quello in oggetto.

3.3.2 Geometria e armatura delle travi

Il dimensionamento degli elementi strutturali è stato effettuato con riferimento ai soli carichi gravitazionali agenti, trascurando cioè la presenza di azioni orizzontali sismiche, in modo da rappresentare le geometrie ed il comportamento statico degli edifici tipici degli anni '60 e '80.

Assecondando la pratica costruttiva diffusa in quegli anni, si è scelto di considerare travi in spessore di solaio aventi dimensioni $60 \times 24\text{cm}$, anche in corrispondenza del perimetro dell'edificio. Questa scelta è in realtà abbastanza rilevante se rapportata ai risultati che si avrà modo di osservare. Le travi in spessore di solaio garantiscono, infatti, un comportamento flessionale più duttile e permettono, con una scelta opportuna delle armature longitudinali, il rispetto della gerarchia delle resistenze fra travi e pilastri (questi ultimi di sezione quadrata $30 \times 30\text{cm}$). Tuttavia, le travi in spessore di solaio presentano maggiori e rilevanti problemi di resistenza per sollecitazioni di taglio, specie nei casi in cui l'armatura trasversale sia calcolata

esclusivamente con riferimento ai carichi gravitazionali. Delle due problematiche appena menzionate, quella della duttilità flessionale del sistema travi-pilastri e quella della rottura fragile delle travi per taglio, la seconda è da considerare con particolare attenzione.

Per le travi d'interesse, dei telai T_{ya} e T_{yb} , considerato anche il peso proprio delle travi stesse, l'orditura del solaio e la geometria indicata in figura 3.2, si ottengono i carichi riportati in tabella 3.1.

Per la definizione della quantità di armatura longitudinale da disporre sulle travi, il calcolo è stato eseguito in modo semplificato e finalizzato unicamente a ottenere un comportamento adeguato a flessione. Per questo motivo, si è individuata un'unica sezione trasversale per ogni travata, in cui le barre di armatura sono disposte uniformemente su tutta la lunghezza. Si riassumono in tabella 3.1 le armature longitudinali assunte per le travi d'interesse. Esse sono state ricavate con riferimento alle sollecitazioni indotte in combinazione SLU dei carichi e con riferimento alle resistenze di progetto dei materiali (per le quali si rimanda al paragrafo 3.4).

tabella 3.1 – Definizione carichi statici sulle travi dei telai e armature longitudinali

Elemento	$q_{sle,rara}$ [kN/m]	$q_{sismica}$ [kN/m]	q_{slu} [kN/m]	Armatura sup.	Armatura inf.
T_{ya} trave di piano	30.1	27.3	39.9	7 ϕ 14	8 ϕ 12
T_{ya} trave di copertura	12.6	11.2	16.8	4 ϕ 12	4 ϕ 12
T_{yb} trave di piano	46.1	40.5	61.5	7 ϕ 18	7 ϕ 16
T_{yb} trave di copertura	21.6	18.8	28.9	5 ϕ 14	4 ϕ 14

A seguito delle sollecitazioni di taglio determinate in corrispondenza dei nodi si è scelto di disporre su questi un quantitativo di armatura trasversale pari a 2st. ϕ 8/15cm, sostanzialmente corrispondente all'armatura minima richiesta in assenza di sollecitazioni indotte da eventi sismici.

3.3.3 Geometria e armatura dei pilastri

Si è scelto di considerare pilastri di sezione quadrata e dimensioni 30x30cm. Questa geometria è ampiamente sufficiente a garantire la resistenza nei confronti delle sollecitazioni di compressione e a evitare problemi di stabilità dell'equilibrio.

tabella 3.2 – Sollecitazioni di compressione alla base dei pilastri: edifici a 3 e 5 piani

Elemento	Q_{slu} [kN] – 3 piani	Q_{slu} [kN] – 5 piani
T_{ya} pilastri laterali	306.7	560.2
T_{ya} pilastro centrale	500.0	913.2
T_{yb} pilastri laterali	500.0	913.2
T_{yb} pilastro centrale	803.8	1463.2

L'armatura longitudinale dei pilastri è ovunque assunta pari a 8 ϕ 16; quella trasversale corrisponde invece a 1st. ϕ 8/15cm.

3.3.4 Geometria e armatura del nucleo

In figura 3.4 sono riportate le sezioni trasversali dei nuclei utilizzati nelle analisi successive. Le sezioni di base sono di due tipi differenti: una individua il nucleo che sarà in seguito indicato come *nucleo aperto*, l'altra individua quello designato come *nucleo semi-chiuso*.

Il *nucleo aperto* è a forma di 'C', meno rigido torsionalmente (comportamento a ingobbamento contrastato) ed evidentemente non simmetrico a flessione in una delle due direzioni. Il *nucleo* definito *semi-chiuso* presenta invece solamente un foro porta di dimensioni 160x270cm, contornato da spalle e da un robusto architrave superiore avente altezza di 80 cm. L'architrave funge da trave di accoppiamento fra le spalle della porta. Ciò conferisce maggiore rigidezza torsionale al nucleo e ne colloca il centro di rigidezza del nucleo pressoché in corrispondenza del suo centro.

Le dimensioni complessive (in figura 3.4 indicate in cm) sono tali che il nucleo possa essere posto all'interno della maglia del telaio, per tutta l'altezza dell'edificio. Le pareti hanno uno spessore di 25 cm e sono armate con due reti $\varnothing 12$ 20x20 cm.

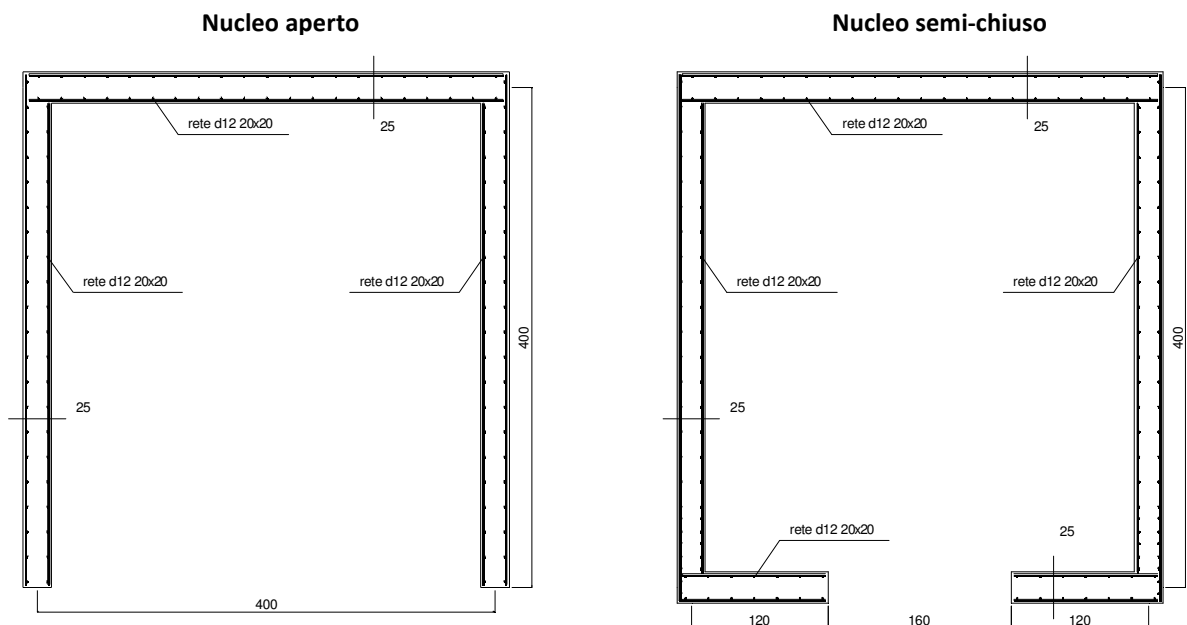


figura 3.4 – Sezione trasversale di base per nucleo aperto e nucleo semi-chiuso

3.4 Materiali adottati nei modelli numerici

3.4.1 Taratura del materiale calcestruzzo

Si è assunta per il calcestruzzo una resistenza cilindrica media a compressione $f_{cm} = 38 \text{ MPa}$ ed una deformazione dello 0.2%. In sede di analisi si è fatto riferimento ai valori medi di resistenza, senza che siano applicati coefficienti di sicurezza sui materiali. Ciò significa, nel caso di strutture esistenti, assumere dei

coefficienti di confidenza unitari conducendo quindi un'analisi che prescindendo dal problema della buona conoscenza dei materiali impiegati.

3.4.1.1 Calcestruzzo travi e pilastri

➤ **Legame costitutivo a compressione**

Si è utilizzato, come legame costitutivo di riferimento per le analisi, il modello proposto da Kent & Park [2.11]. In relazione all'analogia disposizione di armatura trasversale su travi e pilastri si definisce per questi elementi un unico legame costitutivo i cui parametri sono qui di seguito riportati.

tabella 3.3 – Caratteristiche meccaniche legame costitutivo di Kent&Park: calcestruzzo confinato travi e pilastri

Parametro	Descrizione	Valore
f_{c0}	Resistenza di picco non confinata	38.00 MPa
ϵ_{c0}	Deformazione di picco non confinata	$2.000 \cdot 10^{-3}$
K	Parametro di confinamento per f_{cc} e ϵ_{cc}	1.078
f_{cc}	Resistenza di picco confinata	40.98 MPa
ϵ_{cc}	Deformazione di picco confinata	$2.157 \cdot 10^{-3}$
Z	Parametro di <i>softening</i>	83.524
ϵ_u	Deformazione ultima	$1.413 \cdot 10^{-2}$

tabella 3.4 – Caratteristiche meccaniche modificate considerando la mesh dipendenza

Calcestruzzo	E [MPa]	f_{01d} [MPa]	f_{02d} [MPa]	A_n [-]	B_n [-]	ν [-]	β [-]
Travi e pilastri	37810	3.96	4.75	2.200	0.309	0.0	0.3

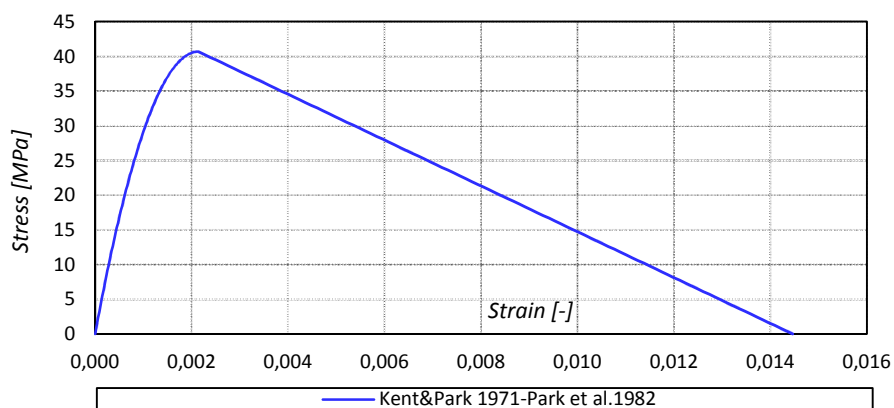


figura 3.5 – Legame costitutivo per il calcestruzzo di travi e pilastri

➤ **Legame costitutivo a trazione**

La modellazione di travi e pilastri non prevede l'introduzione di un legame costitutivo a trazione per il calcestruzzo. Essendo tali elementi modellati attraverso elementi *beam a fibre*, l'equilibrio interno delle sezioni è garantito dai *layer* di acciaio che rappresentano le armature.

3.4.1.2 Calcestruzzo del nucleo

➤ Legame costitutivo a compressione

Analogamente, in relazione alla disposizione delle armature presenti sul nucleo, si ottengono i seguenti valori che definiscono il legame costitutivo di Kent & Park di riferimento.

tabella 3.5 – Caratteristiche meccaniche legame costitutivo di Kent&Park: calcestruzzo nucleo

Parametro	Descrizione	Valore
f_{c0}	Resistenza di picco non confinata	38,00 MPa
ε_{c0}	Deformazione di picco non confinata	$2.000 \cdot 10^{-3}$
K	Parametro di confinamento per f_{cc} e ε_{cc}	1.043
f_{cc}	Resistenza di picco confinata	39.62 MPa
ε_{cc}	Deformazione di picco confinata	$2.085 \cdot 10^{-3}$
Z	Parametro di <i>softening</i>	118.117
ε_u	Deformazione ultima	$1.055 \cdot 10^{-2}$

tabella 3.6 – Caratteristiche meccaniche modificate considerando la mesh dipendenza

Calcestruzzo	E [MPa]	f_{01d} [MPa]	f_{02d} [MPa]	A_n [-]	B_n [-]	ν [-]	β [-]
nucleo	39000	14.35	17.21	1.120	0.552	0.0	0.3

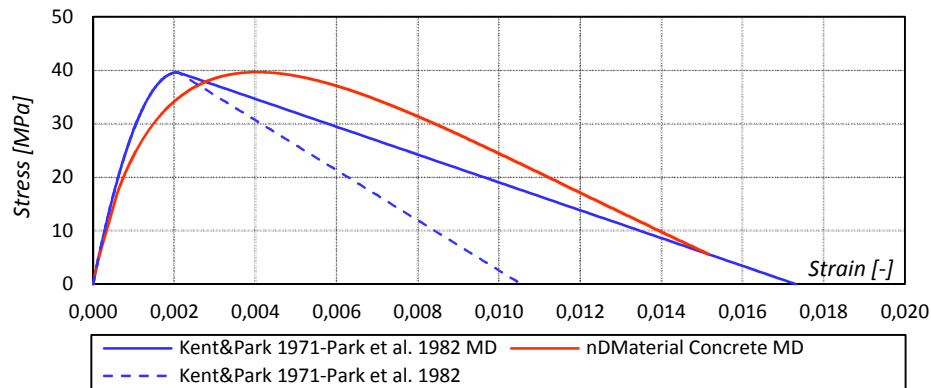


figura 3.6 – Taratura del legame costitutivo a compressione con mesh-dipendenza

➤ Legame costitutivo a trazione

tabella 3.7 – Caratteristiche meccaniche legame costitutivo a trazione implementato in Opensees

Parametro	Descrizione	Valore
E	Modulo elastico	37810 MPa
f_t	Resistenza a trazione media	2.90 MPa
A_p	Parametro del modello di danno	1.385
ν	Modulo di Poisson	0.0
β	Parametro del modello di danno	0.3

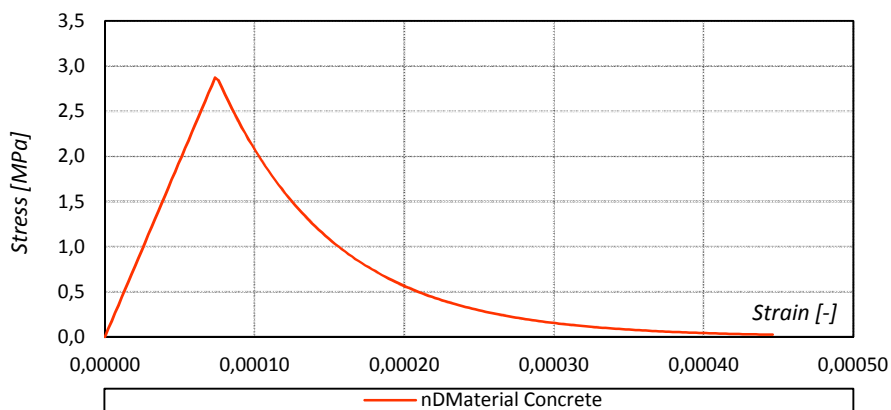


figura 3.7 – Taratura del legame costitutivo a trazione senza mesh-dipendenza

Nella definizione del legame costitutivo a trazione per il calcestruzzo del nucleo si sono trascurati gli effetti di *mesh-dipendenza*, in quanto un’accurata taratura del legame costitutivo a trazione è di gran lunga meno significativa rispetto ad una precisa taratura a compressione.

3.4.2 Taratura del materiale acciaio

Il legame costitutivo adottato per descrivere il comportamento nonlineare dell’acciaio da armatura è quello elaborato da Menegotto e Pinto (1973) [3.4] e modificato in seguito da Filippou *et al.* (1983) [3.5]. Si riportano pertanto i valori introdotti nel codice di calcolo *OpenSees*.

tabella 3.8 – Caratteristiche meccaniche acciaio implementato in *Opensees*

Parametro	Descrizione	Valore
f_y	Tensione di snervamento	500.0 MPa
E	Modulo elastico	200000 MPa
b	Fattore di riduzione di rigidezza	$1.00 \cdot 10^{-3}$
R_0		20
a_1		18.5
a_2		0.15

Nonostante la legge di Menegotto-Pinto non preveda alcun limite superiore per le deformazioni dell’acciaio, nella realtà fisica, nella realtà in condizioni di fatica oligociclica le barre di armatura dimostrano una limitata capacità di deformazione ultima ϵ_u . Questa verrà nel seguito assunta pari al $\epsilon_u = 5\%$ e sarà utilizzata per la definizione della condizione di rottura delle armature.

3.5 Analisi modali

Si inizia con il riportare lo studio in campo lineare delle frequenze naturali e dei modi propri di vibrare che caratterizzano gli edifici considerati.

Le analisi lineari sono state svolte assumendo per i materiali utilizzati un modulo elastico fessurato pari a $E_f = 0,5 \cdot E_{cm}$. Tale scelta, ammessa dalle indicazioni riportate nelle NTC08, ha lo scopo di avvicinare il comportamento della struttura modellata elasticamente a quello di un edificio che abbia superato il limite di resistenza a trazione del calcestruzzo. I nuclei sono stati modellati con elementi *shell* mentre travi e pilastri con elementi *beam*. In corrispondenza a ciascun impalcato è realizzata la condizione di diaframma rigido mediante un opportuno numero di *rigid link* connessi al *master node*, posto nel baricentro e al quale sono associate le masse traslazionali di piano e la massa rotazionale.

Nel modello numerico si sono introdotte le caratteristiche inerziali del sistema valutate in combinazione sismica:

- massa traslazionale degli impalcati di piano: $m_x = m_y = 268,9 t$
- massa rotazionale degli impalcati di piano: $m_\theta = m \cdot l_s^2 = 1,04 \cdot 10^{10} t \cdot mm^2$
- massa traslazionale dell'impalcato di copertura: $m_x = m_y = 161,9 t$
- massa rotazionale dell'impalcato di copertura: $m_\theta = 6,26 \cdot 10^9 t \cdot mm^2$

Nello studio effettuato si sono considerati soltanto gli effetti di un evento sismico agente nella direzione di minima inerzia flessionale della struttura (direzione Y), ovvero perpendicolarmente alla maggiore delle dimensioni in pianta dell'edificio.

3.5.1 Studio dell'effetto della variabilità dell'eccentricità del nucleo

La prima serie di analisi riguarda lo studio dell'influenza della variabilità della posizione del nucleo rispetto alla pianta dell'edificio, ovvero della diversa eccentricità tra centro di rigidità e centro di massa. Nello specifico le analisi sismiche sono state condotte su tre edifici a nucleo di analoghe dimensioni complessive, di altezza pari a tre piani, ma con differente posizione assunta per il nucleo in C.A. che costituisce il vano scale/ascensore, mentre si è mantenuta costante la geometria di quest'ultimo e degli altri elementi strutturali.

I casi studio indagati sono:

- Caso studio 1: edificio a 3 piani con nucleo aperto non eccentrico – $e_k=0\%$
- Caso studio 2: edificio a 3 piani con nucleo aperto eccentrico – $e_k=20\%$
- Caso studio 3: edificio a 3 piani con nucleo aperto eccentrico – $e_k=40\%$

Di seguito si presentano i casi studio analizzati, in ordine decrescente rispetto ai valori dei rapporti r/l_s calcolati. Ciò, di fatto, significa ordinare gli edifici in termini di rigidità torsionale decrescente, essendo la rigidità flessionale all'incirca costante. Il rapporto suddetto, pertanto fornisce un ausilio alla comparazione dei casi studio e sarà inoltre un valido supporto per l'interpretazione dei risultati ottenuti.

3.5.1.1 Caso studio 1

In figura 3.8 è riportata un'immagine del modello completo agli elementi finiti impiegato per l'analisi delle *frequenze naturali* della struttura. In figura 3.9 è rappresentato invece il dettaglio del modello agli elementi finiti del nucleo.

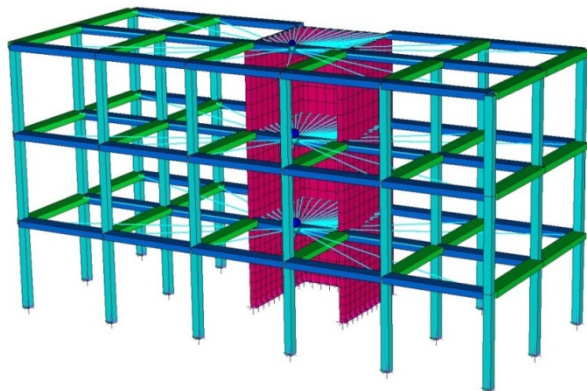


figura 3.8 – Caso studio 1: edificio a 3 piani nucleo centrato ($e_x=0\%$)

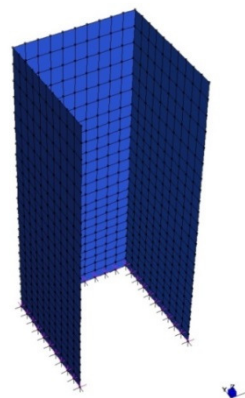
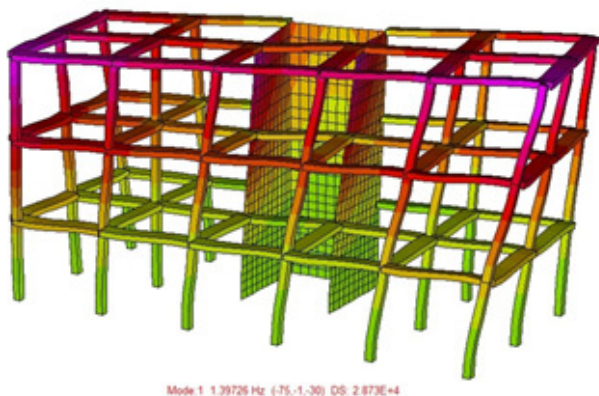


figura 3.9 – Caso studio 1: nucleo

Per il *caso studio 1* si sono ricavati i periodi relativi ai primi sei modi di vibrare, sufficienti a caratterizzare il comportamento dinamico della struttura secondo i criteri imposti dalle NTC08 (tabella 3.9). In figura 3.10 e in figura 3.11 vengono riportati i primi due modi principali.

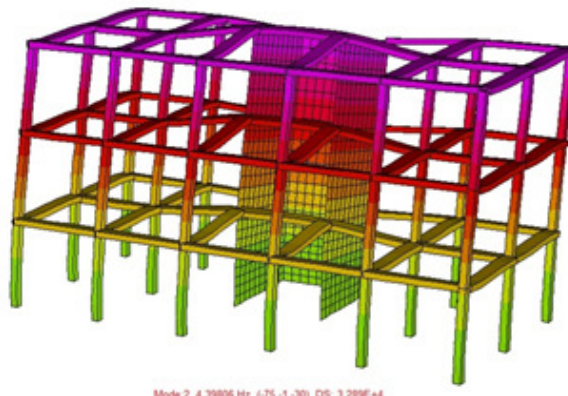
tabella 3.9 – Caso studio 1: frequenze naturali

Modo	Descrizione	ω [rad/s]	f [Hz]	T [s]
1	Torsionale principale	8.779	1.397	0.716
2	Flessionale principale	27.634	4.398	0.227
3	Flesso torsionale superiore	30.604	4.871	0.205
4	Flesso torsionale superiore	37.775	6.012	0.166
5	Flesso torsionale superiore	54.905	8.738	0.114
6	Flessionale superiore	105.355	16.768	0.060



Mode 1 1.39726 Hz (-75,-1,-30) DS: 2.873E+4

figura 3.10 – Caso studio 1: 1° modo di vibrare (torsionale)



Mode 2 4.39806 Hz (-75,-1,-30) DS: 3.289E+4

figura 3.11 – Caso studio 1: 2° modo di vibrare (flessionale)

3.5.1.2 Caso studio 2

Vengono riportati gli stessi risultati del caso studio 1.

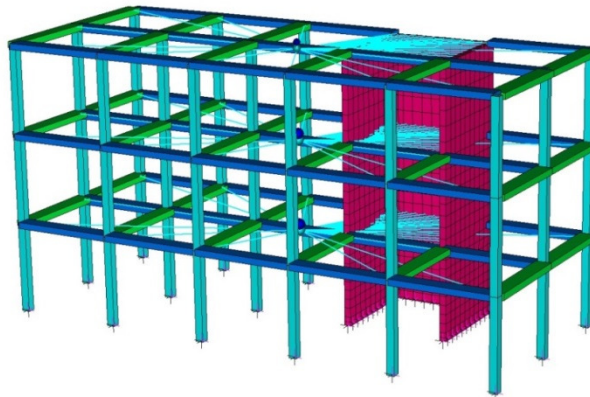


figura 3.12 – Caso studio 2: edificio a 3 piani con nucleo eccentrico ($e_k=20\%$)

tabella 3.10 – Caso studio 2: frequenze naturali

Modo	Descrizione	ω [rad/s]	f [Hz]	T [s]
1	Torsionale principale	8.218	1.308	0.765
2	Flesso torsionale superiore	27.326	4.349	0.230
3	Flessionale principale	28.824	4.588	0.218
4	Flesso torsionale superiore	41.436	6.595	0.152
5	Flesso torsionale superiore	50.067	7.968	0.125
6	Flessionale superiore	96.876	15.418	0.065

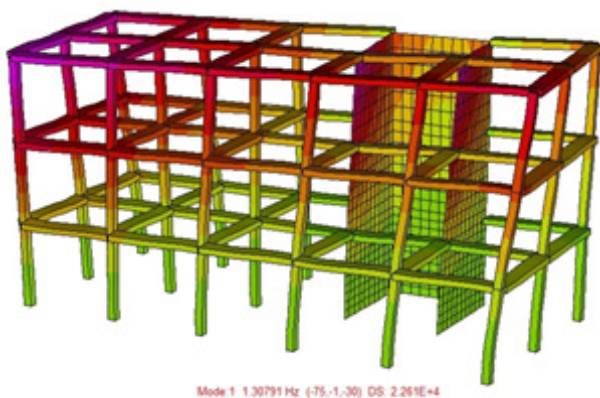


figura 3.13 – Caso studio 2: 1° modo di vibrare (torsionale)

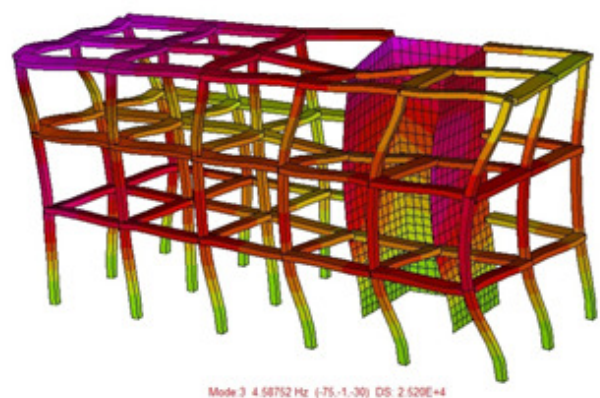


figura 3.14 – Caso studio 2: 3° modo di vibrare (flessionale)

3.5.1.3 Caso studio 3

Vengono riportati gli stessi risultati dei casi studio 1 e 2.

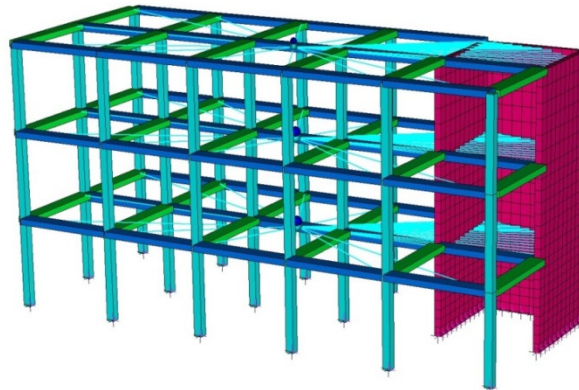


figura 3.15 – Caso studio 3: edificio a 3 piani con nucleo eccentrico ($e_x=40\%$)

tabella 3.11 – Caso studio 3: frequenze naturali

Modo	Descrizione	ω [rad/s]	f [Hz]	T [s]
1	Torsionale principale	7.279	1.158	0.863
2	Flesso torsionale superiore	24.083	3.833	0.261
3	Flessionale principale	28.273	4.500	0.222
4	Flesso torsionale superiore	42.124	6.704	0.149
5	Flesso torsionale superiore	51.083	8.130	0.123
6	Flessionale superiore	92.795	14.769	0.068

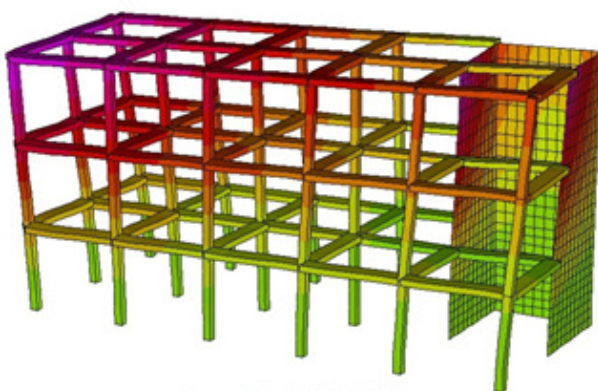


figura 3.16 – Caso studio 3: 1° modo di vibrare (torsionale)

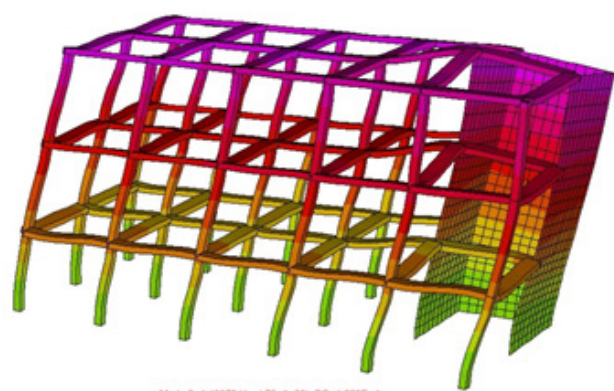


figura 3.17 – Caso studio 3: 3° modo di vibrare (flessionale)

3.5.1.4 Riepilogo e confronto tra i casi studio

Si riassumono brevemente i risultati ottenuti dalle analisi lineari per la determinazione delle frequenze naturali relative ai casi studio considerati. In tabella 3.12 si riportano le frequenze f e i periodi T corrispondenti ai modi di vibrare, torsionale e flessionale, principali. I valori sono evidenziati con colorazioni che permettano di individuare gli edifici con un periodo torsionale maggiore in rosso (più deformabili), e con periodo minore in verde (più rigidi). Per quanto riguarda invece il comportamento flessionale non si è ritenuto opportuno evidenziare alcuna frequenza, essendo queste ultime comparabili per i tre casi studio.

tabella 3.12 – Riassunto frequenze naturali e periodi propri nuclei

Edificio	Modo torsionale		Modo flessionale	
	T_{θ} [s]	f_{θ} [Hz]	T_f [s]	f_f [Hz]
Caso studio 1 - 3p nucleo aperto con $e_k = 0\%$	0.716	1.397	0.227	4.398
Caso studio 2 - 3p nucleo aperto con $e_k = 20\%$	0.765	1.308	0.218	4.588
Caso studio 3 - 3p nucleo aperto con $e_k = 40\%$	0.863	1.158	0.222	4.500

In tabella 3.13 si riportano i valori ottenuti per il rapporto r/l_s . Inoltre, al fine di confrontare i risultati ottenuti anche in termini di rigidezza, si sono ricavati i valori di K_f e K_{θ} con le seguenti espressioni semplificate.

$$K_f = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m}{T_f^2} \quad (3.1)$$

$$K_{\theta} = \frac{4 \cdot \pi^2 \cdot m \cdot l_s^2}{T_{\theta}^2} \quad (3.2)$$

Si anticipa che i valori di r/l_s (e di conseguenza di K_{θ} e K_f) si riveleranno essere particolarmente significativi in sede di confronto e discussione dei risultati ottenuti per i vari casi studio. Essi tuttavia vanno intesi come valori indicativi, poiché a rigore fanno riferimento ad un sistema equivalente ad un grado di libertà.

tabella 3.13 – Riassunto rigidezze nuclei

Edificio	r/l_s	K_{θ} [kNm]	K_f [kN/m]
Caso studio 1 - 3p nucleo aperto con $e_k = 0\%$	0.318	2085281	534311
Caso studio 2 - 3p nucleo aperto con $e_k = 20\%$	0.285	1827118	581337
Caso studio 2 - 3p nucleo aperto con $e_k = 40\%$	0.257	1433336	559312

3.5.2 Studio dell'effetto della variazione della geometria del nucleo

La seconda serie di casi studio è stata definita per indagare l'influenza della geometria del nucleo, ovvero nucleo aperto o nucleo semi-chiuso. Si è mantenuta costante la posizione in pianta di quest'ultimo (eccentricità $e_k=20\%$). Si è fatta variare la forma del nucleo secondo le due sezioni definite al paragrafo 3.3.4, e l'altezza (3 piani e 5 piani). Tali parametri risultano molto importanti nel definire il comportamento dinamico degli edifici in questione in quanto influenzano direttamente la rigidità torsionale del nucleo e il suo comportamento in regime di ingobbamento contrastato.

Di seguito l'elenco dei casi studio generati:

- Caso studio 4: edificio a 3 piani con nucleo aperto eccentrico $e_k=20\%$
- Caso studio 5: edificio a 5 piani con nucleo aperto eccentrico $e_k=20\%$
- Caso studio 6: edificio a 3 piani con nucleo semi-chiuso eccentrico - $e_k=20\%$
- Caso studio 7: edificio a 5 piani con nucleo semi-chiuso eccentrico - $e_k=20\%$

Così come per gli edifici con diversa eccentricità del nucleo trattati al paragrafo 0, si iniziano a riportare i risultati delle analisi lineari eseguite al fine di determinare le frequenze naturali e i modi di vibrare che caratterizzano i vari casi studio.

Si omette di riportare i risultati per il caso studio 2 (edificio a 3 piani con nucleo aperto) in quanto già forniti precedentemente.

3.5.2.1 Caso studio 4

Il *caso studio 4* è quello dell'edificio a 5 piani di altezza, con nucleo aperto avente eccentricità $e_k=20\%$ della maggiore dimensione in pianta.

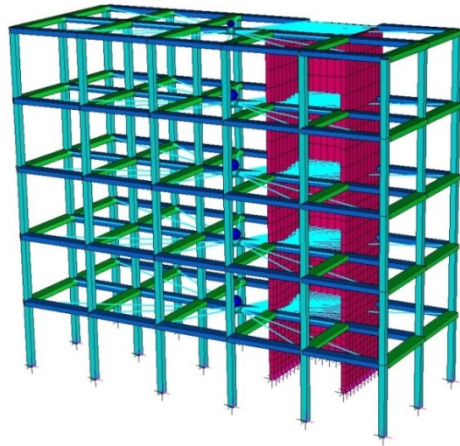


figura 3.18 – Caso studio 4: edificio a 5 piani con nucleo aperto eccentrico – $e_k=20\%$

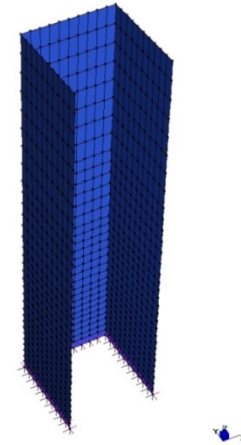


figura 3.19 – Caso studio 4: nucleo a 5 piani aperto

tabella 3.14 – Caso studio 4: frequenze naturali

Modo	Descrizione	ω [rad/s]	f [Hz]	T [s]
1	Torsionale principale	4,302	0,685	1,461
2	Flessionale principale	12,050	1,918	0,521
3	Flesso torsionale superiore	15,108	2,405	0,416
4	Torsionale superiore	19,071	3,035	0,329
5	Flesso torsionale superiore	30,083	4,788	0,209
6	Flesso torsionale superiore	44,643	7,105	0,141

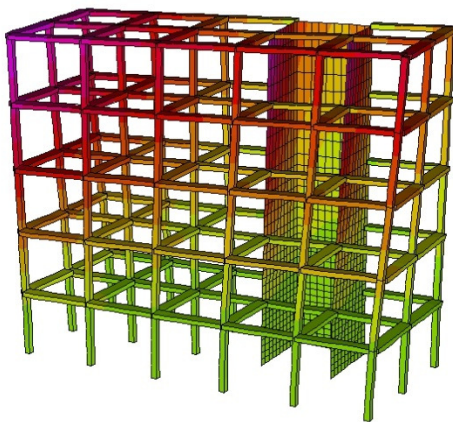


figura 3.20 – Caso studio 4: 1° modo di vibrare (torsionale)

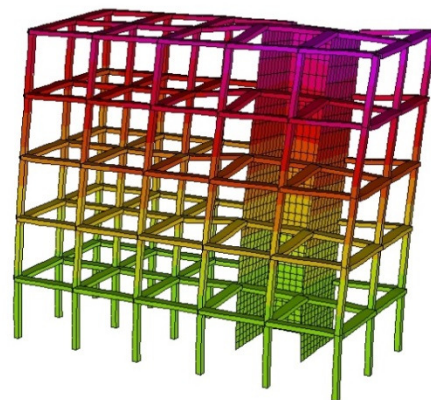


figura 3.21 – Caso studio 4: 2° modo di vibrare (flessionale)

3.5.2.2 Caso studio 5

Il *caso studio 5* è costituito da un edificio a 3 piani di altezza. Il nucleo, posto sempre con un'eccentricità del 20% sulla maggiore dimensione in pianta dell'edificio, è quello designato in precedenza come *semi-chiuso*, ovvero con presenza di ali sul lato di ingresso al vano scale e travi di accoppiamento in corrispondenza di ciascun piano.

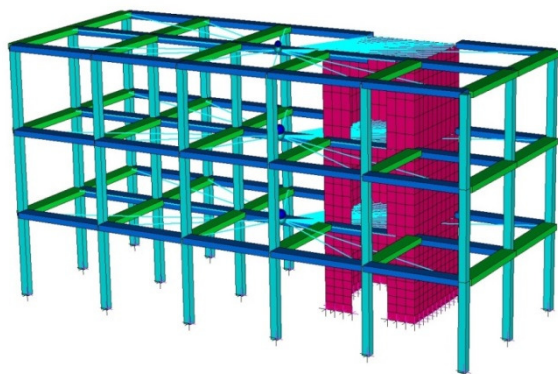


figura 3.22 – Caso studio 5: edificio a 3 piani con nucleo semi-chiuso eccentrico – $e_k=20\%$

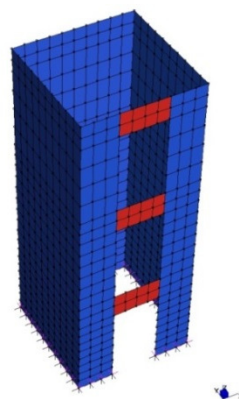


figura 3.23 – Caso studio 5: nucleo a 3 piani semi-chiuso

tabella 3.15 – Caso studio 5: frequenze naturali

Modo	Descrizione	ω [rad/s]	f [Hz]	T [s]
1	Torsionale principale	16.053	2.555	0.391
2	Flessionale principale	31.958	5.086	0.197
3	Flesso torsionale superiore	43.295	6.891	0.145
4	Flesso torsionale superiore	50.726	8.073	0.124
5	Flesso torsionale superiore	71.797	11.427	0.088
6	Flessionale superiore	105.385	16.773	0.060

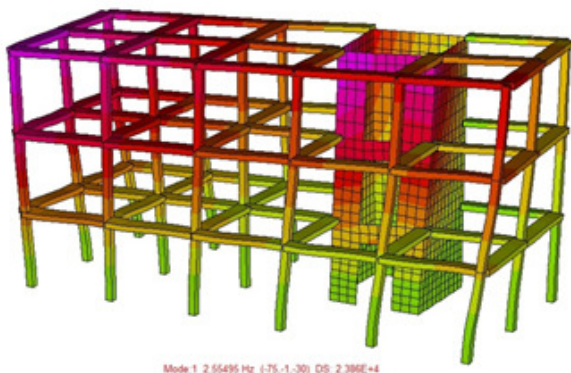


figura 3.24 – Caso studio 5: 1° modo di vibrare (torsionale)

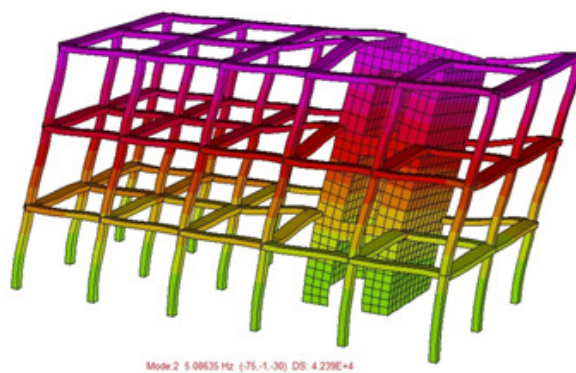


figura 3.25 – Caso studio 5: 2° modo di vibrare (flessionale)

3.5.2.3 Caso studio 6

Il *caso studio 6* è costituito da un edificio a 5 piani di altezza. Il nucleo, posto con un'eccentricità del 20% sulla maggiore dimensione in pianta dell'edificio, è quello designato in precedenza come *semi-chiuso*.

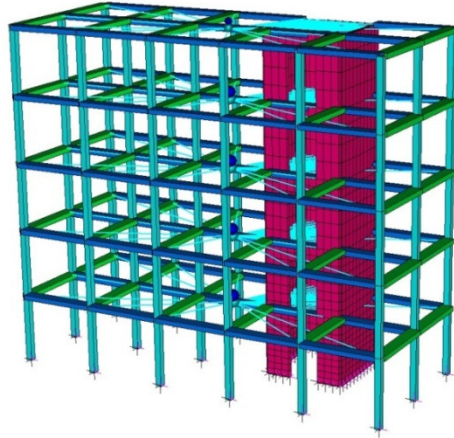


figura 3.26 – Caso studio 6: edificio a 5 piani con nucleo semi-chiuso eccentrico – $e_x=20\%$

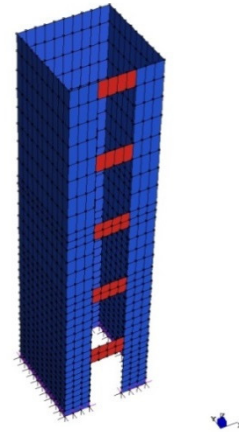


figura 3.27 – Caso studio 6: nucleo a 5 piani semi-chiuso

tabella 3.16 – Caso studio 6: frequenze naturali

Modo	Descrizione	ω [rad/s]	f [Hz]	T [s]
1	Torsionale principale	8.909	1.418	0.705
2	Flessionale principale	14.383	2.289	0.437
3	Flesso torsionale superiore	20.791	3.309	0.302
4	Flesso torsionale superiore	30.033	4.780	0.209
5	Flesso torsionale superiore	49.050	7.807	0.128
6	Flessionale superiore	57.901	9.215	0.109

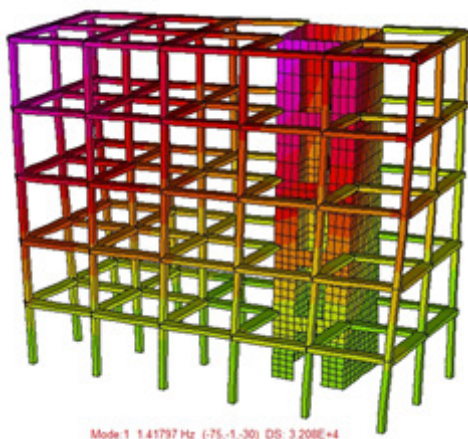


figura 3.28 – Caso studio 6: 1° modo di vibrare (torsionale)

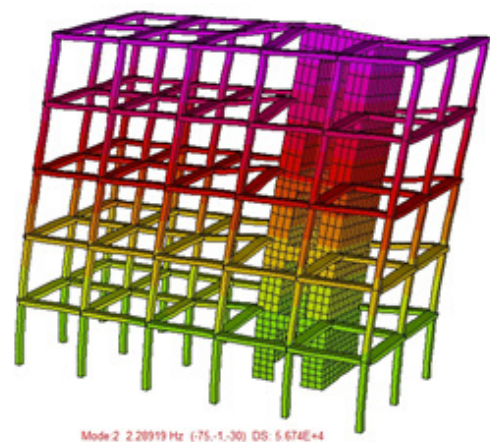


figura 3.29 – Caso studio 6: 2° modo di vibrare (flessionale)

3.5.2.4 Riepilogo e confronto tra i casi studio

Si riassumono brevemente i risultati ottenuti dalle analisi modali condotte.

tabella 3.17 – Riassunto frequenze naturali e periodi propri nuclei

Edificio	$T\theta$ [s]	T_f [s]	$f\theta$ [Hz]	ff [Hz]
Caso studio 4 - 3p nucleo aperto $e_k=20\%$	0.765	0.218	1.307	4.587
Caso studio 5 - 5p nucleo aperto $e_k=20\%$	1.461	0.521	0.684	1.919
Caso studio 6 - 3p nucleo semi-chiuso $e_k=20\%$	0.391	0.197	2.558	5.076
Caso studio 7 - 5p nucleo semi-chiuso $e_k=20\%$	0.705	0.437	1.418	2.288

tabella 3.18 – Riassunto rigidzze nuclei

Edificio	r/l_s	$K\theta$ [kNm]	K_f [kN/m]
Caso studio 4 - 3p nucleo aperto $e_k=20\%$	0.285	1825095	581244
Caso studio 5 - 5p nucleo aperto $e_k=20\%$	0.357	884996	179982
Caso studio 6 - 3p nucleo semi-chiuso $e_k=20\%$	0.504	6986422	711769
Caso studio 7 - 5p nucleo semi-chiuso $e_k=20\%$	0.620	3800699	255824

3.6 Determinazione del limite ultimo e di snervamento delle componenti strutturali dell'edificio

Come già anticipato al paragrafo 3.2, per definire il limite ultimo e di snervamento globale dell'edificio nel suo complesso si è ritenuto innanzitutto di controllare separatamente i medesimi limiti dei singoli elementi strutturali che lo compongono. Gli elementi critici sono stati individuati: nel telaio T_{ya} (sottoposto alle maggiori deformazioni a seguito della torsione); nel telaio T_{yb} (sottoposto ad elevata deformazione congiuntamente a sforzi di taglio elevati dovuti ai carichi gravitazionali); nel nucleo rigido sottoposto alle maggiori sollecitazioni.

Per caratterizzare il comportamento non lineare fino a rottura di questi elementi, si sono condotte delle analisi di pushover di ogni singolo elemento strutturale, pensato come isolato dal resto della struttura, nella sola direzione Y dell'azione sismica considerata, ottenendone le curve di capacità. Per la definizione del limite di snervamento si è fatto riferimento alla distribuzione di forze proporzionale al primo modo di vibrare (nel seguito definita *pushover 1° modo*) e quindi attraverso la bilinearizzazione delle curve di capacità così ottenute in conformità ai criteri dettati dalle NTC08 [3.3]. Per la definizione del limite a collasso si è fatto riferimento alla distribuzione di forze proporzionale alle masse di piano (nel seguito definita *pushover uniforme*). Tale scelta è giustificata dal fatto che le strutture, eccitate sismicamente, rispondono secondo il loro primo modo di vibrare nelle fasi iniziali (prima dello snervamento), mentre prudenzialmente si assume abbiano spostamenti uniformi lungo l'altezza man mano che si avvicinano al collasso (formazione di meccanismo di piano debole).

3.6.1 Limite ultimo e di snervamento dei telai

I telai su cui si sono valutati il limite ultimo ed il limite a snervamento sono i telai definiti T_{ya} e T_{yb} . Il comportamento di questi telai nel verso +Y e -Y della distribuzione di forze è ovviamente simmetrico. Sono analizzati i telai degli edifici a 3 e a 5 piani. Si è utilizzato il software di calcolo *MidasGen* [3.6] con un modello a *beam a fibre* in grado di cogliere il comportamento non lineare a pressoflessione delle sezioni trasversali, ma non quello a taglio.

Travi e pilastri sono discretizzati come suddivisi in tre elementi beam separati, di cui quelli vicini ai nodi hanno lunghezza pari a $2 \cdot h_{sezione} = 48$ cm. Ciò perché le analisi numeriche di validazione hanno dimostrato come con tale valore sia possibile la corretta valutazione dell'energia di frattura all'elemento. Per tenere conto della possibilità di rottura fragile a taglio, non vista dai *beam a fibre*, si sono introdotte cerniere plastiche concentrate in grado di limitare la resistenza massima nei confronti delle sollecitazioni taglianti. Le condizioni di vincolo sono quelle d'incastro alla base dei telai e si assumono le travi come di lunghezza fissa per tenere conto della presenza dei solai che realizzano la condizione di diaframmi di piano infinitamente rigidi. Le sezioni che caratterizzano gli elementi non lineari sono definite coerentemente con quanto indicato a proposito della geometria dei telai. I carichi verticali gravitazionali applicati sono derivati a seguito dell'analisi dei carichi, per la quale si rimanda al paragrafo 3.3.1. In corrispondenza a ciascun nodo trave-pilastro sono applicati dei carichi concentrati corrispondenti al peso proprio dei pilastri, nonché delle travi e dei tamponamenti posti nella direzione X.

3.6.1.1 Telaio Tya a 3 piani

3.6.1.1.1 Analisi pushover 1° modo

In figura 3.30 si riporta la bilinearizzazione della curva di capacità ottenuta dall'analisi *pushover 1° modo* per il telaio Tya a 3 piani. Si è ottenuto un limite di spostamento a snervamento $D_y = 112,43 \text{ mm}$ e a collasso $D_u = 204,98 \text{ mm}$.

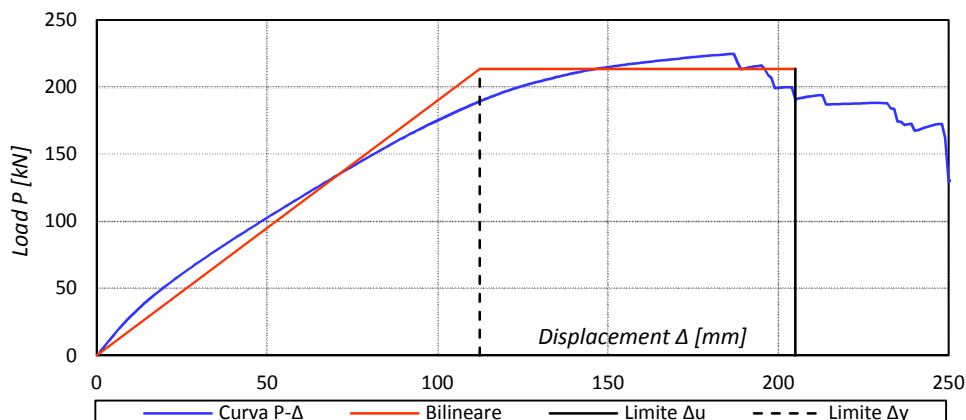


figura 3.30 – Bilinearizzazione della curva di capacità (Telaio Tya a 3 piani - PO 1° modo)

Si è poi individuato in fase di postprocessamento quale fosse, per la trave ed il pilastro più sollecitati, lo spostamento D_{uT} per il quale si verifichi il superamento della resistenza a taglio calcolata secondo la disposizione di armatura trasversale riportata al paragrafo 3.3.2.

In figura 3.31 si riporta il taglio agente sulla trave più caricata in funzione dello spostamento del punto di controllo in sommità. Si è ottenuto $D_{uT, trave} = 127 \text{ mm}$. In figura 3.32 si riporta il taglio agente sul pilastro più caricato in funzione dello spostamento del punto di controllo in sommità. In questo caso non si sono ottenute limitazioni a taglio.

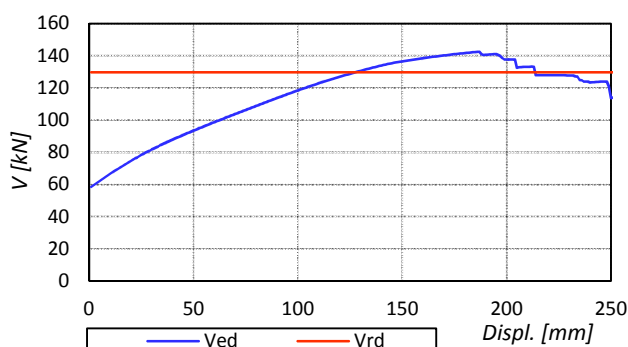


figura 3.31 – Taglio agente sulla trave più sollecitata (Telaio Tya a 3 piani – PO 1° modo)

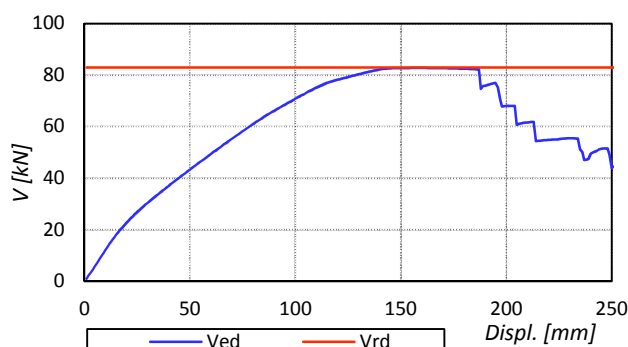


figura 3.32 – Taglio agente sul pilastro più sollecitato (Telaio Tya a 3 piani – PO 1° modo)

3.6.1.1.2 Analisi pushover uniforme

In figura 3.33 si riporta la bilinearizzazione della curva di capacità ottenuta dall'analisi *pushover uniforme* per il telaio Tya a 3 piani. Si è ottenuto un limite di spostamento a snervamento $D_y = 91.02 \text{ mm}$ e a collasso $D_u = 180.07 \text{ mm}$.

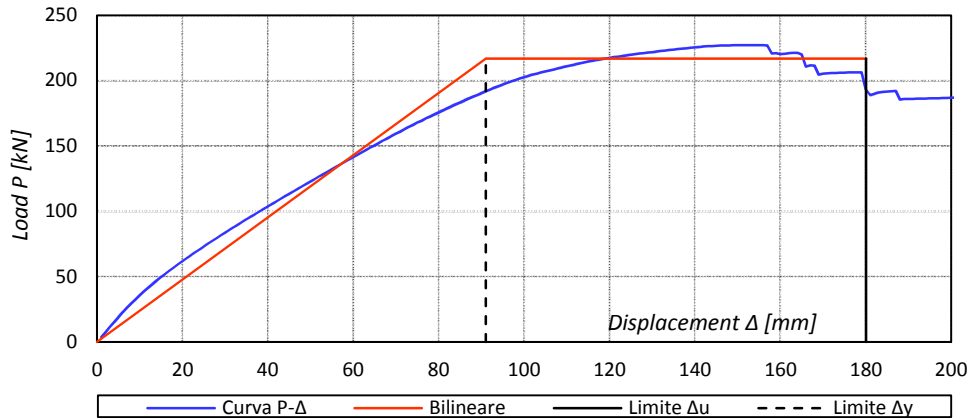


figura 3.33 – Bilinearizzazione della curva di capacità (Telaio Tya a 3 piani - PO uniforme)

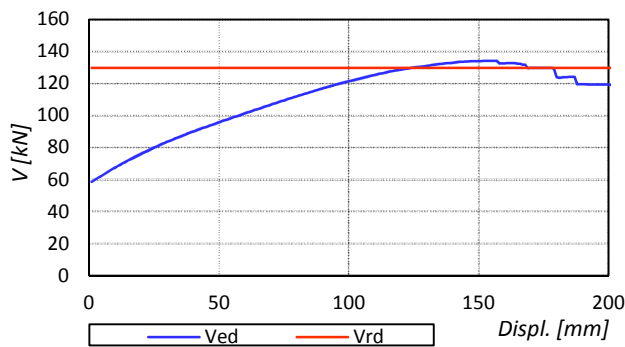


figura 3.34 – Taglio agente sulla trave più sollecitata (Telaio Tya a 3 piani - PO uniforme)

$$D_{uT, trave} = 124 \text{ mm}$$

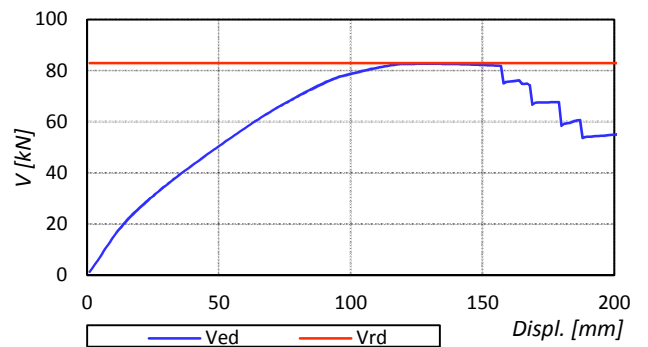


figura 3.35 – Taglio agente sul pilastro più sollecitato (Telaio Tya a 3 piani - PO uniforme)

Nessuna limitazione a taglio

3.6.1.2 Telaio Tyb a 3 piani

Analogamente a quanto definito per il telaio *Tya* a 3 piani, si riportano i risultati ottenuti dalle analisi di pushover.

3.6.1.2.1 Analisi pushover 1° modo

Attraverso la bilinearizzazione della curva di capacità ricavata dall'analisi *pushover 1° modo*, si è ottenuto un limite di spostamento a snervamento $D_y = 90.00 \text{ mm}$ e a collasso $D_u = 155.23 \text{ mm}$.

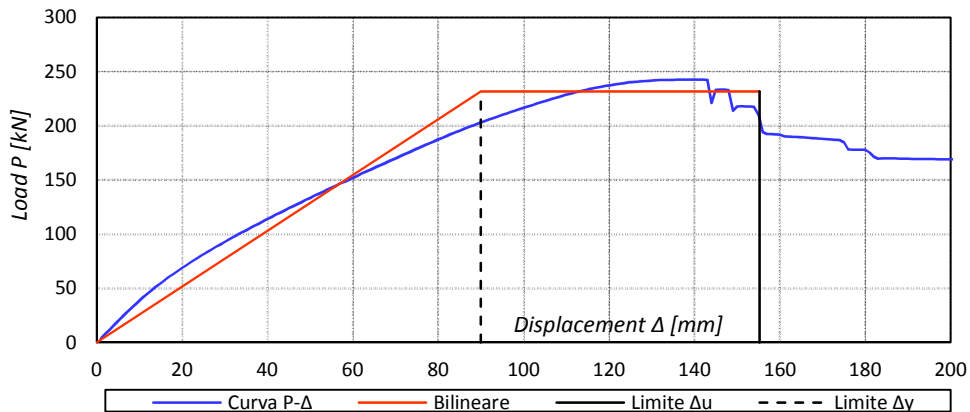


figura 3.36 – Bilinearizzazione della curva di capacità (Telaio Tyb a 3 piani - PO 1° modo)

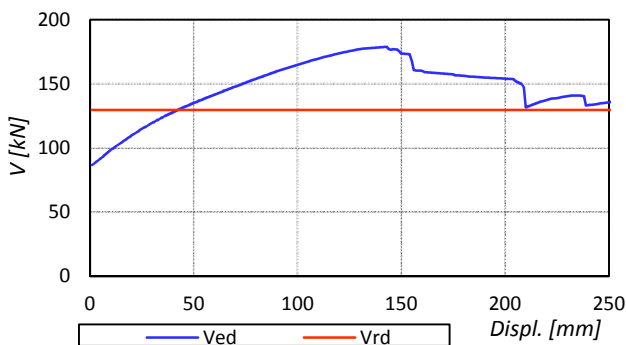


figura 3.37 – Taglio agente sulla trave più sollecitata (Telaio Tyb a 3 piani – PO 1° modo)

$$D_{uT, trave} = 42 \text{ mm}$$

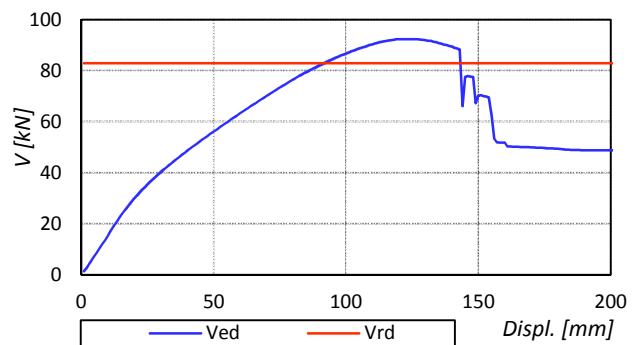


figura 3.38 – Taglio agente sul pilastro più sollecitato (Telaio Tyb a 3 piani – PO 1° modo)

$$D_{uT, trave} = 91 \text{ mm}$$

3.6.1.2.2 Analisi pushover uniforme

In figura 3.39 si riporta la bilinearizzazione della curva di capacità ottenuta dall'analisi *pushover uniforme* per il telaio *Tyb* a 3 piani. Si è ottenuto un limite di spostamento a snervamento $D_y = 80.50 \text{ mm}$ e a collasso $D_u = 150.37 \text{ mm}$.

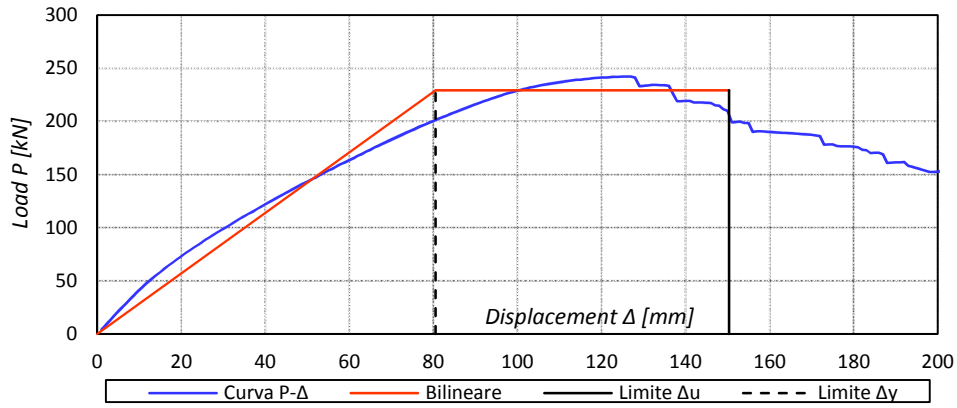


figura 3.39 – Bilinearizzazione della curva di capacità (Telaio Tyb a 3 piani - PO uniforme)

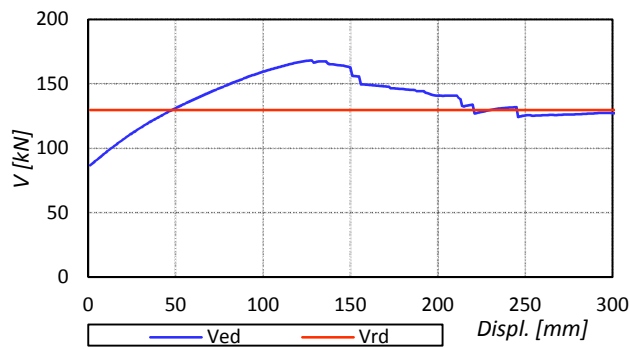


figura 3.40 – Taglio agente sulla trave più sollecitata (Telaio Tyb a 3 piani – PO uniforme)

$$D_{uT,trave} = 47 \text{ mm}$$

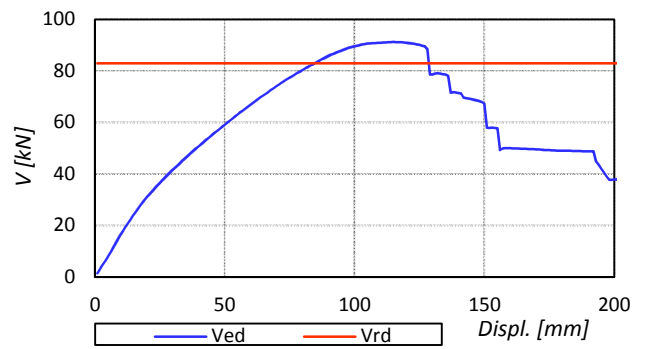


figura 3.41 – Taglio agente sul pilastro più sollecitato (Telaio Tyb a 3 piani – PO uniforme)

$$D_{uT,pilastro} = 84 \text{ mm}$$

3.6.1.3 Telaio Tya a 5 piani

Si riportano i risultati ottenuti dalle analisi di pushover.

3.6.1.3.1 Analisi pushover 1° modo

In figura 3.42 si riporta la bilinearizzazione della curva di capacità ottenuta dall'analisi *pushover 1° modo* per il telaio *Tya* a 5 piani. Si è ottenuto un limite di spostamento a snervamento $D_y = 174.93 \text{ mm}$ e a collasso $D_u = 254.80 \text{ mm}$.

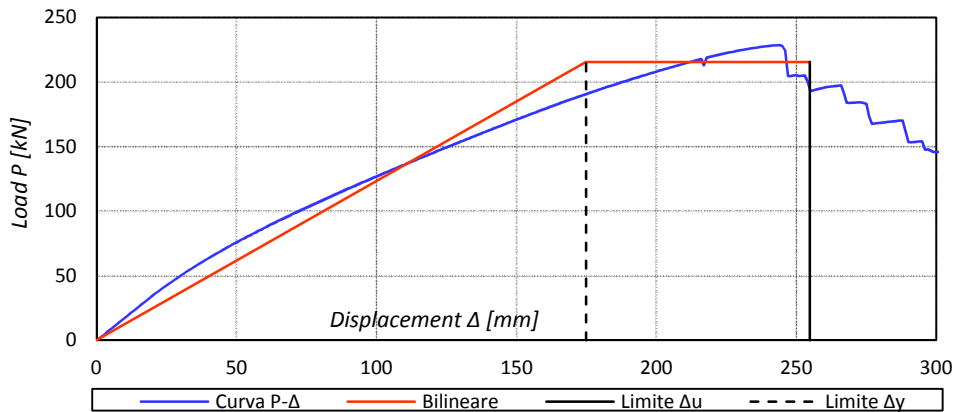


figura 3.42 – Bilinearizzazione della curva di capacità (Telaio Tya a 5 piani - PO 1° modo)

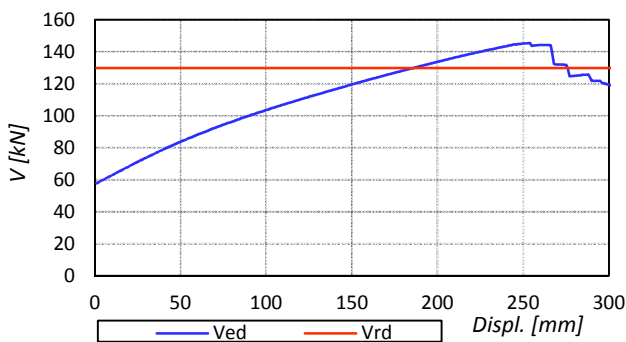


figura 3.43 – Taglio agente sulla trave più sollecitata (Telaio Tya a 5 piani – PO 1° modo)

$$D_{uT, trave} = 185 \text{ mm}$$

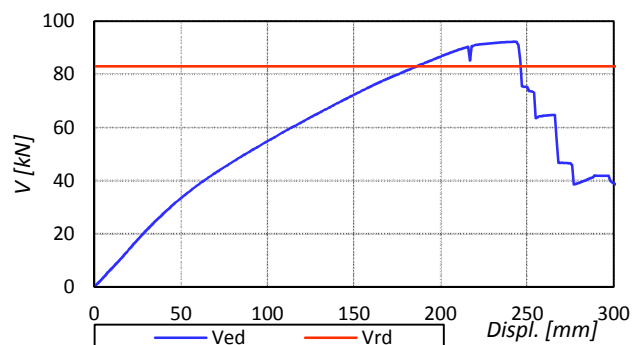


figura 3.44 – Taglio agente sul pilastro più sollecitato (Telaio Tya a 5 piani – PO 1° modo)

$$D_{uT, pilastro} = 186 \text{ mm}$$

3.6.1.3.2 Analisi pushover uniforme

In figura 3.45 si riporta la bilinearizzazione della curva di capacità ottenuta dall'analisi *pushover uniforme* per il telaio *Tya* a 5 piani. Si è ottenuto un limite di spostamento a snervamento $D_y = 124.85 \text{ mm}$ e a collasso $D_u = 176.78 \text{ mm}$.

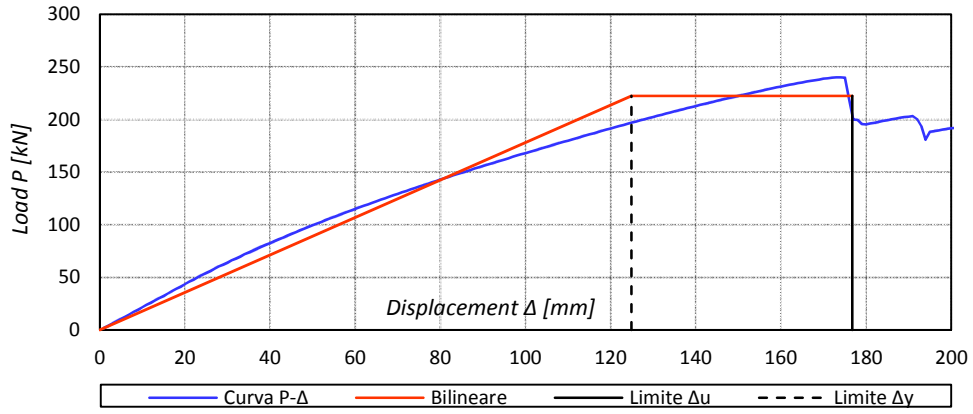


figura 3.45 – Bilinearizzazione della curva di capacità (Telaio Tya a 5 piani - PO uniforme)

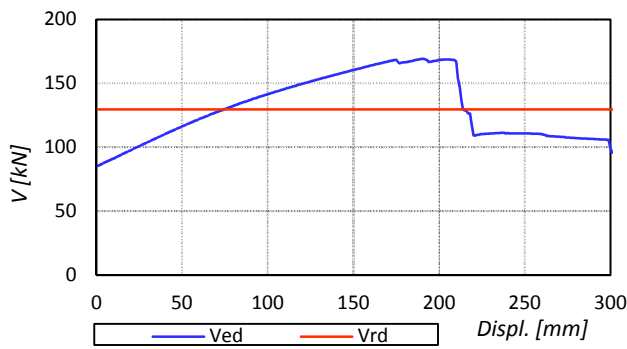


figura 3.46 – Taglio agente sulla trave più sollecitata (Telaio Tya a 5 piani – PO uniforme)

$$D_{uT,trave} = 74 \text{ mm}$$

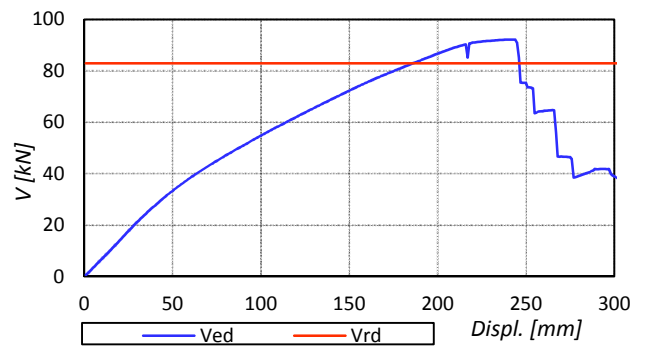


figura 3.47 – Taglio agente sul pilastro più sollecitato (Telaio Tya a 5 piani – PO uniforme)

$$D_{uT,pilastro} = 125 \text{ mm}$$

3.6.1.4 Telaio Tyb a 5 piani

Si riportano i risultati ottenuti dalle analisi di pushover.

3.6.1.4.1 Analisi pushover 1° modo

In figura 3.48 si riporta la bilinearizzazione della curva di capacità ottenuta dall'analisi *Pushover 1° modo* per il telaio Tyb a 5 piani. Si è ottenuto un limite di spostamento a snervamento $D_y = 166.75 \text{ mm}$ e a collasso $D_u = 240.98 \text{ mm}$.

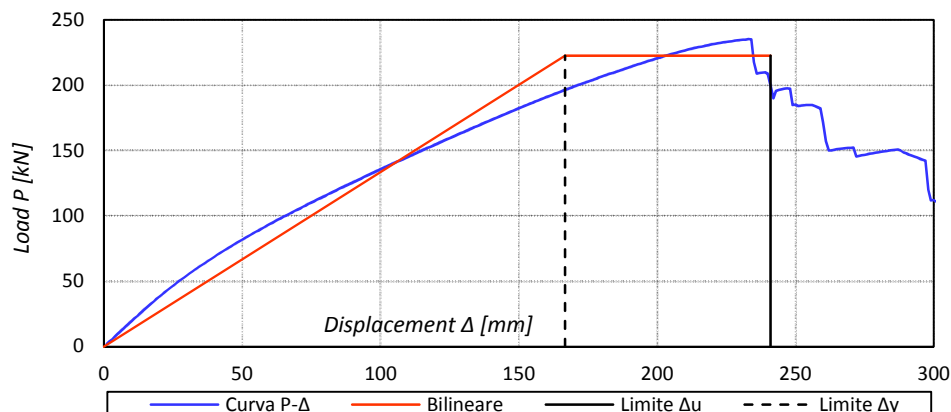


figura 3.48 – Bilinearizzazione della curva di capacità (Telaio Tyb a 5 piani - PO 1° modo)

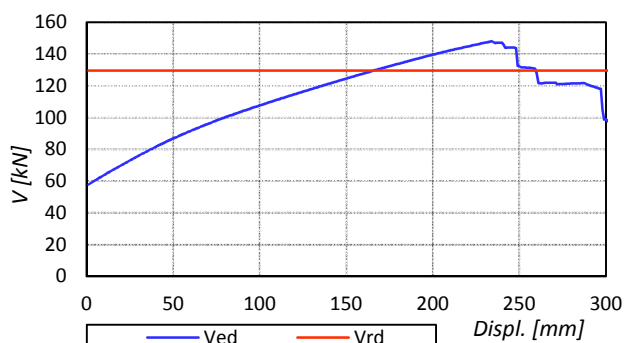


figura 3.49 – Taglio agente sulla trave più sollecitata (Telaio Tyb a 5 piani – PO 1° modo)

$$D_{uT, trave} = 166 \text{ mm}$$

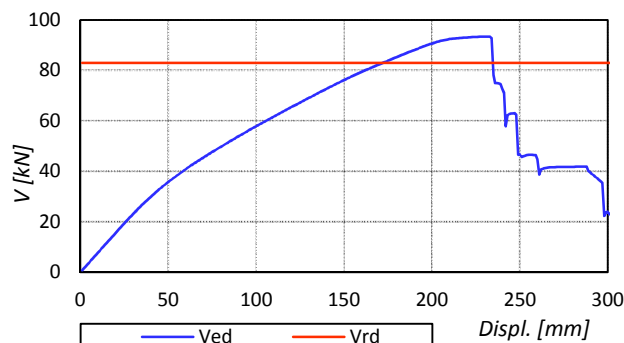


figura 3.50 – Taglio agente sul pilastro più sollecitato (Telaio Tyb a 5 piani – PO 1° modo)

$$D_{uT, pilastro} = 171 \text{ mm}$$

3.6.1.4.2 Analisi pushover uniforme

In figura 3.51 si riporta la bilinearizzazione della curva di capacità ottenuta dall'analisi *Pushover uniforme* per il telaio Tyb a 5 piani. Si è ottenuto un limite di spostamento a snervamento $D_y = 117,19 \text{ mm}$ e a collasso $D_u = 167,20 \text{ mm}$.

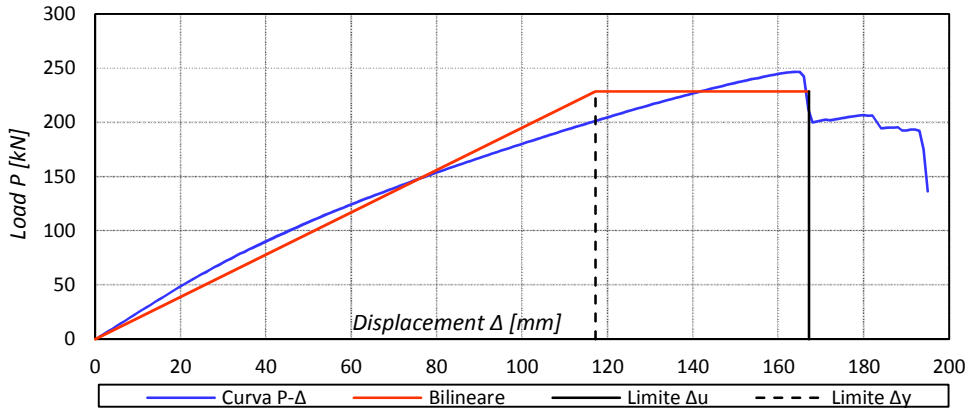


figura 3.51 – Bilinearizzazione della curva di capacità (Telaio Tyb a 5 piani - PO uniforme)

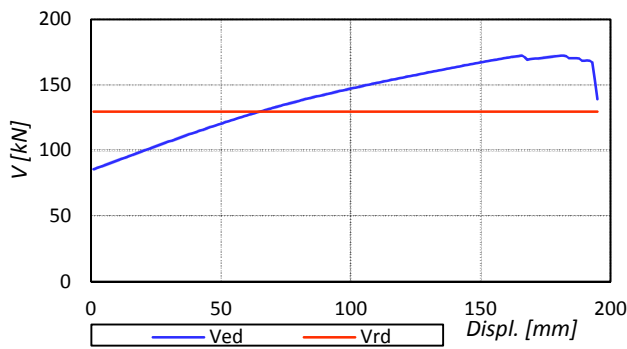


figura 3.52 – Taglio agente sulla trave più sollecitata (Telaio Tyb a 5 piani – PO uniforme)

$$D_{uT, trave} = 65 \text{ mm}$$

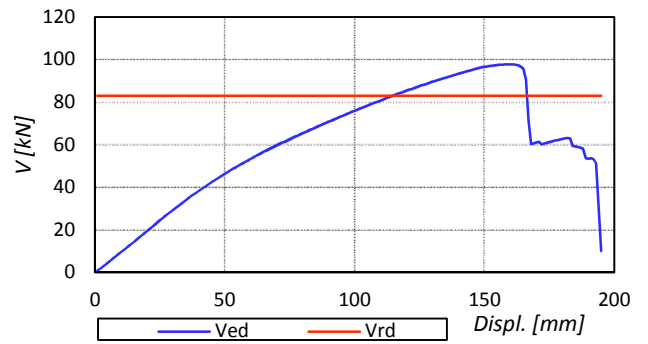


figura 3.53 – Taglio agente sul pilastro più sollecitato (Telaio Tyb a 5 piani – PO uniforme)

$$D_{uT, pilastro} = 114 \text{ mm}$$

3.6.1.5 Riepilogo dei risultati ottenuti per i telai analizzati

Si riporta in tabella 3.19 un riassunto dei limiti che si sono ottenuti per i telai analizzati. Sono evidenziati i limiti significativi: il limite a snervamento è ricavato dall'analisi *pushover 1° modo* mentre il limite a collasso dall'analisi *pushover uniforme*. In aggiunta si pone in evidenza il più vincolante dei risultati ottenuti per la rottura fragile a taglio di trave o pilastro.

tabella 3.19 – Limiti a snervamento e collasso per i telai esaminati

Telaio	Analisi	D_y [mm]	D_u [mm]	$D_{uT, trave}$ [mm]	$D_{uT, pilastro}$ [mm]
Tya 3piani	1° modo	112.43	204.98	127.00	NO
	uniforme	91.02	180.07	124.00	NO
Tyb 3piani	1° modo	90.00	155.23	42.00	91.00
	uniforme	80.50	150.37	47.00	84.00
Tya 5piani	1° modo	174.93	254.80	185.00	186.00
	uniforme	124.85	176.78	74.00	125.00
Tyb 5piani	1° modo	166.75	240.98	166.00	171.00
	uniforme	117.19	167.20	65.00	114.00

In tutti i casi, salvo che per il telaio *Tya a 3 piani*, la rottura a taglio avviene prima che il telaio sia considerato snervato a flessione. Ciò è ancora più evidente passando dai telai *Tya* ai telai *Tyb*, essendo questi ultimi più sollecitati dai carichi gravitazionali. Si può osservare, inoltre, che la duttilità (intesa in questo caso semplicemente come $D_u - D_y$) diminuisca per i telai *Tyb* nei quali il comportamento dei pilastri è reso fragile dallo sforzo assiale maggiore agente.

Si noti, infine, che a causa dei criteri stabiliti per la definizione dei limiti di snervamento, i telai di 5 piani raggiungono lo spostamento D_u contemporaneamente allo spostamento D_y . Il risultato è accettato e interpretato dal punto di vista di una sostanziale fragilità dei telai di 5 piani, più sollecitati assialmente nei pilastri. La fragilità è tale che non si possa fare affidamento, per essi, sulla capacità plastica di rotazione delle sezioni trasversali di base.

Globalmente, il comportamento dei telai è marcatamente fragile poiché il dimensionamento di travi e pilastri non è stato condotto nel rispetto della gerarchia delle resistenze. Infine, la scelta di travi in spessore di solaio comporta una resistenza a taglio molto modesta e quindi tale da indurre una rottura fragile. I limiti per rottura a taglio saranno particolarmente stringenti ai fini della valutazione delle prestazioni globali dell'edificio.

3.6.2 Limite ultimo e di snervamento del nucleo

Si procede quindi con la definizione degli spostamenti limite a snervamento e a collasso per i nuclei d'interesse: nucleo a 3 piani *aperto*, nucleo a 3 piani *semi-chiuso*, nucleo a 5 piani *aperto* e nucleo a 5 piani *semi-chiuso*. Il comportamento di questi nuclei non è simmetrico e pertanto le analisi sono condotte nei versi +Y e -Y. La geometria della sezione trasversale e la posizione dell'armatura possono essere visualizzate al paragrafo 3.3.4, mentre per uno sviluppo in altezza dei nuclei si rimanda alla definizione dei casi studio (paragrafo 0 e 3.2.3).

A riguardo della definizione degli spostamenti limite è doveroso fare alcune precisazioni. Quando la rottura avviene in modo fragile sul lato del calcestruzzo compresso, la curva di capacità presenta un ramo di *softening* ed è quindi possibile individuare lo spostamento limite di collasso D_u secondo i criteri di bilinearizzazione indicati dalle NTC08, ovvero lo spostamento corrispondente ad una riduzione del 15% della resistenza di picco. Invece, quando la rottura è duttile e riguarda le barre tese di armatura, non è presente un ramo di *softening*. In questo caso, poiché il legame costitutivo di Menegotto-Pinto non considera per l'acciaio una deformazione ultima, non si ottiene direttamente un valore per D_u . È necessario, invece, controllare a posteriori le deformazioni locali sulle barre tese alla base del nucleo e individuare quale sia lo spostamento in sommità che determina la deformazione massima imposta sulle barre di acciaio. Lo spostamento così individuato sarà in seguito indicato sinteticamente come $D_{u,acciaio}$ e corrisponde al raggiungimento sulle barre tese di una deformazione pari al 5%.

Tutte le analisi non lineari che coinvolgono i nuclei sono state condotte con il codice *OpenSees*, in grado di gestire il *modello di danno* illustrato nella *Parte 2*. Per la realizzazione del modello ad elementi finiti dei nuclei si sono utilizzati elementi *shellMITC4*, dei quali si è già parlato nella *Parte 2* della tesi presentando il *modello di danno* impiegato nelle simulazioni.

I carichi dovuti al peso proprio del nucleo e quello dovuto ai carichi gravitazionali agenti a livello d'impalcato sono entrambi applicati secondo aree d'influenza, in modo distribuito, a tutti i nodi che costituiscono il nucleo. Si ha un carico verticale totale pari a 1585.9 kN. In corrispondenza ai livelli del solaio sono posti dei diaframmi rigidi: i nodi sono connessi a un unico nodo *master*, baricentrico rispetto alla sezione trasversale. A ciascuno dei nodi *master* sono state applicate le forze orizzontali per le analisi di pushover, rispettivamente *1° modo* e *uniforme*.

3.6.2.1 Nucleo a 3 piani aperto

3.6.2.1.1 Analisi pushover 1° modo

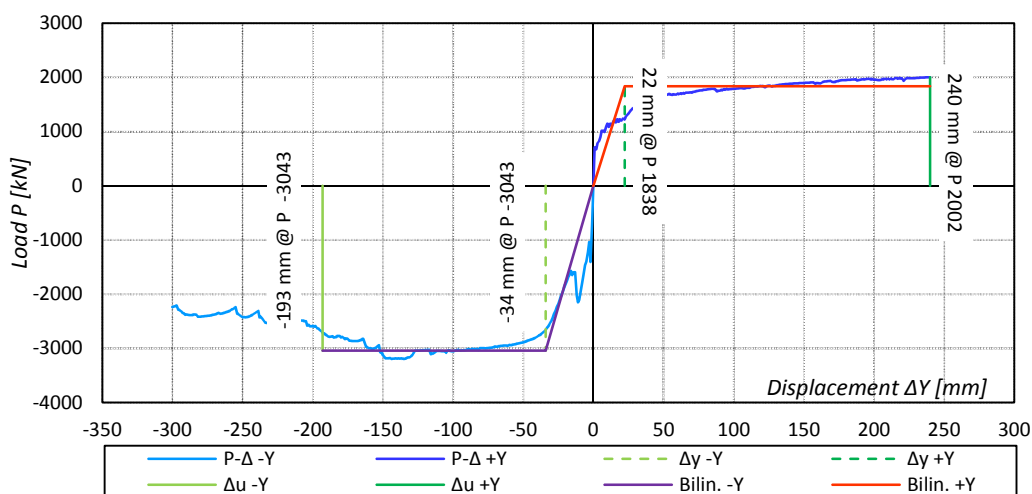


figura 3.54 – Bilinearizzazione della curva di capacità (nucleo a 3 piani aperto - PO 1° modo)

In figura 3.55 e in figura 3.56 si riporta lo stato delle deformazioni assiali dell'acciaio di armatura, in corrispondenza del limite posto pari al 5%. Nel verso +Y si è ottenuto $D_{u,acciaio} = 240,0\text{ mm}$; nel verso -Y si è ottenuto invece $D_{u,acciaio} = -326,0\text{ mm}$.

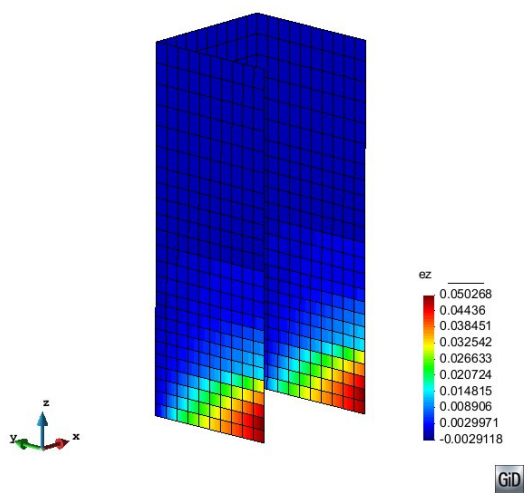


figura 3.55 – Determinazione deformazione ultima acciaio teso (nucleo a 3 piani aperto - PO 1° modo +Y)

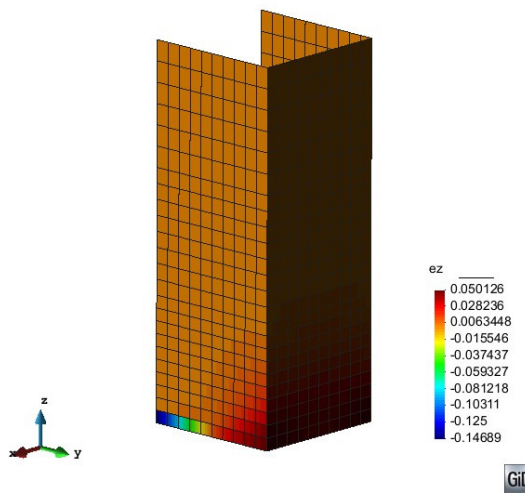


figura 3.56 – Determinazione deformazione ultima acciaio teso (nucleo a 3 piani aperto - PO 1° modo -Y)

3.6.2.1.2 Analisi Pushover uniforme

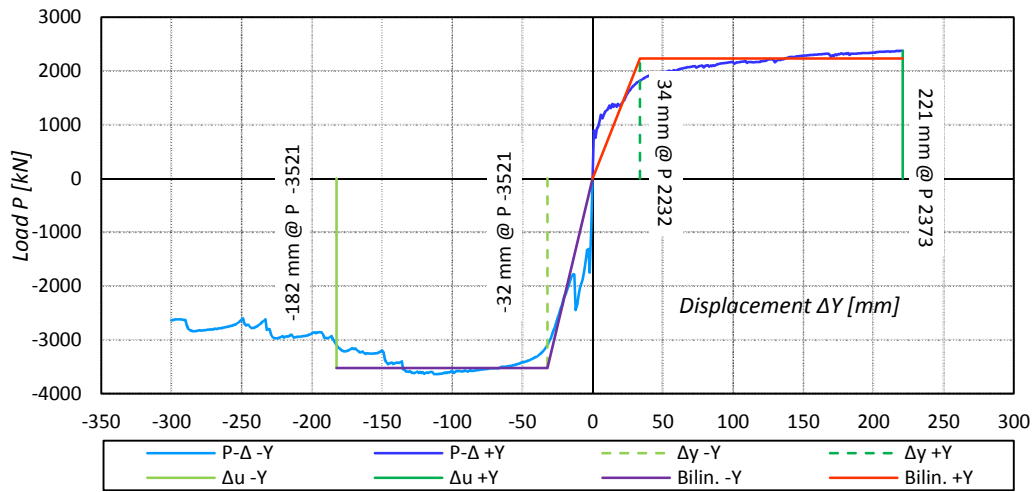


figura 3.57 – Bilinearizzazione della curva di capacità (nucleo a 3 piani aperto - PO uniforme)

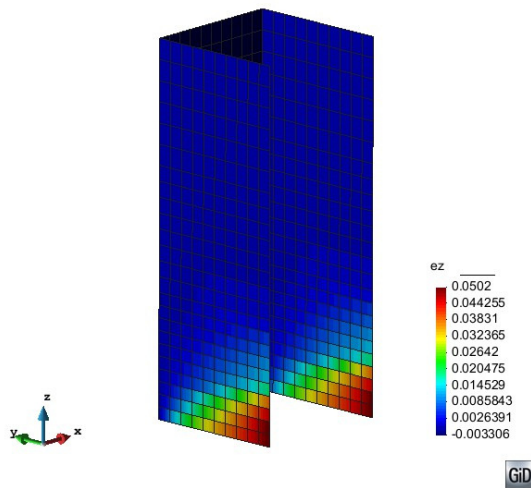


figura 3.58 – Determinazione deformazione ultima acciaio teso (nucleo a 3 piani aperto PO uniforme +Y)

$$D_{u,acciaio} = 221.0 \text{ mm}$$

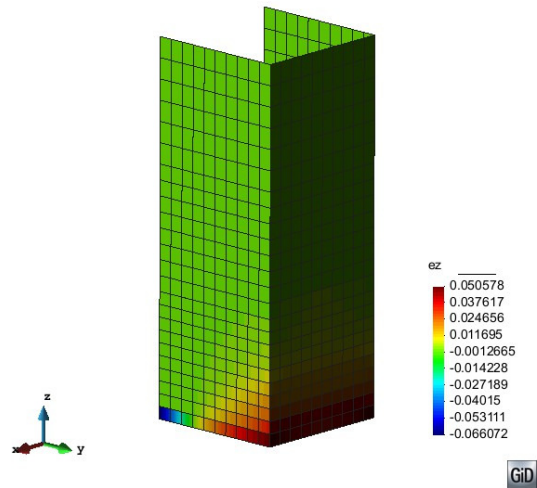


figura 3.59 – Determinazione deformazione ultima acciaio teso (nucleo a 3 piani aperto PO uniforme -Y)

$$D_{u,acciaio} = -215.0 \text{ mm}$$

3.6.2.2 Nucleo a 5 piani aperto

Il carico verticale dovuto al peso proprio del nucleo e quello dovuto ai carichi gravitazionali agenti a livello d'impalcato risulta pari a 2758.9 kN.

3.6.2.2.1 Analisi pushover 1° modo

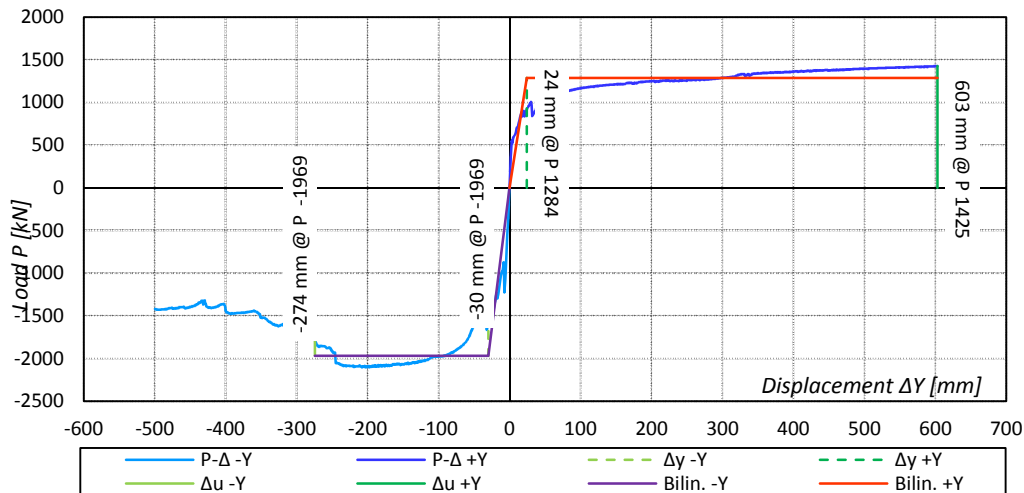


figura 3.60 – Bilinearizzazione della curva di capacità (nucleo a 5 piani aperto - PO 1°modo)

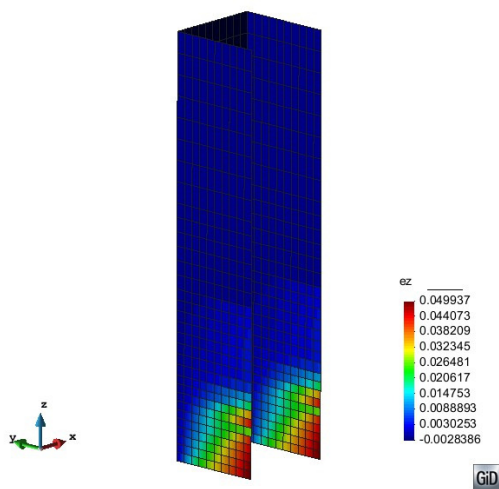


figura 3.61 – Determinazione deformazione ultima acciaio teso (nucleo a 5 piani aperto PO 1°modo +Y)

$$D_{u,acciaio} = 603.0 \text{ mm}$$

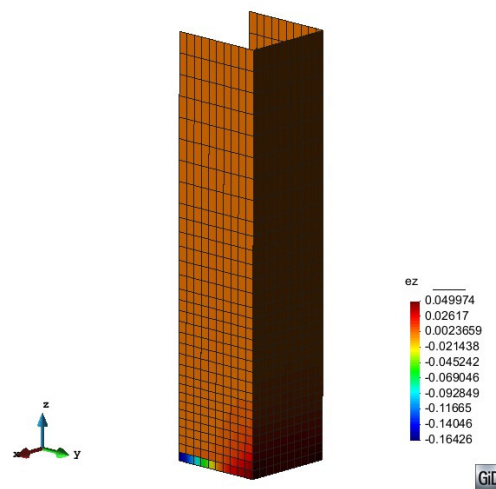


figura 3.62 – Determinazione deformazione ultima acciaio teso (nucleo a 5 piani aperto PO 1°modo -Y)

$$D_{u,acciaio} = -547.0 \text{ mm}$$

3.6.2.2.2 Analisi pushover uniforme

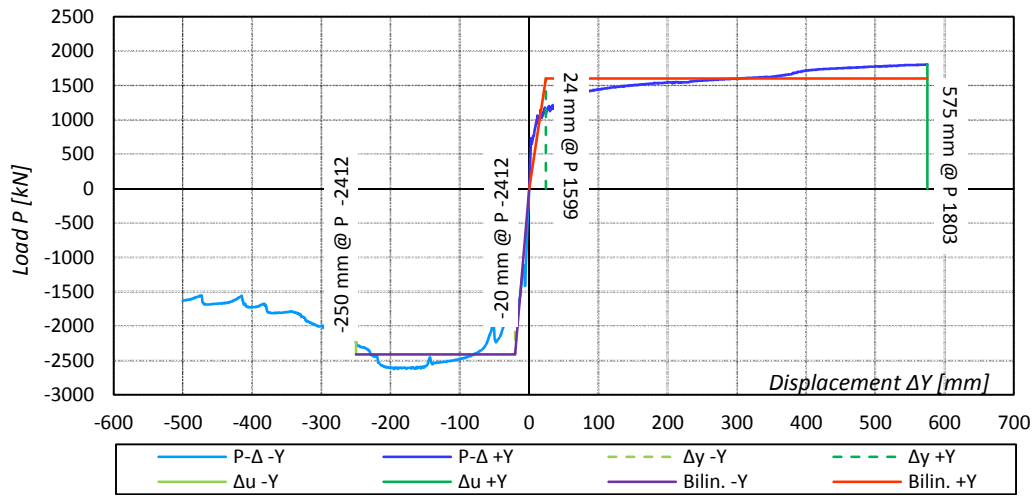


figura 3.63 – Bilinearizzazione della curva di capacità (nucleo a 5 piani aperto - PO uniforme)

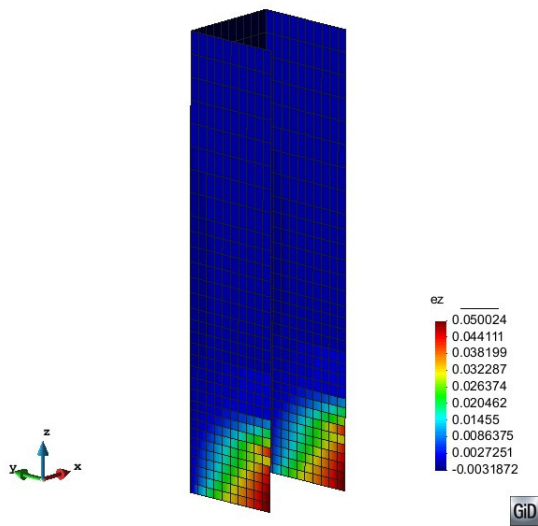


figura 3.64 – Determinazione deformazione ultima acciaio teso (nucleo a 5 piani aperto PO uniforme +Y)

$$D_{u,acciaio} = 575.0 \text{ mm}$$

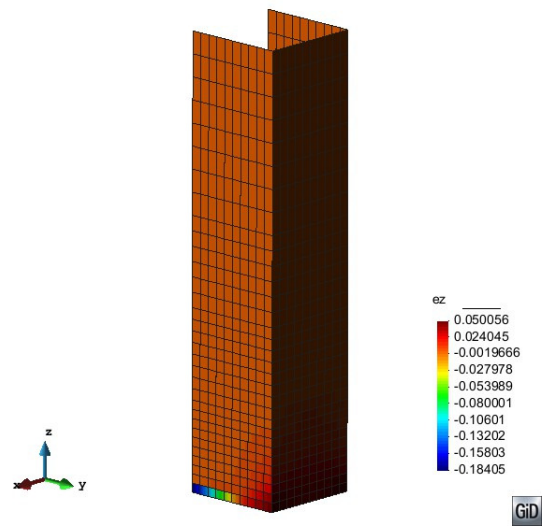


figura 3.65 – Determinazione deformazione ultima acciaio teso (nucleo a 5 piani aperto PO uniforme -Y)

$$D_{u,acciaio} = -552.0 \text{ mm}$$

3.6.2.3 Nucleo a 3 piani semi-chiuso

Il carico verticale dovuto al peso proprio del nucleo e quello dovuto ai carichi gravitazionali agenti a livello d'impalcato risulta pari a 1767.4 kN.

3.6.2.3.1 Analisi pushover 1° modo

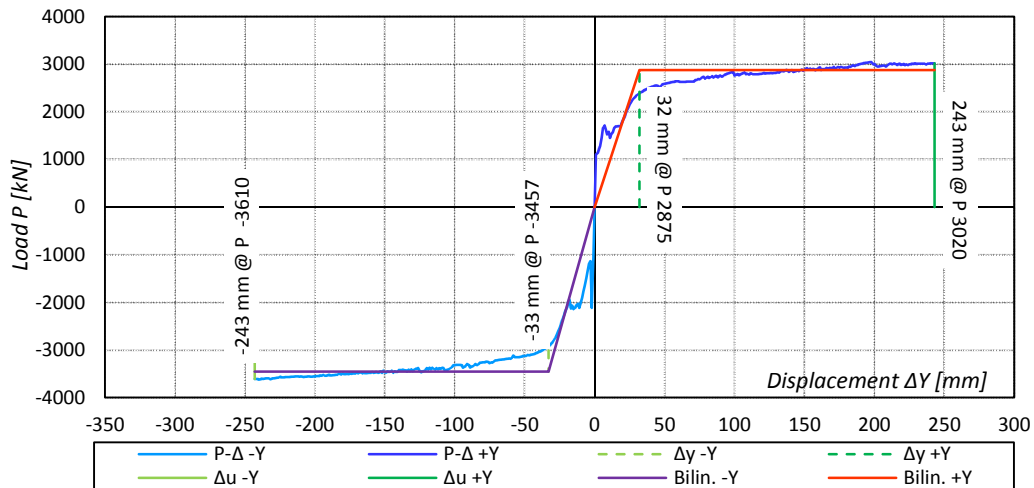


figura 3.66 – Bilinearizzazione della curva di capacità (nucleo a 3 piani semi-chiuso - PO 1°modo).

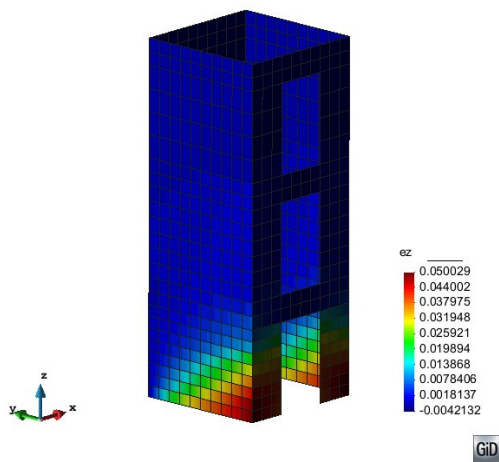


figura 3.67 – Determinazione deformazione ultima acciaio teso (nucleo a 3 piani semi-chiuso PO 1°modo +Y)

$$D_{u,acciaio} = 243.0 \text{ mm}$$

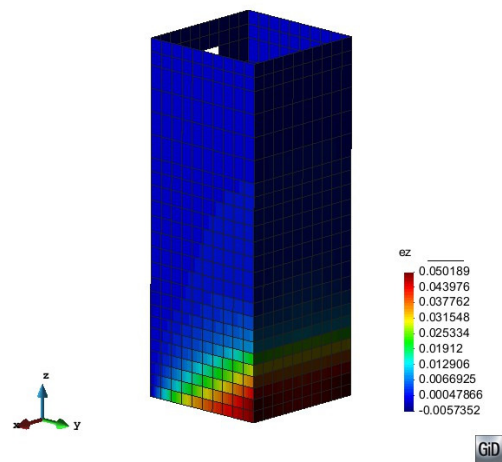


figura 3.68 – Determinazione deformazione ultima acciaio teso (nucleo a 3 piani semi-chiuso PO 1°modo -Y)

$$D_{u,acciaio} = -243.0 \text{ mm}$$

3.6.2.3.2 Analisi pushover uniforme

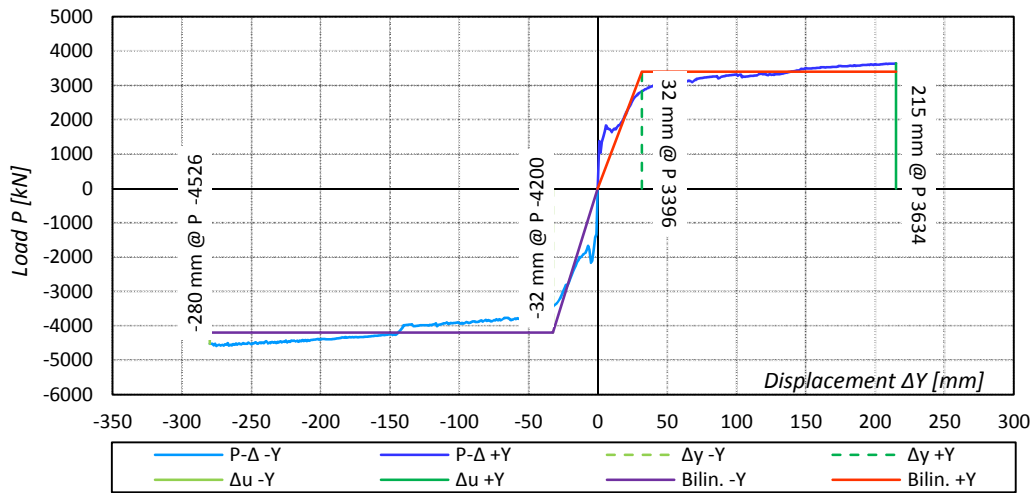


figura 3.69 – Bilinearizzazione della curva di capacità (nucleo a 3 piani semi-chiuso - PO uniforme)

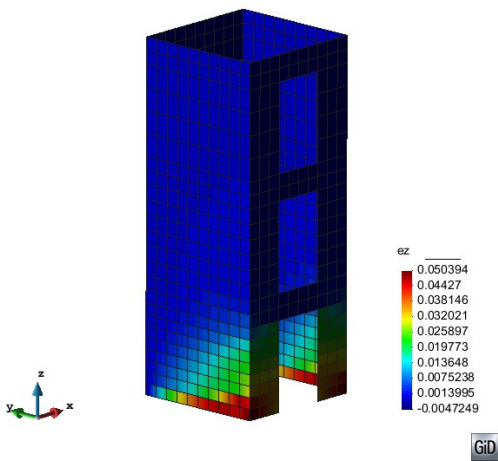


figura 3.70 – Determinazione deformazione ultima acciaio teso (nucleo a 3 piani semi-chiuso PO uniforme +Y)

$$D_{u,acciaio} = 215.0 \text{ mm}$$

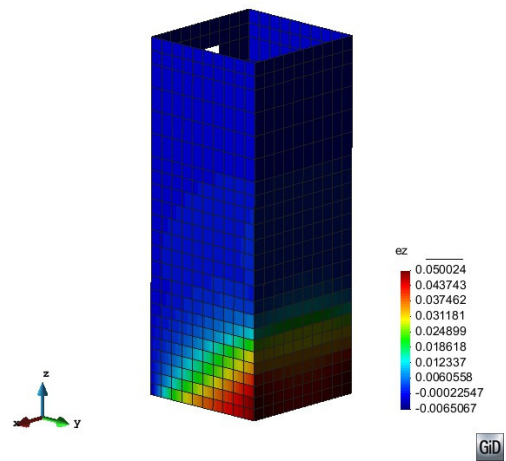


figura 3.71 – Determinazione deformazione ultima acciaio teso (nucleo a 3 piani semi-chiuso PO uniforme -Y)

$$D_{u,acciaio} = -280.0 \text{ mm}$$

3.6.2.4 Nucleo a 5 piani semi-chiuso

Il carico verticale dovuto al peso proprio del nucleo e quello dovuto ai carichi gravitazionali agenti a livello d’impalcato risulta pari a 3061.4 kN.

3.6.2.4.1 Analisi pushover 1° modo

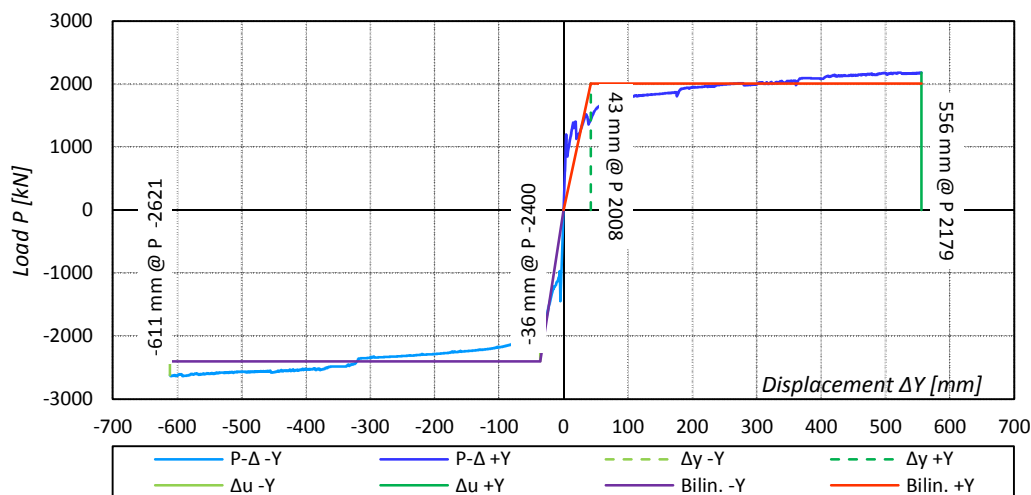


figura 3.72 – Bilinearizzazione della curva di capacità (nucleo a 5 piani semi- chiuso - PO 1°modo)

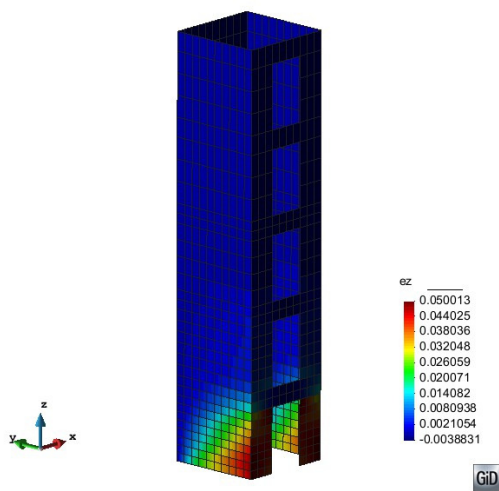


figura 3.73 – Determinazione deformazione ultima acciaio teso (nucleo a 5 piani semi-chiuso PO 1°modo +Y)

$$D_{u,acciaio} = 556.0 \text{ mm}$$

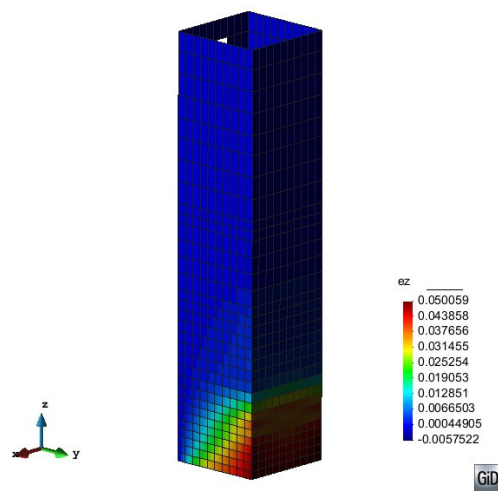


figura 3.74 – Determinazione deformazione ultima acciaio teso (nucleo a 5 piani semi-chiuso PO 1°modo -Y)

$$D_{u,acciaio} = -611.0 \text{ mm}$$

3.6.2.4.2 Analisi pushover uniforme

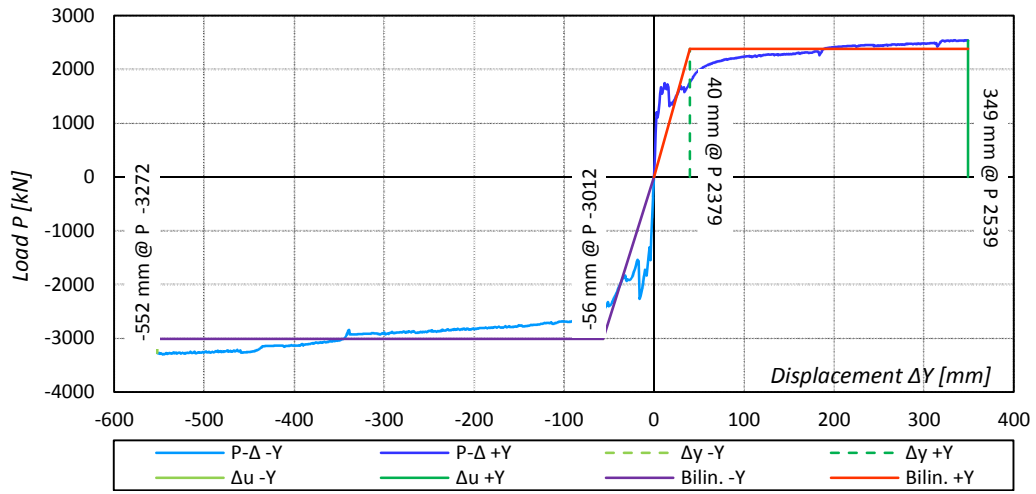


figura 3.75 – Bilinearizzazione della curva di capacità (nucleo a 5 piani semi-chiuso - PO uniforme)

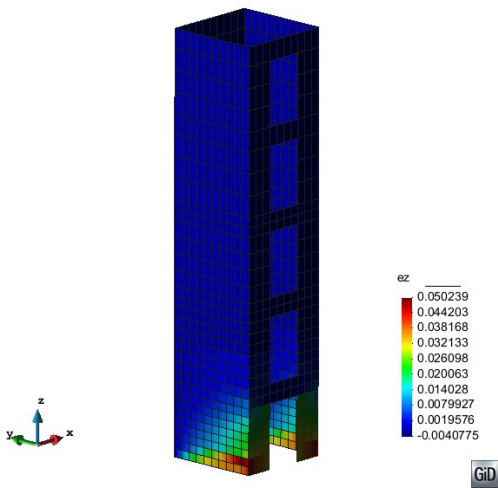


figura 3.76 – Determinazione deformazione ultima acciaio teso (nucleo a 5 piani semi-chiuso PO uniforme +Y)

$$D_{u,acciaio} = 349.0 \text{ mm}$$

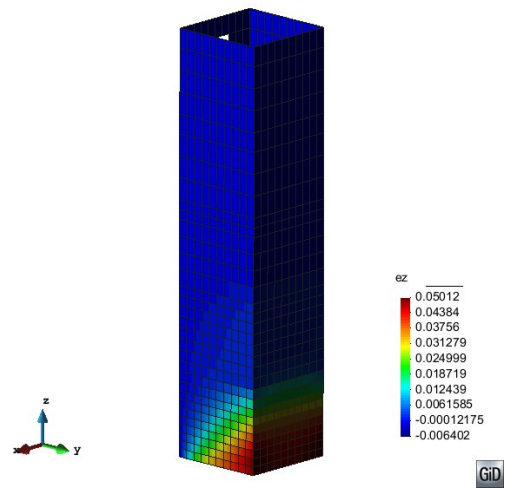


figura 3.77 – Determinazione deformazione ultima acciaio teso (nucleo a 5 piani semi-chiuso PO uniforme -Y)

$$D_{u,acciaio} = -552.0 \text{ mm}$$

3.6.2.5 Riepilogo dei risultati ottenuti per i nuclei analizzati

Si riporta di seguito in tabella 3.20 il riepilogo dei limiti che si sono ottenuti per i nuclei analizzati. Sono evidenziati i limiti significativi (nel verso +Y e -Y): il limite a snervamento è ricavato dall'analisi *pushover 1° modo* mentre il limite a collasso dall'analisi *pushover uniforme*. Sono distinti gli spostamenti di collasso corrispondenti alla rottura fragile del calcestruzzo e a quella duttile delle barre di acciaio tese: sono evidenziati i limiti significativi.

tabella 3.20 – Limiti a snervamento e collasso per i nuclei esaminati

Nucleo	Analisi	D_y [mm]	$D_{u,cls}$ [mm]	$D_{u,acciaio}$ [mm]
3p. aperto	1°modo +Y	22.4	-	240.0
	uniforme +Y	33.7	-	221.0
	1°modo -Y	-33.9	-193.0	-326.0
	uniforme -Y	-32.1	-182.4	-215.0
5p. aperto	1°modo +Y	24.2	-	603.0
	uniforme +Y	24.0	-	575.0
	1°modo -Y	-30.0	-274.2	-547.0
	uniforme -Y	-20.2	-250.1	-552.0
3p. semi-chiuso	1°modo +Y	32.0	-	243.0
	uniforme +Y	31.7	-	215.0
	1°modo -Y	-33.0	-	-243.0
	uniforme -Y	-32.3	-	-280.0
5p. semi-chiuso	1°modo +Y	42.6	-	556.0
	uniforme +Y	39.8	-	349.0
	1°modo -Y	-36.1	-	-611.0
	uniforme -Y	-56.5	-	-552.0

Dall'osservazione dei risultati si può notare come il limite ultimo per i nuclei indicati come *semi-chiusi* sia determinato dal raggiungimento della deformazione ultima per le barre di armatura. I valori ricavati per $D_{u,acciaio}$ sono stati confrontati con quelli stimabili da calcolazioni analitiche. Il confronto si è dimostrato attendibile.

3.7 Analisi dinamiche non lineari

Le analisi dinamiche non lineari dei casi studio descritti hanno portato all'individuazione dell'accelerazione massima al suolo PGA che determina il raggiungimento dei limiti di snervamento e collasso dell'edificio come definiti al paragrafo 3.6. Si indicherà in seguito con PGA_y e PGA_u la minore delle accelerazioni che inducono rispettivamente lo snervamento ed il collasso su almeno uno degli elementi resistenti.

3.7.1 Generazione degli accelerogrammi spettro-compatibili

Per l'esecuzione delle analisi dinamiche non lineari si sono generati 3 accelerogrammi artificiali spettrocompatibili, della durata ciascuno di 10s, dei quali 8s costituiscono la parte pseudo-stazionaria.

Lo spettro di riferimento è conforme a quello proposto dall'Eurocodice 8 [3.7] e ripreso dalle NTC08 [3.3]. Nello specifico si è assunto un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ del 5%, suolo D e coefficiente topografico T1. Lo spettro da cui si sono ricavati gli accelerogrammi è stato scalato a PGA unitaria (figura 3.78).

Tutte le analisi sono state condotte con azione sismica applicata in direzione Y, in modo tale da massimizzare le azioni torsionali sui nuclei quando eccentrici.

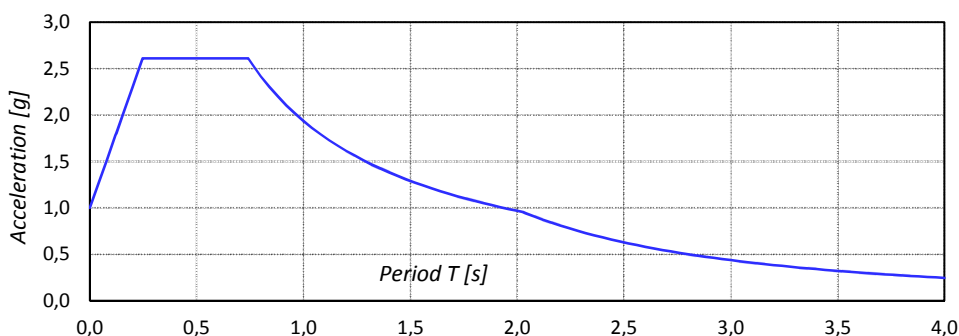
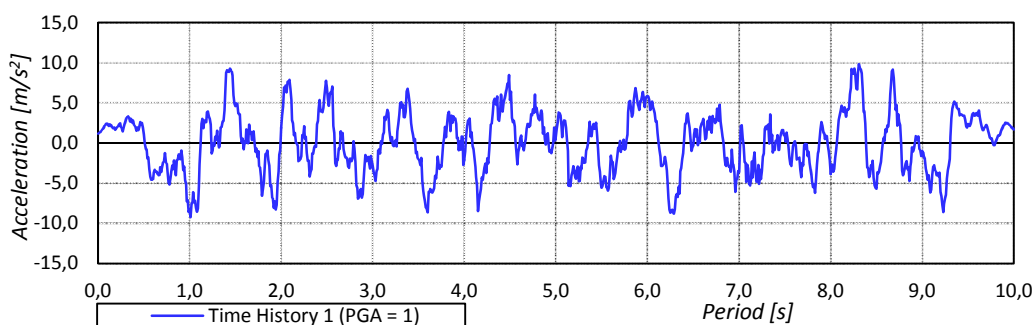


figura 3.78 – Spettro di risposta elastico, scalato con PGA unitaria, conforme a EC8 [3.7] (suolo D, coefficiente T1, $\xi = 5\%$)



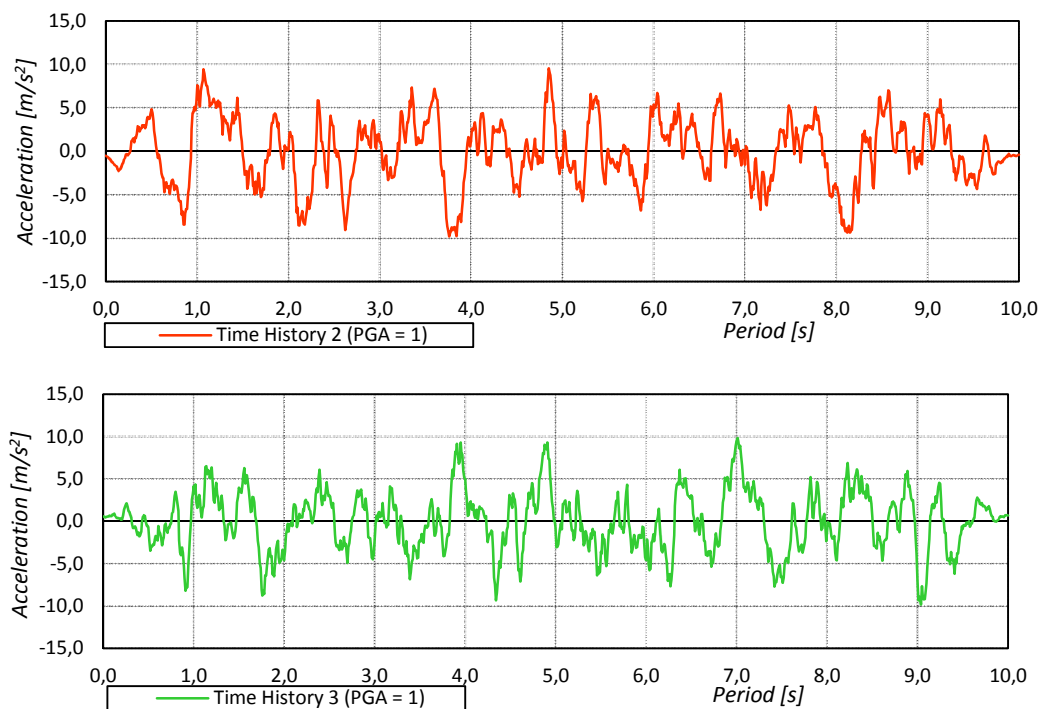


figura 3.79 – Accelerogrammi spettro-compatibili (PGA=1 g)

3.7.2 Semplificazione assunta nelle analisi non lineari

In fase di modellazione è stata assunta l'ipotesi semplificativa per la modellazione dei telai, di *beam* elastici lineari anziché *beam* a fibre come si era fatto in fase di definizione degli spostamenti limite (si veda paragrafo 3.6.1). Questa scelta è apparsa giustificabile dall'osservazione dei primi risultati ottenuti. Lo snervamento del nucleo, infatti, si verificava sempre prima dello snervamento del telaio. Inoltre la rottura a taglio del telaio avviene per livelli di spostamento D_{uT} non significativamente maggiori di quelli di snervamento D_y , quindi senza che il telaio sia interessato da comportamenti non lineari significativi. Pertanto, per l'intervallo compreso tra $D_{y,telaio}$ e $D_{u,telaio}$ si è ritenuto accettabile l'ipotesi di comportamento elastico lineare del telaio in quanto non modifica sostanzialmente il comportamento dell'edificio nel complesso. Tale assunzione ha consentito di semplificare notevolmente il modello numerico e di velocizzare le analisi. Inoltre ha consentito di studiare il comportamento ultimo del nucleo, che si avrebbe perso nel caso di perdita di convergenza dell'analisi numerica indotta dalla rottura prematura dei telai.

Per travi e pilastri modellati con elementi *beam* lineari si è utilizzato un modulo elastico equivalente ridotto tale da riprodurre la pendenza elastica della curva di capacità bilinearizzata del telaio.

Un'ulteriore ipotesi semplificativa, è stata quella di assumere come vincolo alla base del nucleo un incastro perfetto, senza pertanto considerare una possibile interazione terreno-struttura. Tale ipotesi risulta veritiera per strutture che presentano un piano interrato sufficientemente rigido da poter considerare il nucleo incastrato a livello dell'impalcato di tale piano. Mentre sarebbe poco attendibile per strutture in cui il nucleo emerga da fondazioni superficiali flessibili.

Per quanto riguarda le modalità di applicazione dei criteri di snervamento e collasso individuati al paragrafo 3.6, si sono considerati gli effetti torsionali indotti nella struttura. Le lame che costituiscono il nucleo presentano infatti, in generale, spostamenti differenti in direzione Y , indotti da un moto che non è

puramente traslazionale ma anche rotazionale. Per un confronto in termini di capacità globale di resistenza è possibile comunque considerare uno spostamento medio ottenuto sulle singole lame e verificare che ci sia corrispondenza con il comportamento determinato dalle *analisi pushover*. Per stabilire, invece, quando siano raggiunti i limiti di snervamento e collasso, si preferisce osservare lo spostamento della lama più deformata. I limiti di spostamento da utilizzare in questo caso sono, di fatto, gli stessi individuati per il nucleo nel suo complesso (come si può facilmente osservare eseguendo un'*analisi pushover* sulla singola lama e bilinearizzando la *curva di capacità*). Nel seguito s'indicheranno con L_{y1} e L_{y2} le due lame poste parallelamente all'azione del sisma, dove L_{y1} è la prima da sinistra osservando la pianta dell'edificio (figura 3.1).

Si riportano, nei paragrafi successivi, i risultati ottenuti dalle analisi dinamiche non lineari (NLTD: *non linear transient dynamic*) e i valori di accelerazioni per gli stati limite considerati.

Per quanto riguarda i confronti concernenti il comportamento dei nuclei, si precisa fin d'ora che si avrà modo di notare una non perfetta corrispondenza in termini di taglio resistente tra i risultati forniti dai due tipi di analisi non lineari (statiche e dinamiche). Ovvero la curva carico-spostamento ottenuta con l'analisi pushover non involuppa i cicli di isteresi forniti dalle analisi dinamiche. Peraltro tale evenienza è normalmente osservata. Nell'analisi dinamica infatti, per gli effetti inerziali, vi può essere sfasamento temporale fra massimo spostamento in sommità e taglio alla base. Inoltre l'analisi dinamica può fornire una distribuzione verticale delle forze inerziali diversa da quella assunta nell'analisi di pushover. Il rapporto Momento/Taglio alla base del nucleo assume nell'analisi dinamica valori variabili nel tempo. Quando la risultante delle forze orizzontali si colloca, in qualche istante, sotto la posizione che essa ha con la distribuzione delle azioni assunta nelle analisi pushover i nuclei possono essere soggetti a tagli sollecitanti più elevati alla base a parità di resistenza flessionale che comanda la rottura dei nuclei. Quando i due tipi di analisi non lineari vengono confrontati in termini di curve di capacità e cicliche $M - \Delta$, dove M corrisponde al momento flettente generato alla base e Δ lo spostamento del punto di controllo, si ha difatti una sostanziale coincidenza di risultati.

Sono state eseguite analisi dinamiche non lineari scalando i valori dell'accelerogramma spettro-compatibile in modo tale che il valore massimo dell'accelerazione al suolo PGA passasse da 0.10g a 1.10g con scarti di 0.10g. Laddove necessario, questo incremento è stato ridotto a 0.05g. Ciò ha permesso una maggiore precisione nell'individuazione dell'accelerazione che corrisponde al raggiungimento di un determinato spostamento limite. Nei paragrafi successivi si riportano solamente i risultati delle analisi significative ai fini della determinazione del fattore di struttura. Tutti i risultati riportati sono stati ottenuti mediando i risultati dei tre accelerogrammi impiegati.

3.7.3 Caso studio 1

3.7.3.1 Snervamento del nucleo - $PGA = 0.30g$

All'accelerazione $PGA = 0.30 g$, mediata tra i tre accelerogrammi utilizzati, corrisponde lo snervamento del nucleo. In tabella 3.21 sono riportati gli spostamenti massimi ottenuti in direzione Y sulle due lame orientate nella medesima direzione (L_{y1} e L_{y2}). Il confronto con i limiti ottenuti per i nuclei (paragrafo 0) stabilisce lo stato della singola lama e quindi del nucleo (elastico, snervato, collasso).

tabella 3.21 – Spostamenti massimi medi nucleo in direzione Y : $PGA = 0.30g$

Lama	Verso di spost.	Spost. max medio [mm]	Stato lama	Stato nucleo
L_{y1}	+Y	24.1	Snervata	Snervato
	-Y	-10.0	Elastica	
L_{y2}	+Y	24.1	Snervata	
	-Y	-10.0	Elastica	

In figura 3.80 e figura 3.81 si riportano rispettivamente il taglio e il momento ottenuti alla base del nucleo. Lo spostamento in ascissa è quello medio tra le lame, ottenuto in sommità.

In figura 3.82 si riporta un'immagine ottenuta dal *postprocessamento* eseguito con il software *GiD* [3.8]. L'immagine fornisce il danneggiamento a compressione del calcestruzzo del nucleo, al termine dell'azione sismica. Si ha un lieve accenno di inizio danneggiamento sugli angoli delle lame sul lato aperto del nucleo.

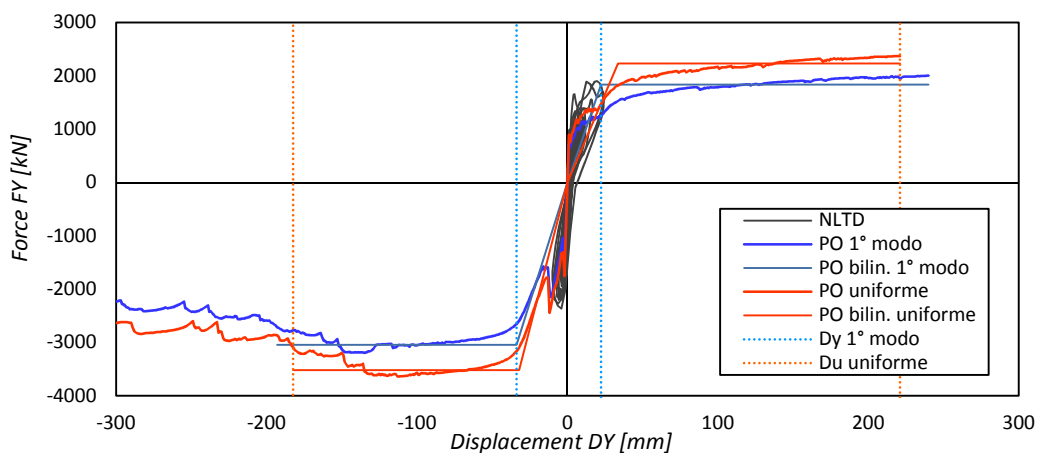


figura 3.80 – Caso studio 1 (Time History1 - $PGA = 0.30g$): taglio alla base del nucleo

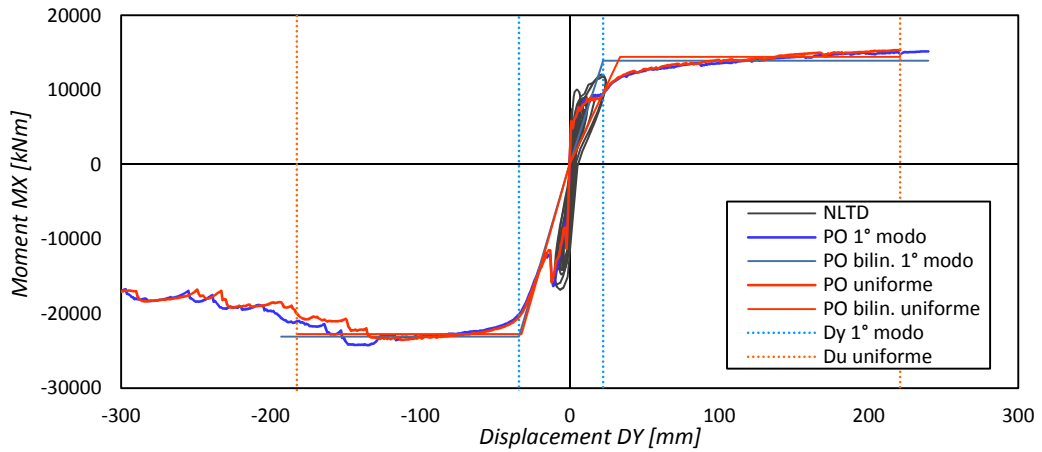


figura 3.81 – Caso studio 1 (Time History1 - PGA = 0.30g): momento alla base del nucleo

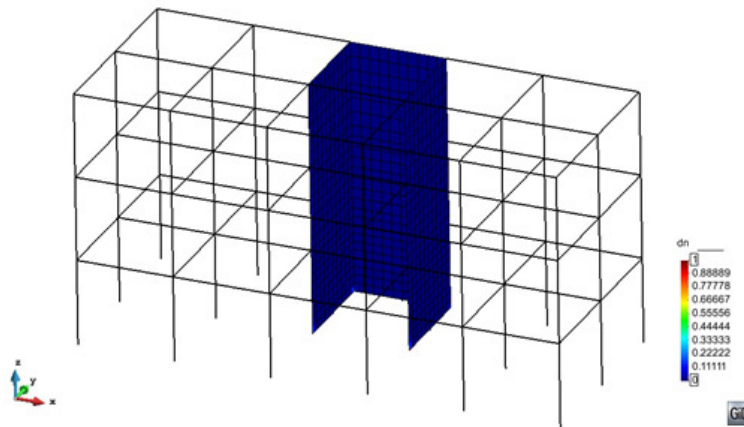


figura 3.82 – Caso studio 1 (Time History1 - PGA = 0.30g): danno a compressione sul nucleo

3.7.3.2 Snervamento del telaio - PGA = 0.65g

All'accelerazione al suolo $PGA = 0.65 g$ corrisponde lo snervamento del telaio. In figura 3.83 e in figura 3.84 si riporta il taglio alla base ottenuto rispettivamente per il telaio T_{ya} e per il telaio T_{yb} . Come si può osservare, entrambi sono snervati, poiché lo spostamento massimo raggiunto supera il limite D_y .

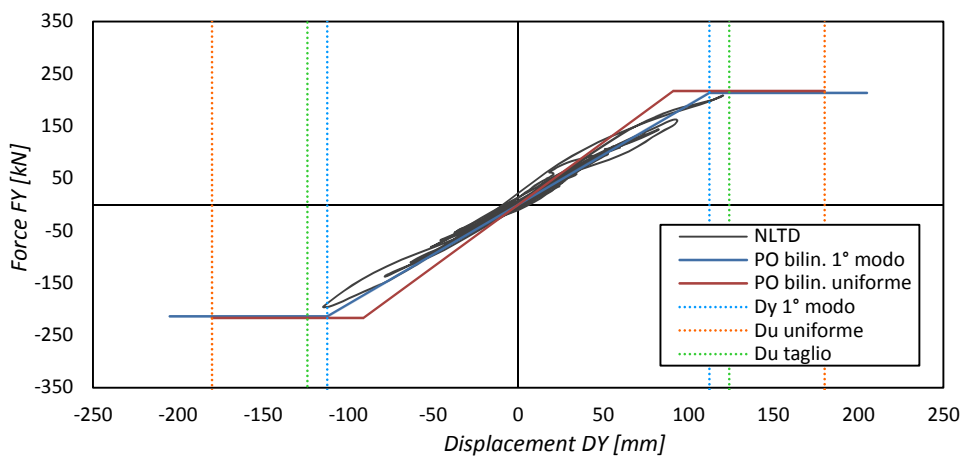


figura 3.83 – Caso studio 1 (Time History1 - PGA = 0.65g): taglio alla base del telaio T_{ya}

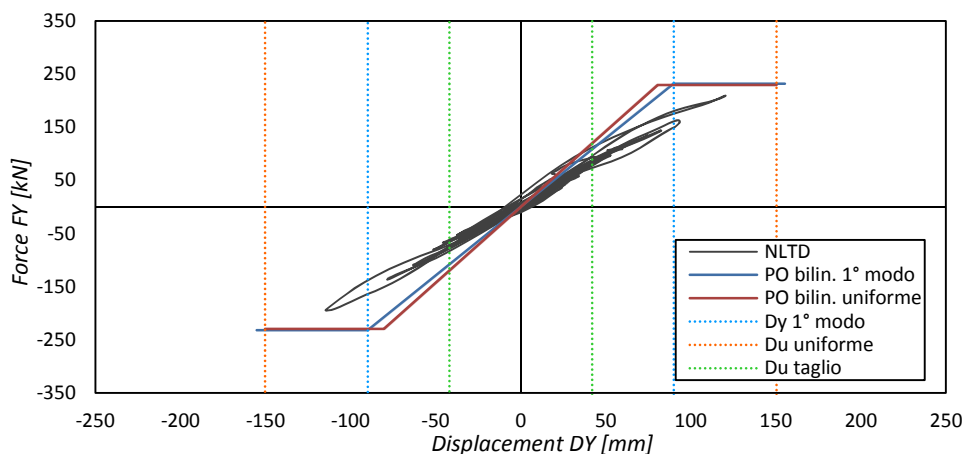


figura 3.84 – Caso studio 1 (Time History1 - PGA = 0.65g): taglio alla base del telaio Tyb

3.7.3.3 Collasso del telaio - PGA = 0.75g

All'accelerazione massima al suolo $PGA = 0.75 g$ corrisponde il collasso del telaio. In figura 3.85 e in figura 3.86 si riporta il taglio alla base ottenuto rispettivamente per il telaio T_{ya} e per il telaio T_{yb} . Il collasso avviene sul telaio T_{yb} , poiché lo spostamento massimo supera il limite D_u .

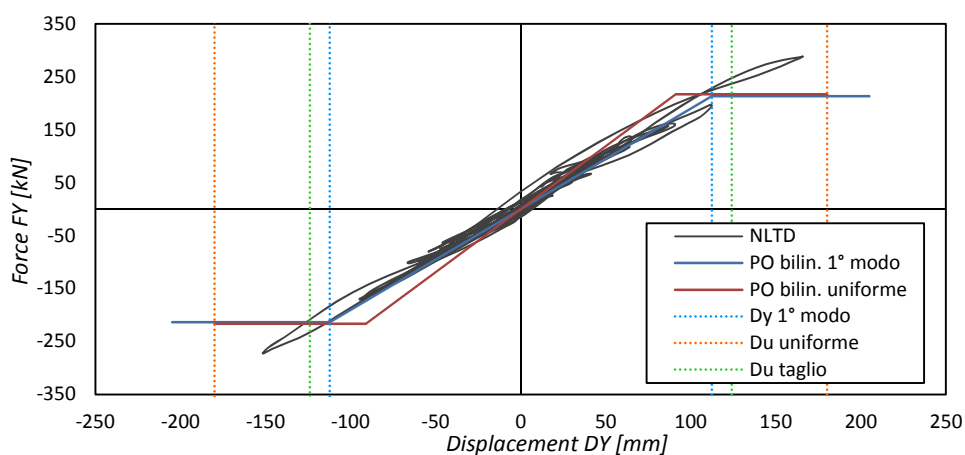


figura 3.85 – Caso studio 1 (Time History1 - PGA = 0.75g): taglio alla base del telaio Tya

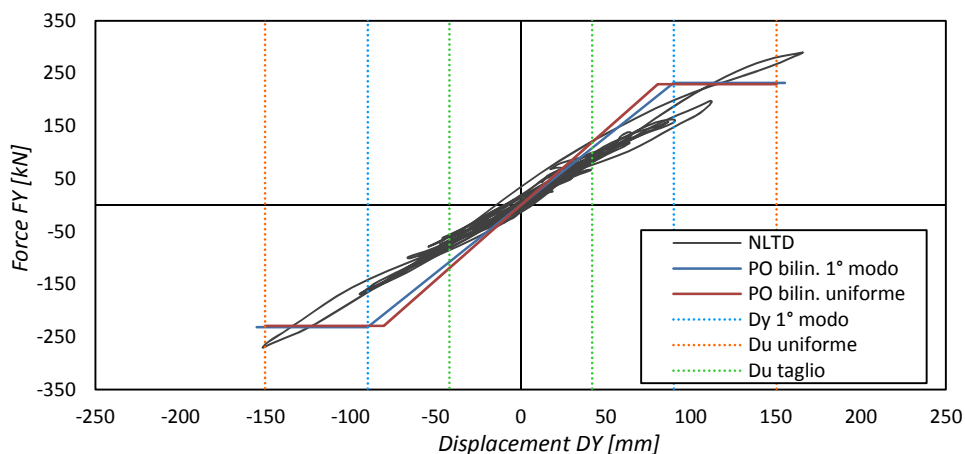


figura 3.86 – Caso studio 1 (Time History1 - PGA = 0.75g): taglio alla base del telaio Tyb

Essendo l'edificio giunto a collasso, si ritiene opportuno riportare gli spostamenti e lo stato raggiunto dal nucleo in questa situazione.

In tabella 3.22 si riportano gli spostamenti massimi ottenuti in direzione Y sulle due lame orientate nella medesima direzione (L_{y1} e L_{y2}). Il confronto con i limiti ottenuti per i nuclei (paragrafo 0) stabilisce lo stato della singola lama e quindi del nucleo (elastico, snervato, collasso).

tabella 3.22 – Spostamenti massimi nucleo in direzione Y: $PGA = 0.75g$

Lama	Verso di spost.	Spost. max medi [mm]	Stato lama	Stato nucleo
L_{y1}	+Y	165.9	Snervata	Snervato
	-Y	-151.8	Snervata	
L_{y2}	+Y	165.9	Snervata	
	-Y	-151.8	Snervata	

In figura 3.87 e in figura 3.88 si riportano rispettivamente il taglio e il momento ottenuti alla base del nucleo. Lo spostamento in ascissa è quello, medio tra le lame, ottenuto in sommità.

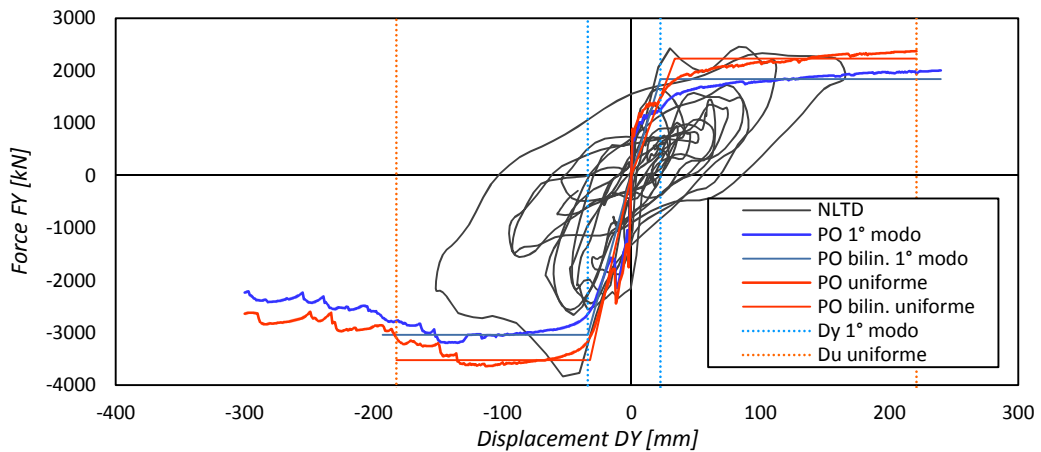


figura 3.87 – Caso studio 1 (Time History1 - $PGA = 0,75g$): taglio alla base del nucleo

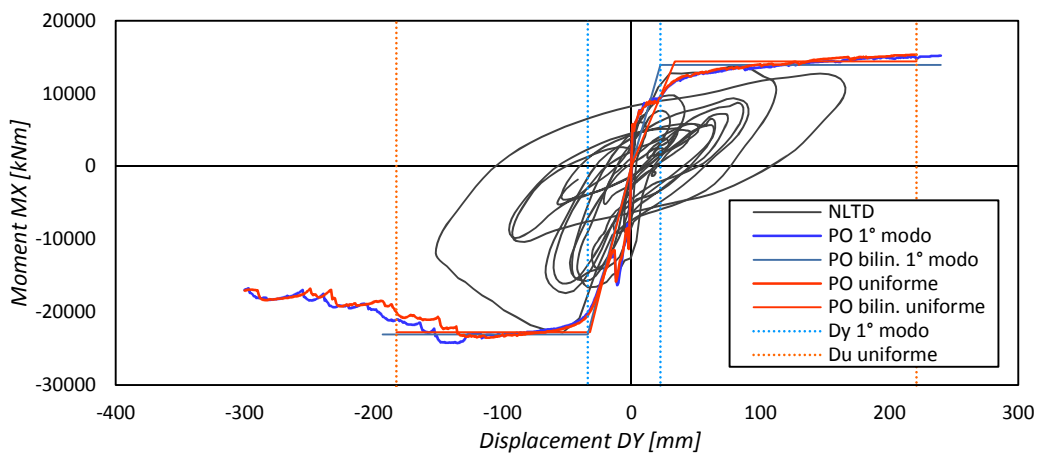


figura 3.88 – Caso studio 1 (Time History1 - $PGA = 0.75g$): momento alla base del nucleo

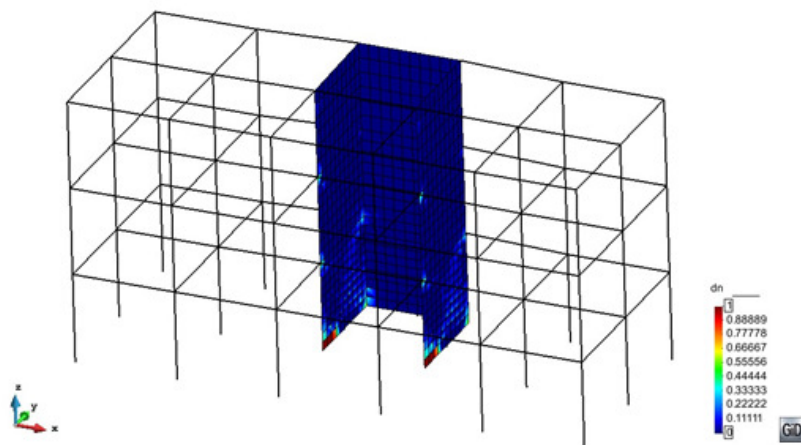


figura 3.89 – Caso studio 1 (Time History1 - PGA = 0.75g): danneggiamento a compressione sul nucleo

3.7.3.4 Collasso del nucleo - PGA = 0.90g

All'accelerazione massima al suolo $PGA = 0.90g$ corrisponde il collasso del nucleo.

Si noti, in tabella 3.23, che entrambe le lame raggiungono lo spostamento D_u , che ne determina il collasso, nel verso $-Y$. Ciò è implicito se si considera il comportamento puramente flessionale dell'edificio considerato.

tabella 3.23 – Spostamenti massimi nucleo in direzione Y: PGA = 0.90g

Lama	Verso di spost.	Spost. max medi [mm]	Stato lama	Stato nucleo
L_{y1}	+Y	208.2	Snervata	Collasso
	-Y	-189.9	Collasso	
L_{y2}	+Y	208.2	Snervata	
	-Y	-189.9	Collasso	

In figura 3.90 e in figura 3.91 si riportano rispettivamente il taglio e il momento ottenuti alla base del nucleo. Lo spostamento in ascissa è quello, medio tra le lame, ottenuto in sommità. Si noti come l'incongruenza tra le analisi statiche e dinamiche sia più evidente con accelerazioni alla base PGA maggiori.

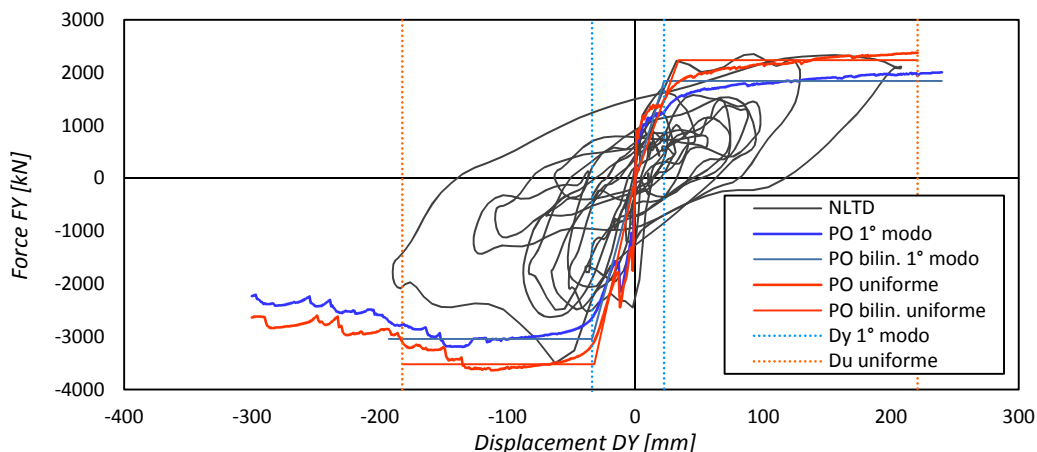


figura 3.90 – Caso studio 1 (Time History1 - PGA = 0.90g): taglio alla base del nucleo

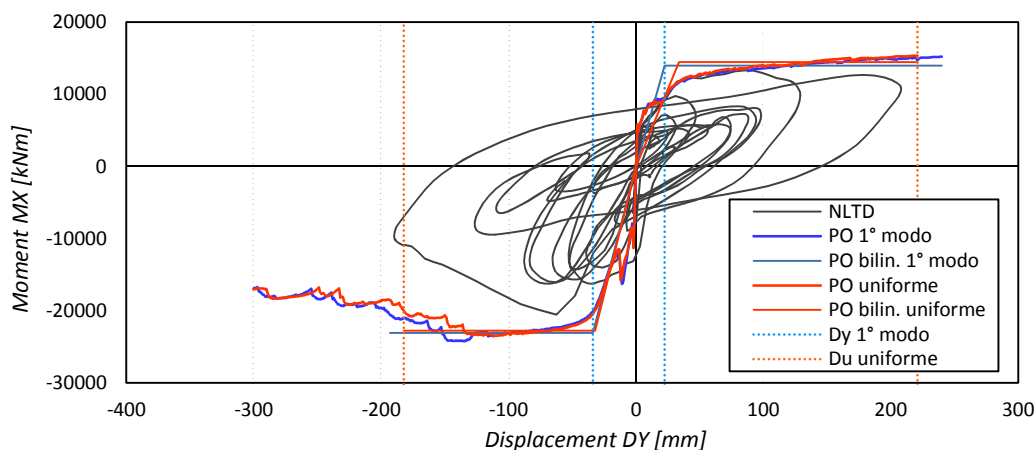


figura 3.91 – Caso studio 1 (Time History1 - PGA = 0.90g): momento alla base del nucleo

In figura 3.92 si riporta il danneggiamento a compressione del calcestruzzo del, al termine dell'azione sismica. Si noti come si possa ritenere adeguata la scelta di considerare il nucleo in stato di collasso, osservando il notevole danneggiamento riportato sul calcestruzzo alla base della lame.

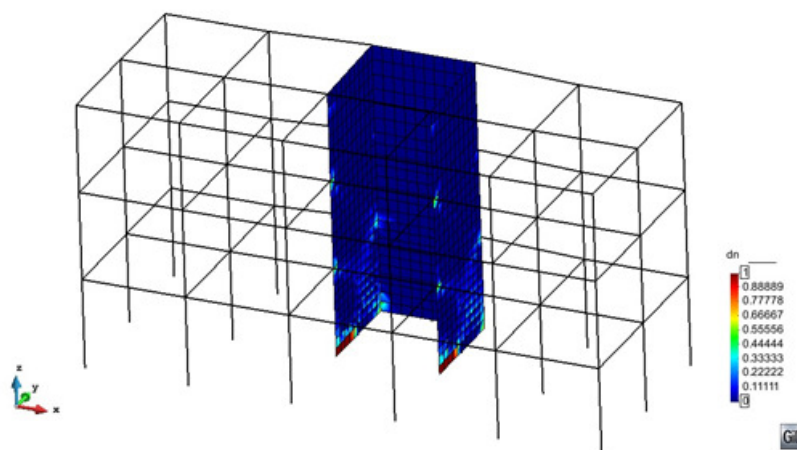


figura 3.92 – Caso studio 1 (Time History1 - PGA = 0.90g): danneggiamento a compressione sul nucleo

3.7.3.5 Rottura a taglio del telaio - PGA = 0.50g

Nei paragrafi precedenti, non si era ancora detto nulla a proposito dello spostamento limite per raggiungimento del taglio resistente massimo, problema del quale si è già discusso nel riepilogo delle analisi pushover eseguite sui telai. Tenuta in considerazione questa limitazione, all'accelerazione massima al suolo $PGA = 0.50 g$ corrisponde la rottura a taglio del telaio. In figura 3.93 e in figura 3.94 si riporta il taglio alla base ottenuto rispettivamente per il telaio T_{ya} e per il telaio T_{yb} . Il limite è raggiunto sul telaio T_{yb} , maggiormente sollecitato dai carichi gravitazionali.

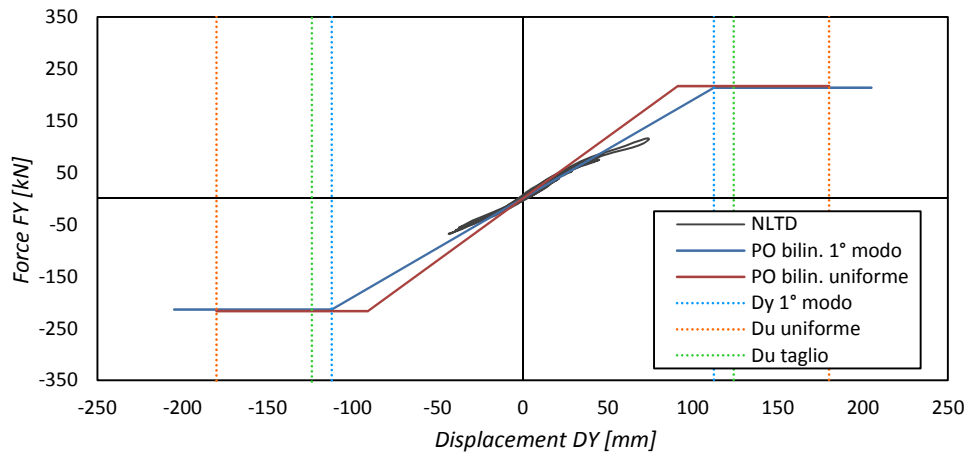


figura 3.93 – Caso studio 1 (Time History1 - PGA = 0.50g): taglio alla base del telaio Tya

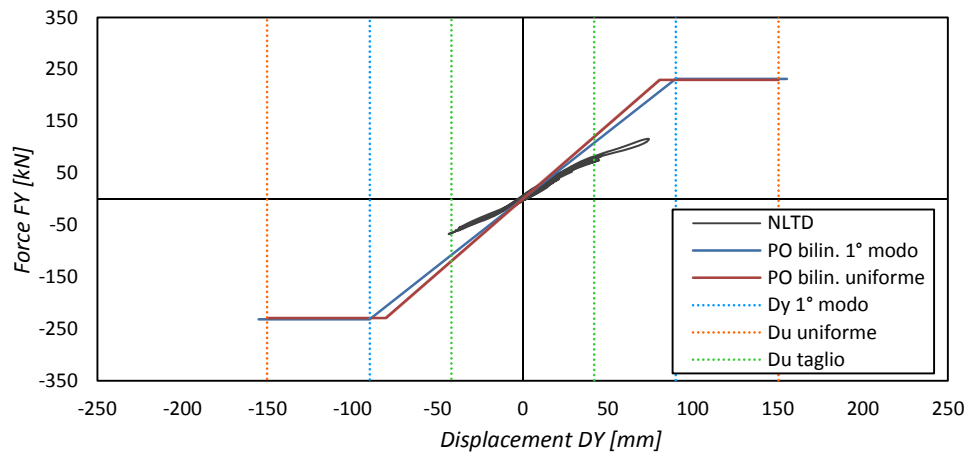


figura 3.94 – Caso studio 1 (Time History1 - PGA = 0.50g): taglio alla base del telaio Tyb

3.7.4 Caso studio 2

Le analisi sono state condotte con le stesse modalità discusse per il *caso studio 1* a cui si rimanda.

3.7.4.1 Snervamento del nucleo - $PGA = 0.25g$

All'accelerazione massima al suolo $PGA = 0.25g$ corrisponde lo snervamento del nucleo.

tabella 3.24 – Spostamenti massimi nucleo in direzione Y: $PGA = 0.25g$

Lama	Verso di spost.	Spost. max medi [mm]	Stato lama	Stato nucleo
L_{y1}	+Y	25.3	Snervata	Snervato
	-Y	-20.7	Elastica	
L_{y2}	+Y	24.3	Snervata	
	-Y	-15.8	Elastica	

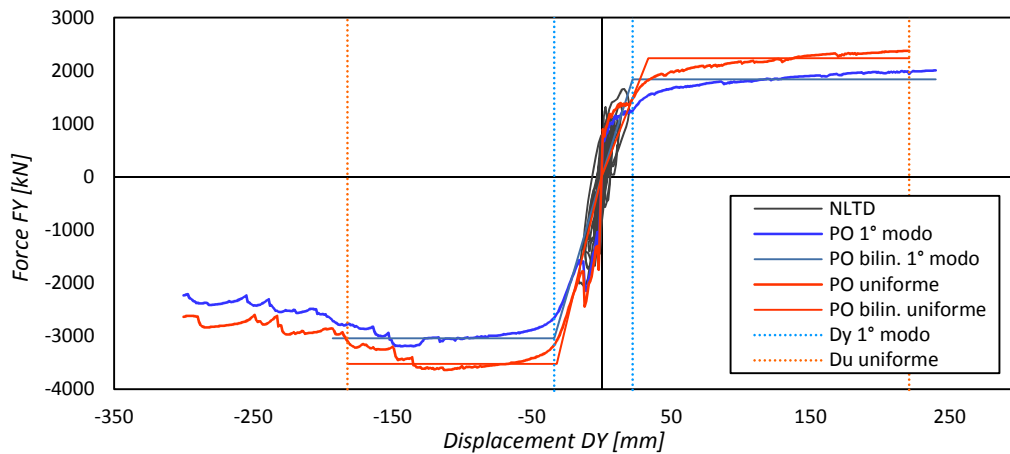


figura 3.95 – Caso studio 2 (Time History1 - $PGA = 0.25g$): taglio alla base del nucleo

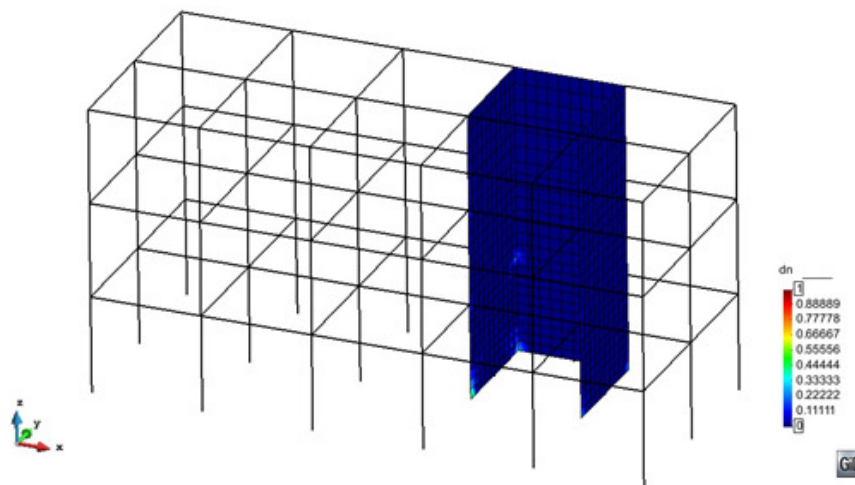


figura 3.96 – Caso studio 2 (Time History1 - $PGA = 0.25g$): danno a compressione sul nucleo

3.7.4.2 Collasso del telaio - $PGA = 0.45g$

All'accelerazione massima al suolo $PGA = 0.45g$ corrisponde il collasso del telaio. In figura 3.97 e in figura 3.98 si riporta il taglio alla base ottenuto rispettivamente per il telaio T_{ya} e per il telaio T_{yb} . Il collasso avviene su entrambi i telai, poiché lo spostamento massimo supera il limite D_u .

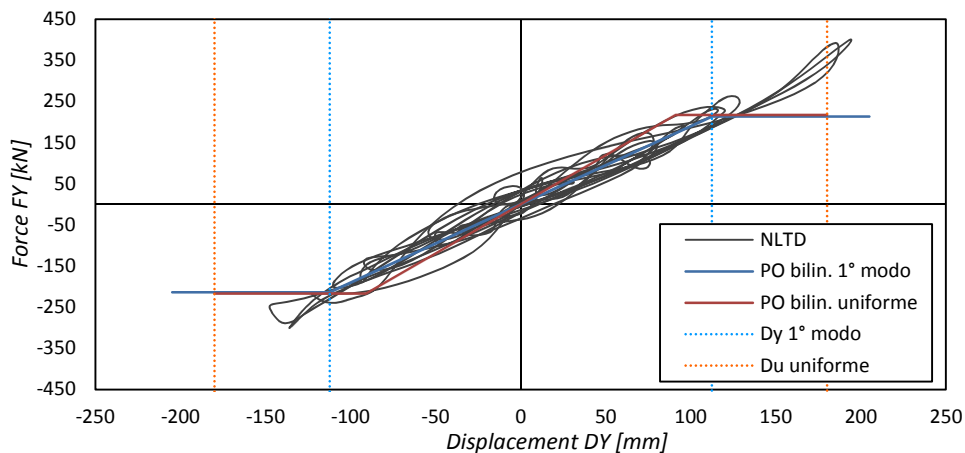


figura 3.97 – Caso studio 2 (Time History1 - $PGA = 0.45g$): taglio alla base del telaio T_{ya}

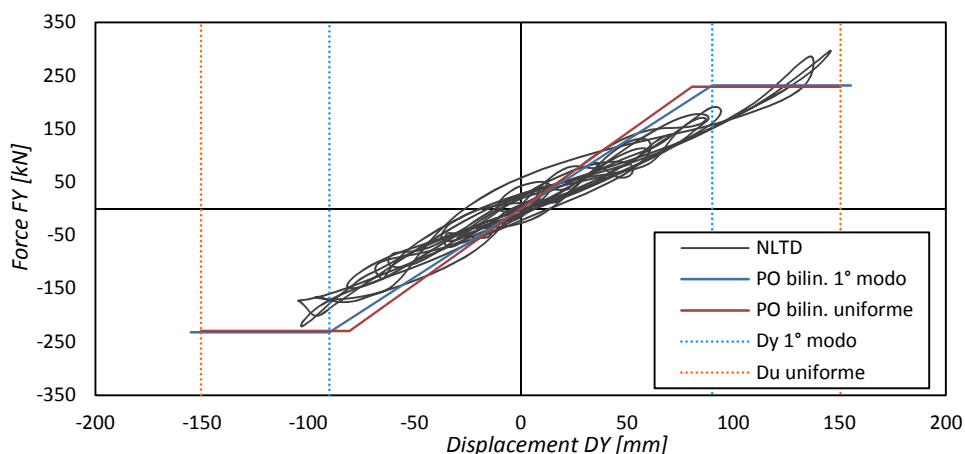


figura 3.98 – Caso studio 2 (Time History1 - $PGA = 0.45g$): taglio alla base del telaio T_{yb}

Essendo l'edificio giunto a collasso, si ritiene opportuno riportare gli spostamenti e lo stato raggiunto dal nucleo in questa situazione.

In tabella 3.25 si riportano gli spostamenti massimi ottenuti in direzione Y sulle due lame orientate nella medesima direzione (L_{y1} e L_{y2}).

tabella 3.25 – Spostamenti massimi nucleo in direzione Y : $PGA = 0.45g$

Lama	Verso di spost.	Spост. max medi [mm]	Stato lama	Stato nucleo
L_{y1}	+Y	49.6	Snervata	Snervato
	-Y	-52.2	Snervata	
L_{y2}	+Y	50.7	Snervata	
	-Y	-37.7	Snervata	

In figura 3.99 e in figura 3.100 si riportano rispettivamente il taglio e il momento ottenuti alla base del nucleo. Lo spostamento in ascissa è quello, medio tra le lame, ottenuto in sommità.

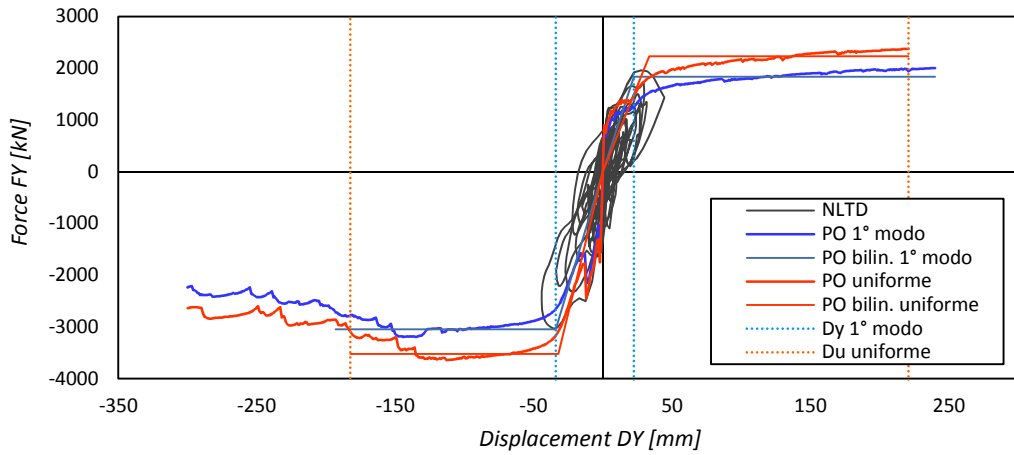


figura 3.99 – Caso studio 2 (PGA = 0.45g): taglio alla base del nucleo

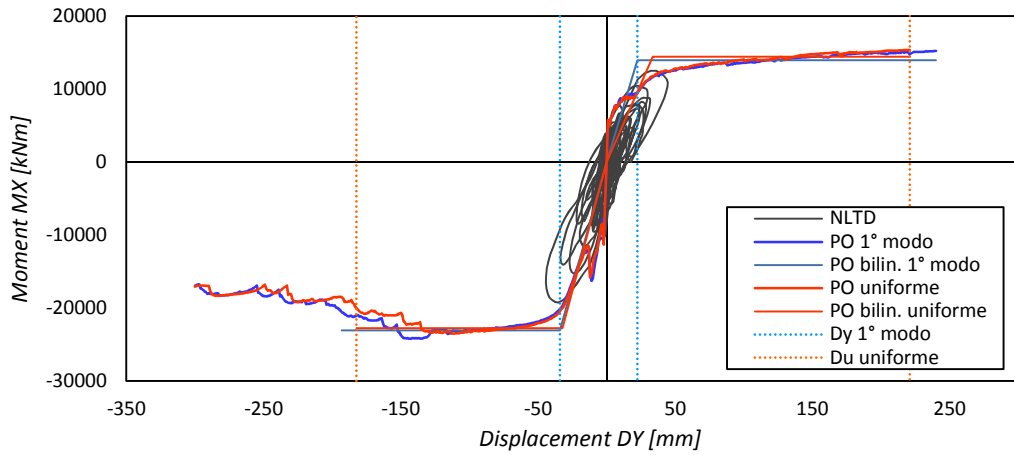


figura 3.100 – Caso studio 2 (PGA = 0.45g): momento alla base del nucleo

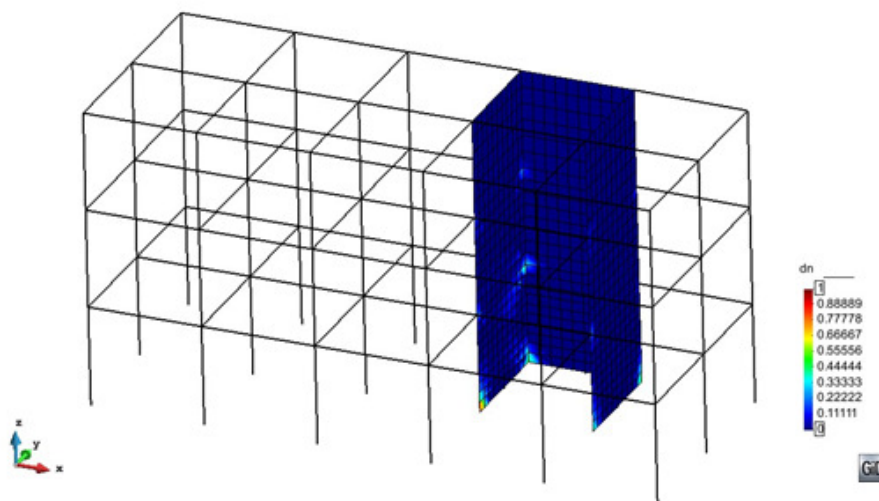


figura 3.101 – Caso studio 2 (Time History1 - PGA = 0.45g): danneggiamento a compressione sul nucleo

3.7.4.3 Collasso del nucleo - $PGA = 1.00g$

All'accelerazione massima al suolo $PGA = 1.00g$ corrisponde il collasso del nucleo. Si noti, in tabella 3.26, che solo la lama L_{y1} ha raggiunto lo spostamento D_u , che ne determina il collasso, nel verso $-Y$.

tabella 3.26 – Spostamenti massimi nucleo in direzione Y: $PGA = 1.00g$

Lama	Verso di spost.	Spost. max medi [mm]	Stato lama	Stato nucleo
L_{y1}	+Y	200.3	Snervata	Collasso
	-Y	-195.7	Collasso	
L_{y2}	+Y	144.4	Snervata	
	-Y	-134.5	Snervata	

In figura 3.102 si riporta il taglio ottenuto alla base del nucleo. Lo spostamento in ascissa è quello, medio tra le lame, ottenuto in sommità.

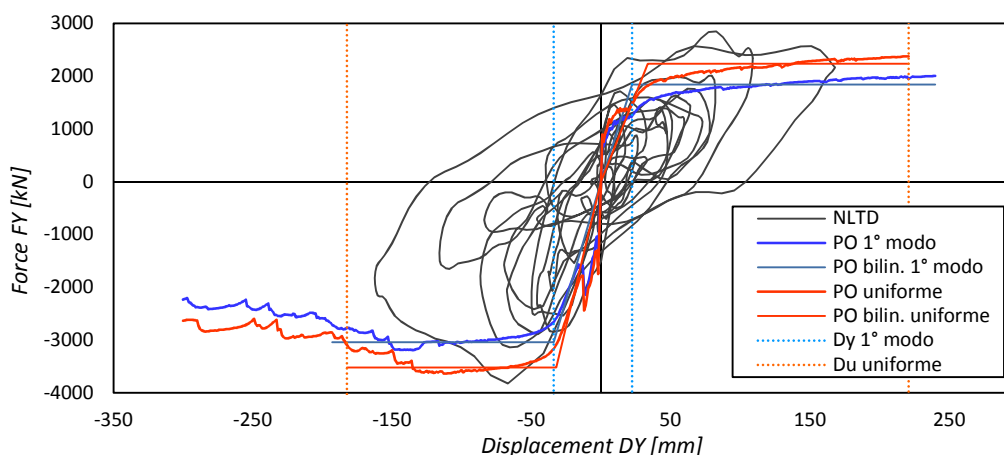


figura 3.102 – Caso studio 2 (Time History1 - $PGA = 1.00g$): taglio alla base del nucleo

Si noti, in figura 3.103, come si possa ritenere adeguata la scelta di considerare il nucleo in stato di collasso, osservando il danneggiamento riportato sul calcestruzzo alla base della lame.

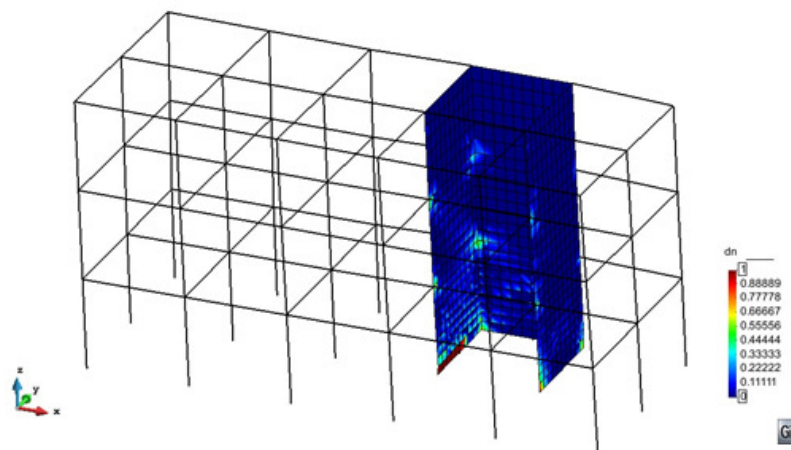


figura 3.103 – Caso studio 2 (Time History1 - $PGA = 1.00g$): danneggiamento a compressione sul nucleo

3.7.4.4 Rottura a taglio del telaio - PGA = 0.25g

In figura 3.104 e in figura 3.105 si riporta il taglio alla base ottenuto rispettivamente per il telaio T_{ya} e per il telaio T_{yb} . Il limite è raggiunto sul telaio T_{yb} , maggiormente sollecitato dai carichi gravitazionali.

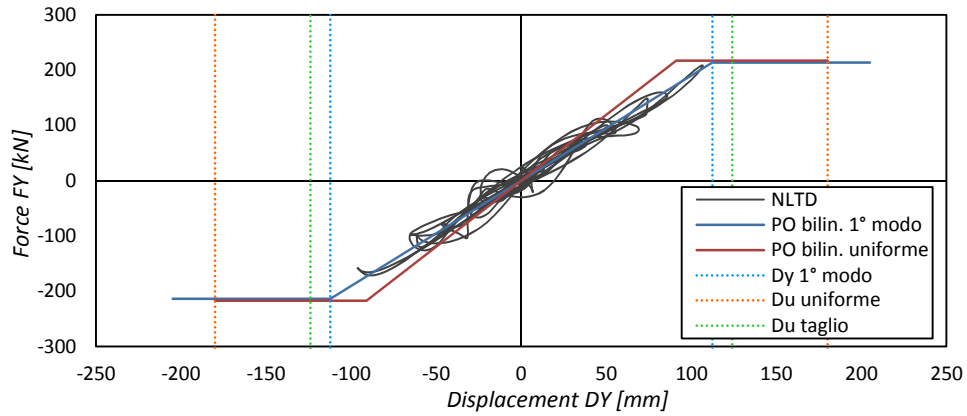


figura 3.104 – Caso studio 2 (PGA = 0.25g): taglio alla base del telaio T_{ya}

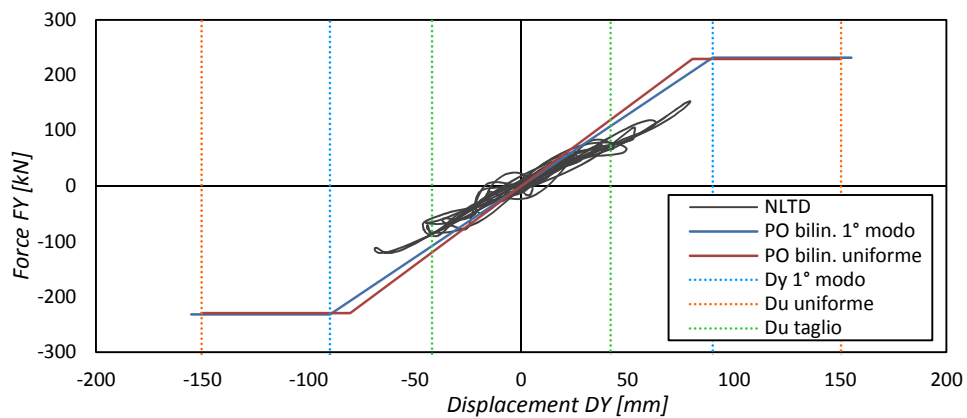


figura 3.105 – Caso studio 2 (Time History1 - PGA = 0.25g): taglio alla base del telaio T_{yb}

3.7.5 Caso studio 3

Le analisi sono state condotte con le stesse modalità discusse per i casi studio precedenti e a cui si rimanda.

3.7.5.1 Snervamento del nucleo - $PGA = 0.20g$

All'accelerazione massima al suolo $PGA = 0.20g$ corrisponde lo snervamento del nucleo.

tabella 3.27 – Spostamenti massimi nucleo in direzione Y: $PGA = 0.20g$

Lama	Verso di spost.	Spost. max medi [mm]	Stato lama	Stato nucleo
L_{y1}	+Y	22.6	Snervata	Snervato
	-Y	-16.2	Elastica	
L_{y2}	+Y	11.2	Elastica	
	-Y	-7.3	Elastica	

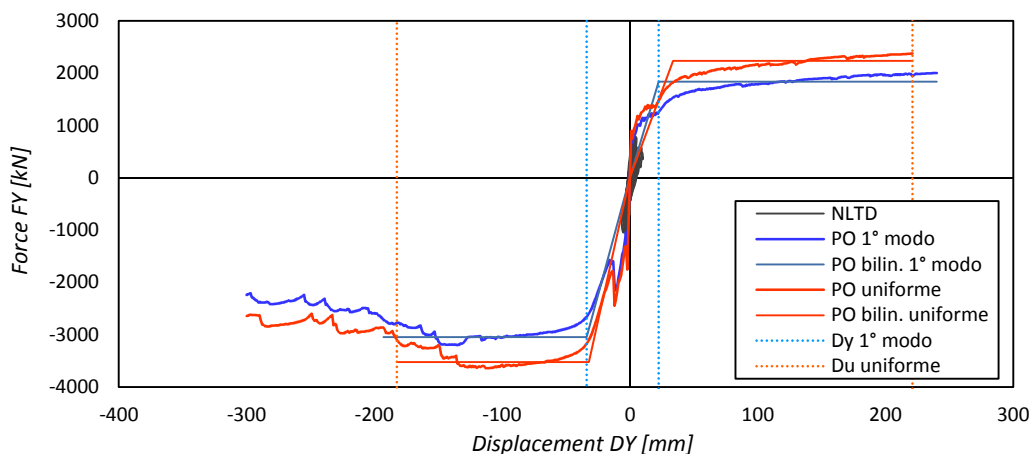


figura 3.106 – Caso studio 3 (Time History1 - $PGA = 0.20g$): taglio alla base del nucleo

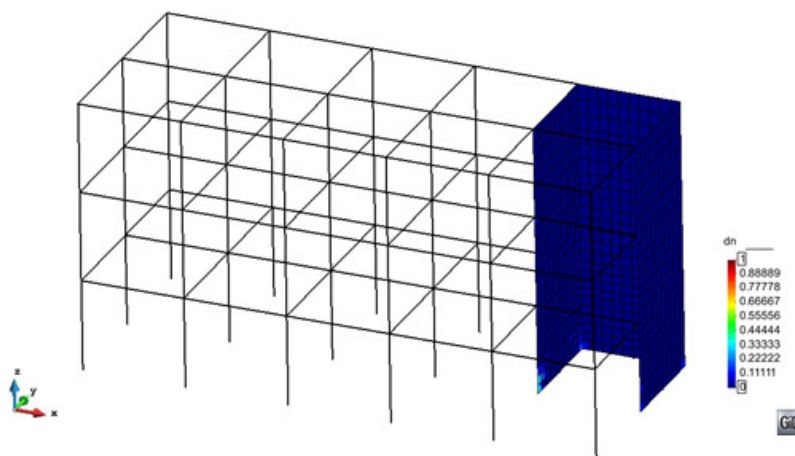


figura 3.107 – Caso studio 3 (Time History1 - $PGA = 0.20 g$): danno a compressione sul nucleo

3.7.5.2 Collasso del telaio - $PGA = 0.30g$

All'accelerazione massima al suolo $PGA = 0.30g$ corrisponde il collasso del telaio. Il collasso avviene su entrambi i telai, a causa degli effetti torsionali significativi che inducono il superamento dello spostamento limite D_u .

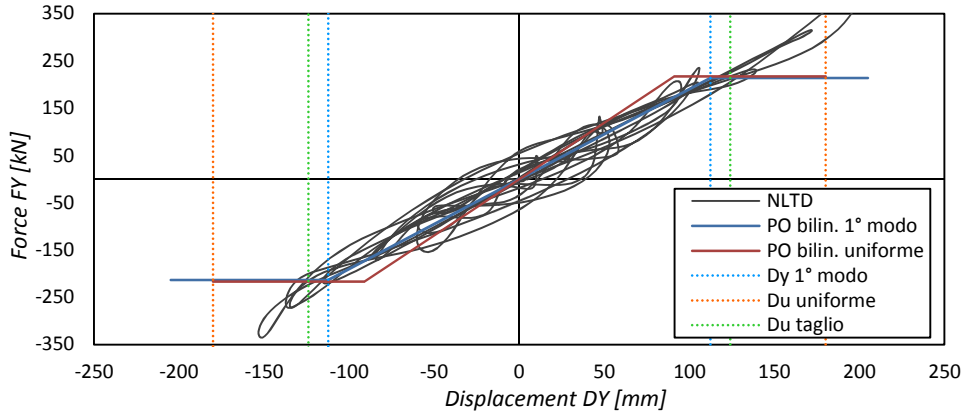


figura 3.108 – Caso studio 3 (Time History1 - $PGA = 0.30g$): taglio alla base del telaio Tya

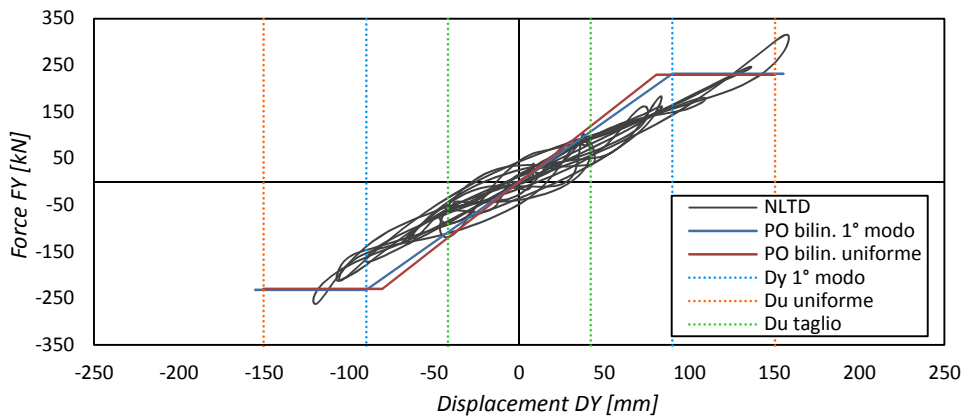


figura 3.109 – Caso studio 3 (Time History1 - $PGA = 0.30g$): taglio alla base del telaio Tyb

Si riportano in tabella 3.28 gli spostamenti massimi ottenuti in direzione Y sulle due lame orientate nella medesima direzione (L_{y1} e L_{y2}).

tabella 3.28 – Spostamenti massimi nucleo in direzione Y : $PGA = 0.30 g$

Lama	Verso di spost.	Spost. max medi [mm]	Stato lama	Stato nucleo
L_{y1}	+Y	33.4	Snervata	Snervato
	-Y	-25.1	Elastica	
L_{y2}	+Y	16.7	Elastica	
	-Y	-11.4	Elastica	

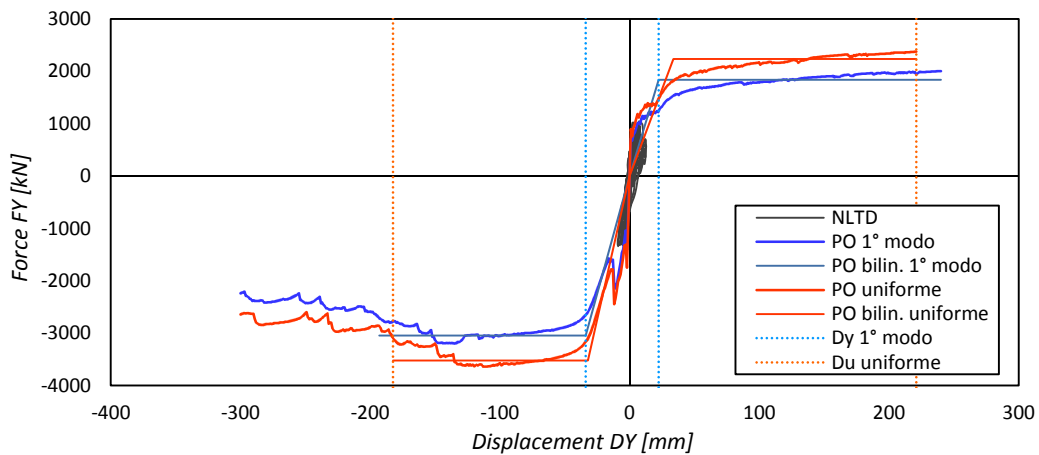


figura 3.110 – Caso studio 3 (Time History1 - PGA = 0.30g): taglio alla base del nucleo

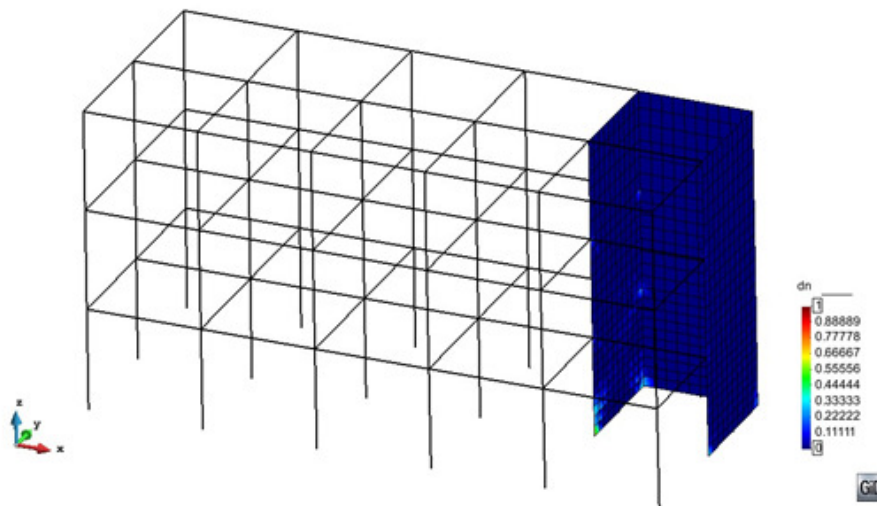


figura 3.111 – Caso studio 3 (Time History1 - PGA = 0.30g): danneggiamento a compressione sul nucleo

3.7.5.3 Collasso del nucleo - PGA = 1.10g

All'accelerazione massima al suolo $PGA = 1.10g$ corrisponde il collasso del nucleo. Si noti, in tabella 3.29, che solo la lama L_{y1} ha raggiunto lo spostamento D_u , che ne determina il collasso, nel verso $-Y$.

tabella 3.29 – Spostamenti massimi nucleo in direzione Y: PGA = 1.10g

Lama	Verso di spost.	Spost. max medi [mm]	Stato lama	Stato nucleo
L_{y1}	+Y	129.9	Snervato	Collasso
	-Y	-198.5	Collasso	
L_{y2}	+Y	69.4	Snervato	
	-Y	-86.4	Snervato	

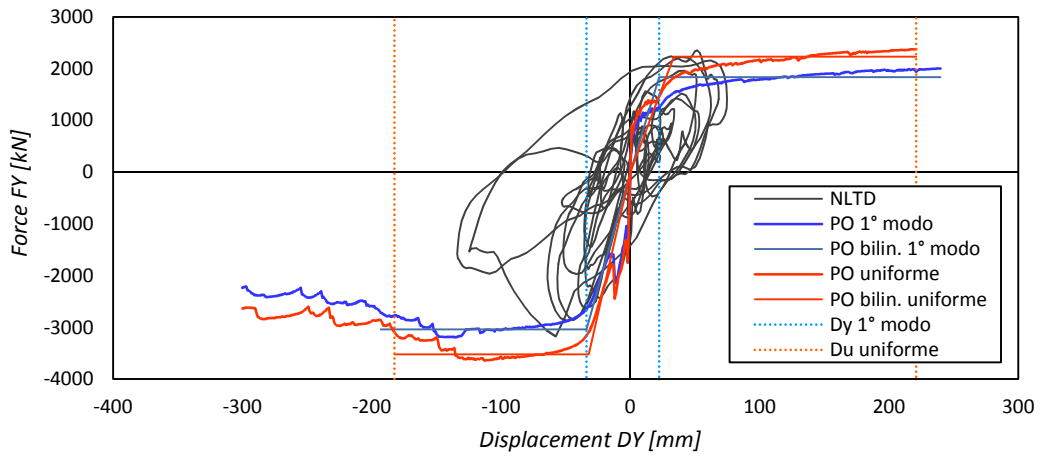


figura 3.112 – Caso studio 3 (Time History1 - PGA = 1.10g): taglio alla base del nucleo

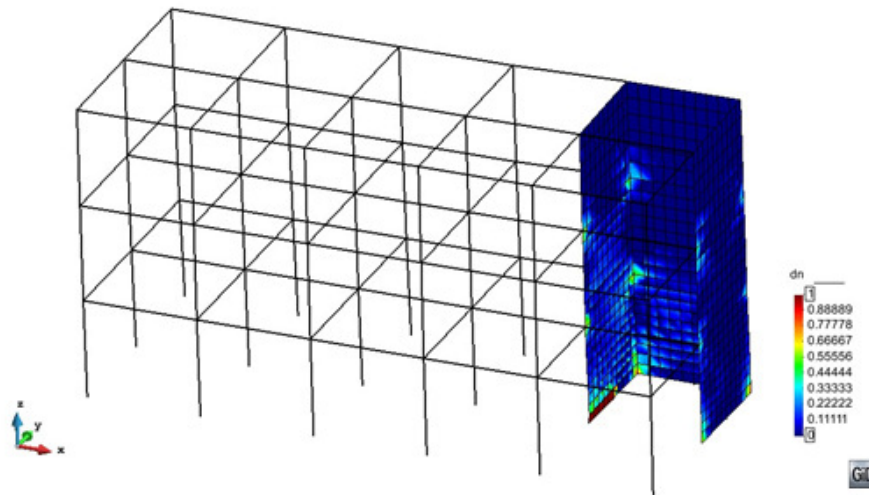


figura 3.113 – Caso studio 3 (Time History1 - PGA = 1.10g): danneggiamento a compressione sul nucleo

3.7.5.4 Rottura a taglio del telaio - PGA = 0.20g

Tenuta in conto la limitazione per rottura a taglio, l'accelerazione massima risulta $PGA = 0.20g$. Il limite è raggiunto da entrambi i telai e superato ampiamente dal telaio T_{yb} .

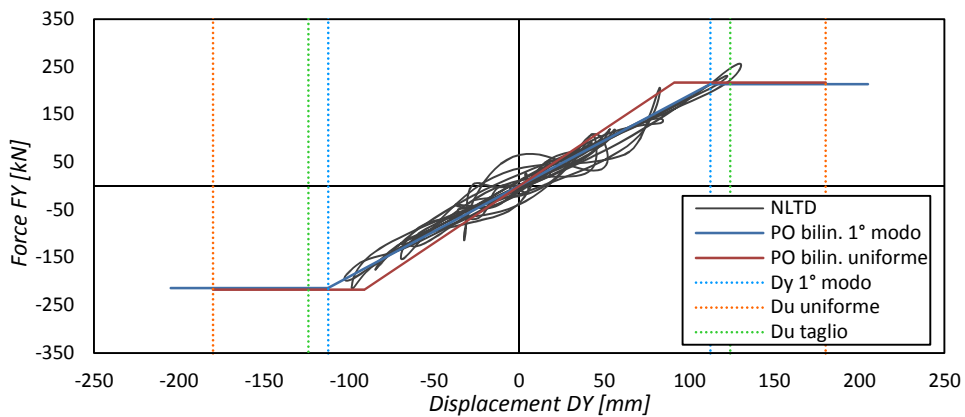


figura 3.114 – Caso studio 3 (Time History1 - PGA = 0.20g): taglio alla base del telaio T_{yb}

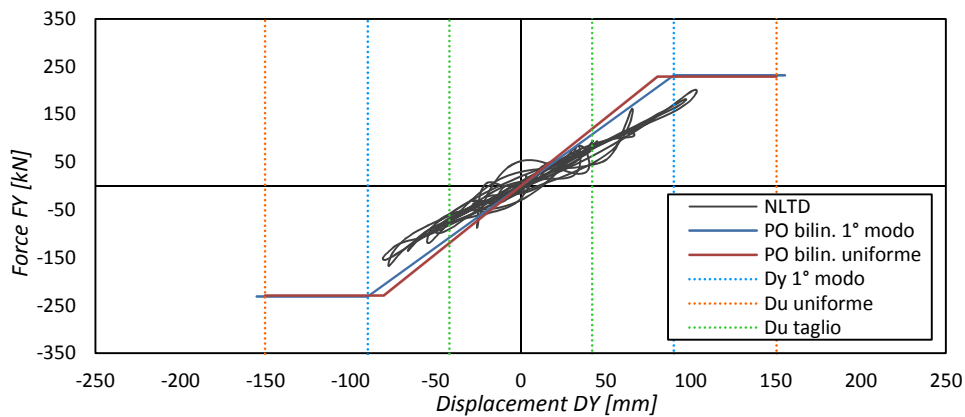


figura 3.115 – Caso studio 3 (Time History1 - PGA = 0.20g): taglio alla base del telaio Tyb

3.7.6 Caso studio 4

Le analisi sono state condotte con le stesse modalità discusse per i casi studio precedenti e a cui si rimanda.

3.7.6.1 Snervamento del nucleo - PGA = 0.15g

All'accelerazione massima al suolo $PGA = 0.15g$ corrisponde lo snervamento del nucleo.

tabella 3.30 – Spostamenti massimi nucleo in direzione Y: $PGA = 0.15g$

Lama	Verso di spost.	Spost. max medi [mm]	Stato lama	Stato nucleo
Ly1	+Y	66.55	Snervata	Snervato
	-Y	-56.19	Snervata	
Ly2	+Y	71.08	Snervata	
	-Y	-45.59	Snervata	

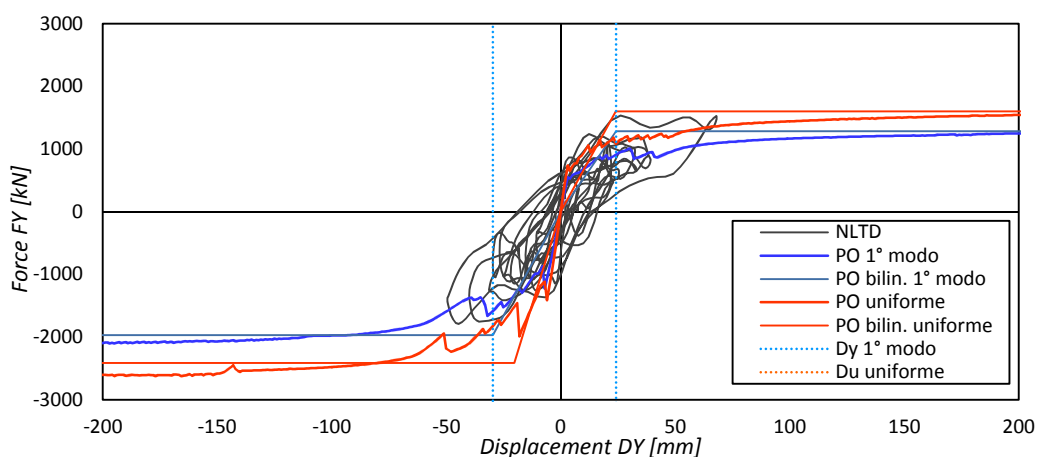


figura 3.116 – Caso studio 2 (Time History1 - PGA = 0.15g): taglio alla base del nucleo

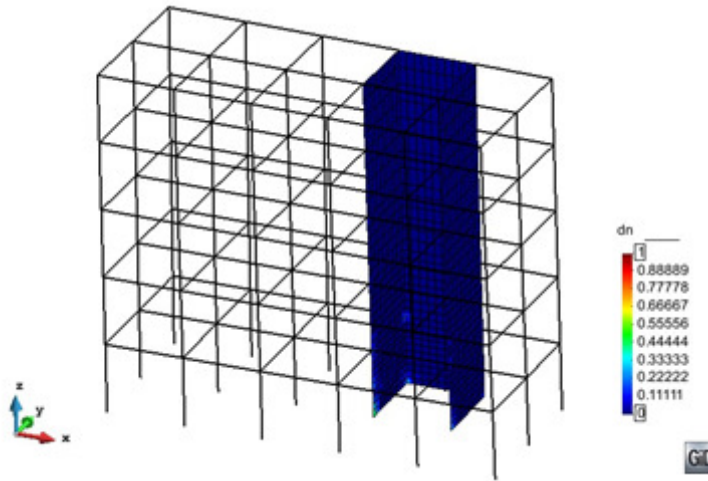


figura 3.117 – Caso studio 2 (Time History1 - PGA = 0.15g): danneggiamento a compressione sul nucleo

3.7.6.2 Collasso del nucleo - PGA = 0.70g

All'accelerazione massima al suolo $PGA = 0.7 g$ corrisponde il collasso del nucleo. Si noti, in tabella 3.31, che entrambe le lame $Ly1$ e $Ly2$ hanno raggiunto lo spostamento D_u , nel verso $-Y$, che ne determina il collasso.

tabella 3.31 – Spostamenti massimi nucleo in direzione Y: PGA = 0.70 g

Lama	Verso di spost.	Spont. max medi [mm]	Stato lama	Stato nucleo
Ly1	+Y	255.35	Snervata	Collasso
	-Y	-285.38	Collasso	
Ly2	+Y	207.91	Snervata	
	-Y	-250.19	Collasso	

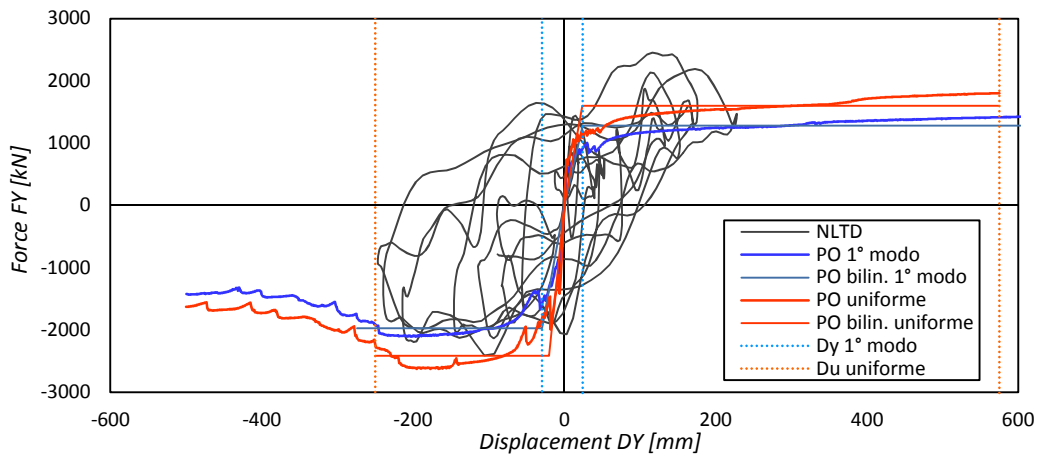


figura 3.118 – Caso studio 2 (Time History1 - PGA = 0.70g): taglio alla base del nucleo

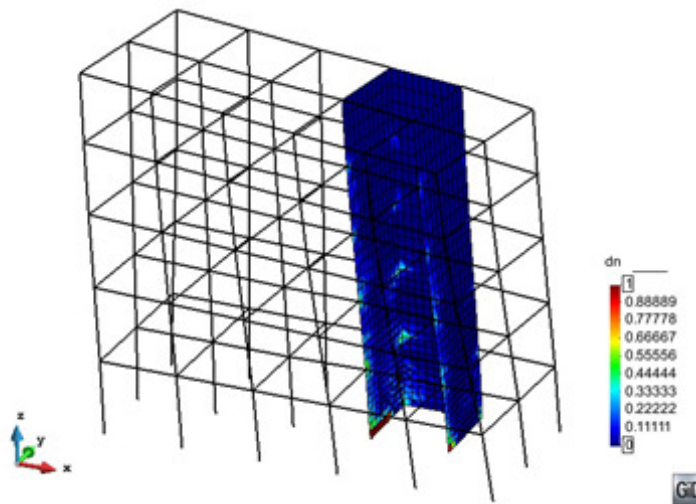


figura 3.119 – Caso studio 2 (Time History1 - PGA = 0.70g): danneggiamento a compressione sul nucleo

3.7.6.3 Rottura a taglio del telaio - PGA = 0.15g

All'accelerazione massima al suolo $PGA = 0.15g$ corrisponde, oltre che lo snervamento del nucleo, anche la rottura a taglio di entrambi i telai con raggiungimento dello spostamento limite D_{uT} .

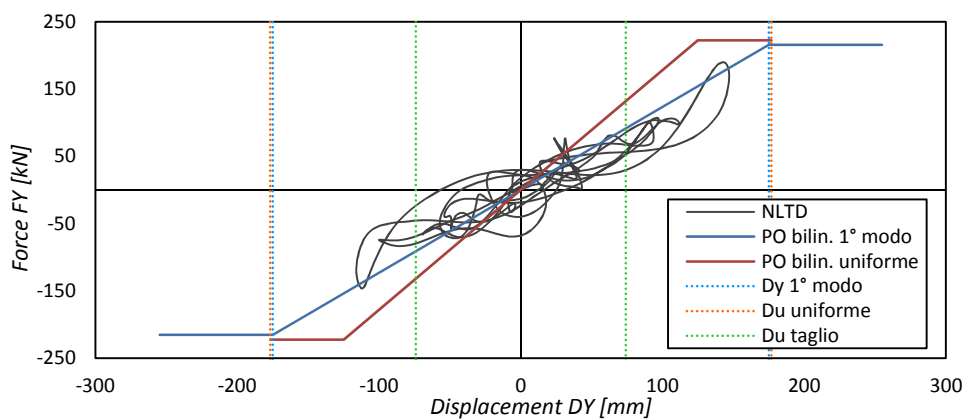


figura 3.120 – Caso studio 2 (Time History1 - PGA = 0.15g): taglio alla base del telaio Tyx

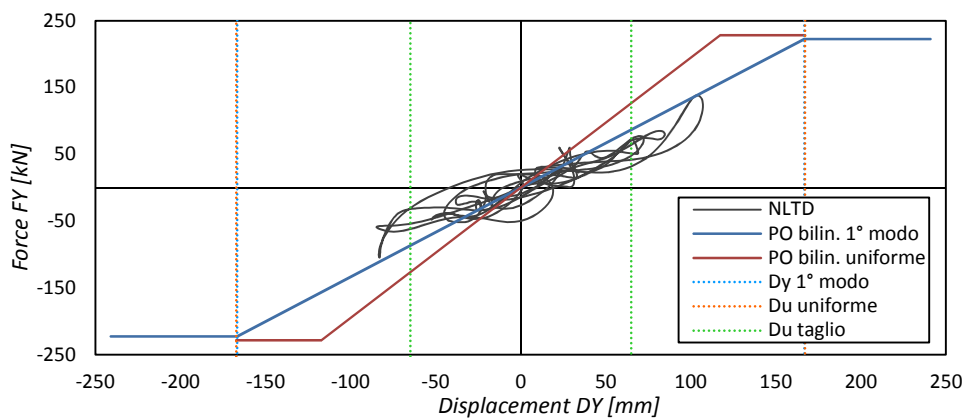


figura 3.121 – Caso studio 2 (Time History1 - PGA = 0.15g): taglio alla base del telaio Tyb

3.7.7 Caso studio 5

Le analisi sono state condotte con le stesse modalità discusse per i casi studio precedenti e a cui si rimanda.

3.7.7.1 Snervamento del nucleo - $PGA = 0.45g$

All'accelerazione massima al suolo $PGA = 0.45 g$ corrisponde lo snervamento del nucleo.

tabella 3.32 – Spostamenti massimi nucleo in direzione Y: $PGA = 0.45 g$

Lama	Verso di spost.	Spost. max medi [mm]	Stato lama	Stato nucleo
Ly1	+Y	42.33	Snervata	Snervato
	-Y	-33.83	Snervata	
Ly2	+Y	24.40	Elastica	
	-Y	-19.30	Elastica	

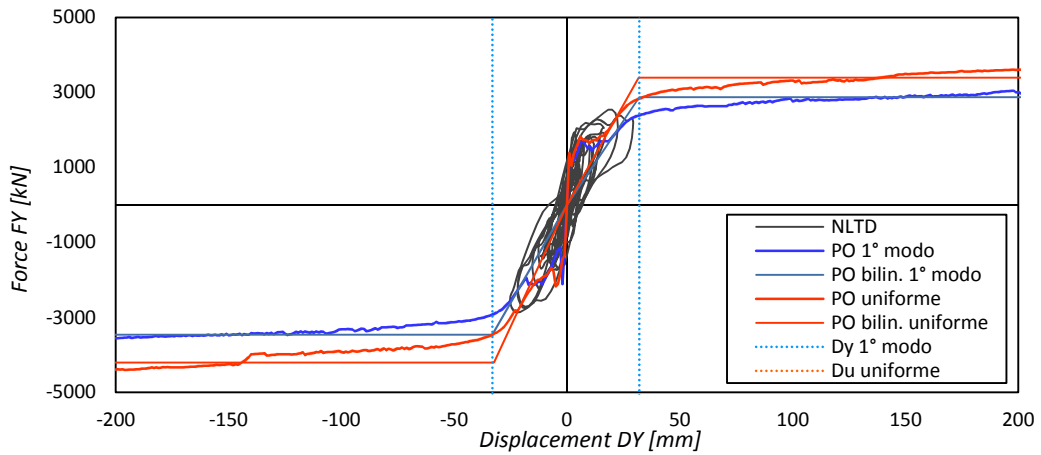


figura 3.122 – Caso studio 3 (Time History1 - $PGA = 0.45g$): taglio alla base del nucleo

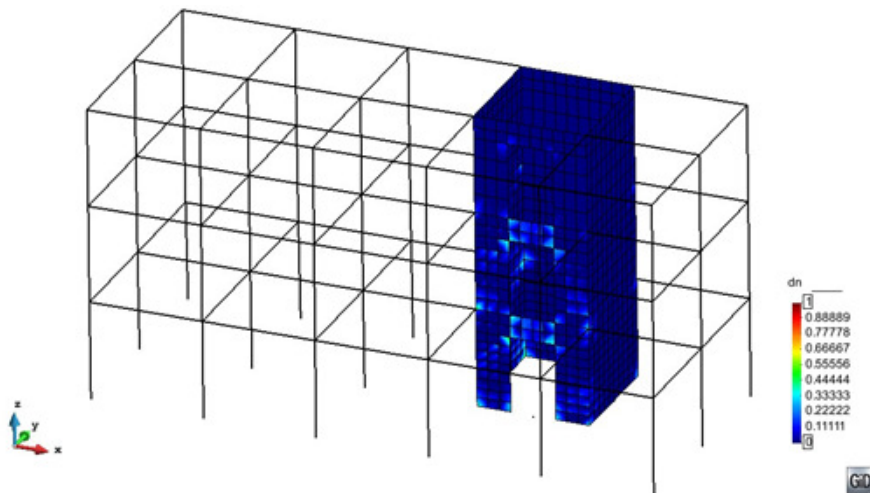


figura 3.123 – Caso studio 3 (Time History1 - $PGA = 0.45g$): danneggiamento a compressione sul nucleo

3.7.7.2 Collasso del telaio - $PGA = 0.70g$

All'accelerazione massima al suolo $PGA = 0.70g$ corrisponde il collasso di entrambi i telai Tya e Tyb poiché lo spostamento massimo supera il limite D_u .

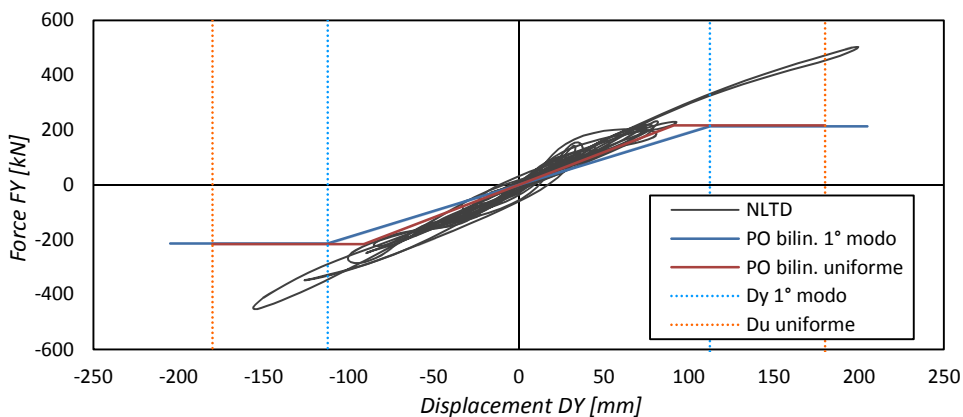


figura 3.124 – Caso studio 3 (Time History1 - $PGA = 0.70g$): taglio alla base del telaio Tya

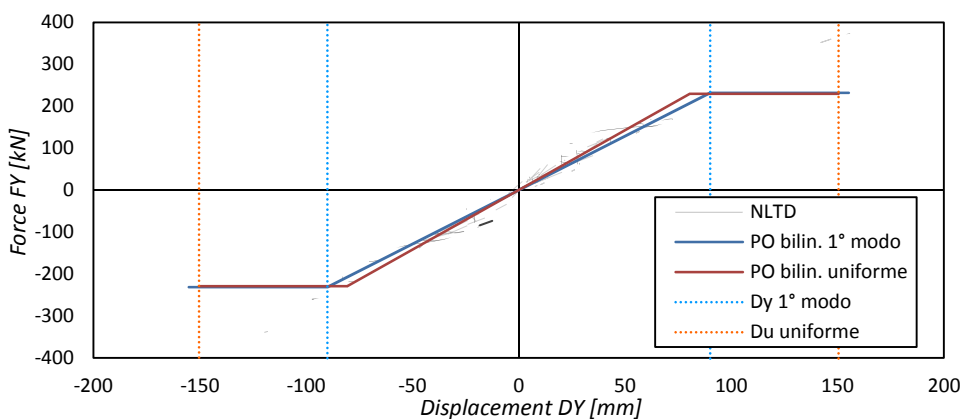


figura 3.125 – Caso studio 3 (Time History1 - $PGA = 0.70g$): taglio alla base del telaio Tyb

In tabella 3.33 riporta gli spostamenti massimi ottenuti in direzione Y sulle due lame ($Ly1$ e $Ly2$).

tabella 3.33 – Spostamenti massimi in direzione Y : $PGA = 0.70g$

Lama	Verso di spost.	Spost. max medi [mm]	Stato lama	Stato nucleo
Ly1	+Y	70.14	Snervata	Snervato
	-Y	-58.07	Snervata	
Ly2	+Y	44.19	Snervata	
	-Y	-40.74	Snervata	

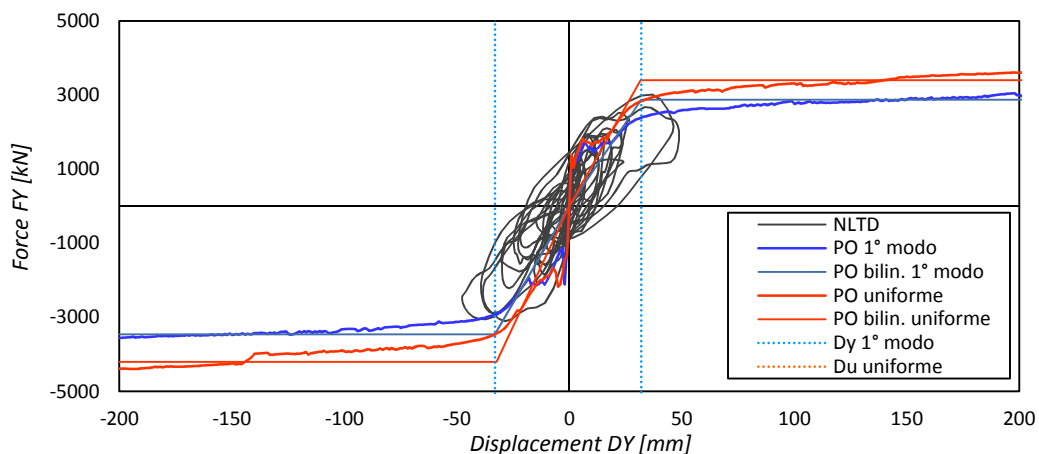


figura 3.126 – Caso studio 3 (Time History1 - PGA = 0.70g): taglio alla base del nucleo

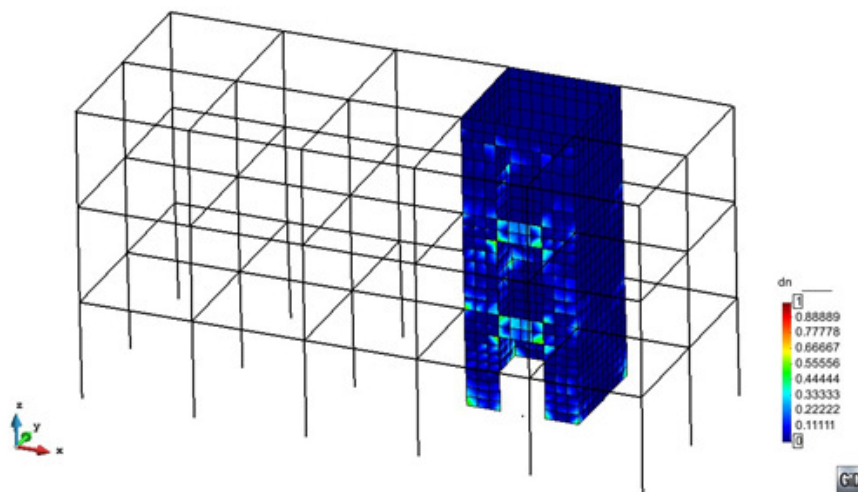


figura 3.127 – Caso studio 3 Time History1 - (PGA = 0.70g): danneggiamento a compressione sul nucleo

3.7.7.3 Collasso del nucleo - PGA = 1.70g

All'accelerazione massima al suolo $PGA = 1.70 g$ corrisponde il collasso del nucleo. Si noti, in tabella 3.34, che solamente la lama $Ly1$ ha raggiunto lo spostamento D_u , nel verso $+Y$, che ne determina il collasso.

tabella 3.34 – Spostamenti massimi nucleo in direzione Y: $PGA = 1.70 g$

Lama	Verso di spost.	Spst. max medi [mm]	Stato lama	Stato nucleo
Ly1	+Y	250.65	Collasso	Collasso
	-Y	-261.73	Snervata	
Ly2	+Y	164.97	Snervata	
	-Y	-212.96	Snervata	

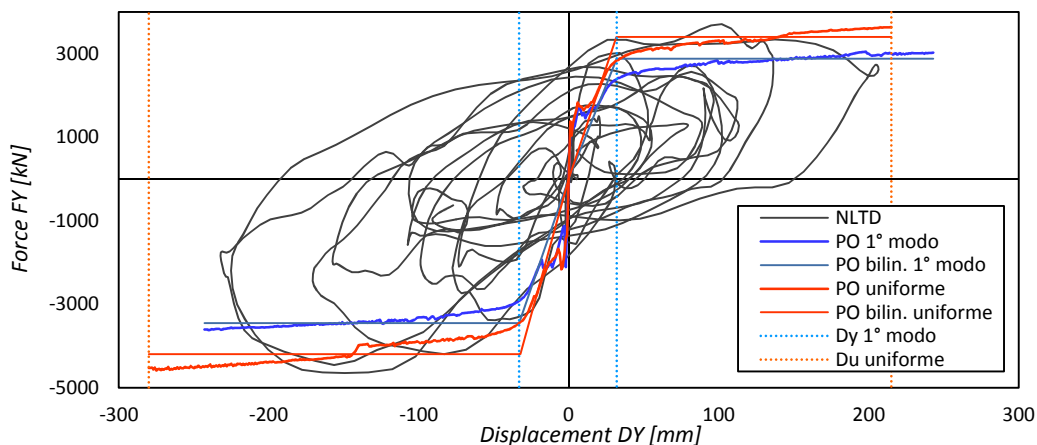


figura 3.128 – Caso studio 3 (Time History1 - PGA = 1,70g): taglio alla base del nucleo

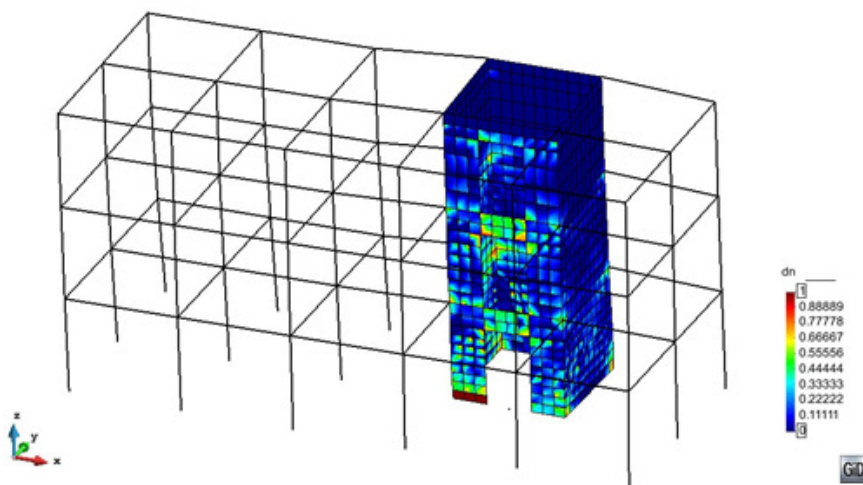


figura 3.129 – Caso studio 3 (Time History1 - PGA = 1.70g): danneggiamento a compressione sul nucleo

3.7.7.4 Rottura a taglio del telaio - PGA = 0.45g

All'accelerazione massima al suolo $PGA = 0.45\text{ g}$ corrisponde, oltre che lo snervamento del nucleo, anche la rottura a taglio del telaio Tyb con raggiungimento dello spostamento limite D_{uT} .

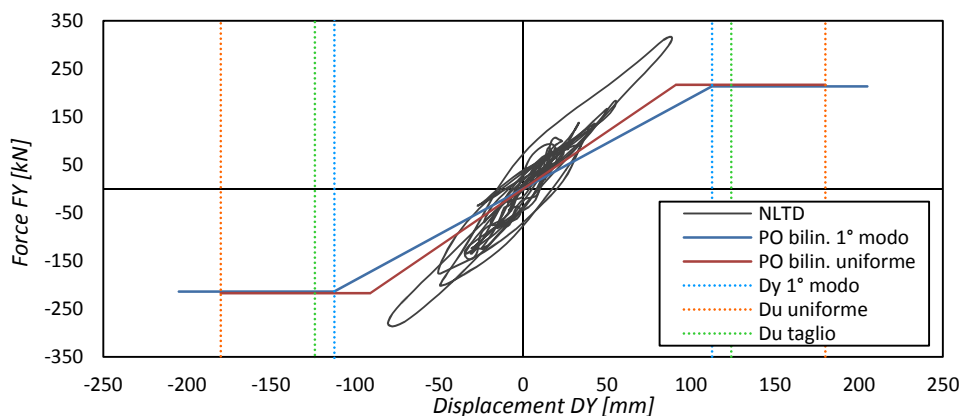


figura 3.130 – Caso studio 3 (Time History1 - PGA = 0.45 g): taglio alla base del telaio Tya

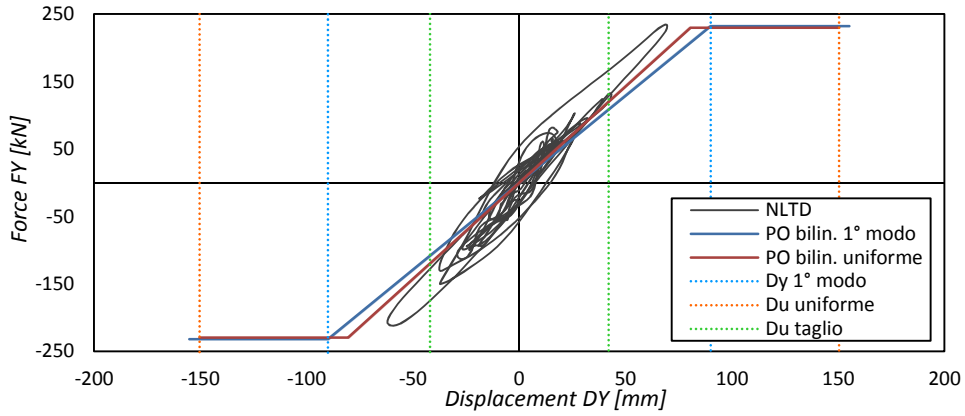


figura 3.131 – Caso studio 3 (Time History1 - PGA = 0.45 g): taglio alla base del telaio Tyb

3.7.8 Caso studio 6

Le analisi sono state condotte con le stesse modalità discusse per i casi studio precedenti e a cui si rimanda.

3.7.8.1 Snervamento del nucleo - PGA = 0.25g

All'accelerazione massima al suolo $PGA = 0.25 g$ corrisponde lo snervamento del nucleo.

tabella 3.35 – Spostamenti massimi in direzione Y: $PGA = 0.25 g$

Lama	Verso di spost.	Spost. max medi [mm]	Stato lama	Stato nucleo
Ly1	+Y	42.83	Snervata	Snervato
	-Y	-46.13	Snervata	
Ly2	+Y	35.76	Elastica	
	-Y	-37.71	Snervata	

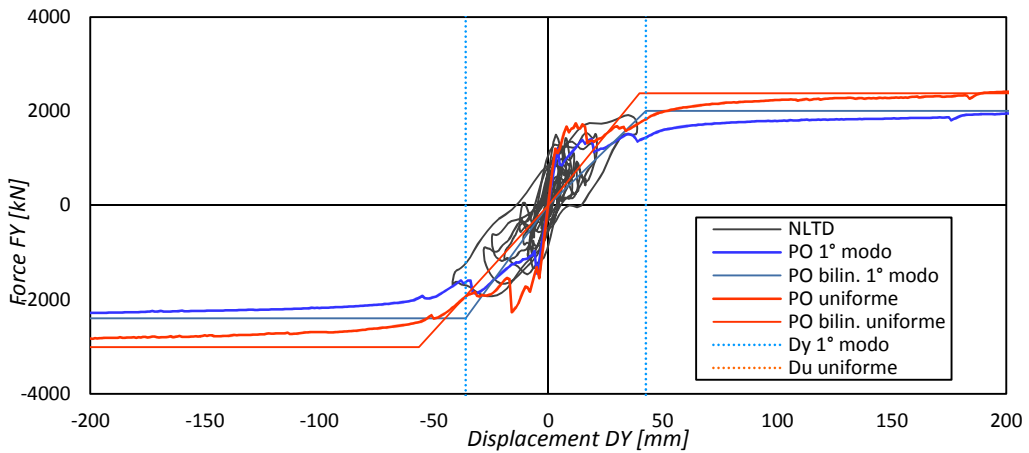


figura 3.132 – Caso studio 4 (Time History1 - PGA = 0.25 g): taglio alla base del nucleo

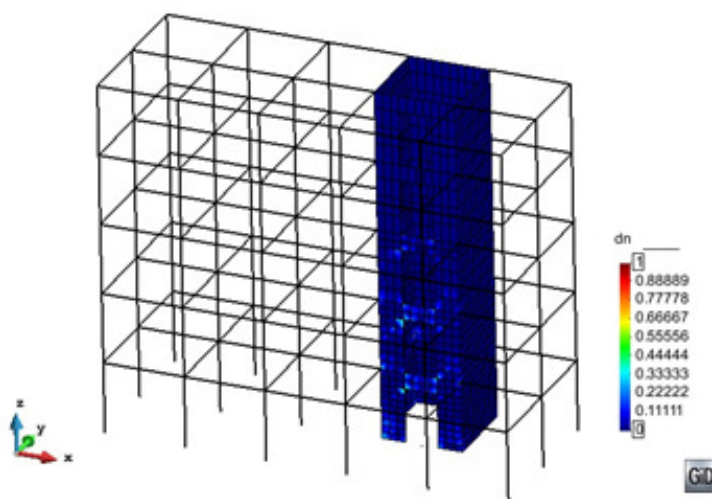


figura 3.133 – Caso studio 4 (Time History1 - PGA = 0.25 g): danneggiamento a compressione sul nucleo

3.7.8.2 Collasso del nucleo - PGA = 1.20g

All'accelerazione massima al suolo $PGA = 1.20\text{ g}$ corrisponde il collasso del nucleo. Si noti, in tabella 3.36, che solamente la lama $Ly1$ ha raggiunto lo spostamento D_u , nel verso $+Y$, che ne determina il collasso.

tabella 3.36 – Spostamenti massimi nucleo in direzione Y: $PGA = 0,30\text{ g}$

Lama	Verso di spost.	Spost. max medi [mm]	Stato lama	Stato nucleo
Ly1	+Y	368.77	Collasso	Collasso
	-Y	-494.83	Snervata	
Ly2	+Y	283.37	Snervata	
	-Y	-407.90	Snervata	

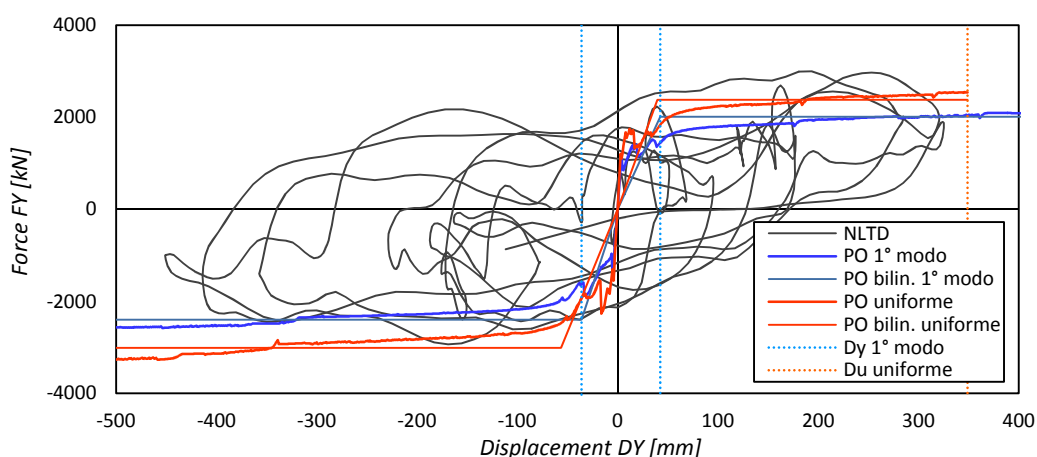


figura 3.134 – Caso studio 4 (Time History1 - PGA = 1.20 g): taglio alla base del nucleo

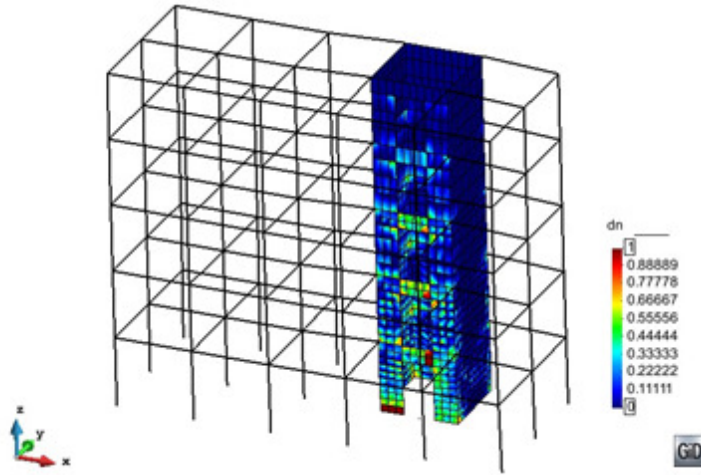


figura 3.135 – Caso studio 4 (Time History1 - PGA = 1.20 g): danneggiamento a compressione sul nucleo

3.7.8.3 Rottura a taglio del telaio - PGA = 0.25g

All'accelerazione massima al suolo $PGA = 0.25\text{ g}$ corrisponde, oltre che lo snervamento del nucleo, anche la rottura a taglio di entrambi i telai con raggiungimento dello spostamento limite D_{uT} .

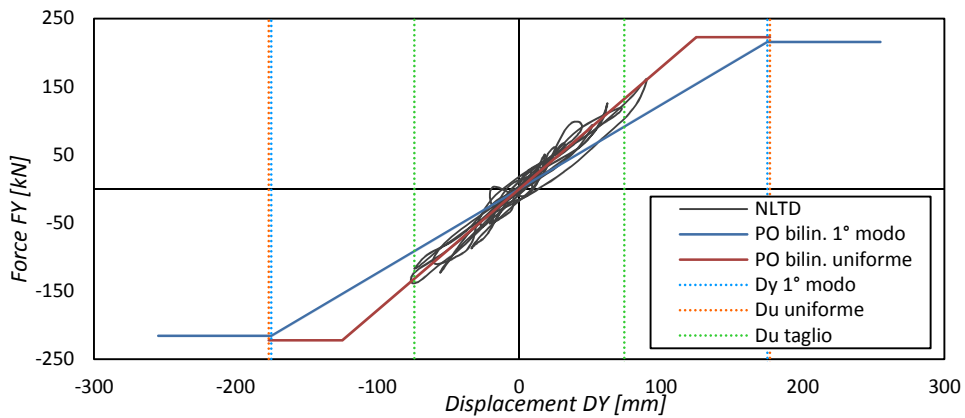


figura 3.136 – Caso studio 4 (Time History1 - PGA = 0,25 g): taglio alla base del telaio Yy

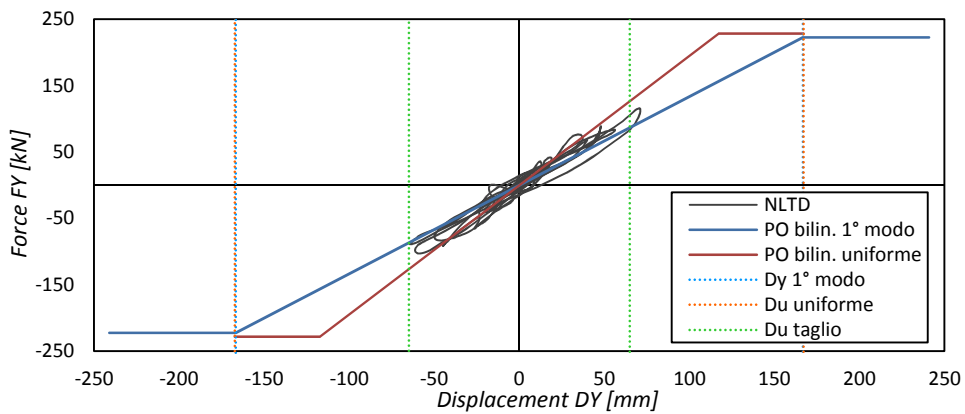


figura 3.137 – Caso studio 4 (Time History1 - PGA = 0.25 g): taglio alla base del telaio Tyb

3.8 Analisi dei risultati ottenuti

3.8.1 Effetto della variabilità dell'eccentricità del nucleo

Lo studio delle analisi dinamiche non lineari ed il confronto dei tre casi studio analizzati, ha portato in prima analisi a delle importanti osservazioni, soprattutto in riferimento al parametro r/l_s che come si è visto regola il comportamento flessionale e torsionale degli edifici in esame. In particolare, per ciascun edificio e per accelerazioni massime al suolo comprese tra $0.10g$ e $1.00g$, si sono determinati i valori massimi (in senso assoluto) del momento flettente e del momento torcente alla base del nucleo, oltre alla rotazione massima del piano rigido di sommità (che costituisce, di fatto, anche la rotazione del nucleo in sommità). Come già osservato da diversi autori in letteratura [3.9-3.10], i valori massimi per flessione e torsione non corrispondono necessariamente allo stesso istante dell'evento sismico, in quanto in campo non lineare il comportamento degli edifici torsionalmente deformabili risulta estremamente irregolare.

In figura 3.138 si riportano i valori ottenuti dal rapporto M_z/M_x tra momento torcente massimo e momento flettente massimo. Si noti che tale rapporto aumenta al crescere della tendenza a ruotare dell'edificio. Al diminuire della rigidità torsionale K_θ , infatti, si ha una rotazione sempre maggiore da parte degli impalcati. Pertanto, a parità di azione sismica applicata, il comportamento passa progressivamente da flessionale a torsionale. È interessante osservare, in linea con gli studi condotti da Lucchini *et al.* [3.9], una generale tendenza del rapporto suddetto a decrescere con l'aumentare dell'accelerazione PGA. Ciò significa che, per un evento sismico d'intensità elevata, avviene una ridistribuzione delle rigidità tale da ridurre l'eccentricità effettiva tra centro di massa e centro di rigidità (con quest'ultimo che tende avvicinarsi al centro di resistenza), inducendo di fatto l'edificio a comportarsi in modo prevalentemente flessionale.

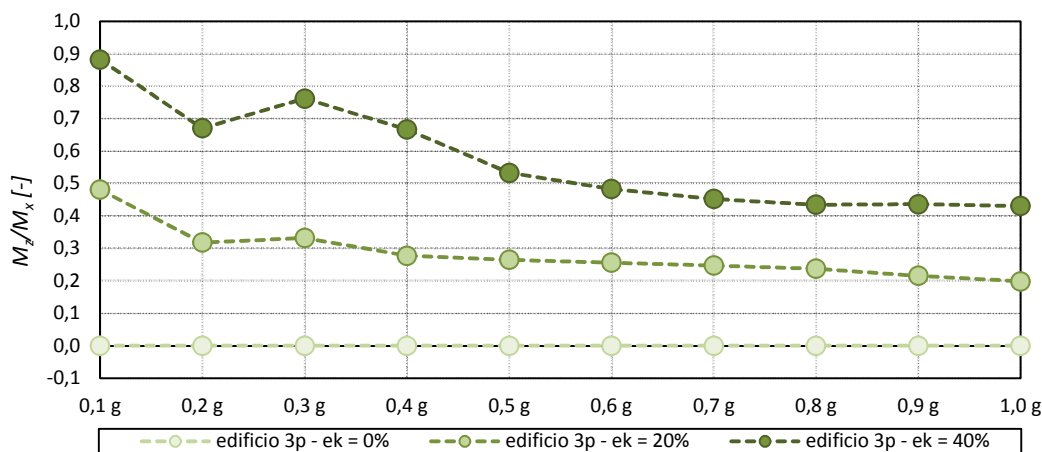


figura 3.138 – Torsione vs. Flessione (M_z/M_x)

In figura 3.139 si riportano, invece, le rotazioni massime ottenute per il piano di sommità degli edifici analizzati. Si noti, ancora una volta, la maggior tendenza a ruotare dell'edificio con nucleo collocato in posizione più eccentrica ($ek=40\%$).

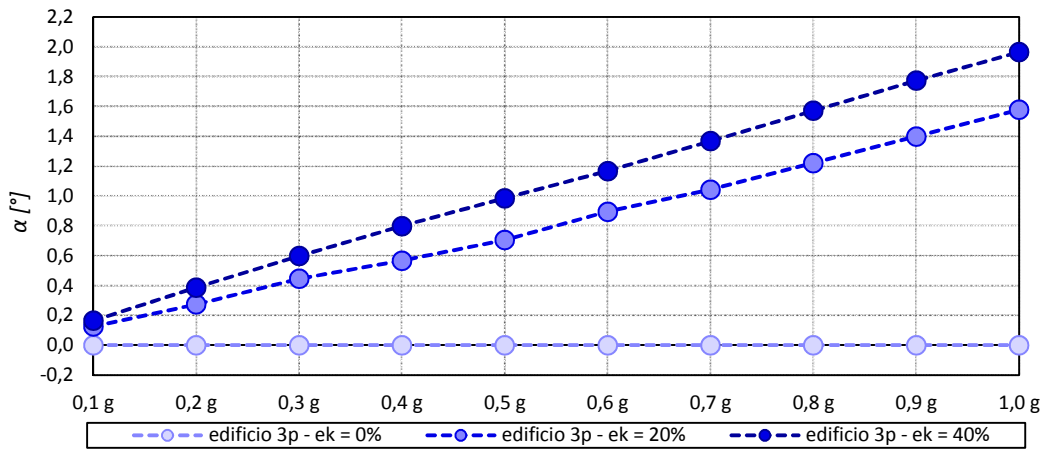


figura 3.139 – Rotazioni in sommità (α)

3.8.1.1 Determinazione dell’accelerazione di snervamento - PGA_y

Si riportano in tabella 3.37 e in figura 3.140 i valori ottenuti per le accelerazioni massime di base PGA_y che determinano il raggiungimento dello stato limite di snervamento sul telaio (T_{ya} e/o T_{yb}) e sul nucleo.

tabella 3.37 – Accelerazioni massime a snervamento PGA_y

Edificio	Telaio: PGA_y [g]	Nucleo: PGA_y [g]	Edificio: PGA_y [g]
Caso studio 1 - 3p nucleo aperto con $ek = 0\%$	0.65	0.30	0.30
Caso studio 2 - 3p nucleo aperto con $ek = 20\%$	0.35	0.25	0.25
Caso studio 3 - 3p nucleo aperto con $ek = 40\%$	0.20	0.20	0.20

Sia per il nucleo che per il telaio, è possibile osservare una tendenza decrescente del valore dell’accelerazione di snervamento PGA_y all’aumentare della deformabilità torsionale dell’edificio. Si noti che, in generale, la condizione più severa a snervamento è imposta dal comportamento del nucleo, più rigido e caratterizzato da uno spostamento limite inferiore. Una situazione singolare si verifica, invece, sull’edificio caratterizzato da maggiore eccentricità, in cui telaio e nucleo raggiungono il proprio limite di snervamento contemporaneamente. Tale fatto è imputabile all’elevata deformazione torsionale dell’edificio che porta al telaio di bordo ad avere spostamenti elevati anche per accelerazioni modeste.

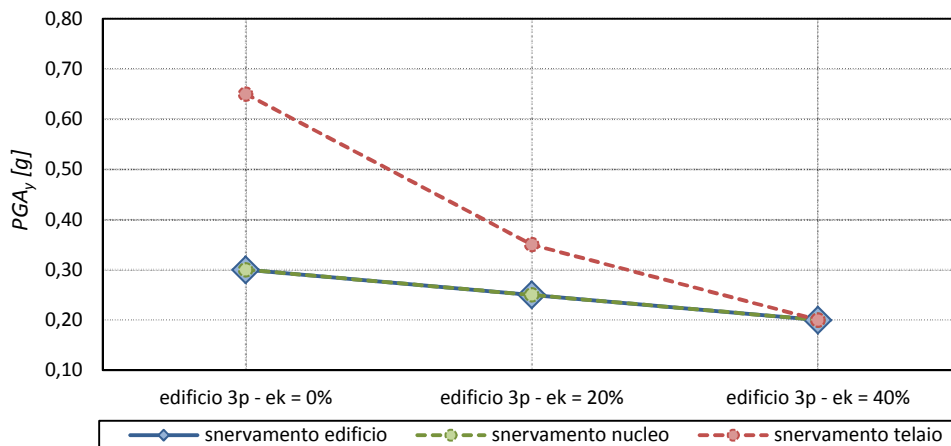


figura 3.140 – Accelerazioni di snervamento (PGA_y)

3.8.1.2 Determinazione dell'accelerazione di collasso - PGA_u

Si riportano in tabella 3.38 e in figura 3.141 i valori ottenuti per le accelerazioni massime di base PGA_u che determinano il raggiungimento dello stato limite di collasso sul telaio (T_{ya} e/o T_{yb}) e sul nucleo.

tabella 3.38 – Accelerazioni massime a collasso PGA_u

Edificio	Telaio: PGA_u [g]	Nucleo: PGA_u [g]	Edificio: PGA_u [g]	Rottura a taglio: PGA_u [g]
3p nucleo con $e_k = 0\%$	0.75	0.90	0.75	0.50
3p nucleo con $e_k = 20\%$	0.45	1.00	0.45	0.25
3p nucleo con $e_k = 40\%$	0.30	1.10	0.30	0.20

Se si trascura in un primo momento il problema della rottura fragile a taglio del telaio, è possibile osservare come, analogamente a quanto visto per il problema a snervamento, il valore dell'accelerazione di collasso PGA_u caratteristica dell'edificio decresce all'aumentare della deformabilità torsionale. Si noti, inoltre, che a collasso la condizione più severa è imposta dal telaio. È importante evidenziare, a questo proposito, che per il telaio il rapporto tra PGA_u e PGA_y rimane compreso tra 1.15 e 1.50: una volta raggiunto lo spostamento limite di snervamento, il collasso avviene con accelerazioni poco maggiori a causa della natura fragile del suo comportamento a flessione.

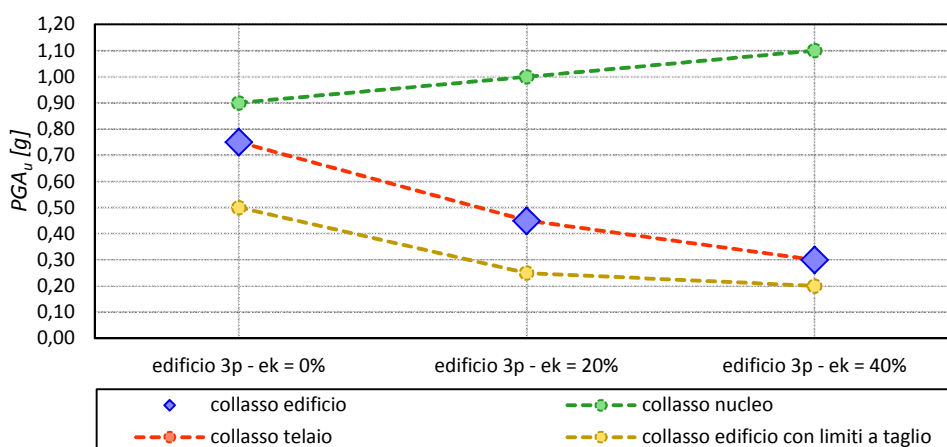


figura 3.141 – Accelerazioni di collasso (PGA_u)

Per quanto riguarda il nucleo, si ottengono valori crescenti della PGA_u all'aumentare dell'eccentricità. Tale fatto costituisce, apparentemente, un'incongruenza con il comportamento atteso. Ci si aspetterebbe, infatti, un peggioramento delle prestazioni del nucleo per effetto dell'azione congiunta di flessione e torsione, sempre più significativa all'aumentare dell'eccentricità. Ciò invece non accade, a causa dell'ipotesi semplificativa introdotta in sede di modellazione dei telai. L'utilizzo di elementi *beam* elastici, infatti, altera la corretta distribuzione delle rigidità che si avrebbe a seguito di accelerazioni sismiche elevate. Tali elementi, rimanendo ugualmente rigidi al diminuire della rigidità del nucleo, subiscono sollecitazioni maggiori di quelle che spetterebbero loro nel caso fossero modellati con comportamento non lineare. Ciò si ripercuote positivamente sulla capacità resistente apparente del nucleo. Per lo stesso motivo, è ragionevole ritenere che i valori ottenuti per la PGA_u del nucleo siano sovrastimati. Tali considerazioni sono, tuttavia, influenti se si considera che il comportamento globale dell'edificio a collasso è condizionato dai limiti imposti dal telaio, piuttosto che dalle prestazioni del nucleo.

Se si considerano, ora, i valori ottenuti per PGA_u tenendo in considerazione i limiti imposti dai meccanismi di rottura fragile a taglio sui telai, è possibile osservare come l'andamento rispetta la tendenza decrescente all'aumentare dell'eccentricità del nucleo. I valori ottenuti, tuttavia, si dimostrano essere abbondantemente inferiori a quelli ricavati considerando unicamente il comportamento flessionale. Ciò determina, di fatto, una riduzione della duttilità dell'edificio. Quello della rottura fragile a taglio dei telai è evidentemente un problema di primaria importanza nell'analisi di edifici a nucleo torsionalmente deformabili, soprattutto nel caso di edifici esistenti progettati per i soli carichi gravitazionali.

3.8.1.3 Determinazione del fattore di struttura - $q=PGA_u/PGA_y$

Si riportano in tabella 3.39 i valori ottenuti per il fattore di struttura, valutato come rapporto tra l'accelerazione di collasso PGA_u e quella di snervamento PGA_y , seguendo pertanto l'approccio teorico di Elnashai et al. [3.1-3.2]. Si ricorda che il fattore di struttura così calcolato include già la sovraresistenza legata alla iperstaticità strutturale. Non tiene invece conto della sovraresistenza dei materiali (rapporto fra valori resistenti caratteristici e quelli di design).

tabella 3.39 – Valutazione dei fattori di struttura q

Edificio	Edificio: $q = PGA_u/PGA_y$	Rottura a taglio: $q = PGA_u/PGA_y$
3p nucleo con $e_k = 0\%$	2.50	1.67
3p nucleo con $e_k = 20\%$	1.80	1.00
3p nucleo con $e_k = 40\%$	1.50	1.00

In riferimento al grafico riportato in figura 3.142, è possibile addurre le seguenti osservazioni, trascurando in un primo momento il problema della rottura fragile a taglio del telaio. Si osservi che il valore di q diminuisce all'aumentare dell'eccentricità e quindi della deformabilità torsionale dell'edificio. Questa tendenza, peraltro, è coerente con il comportamento atteso. Un'aumentata eccentricità, infatti, produce effetti torsionali tali da indurre spostamenti elevati sul telaio. La fragilità intrinseca di quest'ultimo, infine, determina la riduzione di duttilità complessiva evidenziata dalla tendenza suddetta.

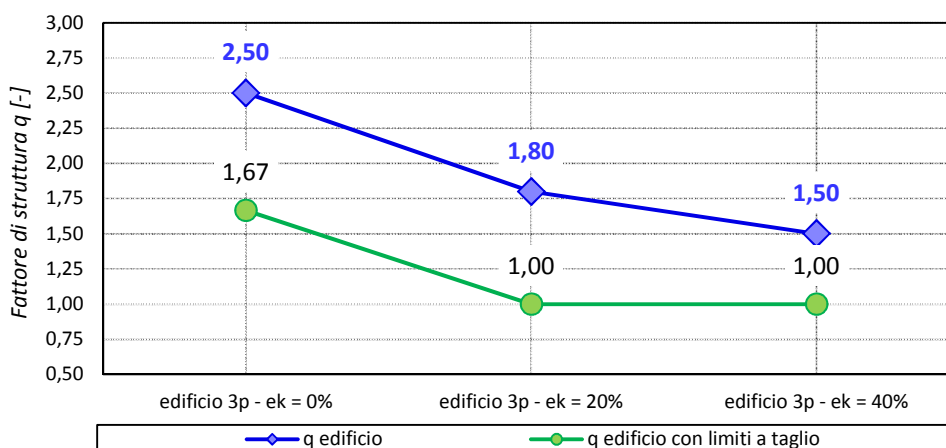


figura 3.142 – Fattore di struttura degli edifici ($q=PGA_u/PGA_y$)

I valori ottenuti, compresi tra 1.50 e 2.50, appaiono ragionevoli e confortanti rispetto alle attese per edifici nuovi (non soggetti a rotture per taglio) appartenenti a questa tipologia strutturale. Le NTC08, per

edifici progettati in classe di duttilità bassa, impongono di assumere valori di q non superiori 2 nelle valutazioni delle sollecitazioni sulle lame, che vengono ulteriormente ridotti in caso di lame tozze.

I valori riportati più sopra, tuttavia, sono da ritenersi validi qualora ci si limiti a osservare il comportamento flessionale delle strutture. Si consideri, invece, l'andamento ottenuto per q tenendo in considerazione i limiti imposti dai meccanismi di rottura fragile a taglio sui telai. In questo caso si osserva, in presenza di effetti torcenti, una corrispondenza del valore ottenuto per PGA_y (imposta dal nucleo) e PGA_u (dovuta alla rottura a taglio sul telaio). Ciò impone l'assunzione di un valore unitario del fattore di struttura, perlomeno nel caso in cui si faccia riferimento a valori medi delle caratteristiche dei materiali.

Sulla base di questo primo studio, è necessario concludere come, per edifici esistenti, la capacità dissipativa possa essere fortemente limitata dal comportamento fragile dei telai non sufficientemente armati a taglio. Tuttavia, prevedendo un inevitabile intervento locale di aumento della duttilità dei telai, i nuclei possono fornire un discreto comportamento duttile e capacità dissipative anche quando molto eccentrici.

3.8.2 Effetto della variabilità della geometria del nucleo

Come per i primi tre casi studio analizzati, si riportano in figura 3.143 i valori ottenuti del rapporto M_z/M_x tra momento torcente e flettente. Il rapporto M_z/M_x aumenta all'aumentare della rigidità torsionale K_θ . È interessante osservare, anche in questo caso, una generale tendenza del rapporto a decrescere con l'aumentare dell'accelerazione PGA, anche se in maniera meno pronunciata che per il caso di edifici con differente eccentricità del nucleo (figura 3.138).

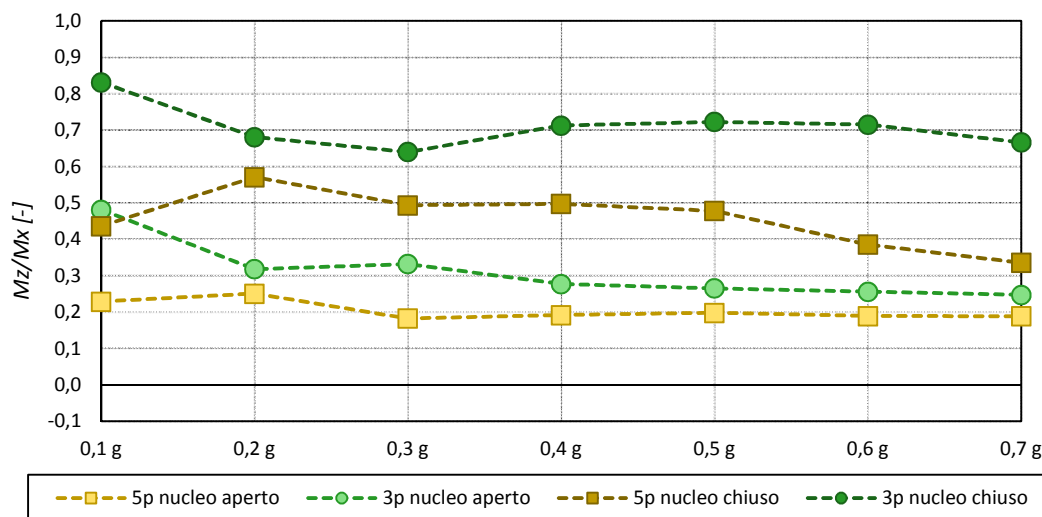
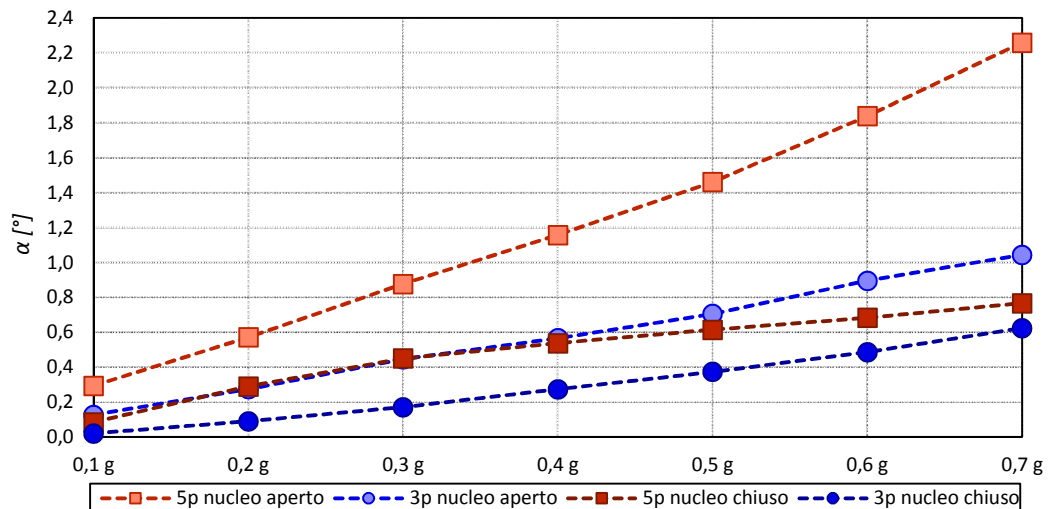


figura 3.143 – Torsione vs. Flessione - M_z/M_x

In figura 3.144 si riportano le rotazioni massime ottenute per il piano di sommità degli edifici analizzati. Si noti che le rotazioni ottenute per l'edificio a 3 piani con nucleo *aperto* sono molto simili a quelle ottenute per l'edificio a 5 piani con nucleo *semi-chiuso*. La rotazione diviene minore nell'edificio a 5 piani con nucleo *semi-chiuso* poiché per esso la diminuzione del rapporto M_z/M_x è più significativa per PGA elevate: la torsione diviene via via meno influente.


 figura 3.144 – Rotazioni in sommità - α

3.8.2.1 Determinazione dell'accelerazione di snervamento - PGA_y

Si riportano in tabella 3.40 i valori ottenuti per le accelerazioni massime di base PGA_y che determinano il raggiungimento dello stato limite di snervamento sul telaio (indifferentemente, Tya o Tyb) e sul nucleo.

 tabella 3.40 – Accelerazioni massime a snervamento PGA_y

Edificio	Telaio: PGA_y [g]	Nucleo: PGA_y [g]	Edificio: PGA_y [g]
Caso studio 4 - 5p nucleo aperto $e_k=20\%$	0.30	0.15	0.15
Caso studio 5 - 3p nucleo aperto $e_k=20\%$	0.35	0.25	0.25
Caso studio 6 - 5p nucleo semi-chiuso $e_k=20\%$	0.45	0.25	0.25
Caso studio 7 - 3p nucleo semi-chiuso $e_k=20\%$	0.50	0.45	0.45

Alcune considerazioni possono essere eseguite con riferimento agli stessi risultati riassunti in figura 3.145. Sia per il nucleo sia per il telaio, il valore dell'accelerazione di snervamento PGA_y cresce all'aumentare della rigidità torsionale dell'edificio. Si noti che la condizione più severa a snervamento è imposta dal comportamento del nucleo, più rigido e caratterizzato da uno spostamento limite inferiore. Valori coincidenti, sul nucleo, si hanno per l'edificio a 3 piani con nucleo *aperto* e per l'edificio a 5 piani con nucleo *semi-chiuso*. Le capacità resistenti di questi due edifici sono confrontabili poiché il secondo è meno deformabile torsionalmente, ma il problema flessionale diviene più significativo. Si noti, osservando il comportamento del telaio, che un aumento più netto della PGA_y si ha nel passaggio tra la tipologia di nucleo *aperto* e quella *semi-chiuso*, mentre l'effetto che esercita l'aumento di altezza è di fatto confrontabile per entrambe le tipologie di nucleo.

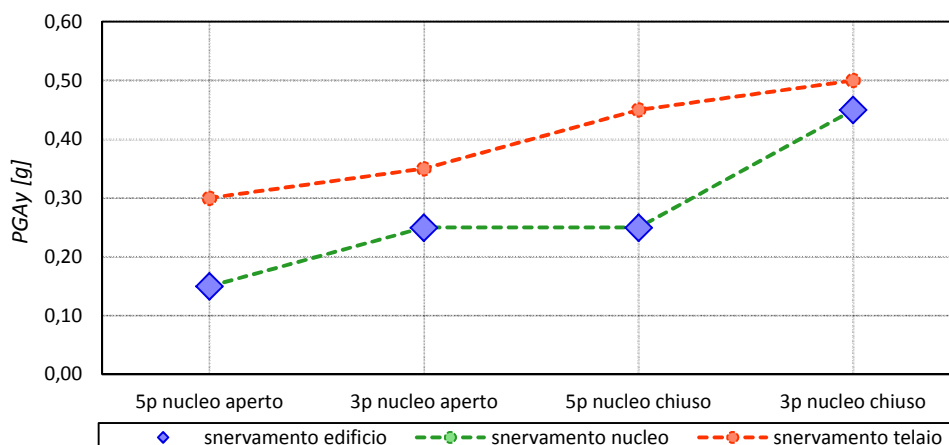


figura 3.145 – Accelerazioni di snervamento (PGAy)

3.8.2.2 Determinazione dell'accelerazione di collasso - PGAu

Si riportano nella tabella i valori ottenuti per le accelerazioni massime di base PGA_u che determinano il raggiungimento dello stato limite di collasso sul telaio (indifferentemente, T_{ya} o T_{yb}) e sul nucleo.

 tabella 3.41 – Spostamenti massimi in direzione Y: $PGA = 0,30 g$

Edificio	Telaio: PGAu [g]	Nucleo: PGAu [g]	Edificio: PGAu [g]	Rottura a taglio: PGAu [g]
5p nucleo aperto	0,30	0,70	0,30	0,15
3p nucleo aperto	0,45	1,00	0,45	0,25
5p nucleo semi-chiuso	0,45	1,20	0,45	0,25
3p nucleo semi-chiuso	0,70	1,75	0,70	0,45

Alcune considerazioni possono essere fatte con riferimento agli stessi risultati riassunti in figura 3.146.

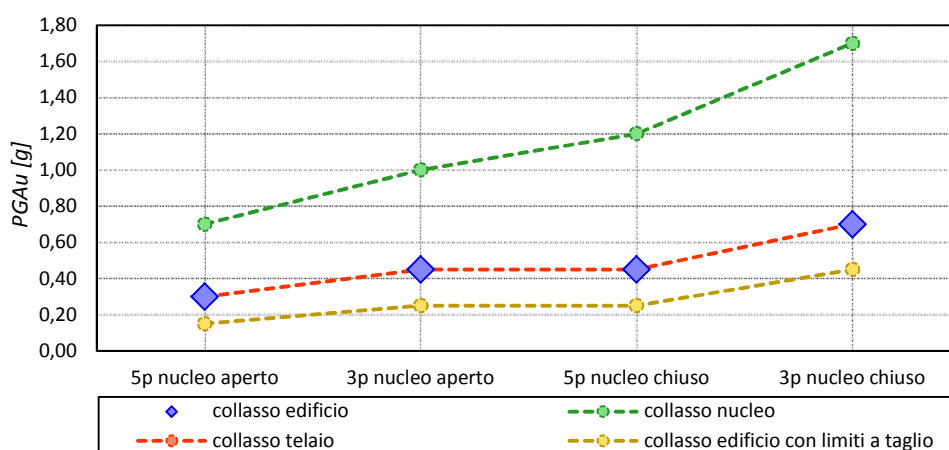


figura 3.146 – Accelerazioni di collasso (PGAu)

Trascurando in un primo momento il problema della rottura fragile a taglio del telaio, il valore dell'accelerazione di collasso PGA_u cresce all'aumentare della rigidità torsionale dell'edificio. Ciò è valido, ancora, sia per il nucleo sia per il telaio. Si noti però che a collasso la condizione più severa è imposta dal

telaio. Questo, infatti, raggiunge rapidamente lo spostamento limite, a causa della flessione-torsione cui è sottoposto per la perdita di rigidità del nucleo snervato. È importante evidenziare, a questo proposito, che per il telaio il rapporto tra PGA_u e PGA_y rimane compreso tra 1.0 e 1.4: una volta raggiunto lo spostamento limite a snervamento, il collasso avviene con accelerazioni poco maggiori a causa della natura fragile del suo comportamento a flessione. Sul telaio si hanno valori coincidenti della PGA_u per l'edificio a 3 piani con nucleo *aperto* e l'edificio a 5 piani con nucleo *semi-chiuso*. Le motivazioni sono analoghe a quelle portate al paragrafo 3.8.1.2.

Per quanto riguarda il nucleo, i valori ottenuti per PGA_u seguono l'andamento della rigidità torsionale degli edifici ma sono probabilmente da considerarsi sovrastimati. Ciò accade perché i telai sono modellati con elementi *beam* elastici. Rimanendo ugualmente rigidi al diminuire della rigidità del nucleo, gli elementi elastici subiscono sollecitazioni maggiori di quelle che spetterebbero loro secondo un'analisi non lineare. Ciò si ripercuote positivamente sulla capacità resistente del nucleo. Questo è sicuramente il limite più importante derivante alle ipotesi semplificative assunte nell'eseguire le analisi dinamiche non lineari. In ogni caso, se il comportamento locale sul nucleo è meno accurato a collasso, con rapporti PGA_u/PGA_y che si attestano tra 3.8 e 4.7, il comportamento globale dell'edificio può ritenersi valutato in modo corretto.

Si consideri, ora, l'andamento ottenuto per PGA_u tenendo in considerazione i limiti imposti per rottura fragile a taglio sui telai. Ancora, l'andamento segue quello della rigidità flessionale e torsionale dell'edificio. Si hanno anche in questo caso valori coincidenti per l'edificio a 3 piani con nucleo *aperto* e l'edificio a 5 piani con nucleo *semi-chiuso*. Il valore della PGA_u risulta però circa la metà di quella che si aveva considerando unicamente il problema flessionale. Quello della rottura fragile a taglio è evidentemente un problema di primaria importanza nell'analisi di edifici a nucleo torsionalmente deformabili, qualora essi siano progettati per sollecitazioni taglianti determinate unicamente da carichi gravitazionali. È stato indubbiamente positivo considerare anche le capacità resistenti del telaio T_{yb} , più sollecitato seppur sottoposto a deformazioni inferiori di quello di estremità.

3.8.2.3 Determinazione del fattore di struttura - $q=PGA_u/PGA_y$

Si riportano in tabella 3.42 e in figura 3.147 i valori stimati per il fattore di struttura, prescindendo, come per i primi tre casi studio analizzati, dai valori assunti per i fattori di confidenza che si dovrebbero adottare nel caso di edifici esistenti.

tabella 3.42 – Valutazione dei fattori di struttura q

Edificio	Edificio: $q = PGA_u/PGA_y$	Rottura a taglio: $q = PGA_u/PGA_y$
Caso studio 4 - 5p nucleo aperto $e_k=20\%$	2.00	1.00
Caso studio 5 - 3p nucleo aperto $e_k=20\%$	1.80	1.00
Caso studio 6 - 5p nucleo semi-chiuso $e_k=20\%$	1.80	1.00
Caso studio 7 - 3p nucleo semi-chiuso $e_k=20\%$	1.56	1.00

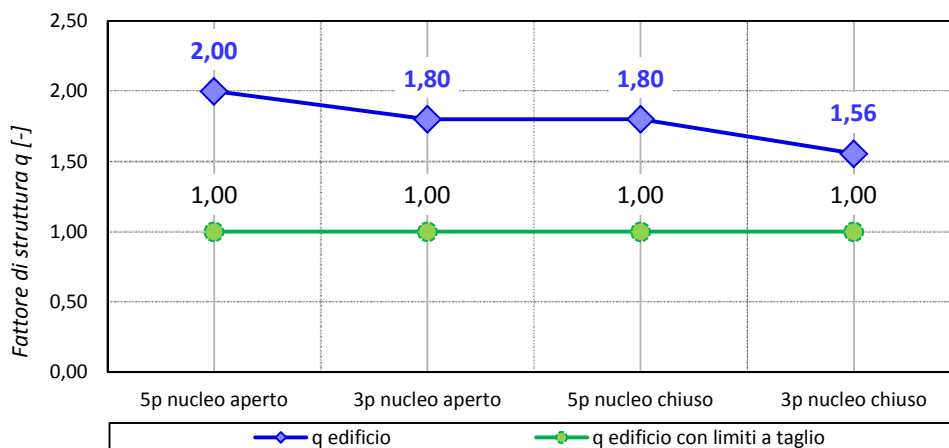


figura 3.147 – Fattore di struttura degli edifici ($q=PGA_u/PGA_y$)

Se si trascura in un primo momento il problema della rottura fragile a taglio del telaio, si osserva che il valore di q diminuisce all'aumentare della rigidità, torsionale e flessionale, dell'edificio. Ciò è ovvio, per edifici caratterizzati da una capacità confrontabile di escursione in campo plastico: tanto maggiori sono la rigidità dell'edificio e l'accelerazione di snervamento PGA_y , tanto minore risulta la duttilità della struttura e il valore del fattore di struttura che è corretto adottare. Un ruolo sicuramente decisivo è, infatti, quello esercitato dall'altezza della costruzione e dalla geometria della sezione trasversale del nucleo nel determinare la rigidità, flessionale e torsionale, dell'edificio. A parità di sezione trasversale, ad altezza minore corrisponde una maggiore rigidità (sia flessionale sia torsionale) e pertanto una diminuzione del fattore di struttura che è possibile adottare per l'edificio. Lo stesso si dica, a parità di altezza, all'aumentare della rigidità torsionale e flessionale della sezione trasversale del nucleo: un nucleo a sezione *aperta*, caratterizzato da un comportamento a torsione a ingobbamento contrastato, ha capacità resistenti inferiori ma duttilità, e quindi valori di q , maggiori.

I valori ottenuti (compresi tra 1.56 e 2.00) appaiono ragionevoli e confortanti rispetto alle attese per edifici nuovi appartenenti a questa tipologia nei quali la rottura per taglio viene evitata a priori mediante l'imposizione di opportune gerarchie delle resistenti. Si consideri, ora, l'andamento ottenuto per q tenendo in considerazione i limiti imposti per rottura fragile a taglio sui telai. In questo caso, si osserva una corrispondenza del valore ottenuto per PGA_y (imposta dal nucleo) e PGA_u (dovuta alla rottura a taglio sul telaio). Ciò impone che sia assunto per tutti gli edifici considerati un valore unitario del fattore di struttura, perlomeno nel caso in cui si faccia riferimento a valori medi delle caratteristiche dei materiali. Come per gli edifici con nucleo eccentrico, è necessario concludere che per i telai assunti in questo studio, a meno di non effettuare interventi migliorativi sulla resistenza a taglio degli stessi, non è possibile fare affidamento sulle capacità dissipative e di plasticizzazione degli edifici.

3.9 Conclusioni – Parte 3

Il presente studio ha portato a importanti conclusioni riguardo al comportamento sismico di edifici esistenti a nucleo torsionalmente deformabili.

L'obiettivo proposto era quello della valutazione del fattore di struttura 'q' per la tipologia di edifici menzionata. Ciò è stato possibile mediante l'utilizzo di modelli numerici basati su una legge *di danno continuo* per il materiale calcestruzzo, sviluppato anche da alcuni ricercatori del Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale (DICEA) dell'Università di Padova.

Sono stati innanzitutto definiti i casi studio da analizzare. Nello specifico, la determinazione del fattore di struttura è stata condotta su edifici pensati come esistenti e progettati per i soli carichi gravitazionali, in cui si sono assunte diverse eccentricità in pianta del nucleo (0, 20 e 40%) e differenti rigidezze torsionali (fatte variare modificando l'altezza degli edifici in questione e la geometria del nucleo in esame). Le diverse geometrie per il nucleo sono state assunte in modo tale da generare rigidezze flessionali e torsionali differenti, con lo scopo di valutare come questo influisca sulla capacità resistente e sulla duttilità dell'edificio. Per la determinazione del fattore di struttura si sono dapprima individuati quali siano gli elementi critici che caratterizzano le strutture oggetto di studio: i telai di estremità e il nucleo rigido. Quindi, si sono studiati tali elementi in modo separato, facendo ricorso ad analisi statiche non lineari, in modo tale da ottenere per essi dei valori limite di spostamento indicativi dello stato di snervamento e di collasso degli edifici considerati. Una volta scelto il criterio da adottare per valutare il comportamento complessivo dell'edificio, si sono svolte analisi dinamiche non lineari, applicando tre accelerogrammi spettro-compatibili incrementando progressivamente le accelerazioni massime al suolo (PGA) fino ad individuare le accelerazioni di collasso PGA_u e di snervamento PGA_y di ciascun edificio. Dal rapporto tra le due accelerazioni si è stimato il valore del fattore di struttura.

I risultati ottenuti sono stati discussi sia da un punto di vista locale dei singoli elementi resistenti (telaio e nucleo) sia da un punto di vista globale, prendendo in considerazione sia la resistenza puramente a pressoflessionale che quella a taglio dei telai. In particolare si è monitorato il comportamento non solo del telaio più deformato ma anche di quello più caricato dai carichi gravitazionali, comunque agenti durante un evento sismico. Trascurando il problema della rottura a taglio (ipotesi edifici nuovi progettati in gerarchia delle resistenze flessione-taglio), o immaginando che interventi di miglioramento di edifici esistenti possano evitarla, si sono ottenuti valori del fattore di struttura q tra 1.5 e 2.5 e quindi coerenti con quanto attualmente indicato dalle norme antisismiche. Ciò è assicurato dal comportamento resistente e dissipativo offerto dal nucleo sottoposto. Il collasso in questi casi avviene per deformazioni eccessive dei telai dopo che allo snervamento del nucleo segue una perdita di notevole rigidezza flesso-torsionale.

Il confronto effettuato al variare dell'eccentricità in pianta del nucleo, ha evidenziato come, all'aumentare dell'eccentricità, il nucleo presenti una minor resistenza all'azione sismica e una tendenza decrescente del fattore di struttura, e quindi della duttilità complessiva del sistema.

Il confronto effettuato al variare della geometria del nucleo ha invece evidenziato come, a una maggiore rigidezza (torsionale e flessionale), corrisponda da un lato una maggiore resistenza all'azione sismica ma dall'altro una minore duttilità e quindi un valore inferiore del fattore di struttura.

Qualora, invece, si considerino anche i limiti di rottura fragile a taglio sul telaio si osserva una notevole riduzione dei fattori di struttura determinati, con valori che si attestano attorno all'unità. Ciò è dovuto al

mancato rispetto della gerarchia delle resistenze, attualmente imposta dai codici antisismici negli edifici di nuova costruzione.

3.9.1 Possibili sviluppi futuri

Lo studio effettuato si presta a possibili miglioramenti e sviluppi futuri. Innanzitutto, ai fini di una migliore veridicità dei risultati ottenuti, si potrebbe estendere la modellazione non lineare anche alle travi e ai pilastri dei telai, trattati in via approssimativa in campo elastico nella presente tesi. Si è visto difatti come l'approssimazione introdotta potrebbe portare a sovrastimare la resistenza dell'edificio nel suo complesso. Anche il modello di danno utilizzato potrebbe essere migliorato, introducendo effetti quali lo scorrimento tra le barre e il calcestruzzo e il buckling delle barre compresse. Tuttavia è bene precisare tuttavia come già con le semplificazioni introdotte le analisi dinamiche non lineari condotte abbiano impiegato tempi molto lunghi ed un onere computazionale considerevole.

Un ulteriore aspetto che sarebbe interessante sviluppare in futuro potrebbe essere quello dell'influenza del vincolo al piede del nucleo, attualmente modellato con un incastro alla base. Si è visto difatti come tale vincolo bene approssimi edifici in cui è presente un piano interrato sufficientemente rigido da poter considerare l'incastro per il nucleo a livello dell'impalcato di tale piano. Tale ipotesi viene meno, invece, in strutture in cui il piano interrato non è presente, ed il nucleo poggia direttamente su una fondazione superficiale.

Risulta inoltre necessario estendere il caso studio analizzato, coinvolgendo diverse geometrie dei nuclei, eccentricità e rapporti tra la rigidezza torsionale e flessionale e realizzando analisi dinamiche non lineari con accelerogrammi impiegati contemporaneamente lungo le due direzioni principali.

Riferimenti - Parte 3

- [3.1] Salvitti L.M., Elnashai A.S., (1996). Evaluation of behaviour factors for RC buildings by nonlinear dynamic analysis, 11 World Conference of Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, paper 1820
- [3.2] Elnashai A.S., Salvitti L.M. and Broderick B.M., (1996). Assessment of EC8 behaviour factors for RC, Steel and Composite Frames, 11 World Conference of Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, paper 2050
- [3.3] D.M. 14/01/2008 (NTC08). Nuove Norme tecniche per le Costruzioni (Regulations for Constructions), Rome, G.U. n. 29 del 04/02/2008 (in Italian)
- [3.4] Menegotto M., Pinto P.E., (1973). Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal forced and bending, Procs. IABSE Symp. on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads, Lisbon, Portogallo
- [3.5] Filippou F.C., Popov E.P., Bertero V.V., (1983). Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints, Report UCB/EERC-83/19, University of California, Berkeley, USA
- [3.6] Midas Gen rel 7.4.1. User Manual
- [3.7] CEN Eurocode 8, (2004). Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules of buildings, European Committee for Standardization, Brussels
- [3.8] <http://gid.cimne.upc.es/>
- [3.9] Lucchini A., Monti G. and Kunnath S., (2009). Seismic behavior of single-story asymmetric-plan buildings under uniaxial excitation, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 38: 1053-1070
- [3.10] Savoia M., Ferracuti B., Pinho, R., (2008). Force/Torque pushover method for plan irregular structures, Nonlinear Static Methods for design/Assessment of 3D structures, 5-6 May, Lisbona, Portugal

Parte 4 Studio del comportamento sismico di edifici a telaio con soletta piena di C.A.. Prove sperimentali su nodi di bordo soletta-pilastro

4.1 Introduzione

La quarta parte del lavoro di tesi tratta la valutazione sismica di un'altra tipologia di edifici in C.A. a bassa duttilità, ovvero gli edifici a telaio con soletta piena. Tali edifici risultano meno comuni nel costruito italiano rispetto agli edifici a nucleo precedentemente trattati (Parte 2), tuttavia sono molto utilizzati soprattutto nel Centro-Nord Europa e nel Nord America. In tali aree i solai bidirezionali a soletta piena di C.A., post-compressa o non, sono ampiamente utilizzati nell'edilizia residenziale e commerciale per la loro economicità, velocità esecutiva e la buona efficienza rispetto ai carichi verticali. La caratteristica principale di questi sistemi è la semplicità della cassaforma che porta a velocizzare ed ottimizzare le fasi di costruzione, specie in presenza di maglie strutturali regolari.

Uno dei maggiori problemi di questi edifici, e che pertanto li rende estremamente vulnerabili soprattutto nei confronti dell'azione sismica, riguarda le connessioni tra la soletta piena e i pilastri dove si hanno alte concentrazioni sia di momenti flettenti sia di sforzi taglianti, tali da poter condurre a rotture improvvise di natura fragile da taglio-punzonamento, pertanto lontane dal tipo di rottura con meccanismi duttili che è auspicabile nelle strutture. Tali connessioni hanno poca capacità rotazionale e quindi un limitato ingresso in campo plastico, il che implica una bassa capacità di dissipare energia e un cattivo comportamento sismico. In termini pratici di carattere progettuale, quanto appena detto si traduce in bassi valori del fattore di struttura 'q', sia in fase di progettazione del nuovo, che in fase di verifica dell'esistente attraverso analisi lineari.

A livello normativo mancano, sia in territorio nazionale (NTC08 [4.1]) che a livello europeo (Eurocodici-EC8 [4.2]), delle linee guida per la progettazione sismica di tali strutture secondo i dettami del *capacity design method* tenendo conto dell'interazione flessione e taglio-punzonamento. In particolare risultano poco chiare le indicazioni su quali fattori di struttura 'q' siano da adottarsi in progettazione. Anche le norme americane, sebbene più avanzate, sono ancora in fase evolutiva sulla base dei risultati delle prove sperimentali che sopraggiungono. L'ACI 318-05 [4.3] definisce le strutture a soletta piena nella categoria delle strutture iperstatiche a telaio con comportamento prevalentemente flessionale (*Moment frames*). In particolare i sistemi a piastra vengono classificati in due categorie: sistemi con soletta in cemento armato

normale (*reinforced concrete (R/C) flat plate systems*), e sistemi con soletta post-tesa (*post-tensioned (PT) flat plate systems*). Quest'ultimi risultano chiaramente più vantaggiosi rispetto ai primi, data la possibilità di ridurre i pesi e superare luci maggiori (maggiori rapporti campata/altezza e quindi una maggiore flessibilità d'uso) e di ridurre notevolmente i costi di costruzione. Per tali motivi e numerosi altri vantaggi, i solai post-tesi vengono comunemente utilizzati negli Stati Uniti (USA) sia come sistema resistente ai soli carichi verticali che come sistema resistente ai carichi orizzontali [4.4]. In regioni di medio-bassa sismicità come nella costa orientale degli USA (SDC-A e-B in accordo a IBC-03 [4.5]), gli edifici a soletta piena vengono spesso progettati e costruiti come elementi principali per resistere alle azioni orizzontali in accordo a dei requisiti strutturali di dettaglio come specificato in ACI 318-05 [4.3] §21.12. Al contrario, in regioni ad alta sismicità come la costa occidentale (SDC-C, -D, e -E), i sistemi a soletta piena vengono progettati per supportare i soli carichi gravitazionali verticali, mentre le azioni orizzontali tipo sisma vengono affidate interamente a degli appositi elementi come setti o telai rinforzati perimetrali in grado di garantire la duttilità richiesta. Per questi edifici, il sistema a soletta piena non deve rispettare i requisiti minimi di dettaglio specificati dall'ACI 318-05, tuttavia i sistemi devono essere progettati e costruiti per essere in grado di seguire le deformazioni dei sistemi resistenti garantendo la capacità di supportare i carichi gravitazionali in condizioni di sicurezza. Sebbene la normativa americana in materia sia sicuramente più avanzata rispetto alle norme europee, è ancora lungi dall'essere esaustiva e stabilizzata, necessitando di ulteriori dati sperimentali di supporto.

La mancanza di un'adeguata conoscenza in materia e soprattutto il numero limitato di dati sperimentali a supporto, porta molti altri codici normativi ad escludere la possibilità di realizzare edifici di nuova costruzione a soletta piena senza travi sottosporgenti di irrigidimento o setti di controventamento a cui affidare la maggior parte della resistenza alle azioni orizzontali [4.6-4.7]. Pertanto lo sviluppo di questa tipologia edilizia rimane limitato in quanto considerata estremamente vulnerabile all'azione sismica [4.8].

Nella progettazione di nuovi edifici, al fine di assicurare adeguata duttilità delle strutture sismoresistenti, si può ragionevolmente pensare di affidare la capacità dissipativa interamente alla soletta, cercando di preservare i pilastri e le zone nodali da una rottura inevitabilmente fragile. Nel caso di dover eseguire l'analisi di vulnerabilità sismica di edifici esistenti realizzati con pilastri e soletta piena ma non adeguatamente controventati, situazione non infrequente nel costruito dell'ultimo ventennio, non si hanno valide indicazioni per la previsione dei meccanismi di rottura e della effettiva duttilità strutturale.

Con lo scopo di fornire ai progettisti validi valori dei fattori di struttura 'q' da adottarsi, risulta pertanto fondamentale studiare le capacità dissipative e di duttilità di tali sistemi.

Con il presente studio si è inteso fornire un contributo di carattere sperimentale su tale argomento. Si è effettuato il progetto simulato di un edificio a pilastri con soletta piena in C.A. pensato per resistere ai soli carichi gravitazionali. Di tale edificio si sono realizzati quattro nodi soletta-pilastro di bordo in scala reale. Su tali campioni si sono eseguite delle prove sperimentali fino a rottura sottoponendoli a spostamenti pseudo-statici di tipo ciclico, in condizioni tali da simulare una condizione di sollecitazione sismica. Dei quattro nodi, due sono stati realizzati con calcestruzzo ordinario, mentre gli altri due sono stati realizzati con un calcestruzzo innovativo alleggerito e fibrorinforzato con fibre di acciaio (SFRC). Questo ha permesso di indagare la duttilità dei nodi di bordo soletta-pilastro sia di sistemi in C.A. ordinario, rappresentativi del costruito esistente, sia di sistemi innovativi e realizzati con calcestruzzi fibrorinforzati di ultima generazione e per i quali il quadro normativo, soprattutto in materia sismica, risulta in fase di continuo sviluppo.

Dopo un breve richiamo bibliografico sulla tecnologia del calcestruzzo fibrorinforzato e sulle prove sperimentali condotte sui nodi soletta piena-pilastro in SFRC, si riassumono in questo capitolo i maggiori risultati sperimentali e numerici ottenuti.

4.2 Nozioni fondamentali sulla tecnologia del cls fibrorinforzato e sintesi delle prove sperimentali in letteratura

Nei codici sismici moderni viene richiesta una notevole quantità di armatura di confinamento nelle regioni nodali per garantirne adeguata duttilità. La spaziatura delle armature delle staffe in questi punti è molto ridotta e a questo si unisce la congestione di armatura longitudinale di travi/solette e pilastri. Il getto di calcestruzzo nel giunto diventa molto difficile a causa del congestionamento di armature. La formazione di vuoti e la difficoltosa compattazione del calcestruzzo costituisce detrimento per l'aderenza acciaio-calcestruzzo e per la robustezza nodale. L'uso del cemento armato rinforzato con fibre (FRC) rappresenta una tecnica di costruzione relativamente semplice ma efficace per la costruzione di nodi duttili trave-pilastro o soletta-pilastro. Grazie alla maggiore tenacità consente una riduzione dell'armatura di confinamento. La maggiore capacità di dissipazione dell'energia sismica permette la realizzazione di nodi con maggiore duttilità e robustezza. Per questi motivi, recentemente (nelle zone con maggiore rischio sismico) si è riscontrato un numero crescente di progetti con elementi strutturali rinforzati con fibre d'acciaio (SFRC). Gli elementi strutturali in calcestruzzo ordinario mostrano un buon comportamento a compressione, ma un comportamento a trazione scarso a causa delle loro proprietà fragili. L'aggiunta di fibre d'acciaio al calcestruzzo normale può cambiare queste proprietà meccaniche. A seconda del tipo e della quantità delle fibre si può migliorare la duttilità e la resistenza alla formazione di crepe. Specialmente con l'utilizzo di fibre di acciaio possono essere trasferite notevoli sollecitazioni attraverso le fessure e la fibra stessa può essere vista come una sorta di armatura.

Di seguito si fornisce una breve sintesi dello stato dell'arte sulla tecnologia dell' SFRC e dei risultati ottenuti da altri ricercatori sul comportamento sperimentale di nodi trave-pilastro e soletta-pilastro realizzati con questo materiale comparati, ove possibile, con quelli ottenuti con calcestruzzo convenzionale. Tali prove hanno fornito utili indicazioni ai fini della progettazione e realizzazione della campagna di prove sperimentali condotta e i cui risultati sono riportati al paragrafo 4.3 della presente tesi.

4.2.1 Il calcestruzzo fibrorinforzato: tecnologia e sviluppi

Il cemento armato rinforzato con fibre (FRC), come anticipato al paragrafo 1.3.2, è una miscela di calcestruzzo che contiene un determinato quantitativo di fibre disperse casualmente ed uniformemente in tutto l'impasto. Il calcestruzzo fibrorinforzato appartiene pertanto alla famiglia dei calcestruzzi speciali essendo caratterizzato da una matrice cementizia e da fibre discontinue per rinforzare la miscela. La matrice è fatta di cemento o malte. Le fibre possono essere di acciaio, polimeri, carbonio, vetro o materiali naturali.

L'utilizzo di fibre all'interno della matrice cementizia ha come scopo ultimo la formazione di un materiale composito nel quale il conglomerato, che già può essere considerato un materiale composito costituito da uno scheletro litico disperso in una matrice di pasta di cemento idrata, è unito ad un agente rinforzante formato da materiale fibroso di varia natura (Bollettino ufficiale CNR n° 166 parte IV [4.9]).

Molte ricerche hanno dimostrato come l'aggiunta di fibre, anche se in quantitativo limitato, sia in grado di migliorare notevolmente la resistenza post-fessurazione (tenacità) e la duttilità del calcestruzzo [4.10-4.12]. Sono stati inoltre osservati incrementi nella resistenza a trazione [4.13], sebbene sia richiesta un'alta

percentuale in volume di fibre per evidenziare tali effetti [4.14]. Altri vantaggi che si ottengono sono: riduzione della microfessurazione e degli effetti dovuti al ritiro, miglioramento della resistenza al fuoco (con fibre metalliche), all'impatto e all'abrasione. Per tali caratteristiche l'FRC si è nel tempo affermato come uno dei materiali da costruzione ideali per pavimentazioni, strutture che devono garantire l'impermeabilità e prodotti prefabbricati.

Più recentemente si è vista la possibilità di utilizzarlo nei nodi trave-pilastro o soletta-pilastro, per ridurre la congestione di armatura dei rinforzi a taglio nelle regioni di unione e garantire nel frattempo un aumento significativo della duttilità strutturale e della capacità di dissipazione di energia. Studi sperimentali [4.15-4.18] hanno dimostrato una evidente riduzione del quadro fessurativo e danneggiamento del calcestruzzo, limitando notevolmente l'espulsione del copriferro. Tutto ciò conferisce una maggior resistenza a taglio ed una maggiore duttilità dei nodi.

4.2.1.1 Tipo di fibre

Le fibre di maggiore utilizzo sono quelle polimeriche (polipropilene, polietilene, poliestere, poliacrilonitrilliche, aramidiche e nylon), in acciaio, in vetro, in kevlar, in carbonio o addirittura in materiali naturali, sebbene quest'ultime necessitino di diversi trattamenti prima di poter essere utilizzate. Le fibre che si trovano in commercio possono essere mono-filamentose dove ogni fibra è separata dalle altre, oppure sotto forma di *bundles*, ossia impacchettate e si separano solo una volta entrate in contatto con la matrice cementizia. Oltre che nella classica forma rettilinea, le fibre si presentano anche con diverse forme quali possono essere quella uncinata, ondulata, nervata o schiacciata all'estremità per migliorare l'aderenza con la matrice cementizia. L'aderenza è anche funzione del rapporto d'aspetto, ossia il rapporto tra la lunghezza della fibra e il suo diametro equivalente. Infatti, al crescere di questo rapporto, le fibre tendono più difficilmente a sfilarsi migliorando notevolmente la risposta a trazione.

tabella 4.1 – Proprietà meccaniche delle fibre maggiormente utilizzate (Fonte: standard ASTM D 570 [4.19])

Tipo di fibra	Diametro [μm]	Peso specifico [g/cm ³]	Resistenza a trazione [MPa]	Modulo elastico [GPa]	Allungamento massimo [%]
Acciaio	5-1000	7.85	200-2600	195-210	0.5-5
Vetro	8-15	2.60	2000-4000	70-80	2.5-4.5
Acrilico(PAN)	18	1.18	400-1000	14.5-19.5	7.5-50
Kevlar	10-12	1.4-1.5	2000-3500	62-130	2.0-4.6
Carbonio	7-18	1.6-1.9	800-4000	38-800	1.3-2.5
Nylon	20-25	1.16	965	5.17	20
Poliestere(PET)	10	1.34-1.39	280-1200	10-18	10-50
Polietilene (PE)	25-1000	0.96	80-600	5.0	12-100
Polietilene(HPPE)	-	0.97	4100-3000	80-150	2.9-4.1
Polipropilene(PP)	10-200	0.90-0.91	310-760	3.5-4.9	6-15.0
Cellulosa	15-125	1.50	300-2000	10-50	20
Cocco	100-400	1.12-1.15	120-200	19-25	10-25
Bamboo	50-400	1.50	350	33-40	-
Juta	100-200	1.02-1.04	250-350	25-32	1.5-1.9

tabella 4.2 – Applicazioni per diversi tipi di fibra di rinforzo [4.20]

Fibre Type	Application
Steel	Seismic-resistant structures, bridge decks, cellular concrete roofing units, pavement overlays, concrete pipe, airport runways, pressure vessels, tunnel linings, ship-hull construction.
Glass	Precast panels, small containers, sewer pipe, thin concrete shell roofs, wall plaster for concrete block. Agriculture, architectural cladding and components.
Carbon	Single and double curvature membrane structures, boat hulls, scaffold boards.
Polypropylene, nylon	Foundation piles, prestressed piles, facing panels, floatation units for walkways and moorings in marinas, road-patching material, heavyweight coatings for underwater pipes.
Asbestos	Sheet, pipe, boards, fireproofing and insulating materials, sewer pipes, corrugated and flat roofing sheets, wall lining.
Mica Flakes	Partially replace asbestos in cement boards, concrete pipe, repair materials.
Natural fibres	Roof tiles, corrugated sheets, pipes, silos and tanks.

4.2.1.2 Fibre strutturali e non strutturali

La principale distinzione tra le fibre si basa sui benefici che le fibre portano al calcestruzzo e permette di dividere le fibre in strutturali e non strutturali. Le prime hanno principalmente il compito di incrementare le prestazioni del calcestruzzo. Per contenuti in percentuale di volume maggiore dello 0.3%, infatti, è apprezzabile l'aumento della resistenza a trazione e della tenacità della miscela. Il loro effetto di cucitura è volto a rallentare la fessurazione dovuta al ritiro igrometrico e ai carichi esterni e di garantire al calcestruzzo un miglioramento della resistenza a trazione soprattutto dopo la formazione delle fessure. La riduzione dell'ampiezza delle fessure riduce il rischio della penetrazione nella matrice cementizia degli agenti atmosferici con miglioramento della durabilità del materiale.

Le fibre non strutturali, invece, vengono utilizzate per migliorare il comportamento di una struttura con riferimento agli stati limite di esercizio. In questo caso le fibre vengono utilizzate in accoppiamento con l'armatura convenzionale. Garantiscono un effetto di cucitura delle fessure dovute al ritiro plastico nelle strutture prematuramente esposte all'evaporazione d'acqua, mentre non sono in grado di contrastare, a causa del basso valore di modulo elastico, quelle dovute al ritiro igrometrico. Per tale motivo vengono utilizzate frequentemente in quelle strutture di elevata superficie esposta all'aria come ad esempio le pavimentazioni industriali.

4.2.1.3 Calcestruzzo rinforzato con fibre di acciaio (SFRC)

Nel corso degli ultimi tre decenni le fibre d'acciaio sono state applicate nelle pavimentazioni e nei rivestimenti. Tuttavia l'uso di fibre d'acciaio nel cemento armato (SFRC) nella progettazione sismica è limitato, a causa della mancanza di codici e linee guida appropriati.

Sempre più comunemente sono disponibili in commercio una gamma molto varia di fibre d'acciaio e prodotti in SFRC. La qualità e la quantità delle fibre d'acciaio influenzano le proprietà meccaniche del calcestruzzo. Si è visto che l'aggiunta di fibre in acciaio aumenta significativamente la tenacità in trazione, la duttilità e anche la resistenza a compressione, ma quest'ultima in misura minore (figura 4.1 e figura 4.2). I vantaggi di utilizzare questo tipo di fibre diventano evidenti dopo la fessurazione della matrice di calcestruzzo, perché le tensioni interne di trazione vengono ridistribuite alle fibre.

Ai fini della progettazione strutturale dosaggi inferiori dell' 1% di fibre non sono utili a sopportare sollecitazioni a seguito di fessurazioni significative.

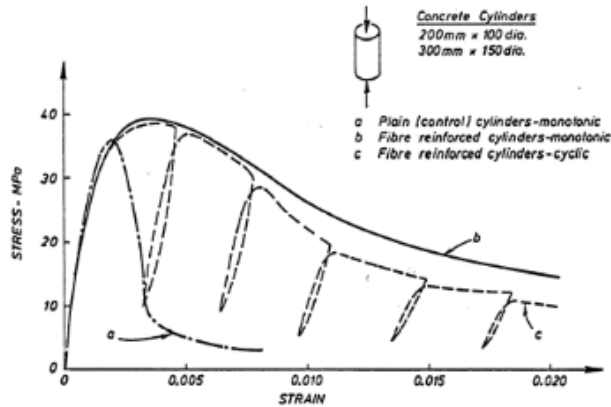


figura 4.1 – Compressive Stress-Strain Relationship [4.21]

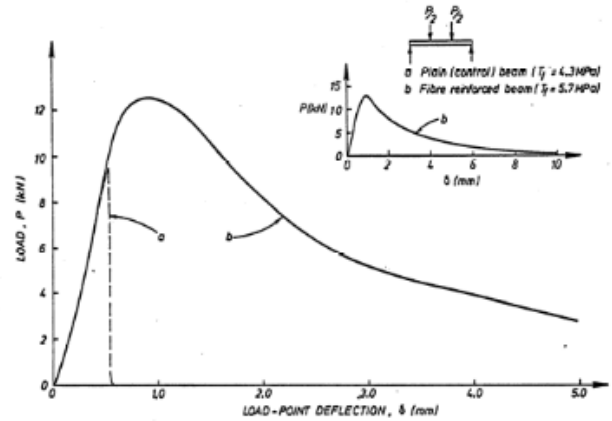


figura 4.2 – Flexural load-deflection relationship [4.21]

4.2.1.3.1 Lavorabilità

Uno dei problemi dell'utilizzo dell' SFRC è la sua lavorabilità. La lavorabilità del calcestruzzo fibrorinforzato è influenzata sia dalla lavorabilità stessa della matrice di calcestruzzo sia dal rapporto di forma (o d'aspetto) delle fibre (l_f/d_f). Normalmente la lavorabilità del SFRC si può migliorare aggiungendo additivi, limitando la dimensione dell'aggregato e riducendo il rapporto acqua-cemento (w/c). Molti ricercatori raccomandano che la frazione di volume degli SFRC (V_f) non superi il 2.0% (in volume) e il massimo rapporto di aspetto (l_f/d_f) deve essere di 100.

4.2.1.3.2 Forma delle fibre

La forma e le dimensioni delle fibre d'acciaio sono molto varie. Le fibre in acciaio utilizzate nell'ambito strutturale variano in genere tra 1.5 e 75mm di lunghezza e il rapporto d'aspetto varia tra 30 e 100. La sezione trasversale, la forma e il profilo delle fibre possono essere tra le più varie come rappresentato in figura 4.3.

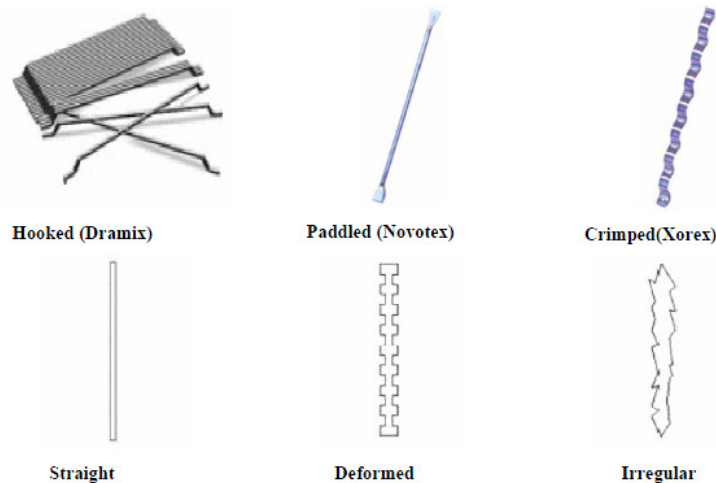


figura 4.3 – Forma delle fibre di acciaio [4.20]

4.2.1.3.3 Il concetto di tenacità

La tenacità è la capacità del materiale di assorbire energia deformandosi prima di raggiungere il collasso e resistere così alla propagazione di cricche. Questa è una caratteristica importante che distingue il cemento fibrorinforzato da quello comune. Essa è normalmente definita come l'area sottesa dalla curva carico-spostamento verticale (carico-freccia o carico-deflessione) o sforzo-deformazione riferita alla flessione. Ad esempio nella norma ASTM C1018 [4.22] viene calcolata l'area sottesa dalla curva carico-deflessione per valori multipli dello spostamento di prima fessurazione. Il confronto tra il calcestruzzo fibrorinforzato e quello semplice, per tipiche curve carico-deflessione è mostrato in figura 4.4. Da questa figura, ma anche da altri studi e normative, si vede che la tenacità del calcestruzzo può essere notevolmente migliorata aggiungendo fibre al calcestruzzo. La ragione è che l'SFRC è in grado di sostenere un carico significativo anche dopo la rottura del calcestruzzo, merito delle fibre di rinforzo che, una volta espulse dalla matrice, sono in grado di dissipare l'energia di carico-deformazione migliorando così la tenacità. Un parametro di particolare interesse è il punto di prima fessurazione, a partire dal quale le fibre iniziano a dare il proprio contributo. Tale parametro è convenzionale, a causa della difficoltà nella determinazione dell'innesco del processo di fessurazione. La formazione della prima fessura viene associata da alcune normative alla perdita di linearità della curva carico-spostamento (ASTM). Sono descritti tre indici nella norma ASTM C1018: I_5 , I_{10} e I_{30} corrispondenti rispettivamente a deviazioni di 3, 5.5 e 15.5 volte la deflessione di prima fessurazione. Un esempio di questi indici calcolati mediante una deflessione fissa di 1.9 mm di una trave di dimensioni 100x100x350mm sono mostrati in figura 4.5. Altri esempi di indice I_5 , I_{10} e I_{30} , calcolati per altre forme e dimensioni del campione, sono esposti in figura 4.4. Va sottolineato che molti fattori, quali il tipo di fibra, la frazione di volume di fibra, il rapporto d'aspetto, la deformazione della fibra e le altre caratteristiche che influenzano la resistenza ultima a flessione del calcestruzzo fibrorinforzato, influenzano anche la tenacità.

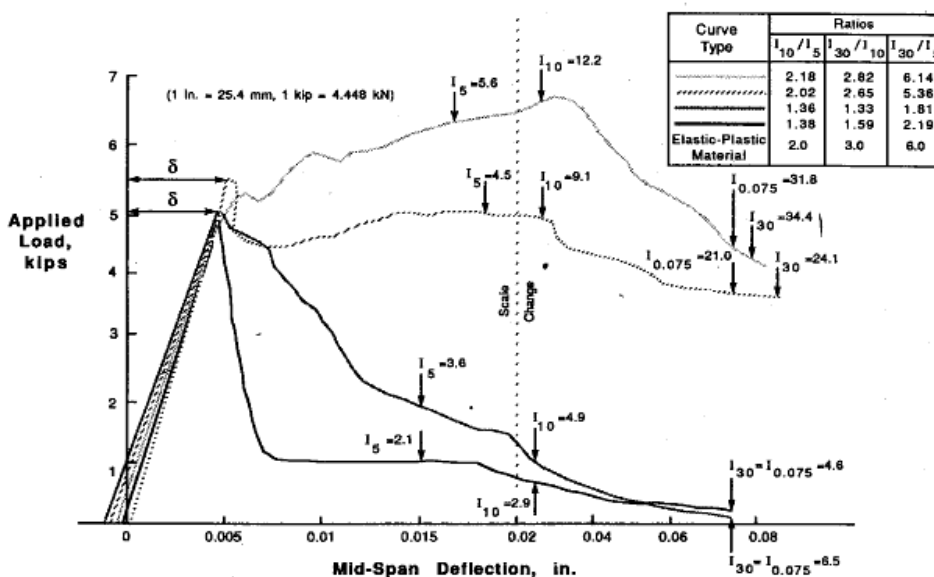


figura 4.4 – Curve carico-freccia del SFRC con diversi quantitativi e tipi di fibra d'acciaio [4.23]

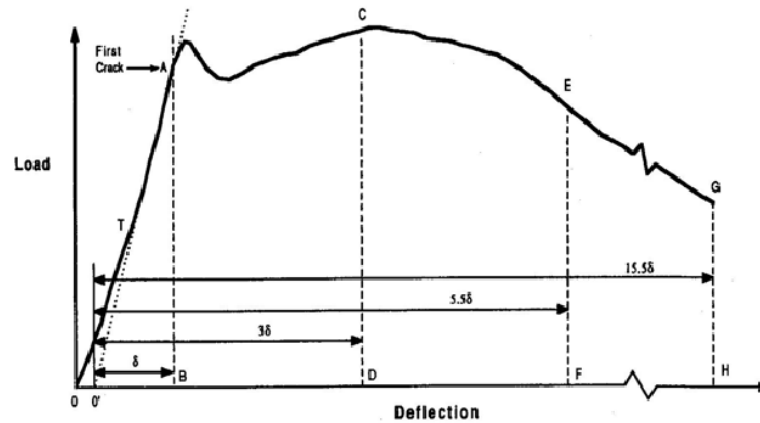


figura 4.5 – Caratteristiche della curva carico-freccia (ASTM C 1018 [4.22]) [4.23]

Esistono molte altre normative e regolamenti che cercano di individuare e definire le proprietà a flessione degli SFRC:

- EN 14651 [4.24];
- RILEM TC 162-TDF [4.25];
- DT 204 CNR 2006 [4.26];
- Model Code 201010 [4.27];

Alcune sono più dettagliate di altre ma in linea generale descrivono lo stesso comportamento.

4.2.1.3.4 Resistenza alla compressione

L'effetto delle fibre d'acciaio sulla resistenza a compressione del calcestruzzo è variabile (figura 4.6). Le curve di compressione sforzo-deformazione studiate per gli SFRC hanno dimostrato che l'utilizzo di fibre d'acciaio non aumenta drasticamente la tensione di picco, ma la pendenza del tratto discendente post-picco è significativamente meno ripida di quella del calcestruzzo normale. Queste curve indicano inoltre un aumento della tenacità e della duttilità che riflette una migliore capacità di dissipazione d'energia rispetto al calcestruzzo convenzionale.

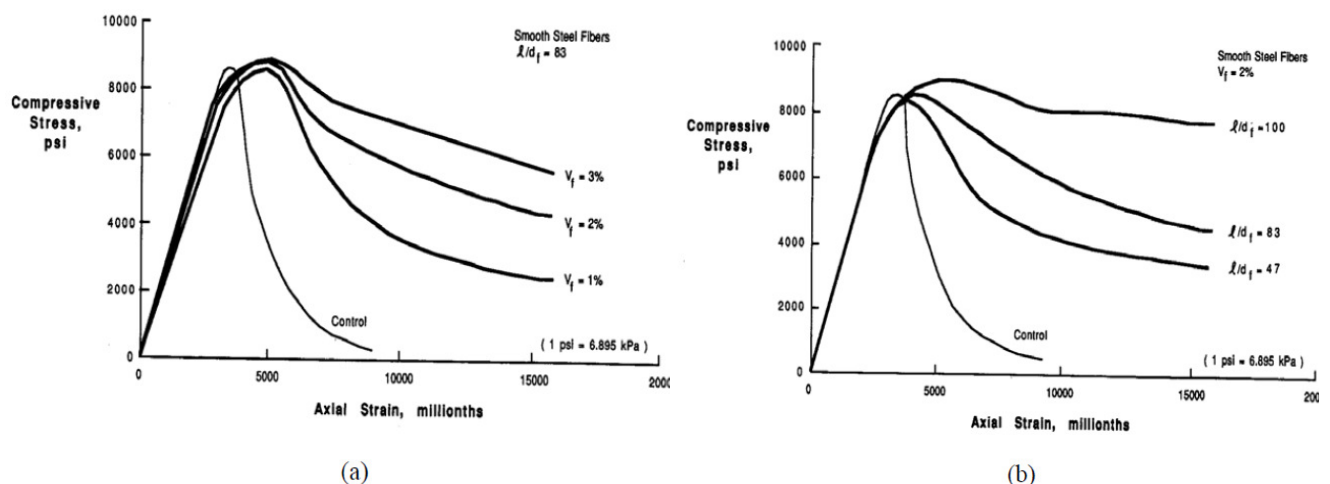


figura 4.6 – Influenza delle fibre d'acciaio per differenti quantitativi di volume e diversi rapporti d'aspetto [4.23]

4.2.1.3.5 Resistenza alla trazione

La curva sforzo-deformazione dell' SFRC in trazione diretta non può essere determinata esattamente a causa della difficoltà nel condurre il test standard di trazione. Le curve osservate variano, poiché i valori dipendono dalle dimensioni del campione e dal metodo con cui si è effettuato il test. In generale la presenza di fibre migliora il comportamento a trazione contrastando l'apertura progressiva delle fessure. Una volta raggiunta la fessurazione della matrice, le fibre sono in grado di manifestare il proprio contributo conferendo al composito una resistenza post-fessurazione assente nella matrice senza fibre. Il comportamento fortemente degradante, tipico di una prova di trazione monoassiale sul calcestruzzo, può essere modificato in modo significativo dall'aggiunta di fibre in percentuale volumetrica, V_f . Per contenuti di fibre non elevati (circa 0.2-2%) il comportamento è di tipo degradante; in questo caso la resistenza a trazione di prima fessurazione si assume pari a quella di picco della matrice in calcestruzzo. Per percentuali volumetriche di fibre indicativamente superiori al 2%, il comportamento può diventare incrudente, grazie alla comparsa del fenomeno della multi-fessurazione che può assicurare anche una resistenza di prima fessurazione superiore a quella della matrice (figura 4.7).

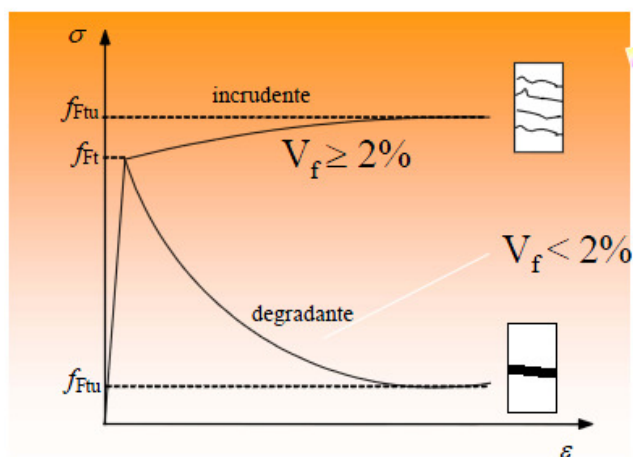


figura 4.7 – Comportamento a trazione dell'FRC a seconda del contenuto fibroso [4.28]

4.2.1.3.6 Resistenza alla flessione

Rispetto alla resistenza a trazione e a compressione, la resistenza a flessione è un fattore maggiormente rappresentativo in tema di influenza delle fibre sul calcestruzzo. La prova di flessione può essere rappresentata da una curva carico-spostamento verticale (misurato sotto i punti di carico) oppure, nel caso il provino sia intagliato, da una curva carico-apertura di fessura (*Crack Opening Displacement* o *COD*). Studi precedenti hanno dimostrato che la resistenza ultima a flessione aumenta generalmente in relazione alla concentrazione del volume di fibre V_f e al rapporto d'aspetto l_f/d_f . Concentrazioni di fibre inferiori allo 0.5% del volume con un rapporto d'aspetto basso hanno un effetto trascurabile sulle proprietà statiche di resistenza. Fibre ad uncino o a forma allungata (cioè con un migliore ancoraggio) hanno prodotto, su matrici di cemento non armate, un aumento della resistenza alla flessione anche del 100%.

4.2.2 Prove sperimentali con SFRC applicati in elementi strutturali

Al fine di indagare e studiare il miglioramento delle prestazioni strutturali apportato dall'utilizzo del calcestruzzo SFRC, sono stati compiuti in tutto il mondo vari studi e ricerche soprattutto di natura sperimentale e la maggior parte di questi si sono specializzati nel valutare la resistenza a taglio-

punzonamento di solette piene in cemento armato rinforzate con fibre d'acciaio [4.29-4.36]. Tutti hanno dimostrato un significativo incremento di resistenza a taglio-punzonamento ed un considerevole miglioramento del comportamento fessurativo, dimostrando una buona integrità del calcestruzzo in prossimità dei nodi soletta-pilastro.

In particolare, Theodorakopoulos *et al.* [4.30], testando venti connessioni interne soletta piena-pilastro in cemento alleggerito e rinforzato con fibre (figura 4.8), hanno enfatizzato il ruolo delle fibre di acciaio nell'aumentare la duttilità e la dissipazione energetica, preservando la continuità e l'integrità della soletta successivamente alla rottura, e trasformando rotture di natura fragile in rotture duttili. Nella realizzazione delle prove sperimentali sono state monitorate diverse variabili, tra cui la percentuale in volume di fibre (0, 0.5 e 1.0%), la forma e lunghezza delle fibre (variabilità del rapporto d'aspetto compreso tra 60 e 100), il tipo di carico applicato e la diversa resistenza a compressione del calcestruzzo. Quantitativi di fibre maggiori e rapporti d'aspetto elevati hanno evidenziato le maggiori capacità prestazionali dei provini testati. In figura 4.9 è enfatizzato il confronto tra i provini in C.A. ordinario (FS-1 e FS-19) e i provini in SFRC. E' possibile osservare come la presenza delle fibre in nodi che collassano per taglio-punzonamento, riduca il comportamento fragile innalzando la resistenza post-picco e la duttilità. Un notevole miglioramento prestazionale è stato inoltre osservato in termini di carico di servizio a parità di deformazione registrata, con incrementi del 15-40%.

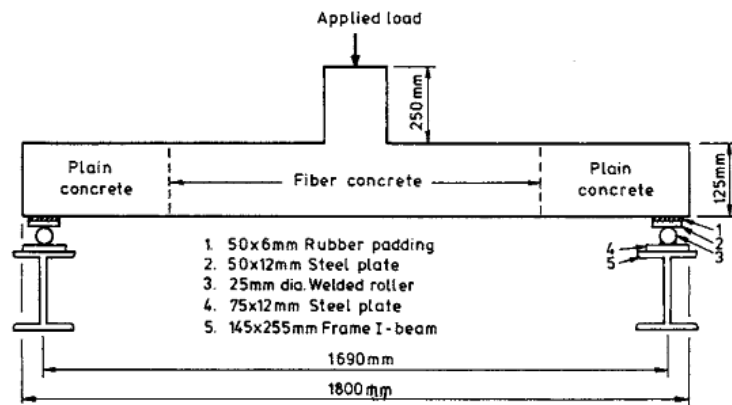


figura 4.8 – Provini interni pilastro-soletta testati da Theodorakopoulos *et al.* [4.30]

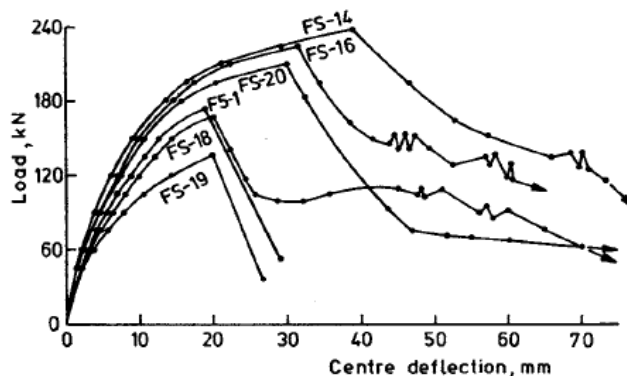


figura 4.9 – Curve carico-spostamento dei provini interni pilastro-soletta testati da Theodorakopoulos *et al.* [4.30]

Nguyen-Minh *et al.* [4.35], testando dodici connessioni interne soletta piena-pilastro in scala ridotta, e di varie dimensioni (figura 4.10), hanno sottolineato il notevole incremento di resistenza a taglio-

punzonamento, oltre al notevole miglioramento del comportamento del calcestruzzo post-fessurazione soprattutto in confronto ai calcestruzzi ordinari non rinforzati. Nei vari provini testati sono stati utilizzati diversi dosaggi di fibre (variabile dai 30 ai 60 kg/mc) e si è potuto osservare un'aumento della massima resistenza di picco lineare con il quantitativo di fibre. La presenza delle fibre ha messo inoltre in luce un aumento della rigidezza con miglioramento del comportamento in fase di servizio, ed un evidente miglioramento in fase di fessurazione post-picco.

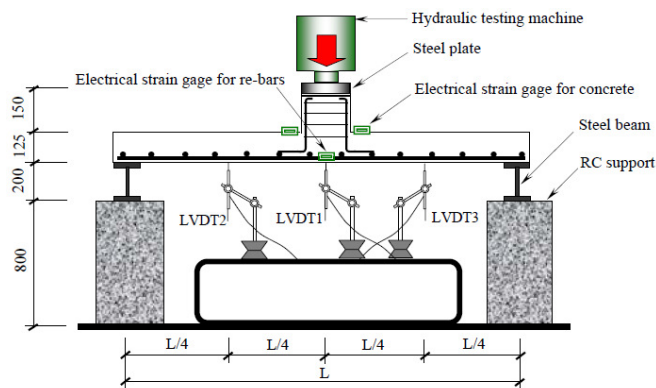


figura 4.10 – Test setup: Nguyen-Minh et al. [4.35]

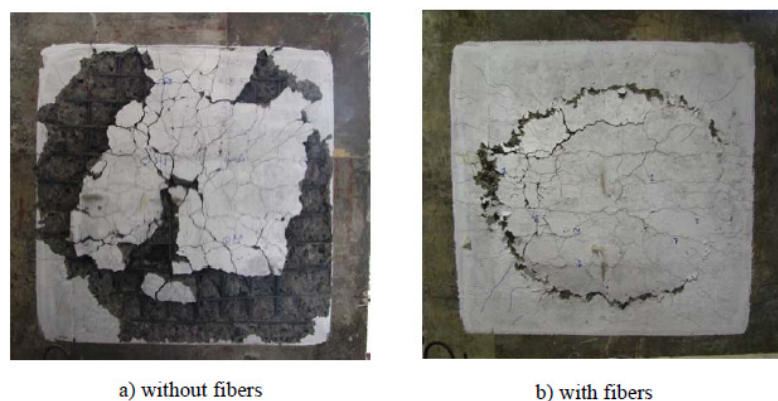


figura 4.11 – Tipico quadro fessurativo a rottura dei provini testati da Nguyen-Minh et al. [4.35]

In figura 4.11 è evidente il diverso comportamento del calcestruzzo dovuto dalla presenza o meno di fibre. In assenza di fibre il calcestruzzo risulta maggiormente danneggiato, con notevole espulsione del copriferro estesa a tutta la zona interessata in prossimità dei bordi soletta-pilastro, mentre il calcestruzzo SFRC presenta una fessurazione uniforme in cui si distingue la superficie circolare a rottura per taglio-punzonamento. Come per le prove condotte da Theodorakopoulos *et al* [4.30], anche i tests sperimentali di Nguyen-Minh *et al.* hanno messo in luce l'efficacia delle fibre nel modificare le modalità di collasso della struttura, passando da rotture improvvise e fragili, a rotture per taglio-punzonamento più controllate e meno improvvise, denotando pertanto una maggiore resistenza residua e duttilità strutturale.

Altri studi, di maggiore interesse per l'oggetto della presente tesi, si sono inoltre specializzati sulle prestazioni del calcestruzzo fibrorinforzato nelle strutture sottoposte all'azione ciclica di carichi sismici. In particolare, prove sperimentali condotte da Cheng *et al.* [4.37] su due provini soletta-pilastro interno in scala ridotta (scala 1:2), sotto l'azione combinata dei carichi gravitazionali e di azioni cicliche trasversali, hanno dimostrato l'ottima risposta strutturale dei provini fibrorinforzati alle azioni orizzontali, quali quella

sismica, grazie alla grande capacità di assorbire energia entrando fortemente in campo plastico. Nello specifico la campagna sperimentale condotta ha visto la realizzazione di due provini (SU1 e SU2), entrambi rinforzati con un quantitativo di fibre pari a 1.5% del volume, ma con differenti resistenze a trazione: sono state infatti utilizzate fibre ad alta resistenza (2300 MPa) e a resistenza normale (1100 MPa). Come si può osservare in figura 4.12, il calcestruzzo fibrorinforzato è stato utilizzato solamente in prossimità dei bordi soletta-pilastro, ad una distanza ritenuta significativa per gli sforzi agenti. Nel resto della soletta è stato invece utilizzato del calcestruzzo ordinario.

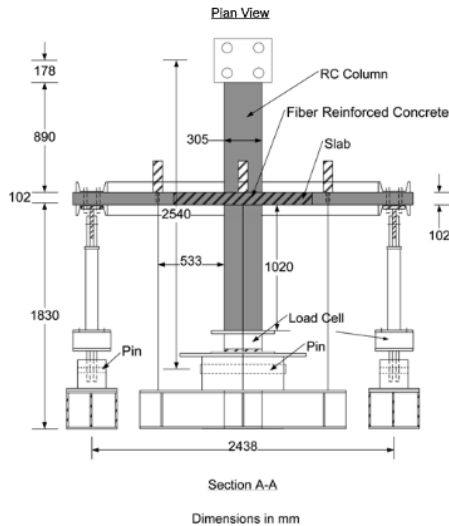


figura 4.12 – Prove cicliche su nodi interni soletta-pilastrati condotte da Cheng et al. [4.37]

I risultati sperimentali ottenuti hanno messo in luce un ottimo comportamento strutturale di entrambi i provini, denotando una maggiore resistenza di picco del provino SU1 con fibre ad alta resistenza rispetto al provino SU2. Inoltre le prove sperimentali hanno enfatizzato il buon comportamento duttile dimostrato dalle connessioni, con cicli isteretici stabili fino a drift misurati del 4% (figura 4.13). Le prove sono state condotte solamente su provini fibrorinforzati, e pertanto non è stato possibile ottenere un confronto diretto in termini prestazionali con provini di uguale geometria ed armatura, ma realizzati in calcestruzzo ordinario.

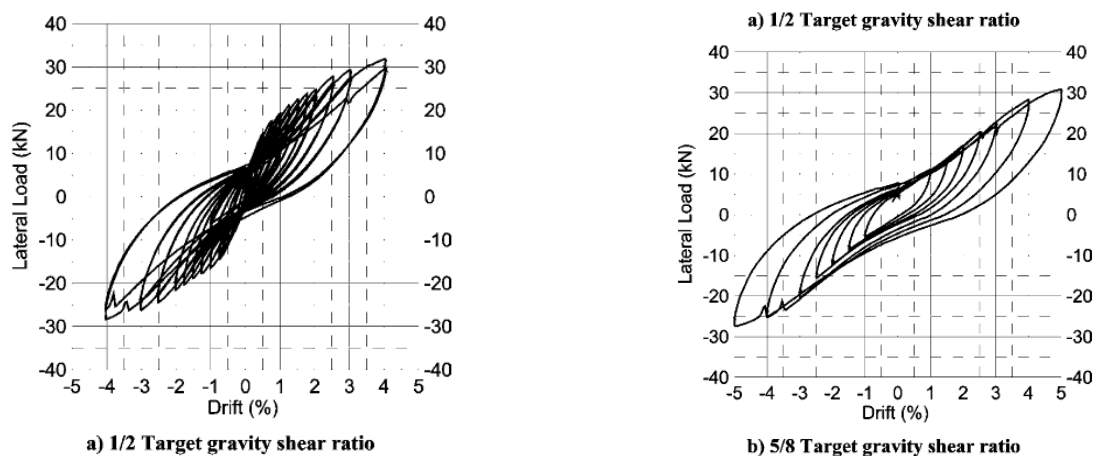


figura 4.13 – Cicli carico-drift al variare dei carichi gravitazionali: provino SU1 [4.37]

Gli studi sperimentali condotti su connessioni soletta-pilastro realizzate in calcestruzzo fibrorinforzato rimangono in numero limitato e nella quasi totalità dei casi ci si è limitati allo studio del comportamento statico delle giunzioni e nella definizione della resistenza a taglio punzonamento al fine di affinare i modelli analitici proposti nei codici di verifica. Minore attenzione è stata infatti focalizzata nello studio della duttilità di tali connessioni progettate per garantire un comportamento flessionale di natura duttile, e pertanto la conoscenza del comportamento isteretico delle connessioni soletta-pilastro sotto azioni sismiche risulta a tutt'oggi limitata. Maggiori studi da questo punto di vista sono stati invece condotti sul comportamento ciclico di nodi trave-pilastro [4.38-4.43] o su pannelli bidimensionali [4.44].

In particolar modo una ricerca intrapresa dall'università di Canterbury in Nuova Zelanda nel 2006 [4.20] ha analizzato il comportamento sismico ed il collasso dei giunti trave-colonna rinforzati con fibre d'acciaio, con l'intento di fornire suggerimenti per una semplice ma razionale procedura per la valutazione della resistenza a taglio dei giunti. In questa ricerca sono stati testati diversi tipi di configurazioni trave-colonna sotto l'azione di un carico sismico simulato.

Le prestazioni dei giunti rinforzati con le fibre d'acciaio sono stati confrontati con quelli di giunti convenzionali in C.A. ordinario. Queste prove sperimentali hanno mostrato che l'aggiunta di fibre nelle articolazioni è molto efficace per migliorare il comportamento e le capacità di assorbimento d'energia, nonché diminuire il danneggiamento delle articolazioni e ridurre il numero di staffe e armature nei nodi.

In [4.20] è riportato inoltre un esteso riassunto dello stato dell'arte in merito ai test sperimentali condotti su elementi strutturali realizzati con la tecnologia del calcestruzzo fibrorinforzato, con particolare riferimento ai nodi trave-pilastro.

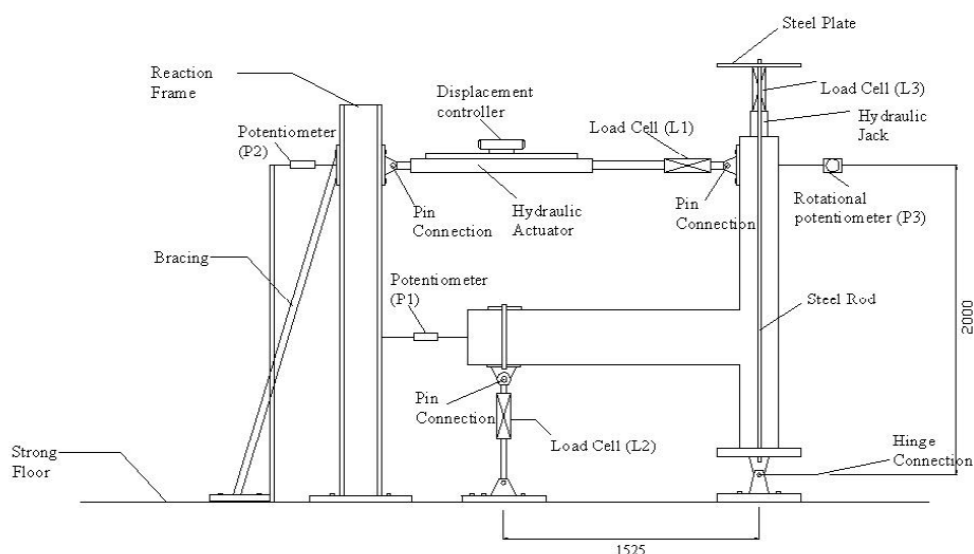


figura 4.14 – Test setup: prove eseguite dall' Università di Canterbury (NZ) [4.20]

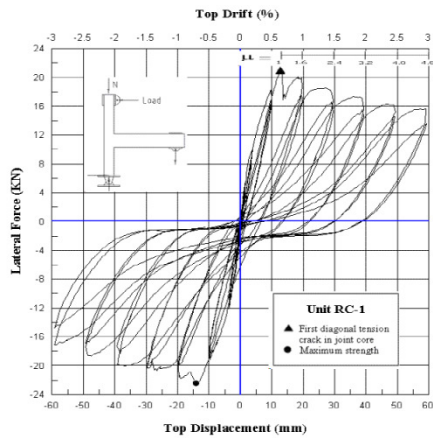
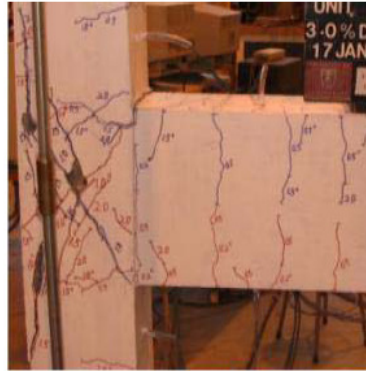


Figure 5 - 1: Lateral force vs. top displacement hysteretic response for Unit RC-1



(g) 3% drift (First cycle)



(h) 3% drift (End)

Figure 5 - 2: Observed damage of Unit RC-1

figura 4.15 – Prove cicliche su nodi trave-pilastri condotte dall' Università di Canterbury (NZ) [4.20]

L'analisi delle prove sperimentali condotte in letteratura su provini soletta-pilastro in SFRC, brevemente richiamata nel paragrafo 4.2.2, ha permesso di trarre utili indicazioni ai fini della progettazione e realizzazione delle prove sperimentali, nonché ai fini della caratterizzazione del mix design del calcestruzzo fibrorinforzato utilizzato. Si riportano al paragrafo 4.3 i principali risultati ottenuti.

4.3 Prove sperimentali su nodi di bordo soletta-pilastro

4.3.1 Programma sperimentale

4.3.1.1 Edificio prototipo

Per la progettazione dei nodi di bordo soletta-pilastro si è effettuato il progetto simulato di un edificio a pilastri con soletta piena in C.A. rispetto ai soli carichi gravitazionali. La pianta dell'edificio è rappresentata in figura 4.16. Ha una maglia regolare dei pilastri 4.50x4.50m, con soletta di spessore 150mm (rapporto campata-soletta uguale a 30), altezza interpiano di 3.10m e pilastri a sezione quadrata 30x30cm. In fase di progettazione si sono considerati i soli carichi gravitazionali dovuti al peso proprio ($g_1=3.15\text{kN/mq}$), ai sovraccarichi non strutturali ($g_2=1.00\text{kN/mq}$) e ai carichi accidentali assunti per la tipologia edilizia residenziale ($q=2.00\text{kN/mq}$). Gli sforzi agenti sulla soletta, in termini di momenti flettenti e sforzi taglianti, sono stati determinati mediante modellazione elastica ad elementi finiti. Tali parametri sono stati inoltre confrontati con quelli ricavati analiticamente attraverso la schematizzazione della soletta ad un telaio equivalente secondo quanto riportato nell'Eurocodice 2 (EC2) [4.45]. Il dimensionamento è stato effettuato agli Stati Limite Ultimi secondo EC2 [4.45]. E' risultata un'armatura base inferiore e superiore #8 20x20cm ed armatura integrativa realizzata con barre #10, sia in campata (armatura inferiore) che in prossimità dei pilastri (armatura superiore), come rappresentato in figura 4.16. Dell'edificio prototipo in questione si è estrapolato il nodo di bordo pilastro soletta indicato con linea tratteggiata in figura 4.16 di cui si sono costruiti 4 diversi campioni in scala reale da sottoporre a test sperimentale. Tali campioni verranno indicati nel seguito con le sigle da S1 a S4.

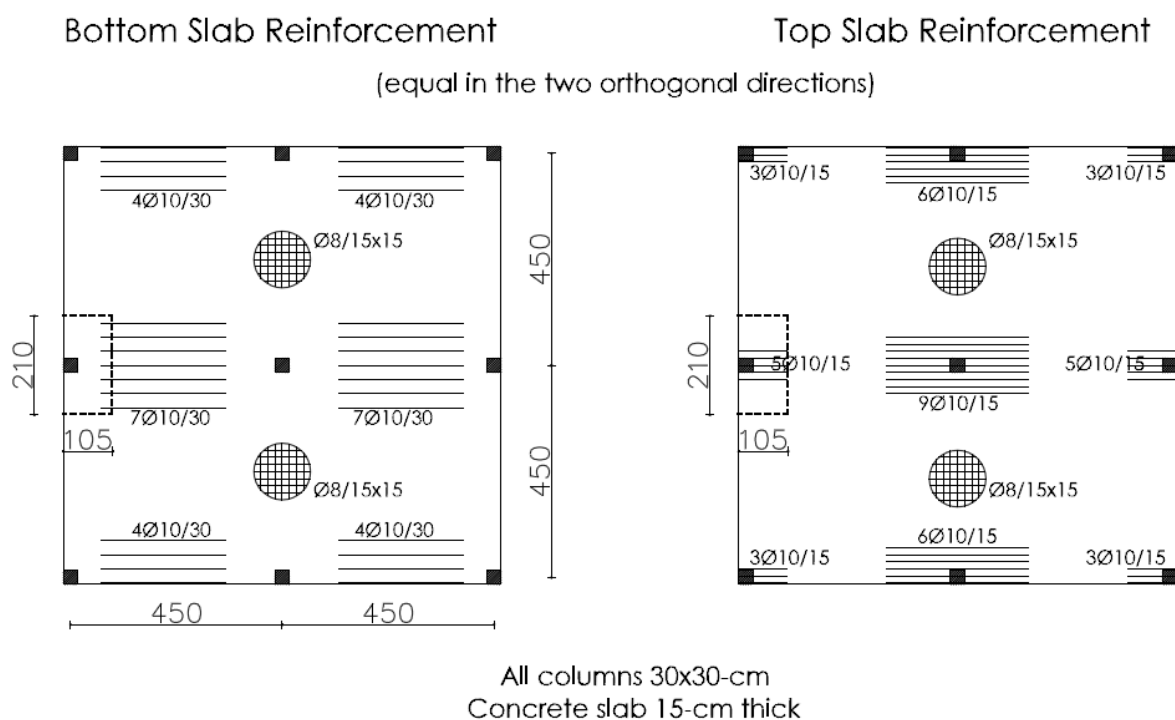


figura 4.16 – Modello in scala reale della soletta dell'edificio prototipo e armatura (misure in cm)

4.3.1.2 Proprietà dei materiali

In fase di progettazione si è prevista la confezione dei provini con due differenti miscele di calcestruzzo (*mix design A2* e *mix design B2*), entrambe di classe di resistenza dichiarata C45/55, e acciaio per armatura ad aderenza migliorata del tipo B450C.

4.3.1.2.1 Calcestruzzi

I *mix design* dei conglomerati usati per la realizzazione dei campioni sono stati studiati dalla ditta ENCO S.r.l. [4.46] e confezionati *ad hoc* negli stabilimenti della ITALCEMENTI Group – Stabilimento di Limena (PD).

Sono stati utilizzati due diversi tipi di calcestruzzo, entrambi di classe di resistenza dichiarata C45/55:

- un calcestruzzo ordinario denominato *mix design A2*, per il confezionamento dei provini S1 e S2;
- un calcestruzzo alleggerito e rinforzato con fibre di acciaio denominato *mix design B2*, per il confezionamento dei provini S3 e S4;

La scelta di utilizzare un calcestruzzo strutturale alleggerito è derivata dalla volontà di investigare contemporaneamente anche la possibilità di ottenere una consistente riduzione del peso proprio delle solette di piano, con evidenti vantaggi specie in strutture anti-sismiche.

La resistenza a compressione del calcestruzzo *mix design A2*, ricavata su provini cilindrici di altezza 30cm, è risultata pari a 48 MPa a 28 giorni dal confezionamento, mentre il modulo elastico statico, misurato secondo norma UNI 6556 [4.47], è risultato pari a 35.8 GPa.

Il calcestruzzo alleggerito *mix design B2* è stato realizzato sostituendo il ghiaio di pezzatura 0-16mm, con argilla strutturale espansa e aggiungendo un quantitativo di 30kg/mc di fibre di acciaio. Tale aggiunta riduce la lavorabilità del calcestruzzo e pertanto sono stati inseriti degli additivi superfluidificanti in modo tale da garantire la resistenza a compressione e la lavorabilità richieste. Il calcestruzzo mix B2 ha dimostrato la medesima resistenza a compressione rispetto al mix A2, ma migliori qualità di tenacità e resistenza a trazione. Il modulo elastico statico, pari a 26.9 GPa, è risultato invece inferiore, com'era lecito attendersi data la sostituzione del ghiaio con la meno rigida argilla espansa.

Il *mix design* dei calcestruzzi utilizzati nella sperimentazione è riassunto in tabella 4.3. Nella stessa tabella sono riportate le masse volumiche dei materiali, mentre in tabella 4.4 sono riportate le caratteristiche meccaniche misurate attraverso prove a compressione e prove a flessione su travi 150x150x600mm condotte in conformità UNI 14651 [4.24].

tabella 4.3 – *Mix design* dei calcestruzzi: A2 (provini S1 e S2) e B2 (provini S3 e S4)

Mix type	Cem II/A-LL 42,5R (kg/m ³)	Clay Leca 0-15 (kg/m ³)	Coarse aggregate (0-16mm) (kg/m ³)	Natural sand (0-6mm) (kg/m ³)	Total Water (kg/m ³)	Superfluidifying Axim Driver Care 20 (kg/m ³)	Steel Fiber content (kg/m ³)	Density (kg/m ³)
A2 (S1-S2)	468	-	620	1166	166	5,5	-	2462
B2 (S3-S4)	449	368	-	1107	140	21.9	30	2034

tabella 4.4 – Proprietà meccaniche dei calcestruzzi

Mix type	fc' (MPa)	Ec,static (UNI 6556) (GPa)	Flexural strength according to EN 14651 (MPa)					
			not reinforced	First cracking	residual cracking			
				FL	F0.6	F1.6	F2.6	F3.6
A2 (S1-S2)	48.4	35.8	not reinforced	7.1	\	\	\	
				6.3	0.46	0.52	0.64	0.71
				average	6.7	\	\	\
B2 (S3-S4)	48.6	26.9	not reinforced	3.5	5.4	5.9	5.5	4.8
				3.9	5.1	6.0	5.9	5.5
				average	3.7	5.3	6.0	5.7

\ : calculation not possible for collapse of the beam before reaching 0.5mm of crack.

4.3.1.2.2 Acciaio d'armatura

I provini sono stati armati con barre di acciaio del tipo B450C. Le prove a rottura per trazione, condotte su spezzoni di armatura con due differenti diametri, hanno fornito i risultati proposti in tabella 4.5.

tabella 4.5 – Proprietà meccaniche acciaio d'armatura B450C

Reinforcing bar type	ϕ_{eq} (mm)	f_{ys} (MPa)	f_{us} (MPa)	A_{gt} (%)
$\phi 8$	7.9	579	655	11.3
$\phi 8$	7.9	554	642	10.3
$\phi 8$	7.9	577	664	10.3
Average value $\phi 8$		570	654	10.6
$\phi 10$	10.0	483	588	11.3
$\phi 10$	10.0	478	581	10.3
$\phi 10$	9.9	481	582	11.3
Average value $\phi 10$		481	584	11.0

4.3.1.2.3 Fibre d'acciaio

Per la realizzazione del calcestruzzo fibrorinforzato sono state utilizzate fibre di acciaio del tipo *Glod 0.3-La Matassina*, in un quantitativo di 30kg/mc. Nello specifico si tratta di fibre di acciaio uncinato di lunghezza $L=30\text{mm}$ e diametro $D=0.30\text{mm}$ (rapporto d'aspetto L/D pari a 100), con resistenza del filo d'acciaio superiore a 2000 MPa come riportato in tabella 4.6.

tabella 4.6 – Proprietà geometriche e meccaniche delle fibre di acciaio

Fiber type	l_f (mm)	d_f (mm)	l_f/d_f	f_{uf} (MPa)
Gold 0.3-La Matassina	30	0.3	100	>2000

4.3.1.3 Confezionamento dei provini

Sono stati realizzati 4 nodi di bordo soletta-pilastro in scala reale. Tutti i nodi presentano la stessa geometria, con soletta di spessore 15cm di pianta rettangolare di 105x210cm e pilastri a sezione quadrata di 30cm per lato. L'armature, uguale per ogni nodo, è indicata in in figura 4.19.

Volendo studiare il comportamento duttile flessionale delle solette, si è cercato di prevenire eventuali collassi fragili da taglio-punzonamento attraverso l'aggiunta di opportune legature verticali in prossimità del perimetro critico attorno al pilastro ad una distanza pari a $c1+c2$. Il dimensionamento a taglio-punzonamento delle cuciture è stato condotto in conformità all' EC2 [4.45] §9.4.2, nonostante in tale norma vi sia una nota che ne limita l'utilizzo alle sole solette con spessore superiori ai 20cm.

Per quanto concerne i pilastri, essi sono stati opportunamente armati in modo da portare a formazione delle cerniere plastiche sulle solette (principio di gerarchia delle resistenze), evitando così possibili rotture fragili di quest'ultimi.

Si riportano in figura 4.17 alcune immagine relative al confezionamento dei provini. Come si può osservare su uno stesso campione sono stati realizzate due solette, le quali sono stati poi testate separatamente in sessioni di prova distinte.

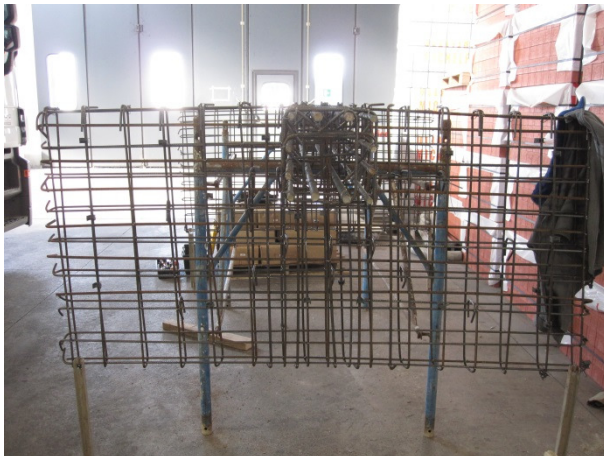




figura 4.17 – Confezionamento provini

4.3.1.3.1 Provini S1 e S2 (calcestruzzo mix A2)

I nodi in C.A. ordinario (*mix A2*) vengono indicati con le sigle S1 e S2. Il pilastro è armato con 8 barre di diametro 16mm e 4 barre di diametro 22mm e staffe a 2 braccia con gancio centrale di diametro 8mm ed interasse di 150mm (figura 4.18). La soletta è armata con armatura base inferiore e superiore di diametro 8mm posta ad interasse di 150mm in entrambe le direzioni, più armatura integrativa superiore in prossimità del pilastro realizzata con 6 barre di diametro 10mm disposte in direzione del lato maggiore e 5 barre di diametro 10mm disposte in direzione del lato corto, come rappresentato in figura 4.19. La soletta, progettata per i soli carichi statici gravitazionali, risulta pertanto armata in maniera asimmetrica. Nella progettazione del nodo si è assicurata una sovraresistenza a flessione del pilastro rispetto alla soletta.

figura 4.18 – Armatura del pilastro sovraresistente (misure in cm)

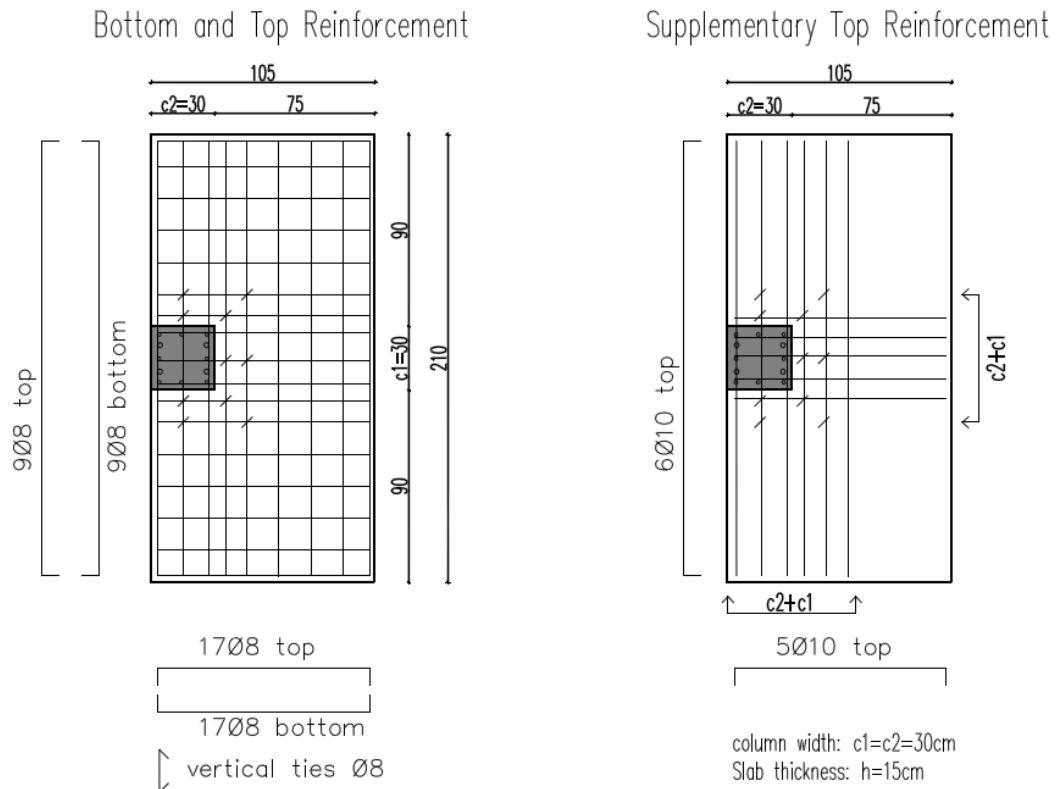


figura 4.19 – Armatura della soletta (misure in cm)

4.3.1.3.2 Provini S3 e S4 (calcestruzzo mix B2)

I nodi in C.A. confezionati con calcestruzzo alleggerito fibrorinforzato (*mix B2*) vengono indicati con le sigle S3 e S4. La geometria e le armature dei pilastri e delle solette risultano uguali a quelle dei nodi S1 e S2 a cui si rimanda (figura 4.18 e figura 4.19).

4.3.1.4 Test setup, strumentazione e storia di carico applicata

Le prove sono state effettuate presso il laboratorio del Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile ed Ambientale (DICEA) dell'Università di Padova.

I campioni di prova sono stati disposti in orizzontale (pilastro in orizzontale e solette disposte in verticale) e semplicemente appoggiati sul solaio del laboratorio. In figura 4.20 e in figura 4.21 è possibile osservare la pianta ed il prospetto dei campioni sottoposti a prova. Ciascuna soletta è stata sollecitata in sommità mediante un martinetto a doppia azione che applica uno spostamento orizzontale mediante una trave di ripartizione su due punti posti in maniera simmetrica ad una distanza di 60cm rispetto l'asse del pilastro e ad una distanza di 68cm rispetto l'intradosso del pilastro.

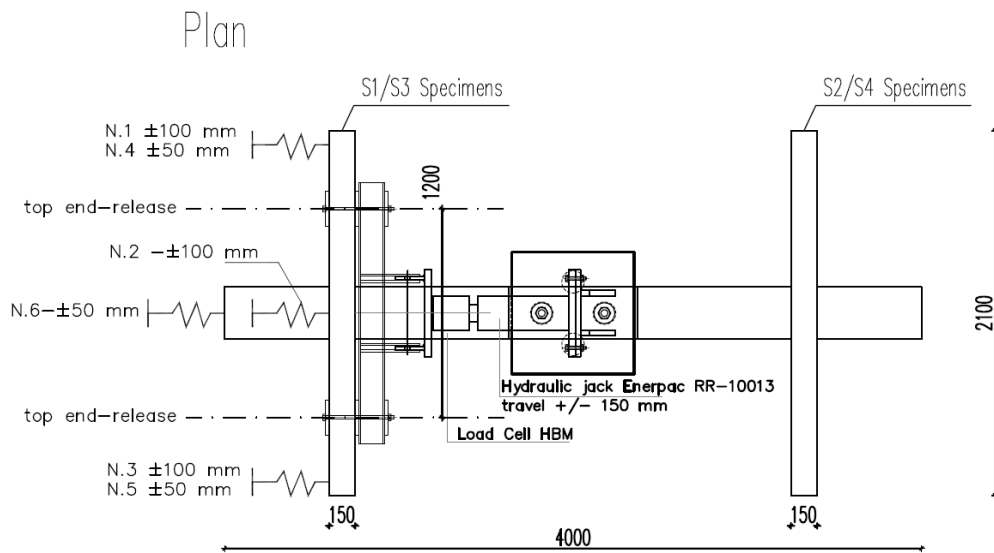


figura 4.20 – Test setup: vista in pianta (misure in cm)

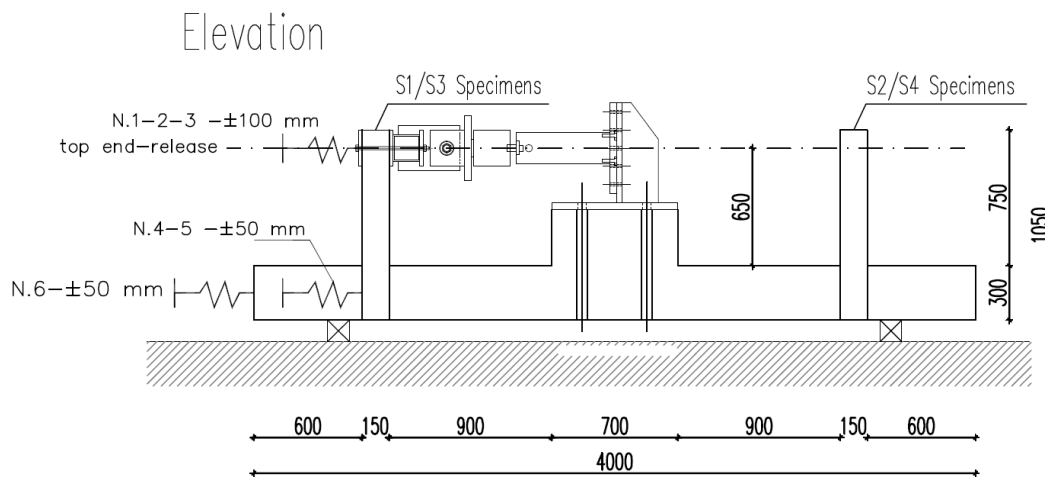


figura 4.21 – Test setup: prospetto laterale (misure in cm)

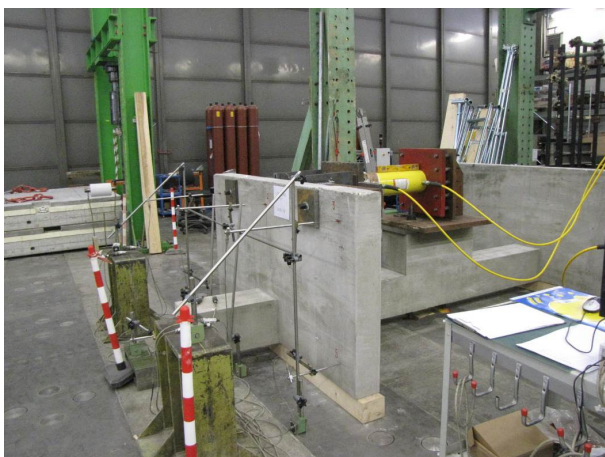


figura 4.22 – Test setup: vista laterale

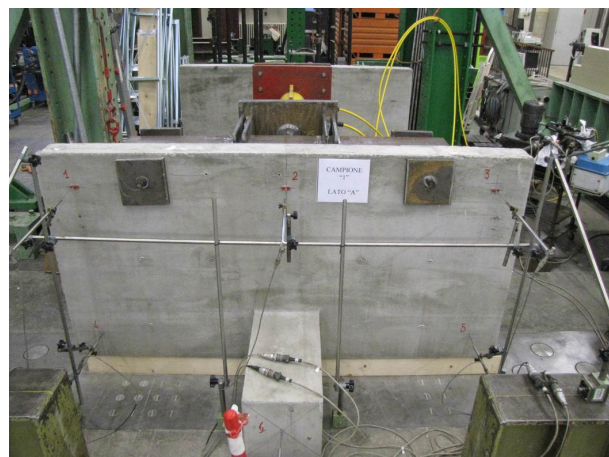


figura 4.23 – Test setup: vista frontale

Le prove sono di tipo quasi-statico e pertanto le forze di inerzia sono decisamente trascurabili.

Per l'applicazione degli spostamenti in sommità alla soletta è stato utilizzato un martinetto Enerpac, di portata adeguata, e di corsa pari a 30cm. Il carico applicato è stato letto mediante una cella di carico HBM con trasduttore da 100 bar in spinta e 200 bar in tiro.

Durante il corso delle prove i dati di carico e spostamenti sono stati acquisiti automaticamente e con continuità (frequenza di 2 Hz) mediante opportuni strumenti di misura (trasduttori di spostamento con corsa 50 e 100mm) appositamente disposti come indicato in figura 4.24.

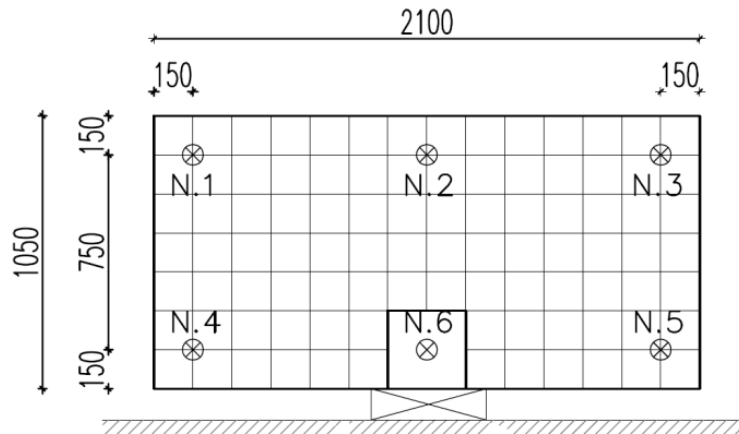


figura 4.24 – Strumentazione di misura

Gli spostamenti misurati sono stati depurati dalle componenti di movimento a corpo rigido dovute al gioco dei sistemi di vincolo e dalla deformazione elastica del pilastro seppure trascurabile. Così pure le forze applicate dal martinetto sono state depurate dagli inevitabili attriti del sistema di vincolo per ottenere le sollecitazioni effettive sulle membrature.

I cicli di spostamento applicati dal martinetto sono stati di entità crescente anche oltre il raggiungimento dello snervamento della struttura, stimato di 10mm attraverso una stima analitica ed un modello numerico di previsione. In particolare, tutte le prove sono state impostate in controllo di spostamenti facendo riferimento allo spostamento di sommità nella mezzera della soletta (N.2 in figura 4.24). Al termine delle prove cicliche si è proceduto fino al raggiungimento della massima capacità di estensione del martinetto. Si riportano le storie di carico per tutti i provini testati.

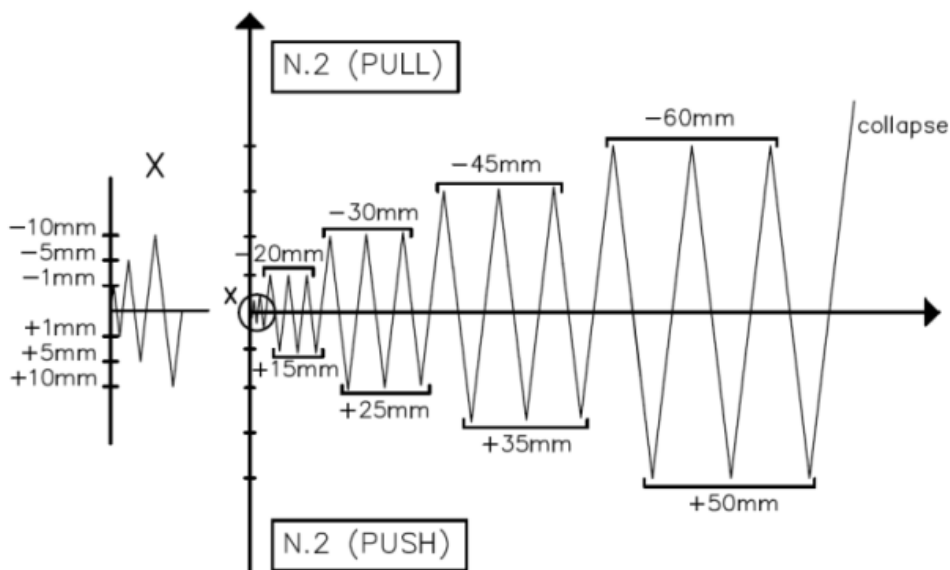


figura 4.25 – Storia di carico provini S1 e S2 (spostamento imposto al nodo N.2)

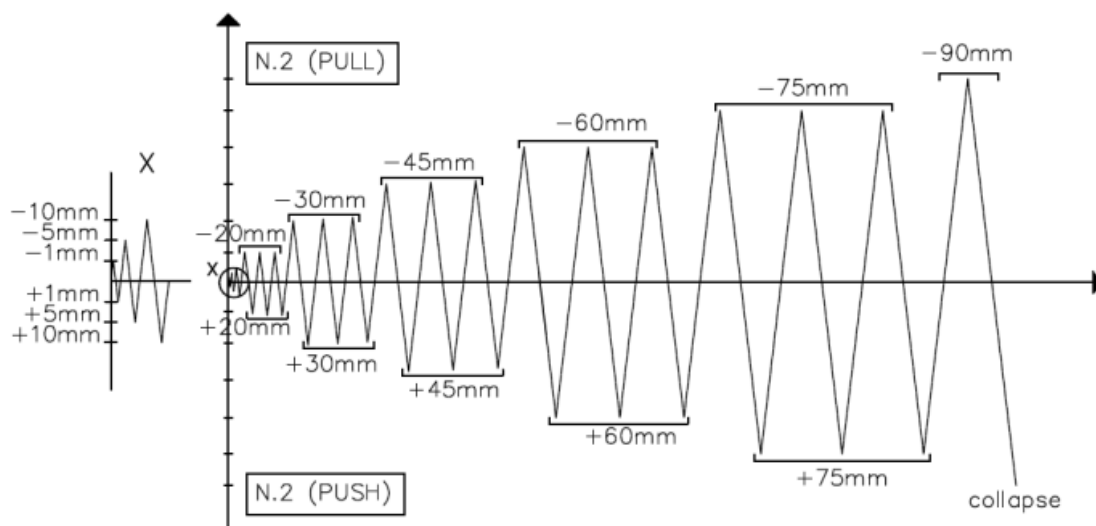


figura 4.26 – Storia di carico provini S3 e S4 (spostamento imposto al nodo N.2)

Come si può osservare, sono stati condotti dei primi cicli ripetuti una sola volta e su valori percentuali rispetto alla spostamento stimato di snervamento (10%, 50% e 100%). Raggiunto il limite a spostamento sono state ripetute delle serie di tre cicli ciascuna impostate su vari livelli di duttilità crescente. Le prove condotte sui provini S3 e S4, data la maggior duttilità dimostrata, sono state condotte per valori maggiori della duttilità rispetto le prove condotte sui provini S1 e S2. Si precisa come per tutti i nodi provati, il carico in “spinta” sollecita a trazione il lato meno armato della soletta, mentre il carico in “tiro” sollecita il lato più armato.

Il setup sperimentale utilizzato non è evidentemente in grado di tenere in conto dell’apporto supplementare dei carichi gravitazionali, ovvero non è in grado di sovrapporre gli effetti del carico sismico (simulati con l’imposizione degli spostamenti imposti) alla presenza persistente dei carichi gravitazionali. I cicli di sollecitazione applicati sono pertanto simmetrici, cosa che non accade nella realtà negli edifici reali

soggetti a sisma. Di questo si deve tenere conto nell'interpretazione dei risultati di prova in quanto la deformabilità laterale e la duttilità delle solette piene sottoposte ad azioni cicliche sono fortemente influenzate dagli sforzi a taglio dovuti ai carichi gravitazionali nelle sezioni critiche di unione pilastro-soletta come osservato da diversi ricercatori [4.48-4.52].

4.3.2 Risultati sperimentali

Si riportano nei paragrafi seguenti i principali risultati sperimentali ottenuti nel corso delle prove. Tali risultati saranno analizzati e commentati al paragrafo 4.3.3.

4.3.2.1 Provino S1

Si riportano in figura 4.27 alcune foto del provino S1 al completamento della prova, in cui è ben visibile il dettaglio della zona nodale alla fine dell'esperimento.



figura 4.27 – Foto del provino S1 a completamento della prova

Sono state evidenziate con colori diversi le varie fessurazioni formatesi all'aumentare dei cicli di spostamento: il colore rosso evidenzia le fessurazioni sviluppatesi alla fine del quarto ciclo a $-20/+15\text{mm}$, il colore verde quelle comparse intorno a $-30/+25\text{mm}$ ed infine il colore blu e bianco indicano le fessurazioni in corrispondenza degli spostamenti massimi imposti alla struttura. Risulta evidente come raggiunto uno spostamento di $-30/+25\text{mm}$ il quadro fessurativo risulti completo, in quanto ai cicli successivi non si evidenzia la formazione di nuove fessure ma si ha l'apertura di quelle già presenti fino alla formazione della

cerniera plastica sulla soletta in prossimità del nodo. Le prime fessure si sono evidenziate con il secondo ciclo di carico, che ha portato la soletta a spostamenti di ± 5 mm, e hanno evidenziato un quadro fessurativo atteso con fessure inclinate a 45° in prossimità del pilastro e fessure centrali ortogonali rispetto ai punti di applicazione del carico.

Alla formazione della cerniera plastica nella soletta, il pilastro era ancora in campo elastico, rispettando così le specifiche progettuali di gerarchia delle resistenze.

All'aumentare dei cicli di carico si è evidenziato il progressivo danneggiamento e conseguente espulsione di calcestruzzo della soletta lungo i bordi laterali del pilastro, per effetto delle concentrazioni di momento torcente che ivi si generano. In condizioni ultime e prossime al collasso, la resistenza flessionale residua della soletta risulta essere pertanto assicurata dalla porzione di soletta in prossimità della faccia interna del pilastro.

Si riporta in figura 4.28 il ciclo isteretico ottenuto con rappresentate le curve di involucro dei punti di massimo dei cicli raggiunti in tiro ed in spinta.

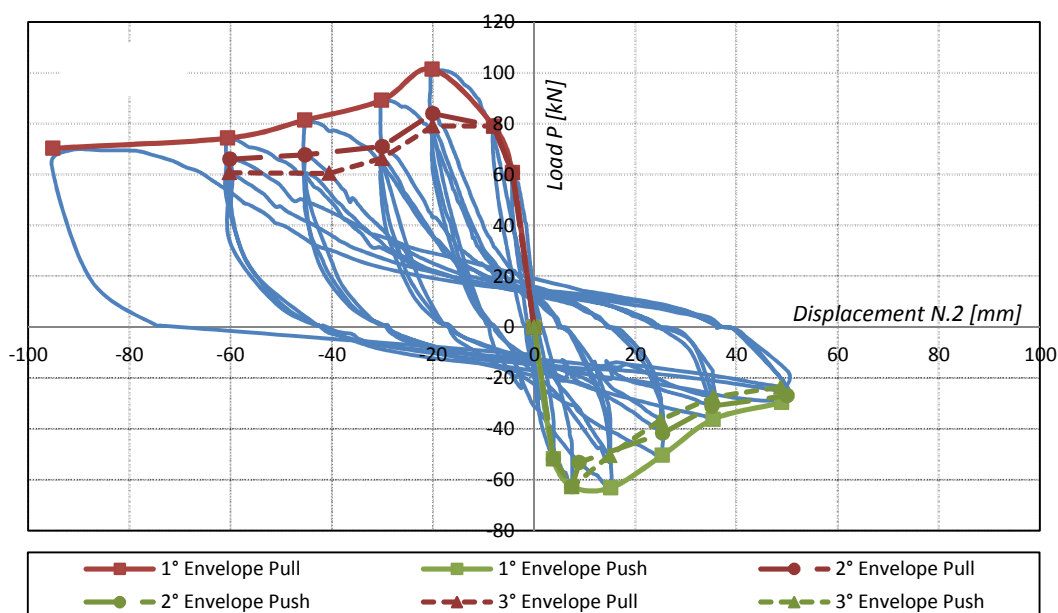


figura 4.28 – Provino S1: carico applicato vs. spostamento N.2

4.3.2.2 Provino S2

La prova del nodo S2 è stata impostata con le stesse modalità di prova del provino nodo S1, andando a definire gli stessi cicli di carico e scarico in tiro e in spinta precedentemente descritti.

Il provino S2 ha denotato una resistenza massima maggiore rispetto al provino S1 evidenziando però una rottura di tipo fragile inattesa da taglio-punzonamento all'inizio del sesto ciclo di carico ed in prossimità di uno spostamento raggiunto di -45 mm in tiro, dopo aver comunque raggiunto un discreto livello di duttilità. Tale rottura inattesa, si è visto essere dovuta alla riscontrata assenza delle legature richieste a taglio in prossimità del pilastro (come visibile in figura 4.29). Pertanto, se all'inizio della prova la resistenza a taglio-punzonamento risultava soddisfatta anche senza apposita armatura, coerentemente con il calcolo analitico proposto dall' Eurocodice 2 paragrafo 6.4.4, all'aumentare dei cicli il deteriorarsi del calcestruzzo in prossimità dei bordi del pilastro e la sua espulsione, favorita dagli evidenti fenomeni di instabilità delle

barre di armatura, ha portato ad una inevitabile rottura di tipo fragile dei puntoni compressi del meccanismo resistente. A rottura raggiunta, la soletta è stata ulteriormente tirata fino a -60mm e spinta a +50mm per avere informazioni sulla resistenza residua. In figura 4.29 sono riportate alcune foto del provino S2 al completamento della prova dove è possibile osservare la totale assenza di legature nella zona confinata e i fenomeni d'instabilità delle barre in prossimità del pilastro. E' inoltre chiaramente visibile il tipico quadro fessurativo di rottura da taglio punzonamento. Come per il provino S1, sono state evidenziate con colori diversi le fessure formatesi ai vari livelli di duttilità imposta.



figura 4.29 – Foto del provino S2 al completamento della prova

Si riporta in figura 4.30 il ciclo isteretico ottenuto con rappresentate le curve di involucro dei massimi carichi raggiunti in tiro ed in spinta.

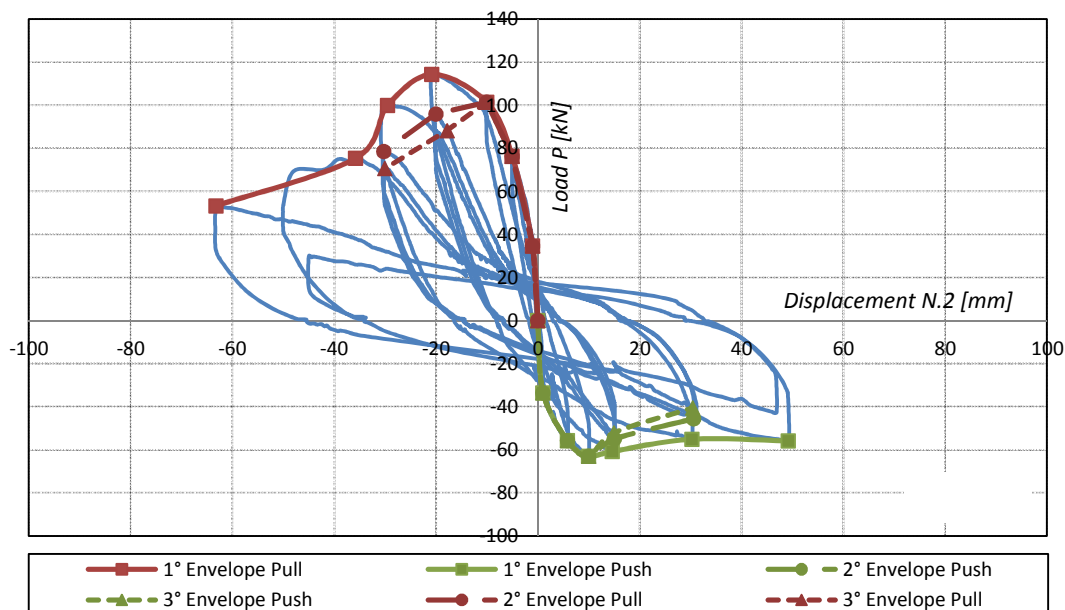


figura 4.30 – Provino S2: carico applicato vs. spostamento N.2

4.3.2.3 Provini S3 e S4

Le foto proposte in figura 4.31 e in figura 4.32 mostrano il dettaglio della zona nodale alla fine dell'esperimento. Anche in questo caso sono stati evidenziati con colori differenti le varie fessurazioni formatesi all'aumentare dei cicli di spostamento: il colore blu evidenzia le fessurazioni sviluppatesi alla fine del quarto ciclo a $-/+20\text{mm}$, il colore verde quelle comparse intorno a $-/+30\text{mm}$ ed infine il colore rosso e bianco indicano le fessurazioni in corrispondenza degli spostamenti massimi imposti alla struttura. Risulta evidente come raggiunto uno spostamento di $-/+30\text{mm}$ il quadro fessurativo risulti completo, in quanto ai cicli successivi non si ha formazione di nuove fessure ma solo l'apertura di quelle già presenti, fino alla formazione della cerniera plastica ben visibile sulla soletta in prossimità del nodo. Le caratteristiche generali di risposta dei provini S3 e S4 si sono rivelate simili a quelli dei provini S1 e S2, tuttavia con significative differenze dal punto di vista della resistenza di picco e del massimo drift registrato. La presenza delle fibre di acciaio conferisce una maggiore resistenza a trazione al calcestruzzo che anche in prossimità del pilastro tende a restare integro senza disgregarsi come invece registrato per i provini S1 e S2. Per entrambi i provini si è raggiunto il collasso in spinta per rottura delle barre tese di acciaio ben visibile in figura 4.33.



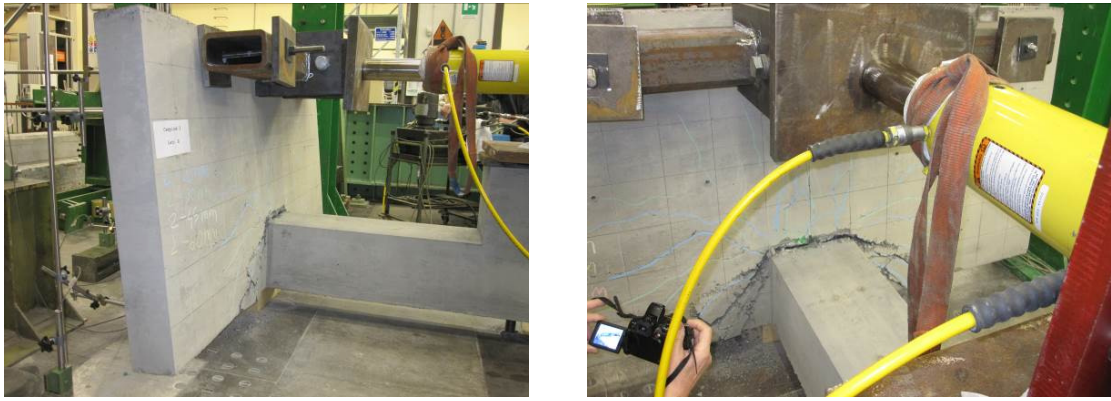


figura 4.31 – Foto del provino S3 al completamento della prova



figura 4.32 – Foto del provino S4 al completamento della prova

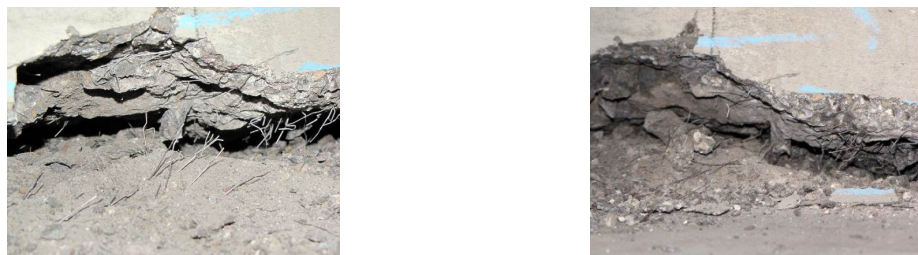


figura 4.33 – Particolare armatura tranciata a flessione: provino S4

Si riportano in figura 4.34 e in figura 4.35 i cicli isteretici ottenuti, con estrapolazione delle curve di involucro dei cicli raggiunti in tiro ed in spinta.

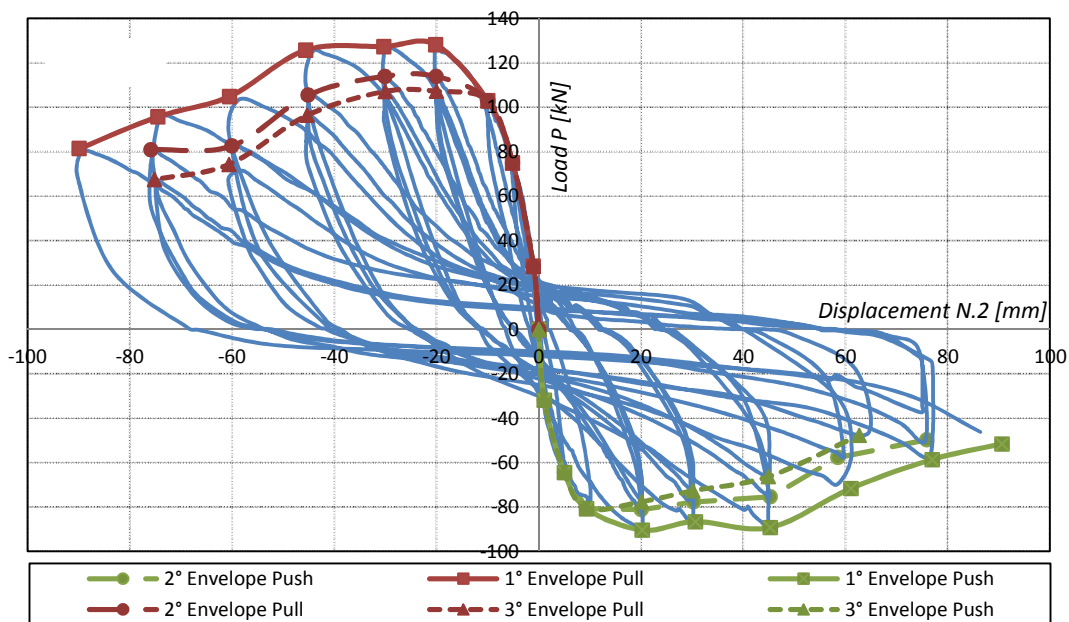


figura 4.34 – Provino S3: carico applicato vs. spostamento N.2

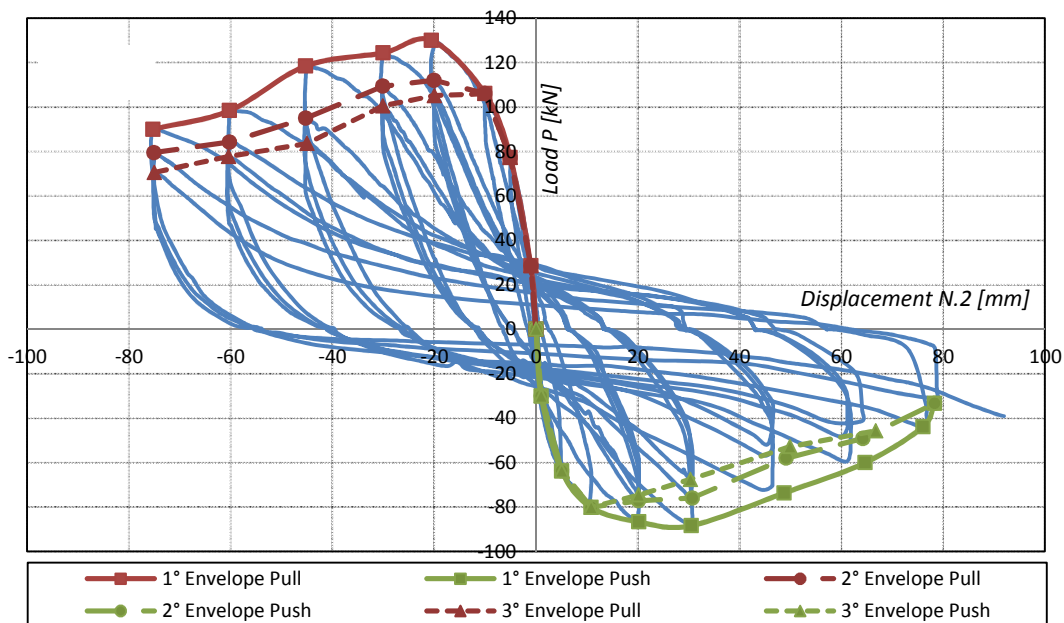


figura 4.35 – Provino S4: carico applicato vs. spostamento N.2

Come si può osservare dal confronto in figura 4.36 i cicli ottenuti per i due provini S3 e S4 risultano fra loro quasi identici.

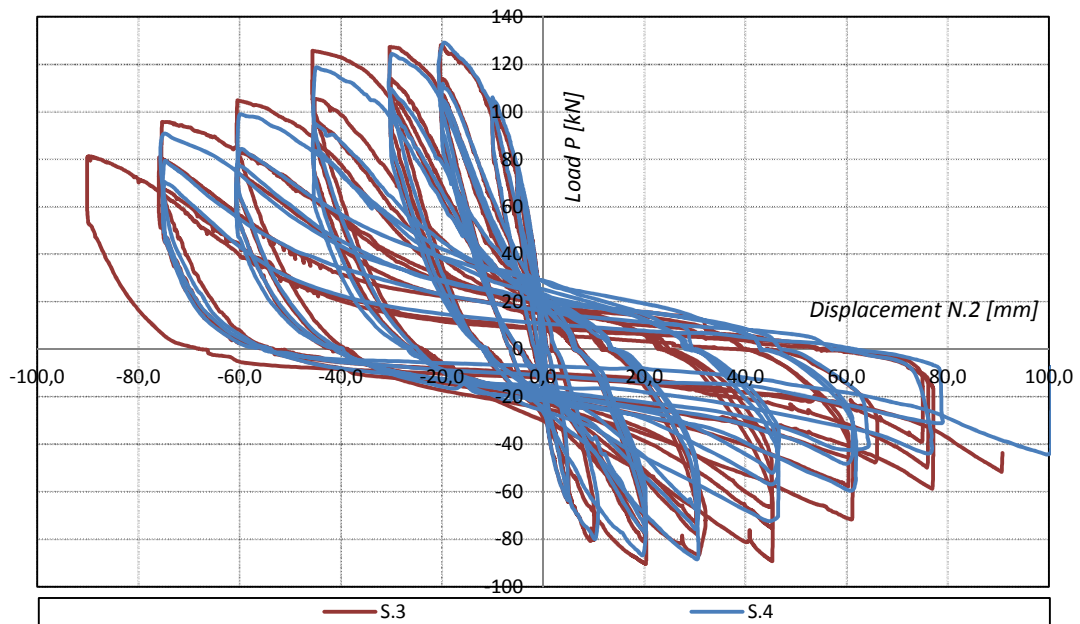


figura 4.36 – Confronto cicli isteretici: provino S3 vs. provino S4

4.3.3 Analisi dei risultati e confronti

Si può osservare come tutte le prove abbiano dimostrato un comportamento duttile della soletta, denotando una buona capacità deformativa sotto i carichi ciclici. Solo la prova nodo S2, realizzato con calcestruzzo ordinario, ha denotato una rottura di tipo fragile per taglio-punzonamento, avvenuta comunque dopo il raggiungimento di un discreto livello di duttilità. Tale rottura inattesa, si è visto essere dovuta alla mancanza di legature a taglio nel perimetro critico, che ha portato all'inevitabile rottura per taglio-trazione del calcestruzzo ampiamente danneggiato in prossimità dei lati del pilastro. Tale risultato evidenzia come le legature verticali diano il loro contributo a taglio-punzonamento anche per solette con spessori inferiori al limite posto da EC2 di 20cm. Difatti mentre il nodo S2 ha presentato una rottura fragile per l'assenza di quest'ultime, il nodo S1, pur con il calcestruzzo ampiamente danneggiato ai bordi del pilastro, ha presentato una rottura di tipo duttile a flessione grazie alla presenza delle legature correttamente posizionate. Le legature difatti, oltre a giocare un ruolo fondamentale diretto sulla resistenza a taglio, limitano l'instabilità delle barre compresse impedendo l'espulsione del copriferro. Dopo aver raggiunto la rottura in tiro, la soletta, caricata nuovamente in spinta, ha dimostrato ancora un buon recupero di resistenza e capacità di duttilità.

I provini S3 e S4 hanno evidenziato rispetto ai provini S1 e S2 una maggiore resistenza di picco, ma soprattutto hanno dimostrato una maggiore duttilità dopo la formazione delle cerniere plastiche. La presenza delle fibre di acciaio ha conferito al calcestruzzo una maggiore tenacità, evidente con il fatto che in prossimità dei lati del pilastro il calcestruzzo, seppur danneggiato, non è stato espulso come invece è successo per i provini in C.A. ordinario. Anche i diversi quadri fessurativi, più diffuso per i provini S1 e S2 e meno diffuso per i provini S3 e S4, sono effetto della maggiore tenacità che le fibre di acciaio conferiscono al calcestruzzo.

E' inoltre importante osservare come l'incremento della resistenza di picco sia rilevante per i primi cicli, mentre all'aumentare della deformazione e quindi delle fessure le fibre di acciaio perdono parte della loro efficacia. Tale effetto è chiaramente visibile in figura 4.37, che denota come il nodo S3 dimostri una

maggiore resistenza di picco rispetto il nodo S1, ma anche un effetto di softening più marcato all'aumentare della deformazione imposta.

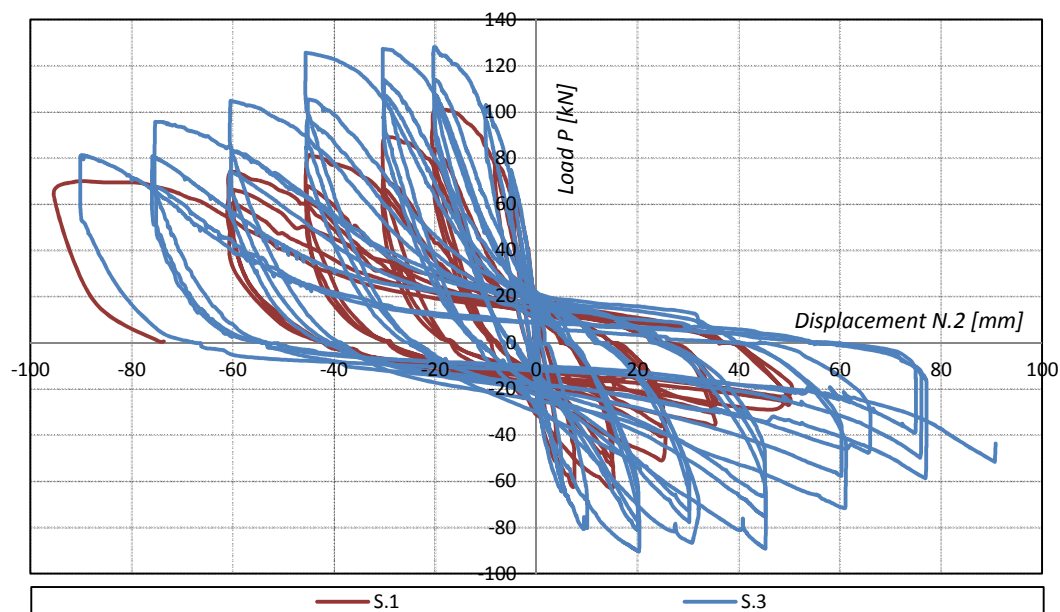


figura 4.37 – Confronto cicli isteretici: provino S1 vs. provino S3

4.3.4 Stima della duttilità e dello smorzamento isteretico

Sulla base dei risultati sperimentali ottenuti, si è cercato di valutare la prestazione dei provini testati in termini di duttilità ed energia dissipata secondo i criteri qui di seguito presentati.

4.3.4.1 Stima della duttilità

In riferimento alle prove cicliche ottenute, si sono determinate le curve carico-spostamento di involucro per i singoli nodi testati. Il carico di snervamento, ovvero il carico corrispondente all'ingresso della soletta nell'intervallo di plasticità, e lo spostamento ultimo sono stati determinati sulla base della bi-linearizzazione delle curve di involucro condotta secondo i criteri dettati dalle NTC08 [4.1] e relativa Circolare Esplicativa 2009 §C7.3.4.1 [4.53]. Per ogni singola prova si è definita la duttilità ultima μ_d sia in tiro che in spinta, ovvero si è calcolato il rapporto tra lo spostamento massimo assunto d_u , e corrispondente ad un valore di resistenza pari all'85% della resistenza massima di picco, e lo spostamento a snervamento d_y .

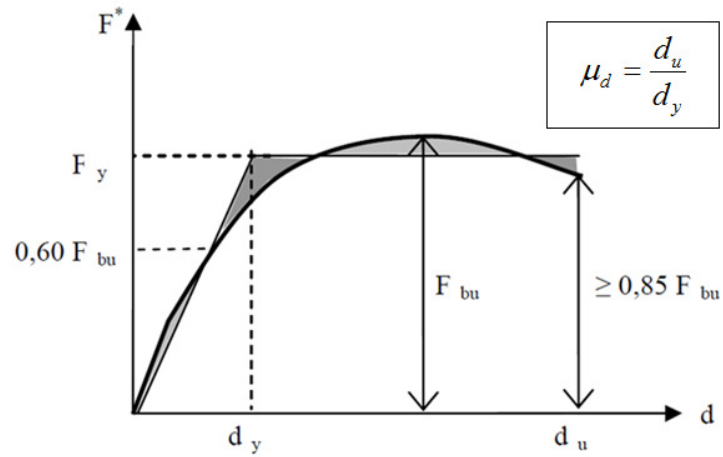


figura 4.38 – Criterio di bilinearizzazione della curva di capacità e stima della duttilità secondo NTC08 [4.1]

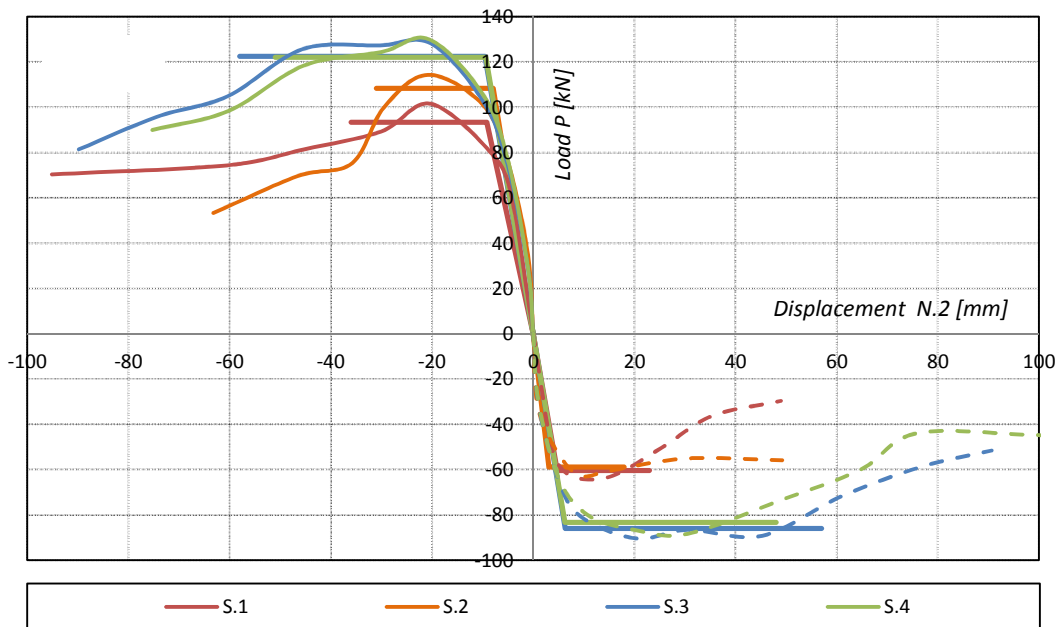


figura 4.39 – 1° inviluppo delle curve di capacità e curve bilinearizzate secondo NTC08 [4.1]

Si riportano in tabella 4.7 i rapporti di duttilità ultima μ_d calcolati per i singoli provini ed i valori medi stimati rispettivamente per i provini in calcestruzzo ordinario e per quelli realizzati in calcestruzzo alleggerito fibrorinforzato.

tabella 4.7 – Valori della duttilità stimata μ_d per tutti i provini testati

Provino	μ_d [-], Tiro	μ_d [-], Spinta	medie	μ_d [-], Tiro	μ_d [-], Spinta
S1	3.9	4.8	S1-S2	3.9	5.3
S2	3.9	5.8			
S3	6.1	9.0	S3-S4	5.7	8.3
S4	5.4	7.6			
			Δ [%]	+47.0%	+57.0%

Come si può osservare tutti i nodi soletta-pilastro presentano buoni livelli di duttilità ultima, con valori superiori in spinta (soletta meno armata) rispetto in tiro (soletta più armata), in quanto ad una trazione sul lato più armato corrisponde un maggiore danneggiamento del calcestruzzo compresso sul lato opposto. Il confronto tra i provini S1 e S2 (duttilità media in tiro pari a 3.9 e in spinta pari a 5.3) con i provini S3 e S4 (duttilità media in tiro pari a 5.7 e in spinta pari a 8.3), mette in evidenza la maggior duttilità di quest'ultimi con incrementi del 47% in tiro e del 57% in spinta, per effetto della maggiore tenacità e confinamento del calcestruzzo fibro-rinforzato.

4.3.4.2 Stima dello smorzamento isteretico viscoso equivalente

Tramite una procedura analoga a quella proposta nella normativa UNI EN 12512 [4.54] per le strutture in legno, si è stimata la capacità dei nodi soletta-pilastro di dissipare energia per accumulo di deformazioni plastiche. Tale stima è stata condotta attraverso il calcolo dello smorzamento viscoso equivalente per isteresi V_{eq} , ovvero del parametro adimensionale definito come il rapporto tra l'energia dissipata in metà ciclo E_d e l'energia potenziale disponibile E_p , moltiplicato per 2π (figura 4.40).

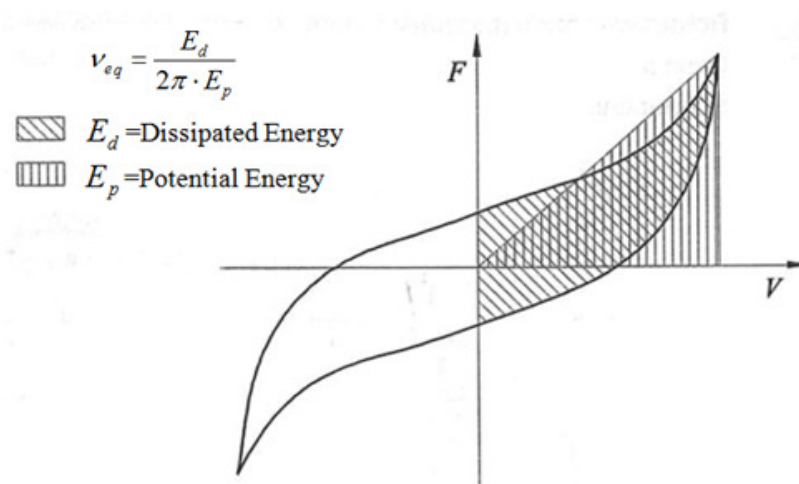


figura 4.40 – Valutazione dello smorzamento isteretico viscoso equivalente secondo UNI EN 12512 [4.54]

Tale smorzamento viscoso equivalente è stato calcolato, oltre che per il livello di duttilità ultima raggiunto, anche per i livelli di duttilità intermedi, sulla base del terzo di ogni serie di tre cicli ripetuti di uguale spostamento. Si riporta in figura 4.41 l'andamento dello smorzamento viscoso equivalente calcolato per vari livelli di duttilità.

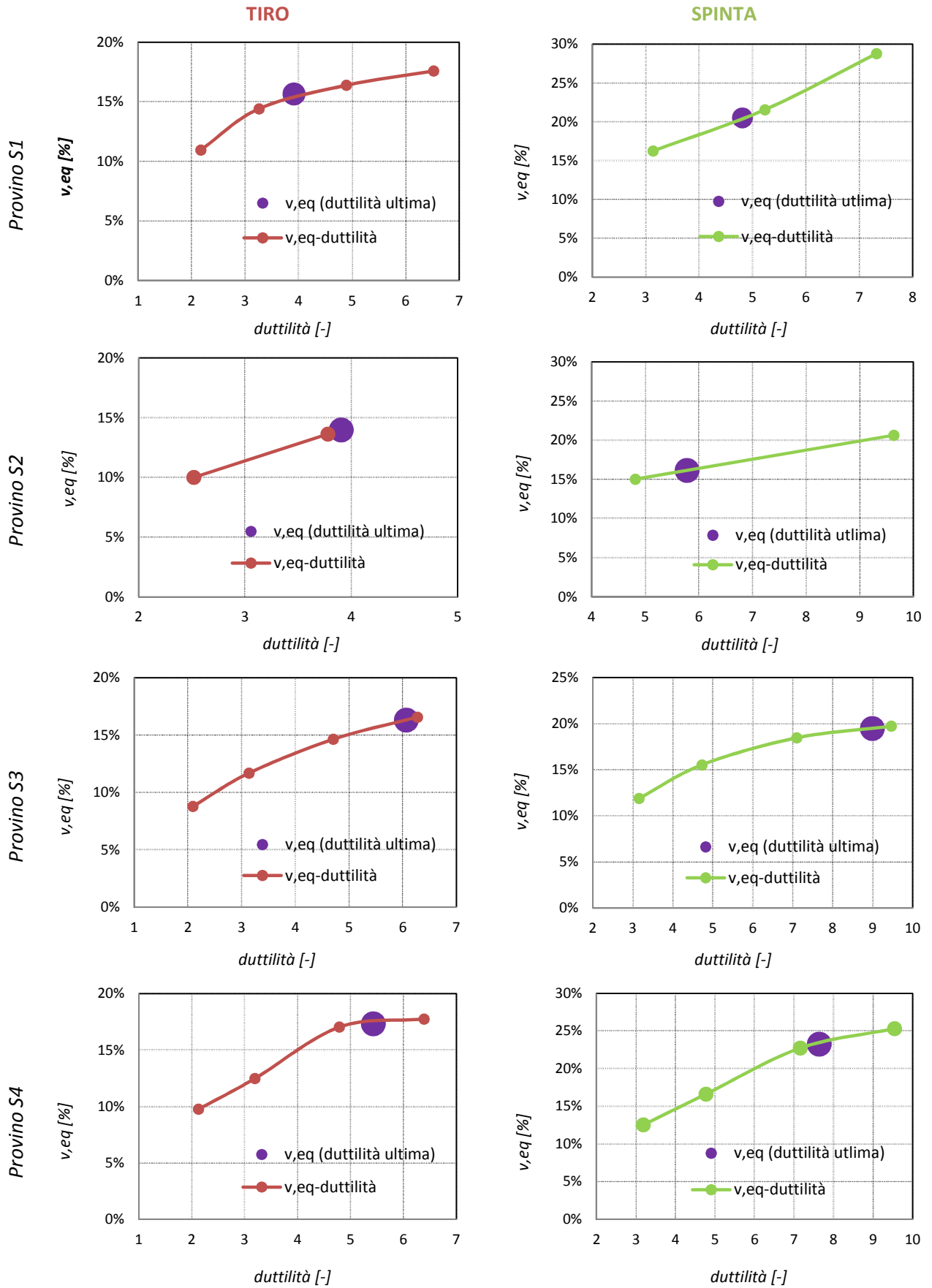
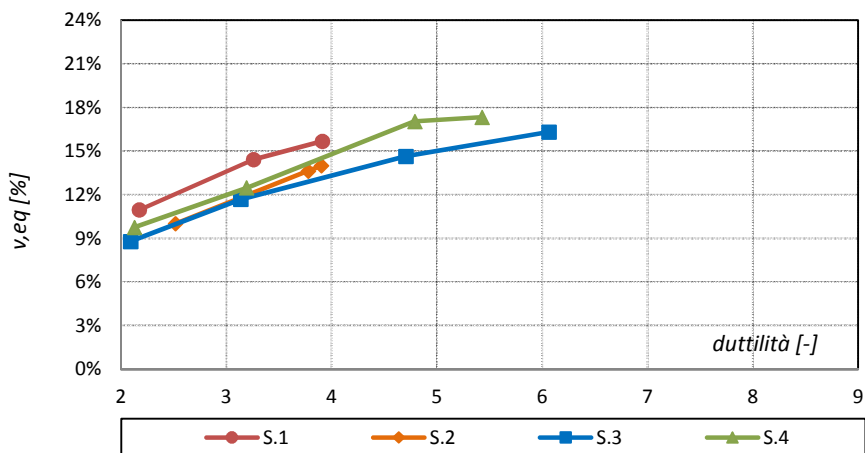
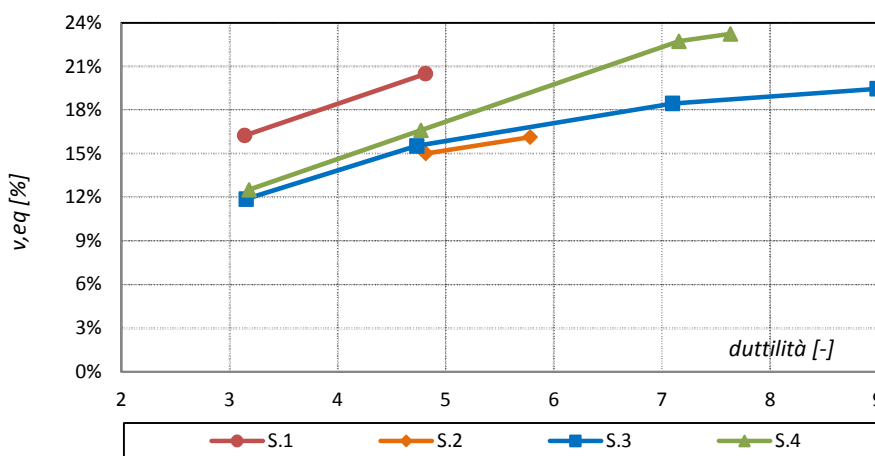


figura 4.41 – Valutazione dello smorzamento isteretico viscoso equivalente secondo UNI EN 12512 [4.54]



a) TIRO



b) SPINTA

figura 4.42 – Sintesi della valutazione dello smorzamento isteretico viscoso equivalente secondo UNI EN 12512 [4.54]

Come si può osservare, lo smorzamento viscoso equivalente aumenta all’aumentare della duttilità tendendo ad assestarsi su un valore asintotico costante. Ad incrementi della duttilità media riscontrati del 47% e 57% per i provini S3 e S4 rispetto i provini S1 e S2, rispettivamente in tiro ed in spinta, corrispondono incrementi dello smorzamento equivalente pari a 13% in tiro e 17% in spinta (tabella 4.8).

tabella 4.8 – Valori dello smorzamento isteretico equivalente in spinta e in tiro

Provino	V_{eq} [%], Tiro	V_{eq} [%], Spinta	medie	V_{eq} [%], Tiro	V_{eq} [%], Spinta
S1	15.7	20.5	S1-S2	14.8	18.3
S2	14.0	16.1	S3- S4	16.8	21.4
S3	16.3	19.5	Δ [%]	+13.4%	+16.6%
S4	17.3	23.2			

$$\text{Smorzamento equivalente viscoso: } V_{eq} = \frac{E_d}{2\pi \cdot E_p}$$

dove E_d =Energia Dissipata, E_p =Energia Potenziale

4.4 Simulazione numerica

I risultati sperimentali dei nodi di bordo soletta-pilastro testati sono stati confrontati con i risultati ottenibili dal modello numerico non lineare validato al §2.8. Lo stesso modello era stato inoltre utilizzato in fase di progettazione delle prove ai fini della stima degli spostamenti a snervamento e del carico massimo attesi sia in tiro che in spinta.

Lo studio numerico qui riportato, finalizzato all'estensione dei dati sperimentali per la valutazione numerica del fattore di struttura in edifici a soletta piena, è ancora ad una prima fase e si presta pertanto ad ulteriori futuri sviluppi e miglioramenti.

4.4.1 Descrizione del modello numerico

Per la realizzazione del modello numerico si è utilizzato un elemento *beam* elastico per il pilastro, mentre la soletta è stata modellata con elementi tipo *shell* a quattro nodi con formulazione di Bathe [4.55].

Sia per per i nodi S1 e S2 in calcestruzzo ordinario, che per i nodi S3 e S4 in calcestruzzo fibrorinforzato, si è utilizzato lo stesso modello numerico (geometria, *mesh*, vincoli, carichi, *layer* di armatura e legge costitutiva). Le uniche differenze tra i due modelli adottati riguardano il legame costitutivo utilizzato per la modellazione del calcestruzzo.

Sulla base dell'esperienza già acquisita nell'utilizzo di tale modello costitutivo del C.A. è stata realizzata un'unica *mesh* con elementi quadrati di 150mm di lato. Si è ritenuto opportuno non discretizzare più finemente la *mesh*, per non incorrere nel rischio di sottovalutazione della capacità deformativa del modello per eccessiva localizzazione delle deformazioni.

La modellazione prevede, in particolare, l'utilizzo di elementi *shell multi-layer* con 5 punti Gauss nello spessore. Essi consentono di gestire il materiale calcestruzzo e quattro livelli di armatura. Le scelte effettuate prevedono l'impiego di due *layer* per la rappresentazione delle armature longitudinali e dei rimanenti due per la rappresentazione delle armature trasversali. Ciascuna coppia di livelli di armatura è posta su lati opposti rispetto al piano medio dell'elemento, cercando di rispettare l'effettiva disposizione delle armature in opera. Osservando, quindi, la disposizione delle barre riprodotta in figura 4.19, si comprende la necessità di utilizzare elementi con proprietà diverse per garantire una miglior rappresentatività del modello (figura 4.43).

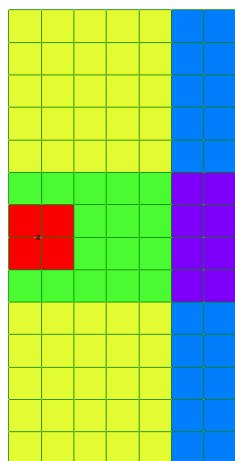


figura 4.43 – Vista in pianta del modello numerico

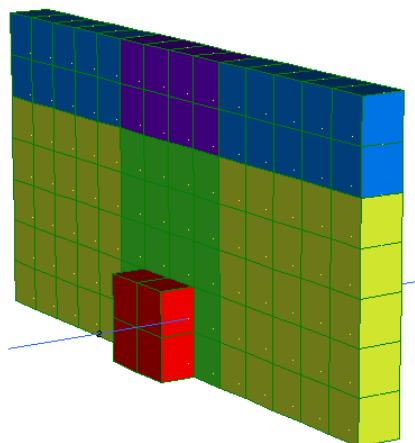


figura 4.44 – Vista assonometrica del modello numerico

4.4.2 Materiali adottati nei modelli numerici

Per le proprietà sperimentali dei materiali, prese a riferimento per i legami costitutivi implementati nei modelli numerici, si rimanda al paragrafo 4.3.1.2 e più precisamente alla tabella 4.4 e tabella 4.5.

4.4.2.1 Definizione e taratura del materiale calcestruzzo adottato nei modelli

4.4.2.1.1 Legame costitutivo a compressione

Per la definizione del legame costitutivo a compressione si è fatto riferimento alla tensione massima a compressione fornita (tabella 4.4) e ai moduli elastici sperimentali valutati con approccio statico secondo UNI 6556 [4.47].

I valori in tabella 4.9 e 4.10 definiscono il legame costitutivo di Kent & Park [4.56] utilizzato rispettivamente per il calcestruzzo mix A2 e il calcestruzzo mix B2.

tabella 4.9 – Caratteristiche meccaniche legame costitutivo di Kent & Park: calcestruzzo ordinario (provini S1-S2)

Parametro	Descrizione	Valore
f_{c0}	Resistenza di picco non confinata	48.4 MPa
ε_{c0}	Deformazione di picco non confinata	$2.703 \cdot 10^{-3}$
K	Parametro di confinamento per f_{cc} e ε_{cc}	1.026
f_{cc}	Resistenza di picco confinata	49.7 MPa
ε_{cc}	Deformazione di picco confinata	$2.773 \cdot 10^{-3}$
Z	Parametro di <i>softening</i>	142.0
ε_u	Deformazione ultima	$9.850 \cdot 10^{-3}$

tabella 4.10 – Caratteristiche meccaniche legame costitutivo di Kent & Park: calcestruzzo fibrorinforzato (provini S3-S4)

Parametro	Descrizione	Valore
f_{c0}	Resistenza di picco non confinata	48.6 MPa
ε_{c0}	Deformazione di picco non confinata	$3.613 \cdot 10^{-3}$
K	Parametro di confinamento per f_{cc} e ε_{cc}	1.026
f_{cc}	Resistenza di picco confinata	49.9 MPa
ε_{cc}	Deformazione di picco confinata	$3.707 \cdot 10^{-3}$
Z	Parametro di <i>softening</i>	193.3
ε_u	Deformazione ultima	$8.715 \cdot 10^{-3}$

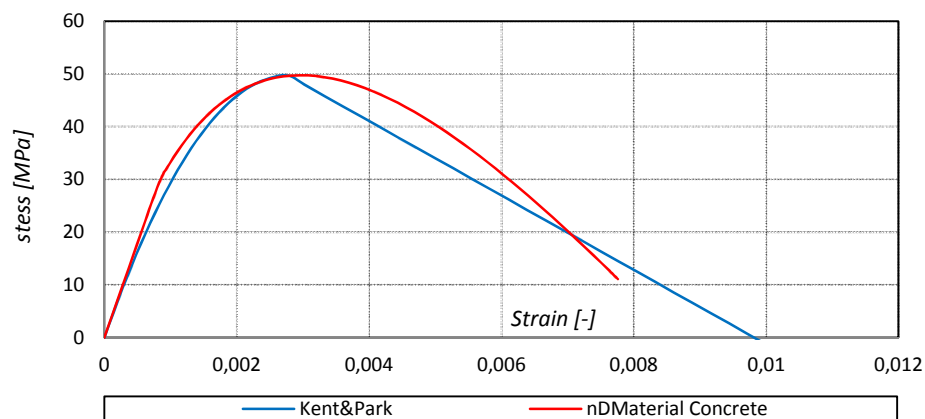


figura 4.45 – Taratura del legame costitutivo a compressione del calcestruzzo ordinario: provini S1-S2

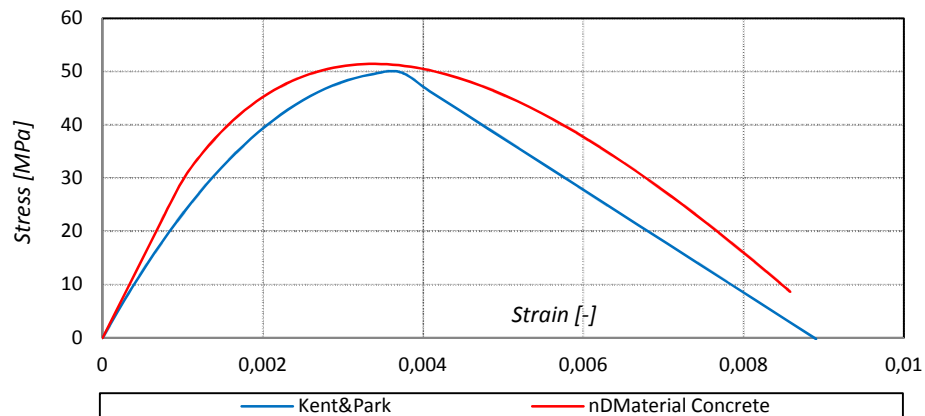


figura 4.46 – Taratura del legame costitutivo a compressione del calcestruzzo fibrorinforzato: provini S3-S4

4.4.2.1.2 Legame costitutivo a trazione

La taratura dei parametri del *modello di danno* a trazione è stata condotta sulla base dei dati forniti dalle prove a trazione per flessione e riportati in tabella 4.4.

4.4.2.2 Definizione e taratura del materiale acciaio adottato nei modelli

Per la modellazione delle barre d'acciaio è stato utilizzato il legame di Menegotto-Pinto [4.57]. Si riportano i valori introdotti nel codice di calcolo *OpenSees*. In assenza di misure sperimentali dirette del modulo elastico dell'acciaio, esso è stato ragionevolmente assunto pari a 200 GPa. Il fattore di riduzione di rigidezza del ramo di *hardening* (parametro *b*) è stato stimato a partire dai dati sperimentali a disposizione.

tabella 4.11 - Caratteristiche meccaniche barre acciaio implementate in *OpenSees*

barra	f_y [MPa]	E [MPa]	b [-]	R_0 [-]	a_1 [-]	a_2 [-]
Ø8	570	200000	$4.071 \cdot 10^{-3}$	20	18.5	0.15
Ø10	481	200000	$4.786 \cdot 10^{-3}$	20	18.5	0.15

4.4.2.3 Definizione del materiale elastico adottato nei modelli

Per la modellazione dei plates in prossimità del pilastro (plates di colore rosso in figura 4.43), per i quali non vi è interesse nell'analisi dei fenomeni di danneggiamento e fessurazione, si è utilizzato un materiale elastico ed isotropo di idonea rigidezza ($E = 100000 \text{ MPa}$; $\nu = 0.0$). I parametri che caratterizzano tale materiale sono stati definiti arbitrariamente, facendo attenzione a non introdurre valori che potessero condurre ad un malcondizionamento della matrice di rigidezza.

Il pilastro, che nel corso delle prove non ha evidenziato fenomeni di fessurazione evidente, è stato modellato con un *beam* elastico di sezione effettiva e modulo elastico pari a quello sperimentale statico del calcestruzzo utilizzato.

4.4.3 Risultati

In questa prima fase di modellazione numerica si è scelto di condurre il confronto tra provino e modello di calcolo soffermandosi soltanto sul confronto tra storia di carico e comportamento ciclico.

4.4.3.1 Storia di carico e comportamento ciclico

Si è fatto ricorso ad una rappresentazione del comportamento globale della struttura attraverso grafici $P - \Delta$ che mettono a confronto lo spostamento del punto di controllo assunto (punto N.2 in figura 4.24) con il carico necessario a generare la configurazione deformata corrispondente allo spostamento di tale punto.

4.4.3.2 Confronto risultati sperimentali vs. soluzione numerica: provini S1 e S2

I risultati forniti dal *modello di danno* messi a confronto con i risultati sperimentali registrati per il solo provino S1, producono la situazione illustrata in figura 4.47. Non è stato effettuato il confronto con il provino S2 in quanto quest'ultimo ha presentato una rottura per taglio-punzonamento che il modello non è in grado di cogliere.

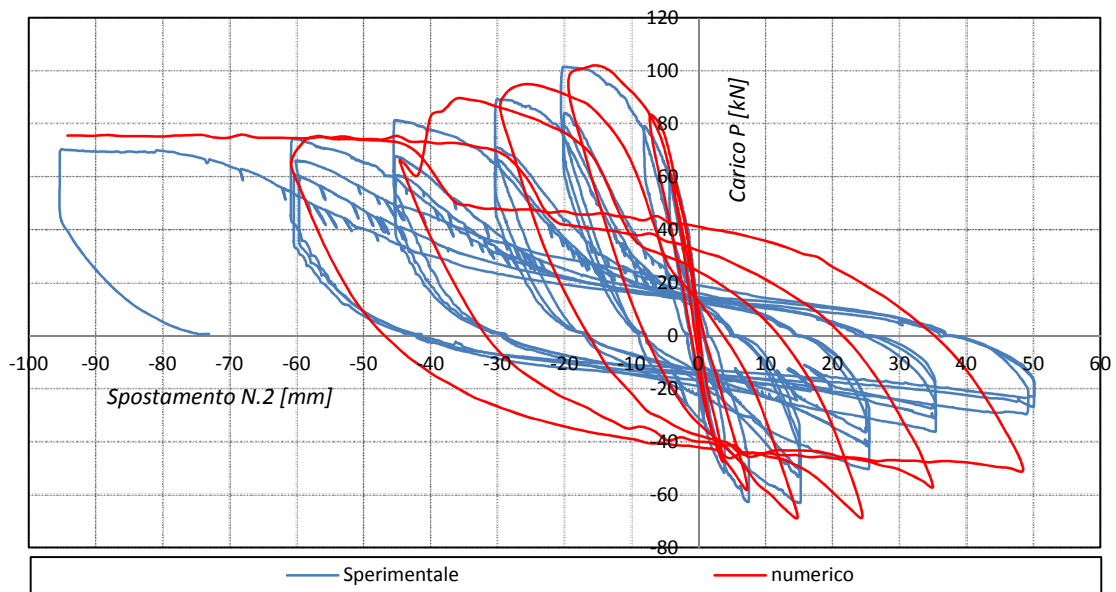


figura 4.47 – Cicli isteretici provino S1: sperimentale vs. numerico

I risultati ottenuti evidenziano come il modello sia in grado di cogliere i massimi valori di resistenza in tiro, mentre sovrastima notevolmente il carico massimo in spinta, non riuscendo a cogliere il corretto ramo di *softening*. Il modello infatti non riesce a rappresentare l'espulsione del copriferro con conseguente notevole perdita di resistenza. E' inoltre evidente come il modello non riesce a cogliere il marcato effetto *pinching* registrato sperimentalmente e dovuto soprattutto all'instabilità delle barre compresse. Il fatto di trascurare il buckling delle barre compresse porta pertanto ad avere dei cicli numerici molto più dissipativi di quelli reali e pertanto si tratta di un limite notevole della modellazione attuale.

4.4.3.3 Confronto risultati sperimentali vs. soluzione numerica: provini S3 e S4

I risultati forniti dal modello di danno messi a confronto con i risultati sperimentali registrati producono la situazione illustrata in figura 4.48 e in figura 4.49

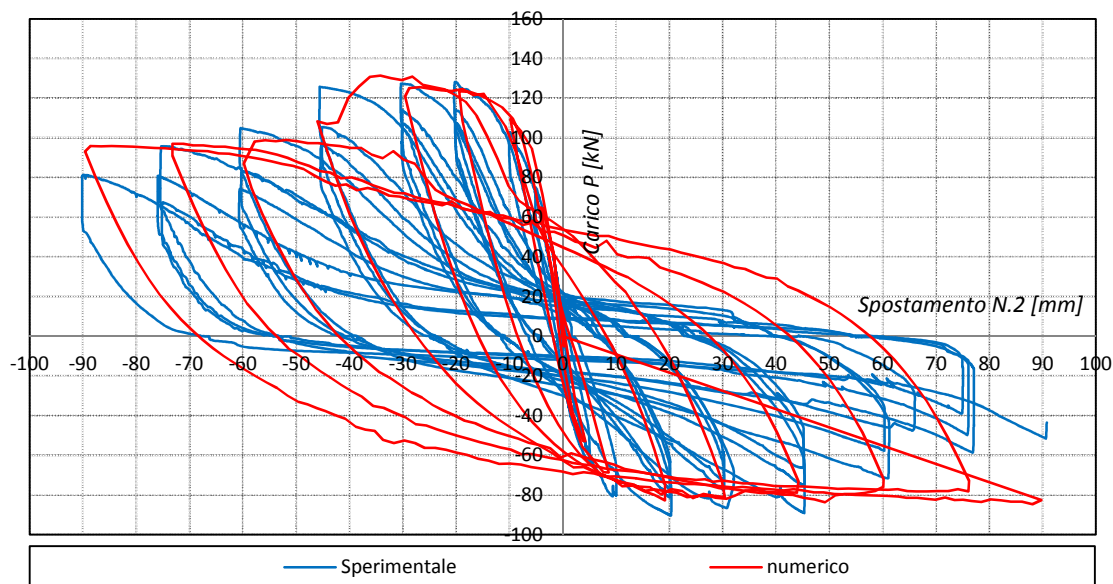


figura 4.48 – Cicli isteretici provino S3: sperimentale vs. numerico

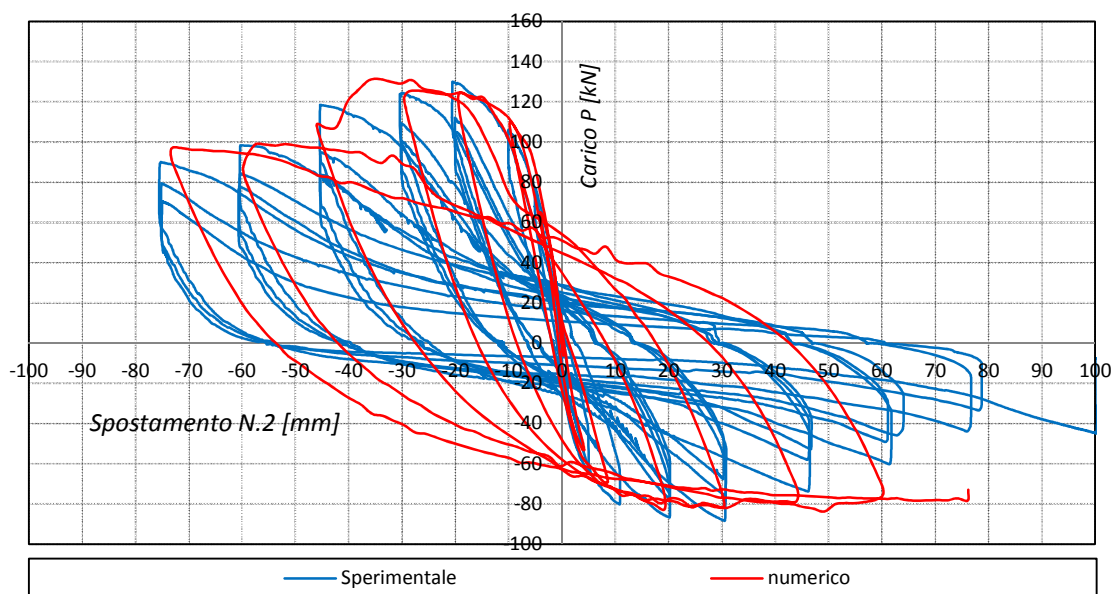


figura 4.49 – Cicli isteretici provino S4: sperimentale vs. numerico

La simulazione numerica dei provini S3 e S4 in calcestruzzo fibrorinforato si avvicina maggiormente ai risultati sperimentali ottenuti rispetto ai provini in calcestruzzo ordinario, soprattutto in termini di resistenza massima in tiro. Tuttavia, come per il provino S1, il modello non riesce a cogliere il corretto ramo di *softening* soprattutto con la prova in spinta. Anche l'effetto *pinching* non viene colto adeguatamente, soprattutto per i cicli con grandi spostamenti.

4.5 Conclusioni – Parte 4

La quarta parte del lavoro di tesi ha visto lo studio di un'altra tipologia di edifici in C.A. a bassa capacità dissipativa, ovvero gli edifici a telaio con soletta piena. Come si è potuto analizzare nella parte introduttiva, si tratta di una tipologia edilizia fortemente penalizzata dalle normative sismiche, in quanto non si ha certezza che tali strutture siano in grado di dissipare sufficiente energia attraverso la duttilità dei nodi soletta-pilastro. Inoltre non si ha certezza di rispetto del criterio di gerarchia delle resistenze pilastro forte-soletta debole.

I progettisti che si trovino a dover dimensionare tali strutture, o a dover verificare strutture esistenti, sono nell'incertezza del fattore di struttura 'q' da adottarsi e sul cui valore le norme restano vaghe.

L'obiettivo del presente studio è stato pertanto quello di fornire un primo contributo di carattere sperimentale su tale argomento, attraverso la progettazione e realizzazione di una campagna di prove cicliche su nodi di bordo soletta-pilastro ricavati dal progetto simulato di un edificio a pilastri con soletta piena in C.A. Lo studio sperimentale ha visto inoltre l'utilizzo di un particolare calcestruzzo innovativo alleggerito e rinforzato con fibre di acciaio, il cui comportamento prestazionale è stato messo a confronto con un calcestruzzo ordinario di pari classe di resistenza a compressione.

Le prove condotte su quattro campioni, di cui due realizzati in calcestruzzo ordinario (mix A2), e due in calcestruzzo fibrorinforzato (mix B2), hanno messo in luce le seguenti conclusioni.

- Tutti i nodi hanno dimostrato un comportamento duttile della soletta, che ha indicato una buona capacità deformativa sotto carichi ciclici e una significativa capacità di dissipare energia. La duttilità dei nodi risulta un parametro fondamentale per garantire un comportamento duttile globale dell'intera struttura, concetto basilare ai fini di restituire alti valori del fattore di struttura 'q' in ambito di verifica sismica;
- Mentre i provini S1, S3 e S4 sono collassati a flessione per raggiungimento della capacità di deformazione ultima delle barre tese, com'era perseguito dalla progettazione condotta, il provino S2 ha presentato un'inattesa rottura fragile per taglio-punzonamento. Tale rottura si è innescata per un dimostrato errore esecutivo che ha portato all'assenza di legature trasversali nel perimetro critico. La presenza delle legature verticali, se ben poste ad afferrare le armature più esterne, gioca un ruolo fondamentale non solo perché partecipa in maniera diretta alla resistenza a taglio, ma anche perché limita i fenomeni di instabilità delle barre compresse controllando la prematura espulsione del copriferro e quindi il danneggiamento del calcestruzzo in prossimità del pilastro;
- I provini S3 e S4, realizzati con calcestruzzo alleggerito e rinforzato con fibre di acciaio, hanno dimostrato rispetto ai provini in calcestruzzo ordinario, una maggiore duttilità e capacità di dissipare energia, oltre ad una maggiore resistenza di picco a parità di resistenza a compressione del calcestruzzo utilizzato. L'incremento di duttilità è stato stimato del 47% in tiro e del 57% in spinta, mentre l'incremento di energia dissipata, valutato attraverso lo smorzamento isteretico viscoso equivalente, è risultato mediamente del 15%. Tali risultati, in termini qualitativi, sono apparsi in perfetto accordo con precedenti studi sperimentali presi da letterato. Pertanto hanno confermato la capacità delle fibre di conferire al calcestruzzo una maggiore resistenza a trazione, duttilità e tenacità. In particolare l'aggiunta di fibre migliora notevolmente il comportamento post-fessurazione garantendo l'integrità del calcestruzzo che pertanto risulta in un qualche modo confinato e quindi maggiormente duttile.

Attraverso un modello numerico ad elementi bidimensionali *plate-shell*, che utilizza il modello di danno ampiamente descritto nella Parte 2 del presente lavoro di tesi, si è cercato inoltre di riprodurre i cicli isteretici ottenuti sperimentalmente. Tuttavia i risultati ottenuti, in questa prima fase di modellazione, hanno messo in luce alcuni limiti del modello di cogliere alcuni aspetti rilevati sperimentalmente ed in particolare: l'instabilità delle barre compresse, maggiore causa del marcato effetto *pinching* visibile nei cicli isteretici, e i fenomeni di danneggiamento e conseguente espulsione del copriferro in prossimità dei bordi soletta-pilastro.

Un miglioramento del modello numerico è necessario per poter estendere i risultati sperimentali ottenuti a livello della singola connessione, all'intera struttura in modo tale da poter procedere alla valutazione numerica del fattore di struttura 'q' fornendo così un valido supporto allo sviluppo dei codici sismici attualmente in vigore. Peraltro, quanto ottenuto dagli studi sperimentali preliminari qui riportati lascia intravedere la possibilità di realizzare edifici sismoresistenti a telaio con soletta piena a spessore costante, assunto che sia rispettata la gerarchia delle resistenze di soletta debole – pilastro forte. In particolar modo tale possibilità esiste se si utilizzano calcestruzzi evoluti fibrorinforzati, meglio se alleggeriti.

4.5.1 Possibili sviluppi futuri

Accertato il miglioramento che le fibre di acciaio producono nel conferire duttilità ai nodi soletta-pilastro testati, garantendo le basi di un buon comportamento sismico globale e quindi di ottenere fattori di struttura 'q' adeguati anche per questa tipologia edilizia, risulta interessante la progettazione e l'esecuzione di ulteriori tests sperimentali in cui si vada a considerare l'effetto combinato dei carichi ciclici orizzontali con i carichi gravitazionali. Precedenti studi hanno infatti messo in luce come l'effetto dei carichi gravitazionali, soprattutto se prossimi alla resistenza tagliante nominale della soletta, riducono notevolmente la resistenza massima ed in particolar modo la duttilità e la capacità dissipativa dei nodi, comportando rotture improvvise di natura fragile per bassi livelli di deformazione laterale raggiunta.

Stante l'evidente difficoltà e dispendio di risorse che si ha nel realizzare test di natura sperimentale, specie su edifici interi, la validazione del comportamento sismico di questa tipologia di edifici potrà più utilmente essere condotta per via numerica. L'approccio numerico permette infatti di estendere in modo teoricamente illimitato i risultati sperimentali ottenuti. Tuttavia, per arrivare a questo passo, ulteriori sviluppi ed affinamenti del modello numerico utilizzato dovranno essere introdotti. In particolare per quanto riguarda la capacità di simulare il danneggiamento nel ramo *softening* del calcestruzzo e l'instabilità delle barre compresse con conseguente espulsione del copriferro. Inoltre dovrà essere introdotta nei modelli numerici la capacità di tenere in conto del danneggiamento provocato dalle sollecitazioni di taglio/punzonamento, capacità questa che allo stato attuale delle conoscenze risulta ardua per gli elementi bidimensionali.

Un ulteriore aspetto che sarebbe interessante trattare per sviluppi futuri, riguarda la gerarchia di resistenza soletta-pilastro, al fine di trarne utili indicazioni progettuali.

Riferimenti - Parte 4

- [4.1] D.M. 14/01/2008 (NTC08). Nuove Norme tecniche per le Costruzioni (Regulations for Constructions), Rome, G.U. n. 29 del 04/02/2008 (in Italian)
- [4.2] CEN Eurocode 8, (2004). Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules of buildings, European Committee for Standardization, Brussels
- [4.3] ACI committee 318, (2005). Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-05). Farmington Hills (MI): American Concrete Institute (ACI)
- [4.4] Moehle JP., (1996). Seismic design considerations for flat-plate construction. In: Wight J.K., Kreger M.E., editors. ACI publication SP-162. Mete A. Sozen Symposium. Farmington Hills (MI): American concrete Institute. p. 430
- [4.5] International code council, (2003). International building code (IBC-03). Whittier (CA); 2003. p. 656
- [4.6] Ministry of Public works Greece, (2000). Greek Code for the design of R/C structures-EKOS 2000, Athens, Greece
- [4.7] Ministry of Public works Greece, (2000). Greek Seismic Code -EAK 2000 (amended June 2003), Athens, Greece, 2000
- [4.8] Erberik M.A., Elnashai A.S., (2004). Fragility analysis of flat-slab structures, Engineering structures, 26 (7): 937-948
- [4.9] Bollettino ufficiale 10/06/1994 CNR n° 166 parte IV. Comportamento di strutture in conglomerato cementizio fibrorinforzato
- [4.10] Batson G., (1976). Steel fiber reinforced concrete, Materials Science and Engineering, 25: 53-58
- [4.11] Vandewalle L., (1999). Influence of tensile strength of steel fiber on toughness of high strength concrete. Proceedings of the third International Workshop on High-Performance Cement Composites (Mainz Germany), H. W. Reinhardt and A. E. Naaman, eds., RILEM Publications, Bagnaux, France, pp. 331-337
- [4.12] Balaguru P., Narahari R. and Patel M., (1992). Flexural Toughness of Steel Fiber Reinforced Concrete, ACI Materials Journal, 89 (6): 541-546
- [4.13] Shah S.P., Rangan B.V., (1971). Fiber Reinforced Concrete Properties, ACI Journal, Proceedings 68 (2): 126-137
- [4.14] ACI Committee 544, (1994). Report on Fiber Reinforced Concrete (ACI 544.1R- 96). American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, pp. 7-24
- [4.15] Grzybowski M., Shah S.P., (1990). Shrinkage Cracking on Fiber Reinforced Concrete, ACI Materials Journal, 87 (2): 138-148
- [4.16] Shah S.P., Weiss J., Yang W., (1998). Shrinkage Cracking—Can It Be Prevented?, Concrete International, 20 (4): 51-55
- [4.17] Bantia N., Azabi M., Pigeon M., (1993). Restrained Shrinkage Cracking in Fiber-Reinforced Cementitious Composites, Materials and Structures, 26 (7): 405-413

- [4.18] Ong K.C.G., Paramasivam P., (1989). Cracking of Steel Fiber Reinforced Mortar due to Restrained Shrinkage. *Fiber Reinforced Cements and Concretes: Recent Developments*, R. N. Swamy and B. Barr, eds., Elsevier Science Publishers Ltd., London, UK,. pp. 179-187
- [4.19] ASTM D570 – 98 (2010) e1. Standard Test Method for Water Absorption of Plastics
- [4.20] Cong L., (2006). Seismic behavior of beam-column joint subassemblies reinforced with steel fibres. Final thesis of Master of Engineering at the University of Canterbury, Christchurch, New Zealand
- [4.21] Stevenson E.C., (1980). *Fibre reinforced concrete in seismic design*, Christchurch: Dept. of Civil Engineering University of Canterbury. viii,95 (11) leaves
- [4.22] ASTM C1018 – 97 (2006) e1. Standard Test Method for Flexural Toughness and First-Crack Strength of Fiber-Reinforced Concrete (Using Beam With Third-Point Loading)
- [4.23] Anon, (1988). Design considerations for steel fiber reinforced concrete. *ACI Structural* (American Concrete Institute), 85 (5): 563-580
- [4.24] EN 14651, (2007). Test method for metallic fibered concrete - Measuring the flexural tensile strength (Limit Of Proportionality (LOP), residual
- [4.25] Raccomandazioni finali del RILEM (Réunion Internationale des Laboratoires d'Essais et de recherches sur les Matériaux et les constructions) TC 162-TDF: Test and design methods for steel fibre reinforced concrete, 2001-2003
- [4.26] Documento tecnico 204, (2006). Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Strutture di Calcestruzzo Fibrorinforzato, Consiglio Nazionale delle Ricerche
- [4.27] Walraven J. (convener), (2012). Model Code 2010. Final draft, vols. 1 & 2,. *fib Bulletin* Nos. 65 & 66, ISBN 978-2-88394-105-2
- [4.28] Plizzari A., (2009). Innovazioni ed esperienze Americane ed Italiane nel settore del calcestruzzo e dei materiali per le costruzioni, ACI Italy Chapter , SAIE Bologna, 28 Ottobre
- [4.29] Alexander S.D.B. and Simmonds S.H., (1992). Punching shear tests of concrete slab–column joints containing fiber reinforcement. *ACI Structural Journal*: 89 (4): 425-432
- [4.30] Theodorakopoulos D.D. and Swamy N., (1993). Contribution of steel fibers to the strength characteristics of lightweight concrete slab–column connections falling in punching shear, *ACI Structural Journal*, 90 (4): 342-355
- [4.31] Harajli M.H., Maalouf D. and Khatib H., (1995). Effect of fibers on the punching shear strength of slab–column connections, *Cement & Concrete Composites*, 17: 161-170
- [4.32] McHarg P.J., Cook W.D., Mitchell D., and Young-Soo Y., (2000). Benefits of concentrated slab reinforcement and steel fibers on performance of slab–column connections, *ACI Structural Journal*, 97 (2): 225-234
- [4.33] Choi K.K., Reda Taha M.M., Park H.G., and Maji A.K., (2007). Punching shear strength of interior concrete slab–column connections reinforced with steel fibers, *Cement & Concrete Composites*, 29: 409-420

- [4.34] Cheng M.Y. and Parra-Montesinos G.J., (2010a). Evaluation steel fibers reinforcement for punching shear resistance in slab-column connections-part1: Monotonically increased load, ACI Structural Journal, 107(1): 101-109
- [4.35] Nguyen-Minh L., Rovňák M. and Tran-Quoc T., (2012). Punching Shear Capacity of Interior SFRC Slab-Column Connections, Journal of Structural Engineering, 138 (5): 613-624
- [4.36] Falkner H. and Gossila U., (2002). Design and safety of steel fibre reinforced concrete structural members, in Proceedings of the 1st fib Congress, Osaka
- [4.37] Cheng M.Y. and Parra-Montesinos G.J.,(2010b). Evaluation steel fibers reinforcement for punching shear resistance in slab-column connections-part2: Lateral displacement reversals, ACI Structural Journal, 107 (1): 110-118
- [4.38] Adebar P., Mindess S., St.-Pierre, D. and Olund B., (1997). Shear Tests of Fiber Concrete Beams without Stirrups, ACI Structural Journal, 94 (1): 68-76
- [4.39] Tan K.H., Murugappan K. and Paramasivam P., (1993). Shear Behavior of Steel Fiber Reinforced Concrete Beams, ACI Structural Journal, 90 (1): 3-11
- [4.40] Ashour S.A., Hasanain G.S., and Wafa F.F., (1992). Shear Behavior of High-Strength Fiber Reinforced Concrete Beams, ACI Structural Journal, 89 (2): 176-184
- [4.41] Minelli F. and Vecchio F.J., (2006). Compression Field Modeling of Fiber-Reinforced Concrete Members under Shear Loading, ACI Structural Journal, 103 (2): 244-252
- [4.42] Kwak Y.K., Eberhard P.J., Kim W.S., and Kim J., (2002). Shear Strength of Steel Fiber-Reinforced Concrete Beams without Stirrups, ACI Structural Journal, 99 (4): 530-538
- [4.43] Parra-Montesinos G.J., (2006). Shear Strength of Beams with Deformed Steel Fibers, Concrete International, 28 (11): 57-66
- [4.44] Susetyo J., Vecchio F.J. and Gauvreau P., (2011). Effectiveness of Steel Fiber as Minimum Shear Reinforcement, ACI Structural Journal, 108 (4): 488-496
- [4.45] CEN. EN 1992-1, (2004). EuroCode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General Rules and Rules for Buildings, European Committee for Standardization, Bruxelles
- [4.46] Sito web della ditta Enco S.r.l.: www.encosrl.it/
- [4.47] UNI 6556, (1976). Tests of concretes – Determination of static modulus of elasticity in compression (Italian standard)
- [4.48] Moehle J.P., (1996). Seismic design considerations for flat-plate construction. In: Wight J.K., Kreger M.E., editors. ACI publication SP-162. Mete A. Sozen Symposium. Farmington Hills (MI): American concrete Institute. p. 430
- [4.49] Pan AD, Moehle JP., (1989). Lateral displacement ductility of reinforced concrete flat plates, ACI Structural Journal, 86 (3): 250-8
- [4.50] Pan A.D., Moehle J.P., (1989). An Experimental study of Slab-Column Connections, ACI Structural Journal, 89 (6): 626-638
- [4.51] Robertson I.N., Kawai T., Lee J., Enomoto B., (2002). Cyclic testing of slab-column connections with shear reinforcement, ACI Structural Journal, 99(5): 605-13

- [4.52] Sang W.H., Seong-Hoon K., Young-Mi P., Li-Hyung L., Thomas H.K.K., (2006). Hysteretic behavior of exterior post-tensioned flat plate connections, *Engineering Structures*, 28: 1983-1996
- [4.53] Circolare 02 febbraio 2009. Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le costruzioni" (Regulations for Constructions) di cui al D.M. 14/01/2008, Rome (In Italian)
- [4.54] CEN. EN 12512, (2001). Timber structures - Test methods - Cyclic testing of joints made with mechanical fasteners,. European Committee for Standardization, Bruxelles
- [4.55] Bathe K.J., Dvorkin E.N., (1985). A four-node plate bending element based on Mindlin/Reissner plate theory and a mixed interpolation, *International Journal For Numerical Methods In Engineering*, 21: 367-383
- [4.56] Park R., Kent D.C. and Sampson R.A., (1972). Reinforced concrete members with cyclic loading, *ASCE Journal of Structural Division*, 98 (7): 1341-1360
- [4.57] Menegotto M., Pinto P.E., (1973). Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal forced and bending, *Procs. IABSE Symp. on the Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads*, Lisbon, Portogallo

Conclusioni generali

In questo lavoro di tesi è stato affrontato il tema della valutazione sismica di due particolari tipologie di edifici in C.A. a bassa capacità dissipativa, ovvero gli edifici a nucleo, torsionalmente deformabili, e gli edifici a soletta piena bidirezionale. La prima tipologia ha avuto una certa diffusione nell'edilizia della seconda metà del 20° secolo, specialmente in zone non classificate sismiche. La seconda tipologia desta tuttora interesse per i vantaggi che potrebbe dare nelle realizzazioni in zona sismica. Entrambe le tipologie presentano, anche se per motivi molto diversi, il rischio di comportamento sismico non ottimale e sono quindi la prima fortemente penalizzata e la seconda sostanzialmente ignorata dalle normative italiane ed europee.

La prima parte del lavoro di tesi è stata dedicata allo studio dei metodi statici non lineari (metodi di pushover) per la valutazione sismica delle strutture. In particolare lo studio si è focalizzato inizialmente su alcuni dei maggiori metodi pushover evoluti per l'analisi degli edifici alti e soprattutto irregolari in pianta (metodo MPA, N2-extended, GPA, FTPA, R-method, etc. etc.), evidenziando le potenzialità che tali metodi hanno dimostrato nei vari studi condotti da diversi autori. Ma anche le loro criticità e complessità operative. Si è verificato che tali metodi risultano difficilmente applicabili nel caso di edifici fortemente irregolari, come gli edifici a nucleo, restituendo risultati la cui affidabilità non è ancora stata dimostrata e a prezzo di oneri computazionali comunque non trascurabili.

Ciononostante, il lavoro di valutazione dei metodi statici non lineari esistenti in letteratura ha portato alla validazione e sviluppo del metodo N1, una procedura per la valutazione sismica di edifici esistenti e di nuova costruzione attraverso analisi statiche non lineari proposta da Bosco *et al*, alternativa al ben noto metodo N2. Si è visto come il metodo N1 presenti il grosso vantaggio di risultare più immediato e semplice da utilizzare nelle applicazioni pratiche, in quanto non richiede la definizione del sistema SDOF equivalente. Attraverso una correzione analitica, basata sulla teoria della dinamica spettrale, è stata proposta una correzione del metodo N1 al fine di renderlo perfettamente equivalente al metodo N2. Tale formulazione corretta bene si presta all'utilizzo in abbinamento alle nuove filosofie progettuali del *Direct-Based Displacement Design* e alla eventuale futura estensione per lo studio degli edifici irregolari.

La seconda parte ha affrontato la validazione del modello numerico utilizzato sia per lo studio degli edifici a nucleo, sia per la simulazione numerica delle prove sperimentali condotte su nodi soletta-pilastro. Nello specifico, l'attività di validazione è stata realizzata sulla base di prove sperimentali reperite in letteratura, relative allo studio delle pareti in C.A., e dei risultati analitici attesi e ha messo in luce le potenzialità del modello nel rappresentare accuratamente il comportamento sia di setti e pareti a comportamento prevalentemente membranale, che di solette a comportamento flessionale duttile.

La terza parte ha visto la valutazione sismica degli edifici a nucleo torsionalmente deformabili mediante analisi dinamiche non lineari. Lo studio, finalizzato a dare una stima del fattore di struttura per questa tipologia edilizia, ha portato ad una valutazione più approfondita del comportamento dinamico in campo non lineare di tali edifici, soprattutto al variare di alcuni parametri fondamentali che li descrivono, ovvero l'eccentricità in pianta del nucleo e la sua rigidità torsionale con i relativi effetti di ingobbamento contrastato che ne derivano. Le analisi numeriche hanno messo in luce alcune criticità note di questi edifici, ovvero la possibile rottura fragile dei telai d'estremità posti sul lato flessibile. Tali elementi risultano spesso rappresentare l'elemento critico nel costruito esistente progettato per i soli carichi verticali e si è evidenziata la necessità di interventi tesi ad aumentare la loro duttilità. Tuttavia, le analisi hanno dimostrato come i nuclei in C.A. siano in grado di entrare in campo plastico dissipando energia. La valutazione dei fattori di struttura su edifici esistenti, prescindendo dalla possibilità di rottura fragile dei telai, ha portato a dei valori prossimi a 2 e pertanto in linea con quanto proposto dalle normative per edifici nuovi a nucleo.

Infine, la quarta parte del lavoro di tesi, relativa agli edifici a soletta piena bidirezionale, ha permesso di fornire un primo importante contributo di carattere sperimentale sulla valutazione delle reali capacità dissipative di queste strutture ai fini della determinazione del fattore di struttura da proporre agli enti normativi. Lo studio, nello specifico, è stato condotto attraverso la progettazione e realizzazione di una campagna di prove cicliche su nodi di bordo soletta-pilastro ricavati dal progetto simulato di un edificio a pilastri con soletta piena in C.A. Lo studio sperimentale ha visto inoltre l'utilizzo di un particolare calcestruzzo innovativo alleggerito e rinforzato con fibre di acciaio, il cui comportamento prestazionale è stato messo a confronto con un calcestruzzo ordinario di pari classe di resistenza a compressione. I risultati sperimentali ottenuti, hanno messo in luce un ottimo comportamento duttile dei nodi sottoposti a prova, evidenziando inoltre le buone capacità prestazionali, in termini soprattutto di duttilità ma anche di resistenza, dei calcestruzzi innovativi fibrorinforzati, i quali possono risultare un'ottima alternativa nel campo dell'ingegneria sismica. Ai risultati sperimentali, ha seguito una prima modellazione numerica con l'obiettivo di riprodurre i cicli isteretici ottenuti. Anche per queste analisi è stato utilizzato il modello di danno accuratamente descritto nella seconda parte di questa tesi ed ampiamente utilizzato per lo studio degli edifici a nucleo. Il confronto tra i risultati sperimentali e numerici ottenuti ha messo in luce i limiti attuali del modello numerico, il quale trascura l'espulsione del copriferro con conseguente ramo *softening* del calcestruzzo e l'instabilità delle barre compresse, causa principale, quest'ultima, del marcato effetto pinching registrato sperimentalmente. Ulteriori sviluppi ed affinamenti del modello numerico utilizzato dovranno essere pertanto introdotti per poter estendere i risultati sperimentali ottenuti a livello della singola connessione, all'intera struttura in modo tale da poter procedere alla valutazione numerica del fattore di struttura 'q' fornendo così un valido supporto allo sviluppo dei codici sismici attualmente in vigore.

Ringraziamenti

Si ringrazia la ditta Enco S.r.l. per il supporto tecnico ed economico fornito, all'interno di un progetto di ricerca co-finanziato dalla Regione Veneto (POR FESR 2007-2013 - Action1.1.2/2009: "*Contribution to technological transfer processes and development of enterprises own research structures*"), che ha permesso la realizzazione delle prove sperimentali descritte nella presente tesi.

Si ringraziano il Prof. A. Ghersi, la Dott.ssa M. Bosco e il Dott. M.E. Marino per i preziosi consigli in merito alla validazione e correzione proposta al metodo N1 da loro formulato.

I miei personali ringraziamenti al Prof. Lanzoni e a tutto il collegio docenti della Scuola di Dottorato.

Un sentito ringraziamento al mio supervisore Ing. Roberto Scotta per i consigli, i momenti di confronto, l'incoraggiamento e soprattutto la fiducia dimostrata nei miei confronti in questi tre anni.

Ringrazio il prof. Renato Vitaliani per le "critiche spronanti" e i momenti di confronto, la prof. Anna Saetta, l'ing. Massimiliano Lazzari e l'ing. Luisa Berto per la disponibilità ed i preziosi consigli.

Grazie inoltre a Leopoldo, Lorenzo, Luca P., Diego, Tommaso, Davide G., Davide T., Luca M., Sebastiano, Irene, Enrico e ai compagni del Ciclo XXVI per avermi accompagnato in questa avventura.