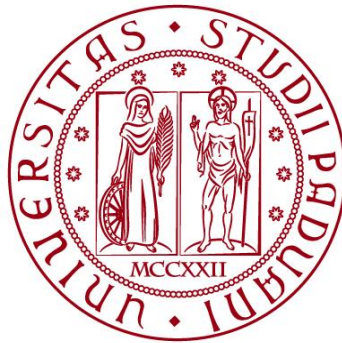


UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI PADOVA
DIPARTIMENTO DI INGEGNERIA CIVILE, EDILE E AMBIENTALE
Department Of Civil, Environmental and Architectural Engineering

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile – Indirizzo Progettazione
tecnologica e recupero edilizio



TESI DI LAUREA

**COMPORTAMENTO DI NODI ESTERNI NON ARMATI
TRAVE-COLONNA IN C.A. SOGGETTI A CARICO CICLICO**

Relatore:

Prof. Ing. Flora Faleschini

Correlatore:

Ing. Klajdi Toska

Laureando:

Alessandro Zago

Matr. 1206586

ANNO ACCADEMICO 2021-2022

PREMESSA

Gli edifici esistenti in calcestruzzo armato (C.A.) progettati prima degli anni '70 sono estremamente vulnerabili alla rottura per taglio dei nodi trave-colonna sotto sollecitazioni sismiche a causa dell'insufficiente armatura trasversale presente nella regione nodale. La rottura di tali nodi, in particolare i nodi angolari, ha avuto un ruolo cruciale nei crolli degli edifici in terremoti passati. Una previsione accurata della resistenza a taglio, della rigidità e della duttilità per questi nodi trave-colonna "non armati" è essenziale per valutare il rischio sismico degli edifici in c.a. di vecchio tipo, caratterizzati dall'aver, per appunto, nodi trave-colonna non dotati di armatura specifica a taglio. Per stimare la resistenza a taglio, sono stati sviluppati dei modelli di resistenza al taglio, come parte di questa tesi.

Per convalidare i modelli di resistenza al taglio è stato condotto un programma sperimentale in laboratorio attraverso i test effettuati su 2 campioni di nodo trave-colonna esterni non armati a grandezza naturale (in scala 1:1) in condizioni di carico ciclico inverso unidirezionale e un carico assiale sulla colonna costante.

Questa tesi mira a studiare: 1) gli effetti dovuti alla variazione del carico assiale e unidirezionale sulle prestazioni sismiche dei nodi trave-colonna esterni danneggiati; 2) a tal fine, a seguito di una valutazione critica della vulnerabilità sismica dei nodi d'angolo in condizioni di carico assiale costante e unidirezionale, è stato condotto il programma sperimentale. Da tale programma, è stato sviluppare una serie di grafici, ognuno dei quali ha avuto come obiettivo quello di andare a studiare un parametro fondamentale.

I risultati dei test hanno evidenziato gli effetti potenzialmente non conservativi nel trascurare l'effettiva richiesta di carico assiale e laterale, quando si valuta il comportamento dei nodi trave-colonna esistenti; difatti i nodi esterni all'interno di un edificio a telaio si sono confermati particolarmente vulnerabili alle sollecitazioni sismiche in condizione di carico assiale costante.

Indice

1. Introduzione	6
1.1 Conoscenze alla base	6
1.2 Scopo della tesi sperimentale	7
1.3 Organizzazione della tesi.....	8
 PARTE I: VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO DEI NODI TRAVE-COLONNA	
2. Comportamento sismico di nodi esterni trave-colonna esistenti in c.a. con rinforzo in FRP	10
2.1 Vulnerabilità delle strutture esistenti.....	10
2.2 Comportamento sismico di nodi esterni trave-colonna esistenti.....	12
2.3 Rinforzo di nodi trave-colonna in c.a. danneggiati con materiale FRP	16
2.4 Panoramica sui compositi FRP: definizioni & tipologie.....	17
3. Effetti della variazione del carico assiale sul comportamento sismico dei nodi trave-colonna in c.a.	19
3.1 Effetti delle variazioni del carico assiale nelle strutture in c.a.	19
3.2 Influenza delle variazioni della forza assiale sui nodi trave-colonna.....	22
3.3 Importanza della variazione del carico assiale: definizione di Gerarchia Delle Resistenze	27
 PARTE II: MODELLI	
4. Modelli per la valutazione della resistenza a taglio dei nodi trave-colonna in c.a.	31
4.1 Modello analitico [ACI-ASCE Committee236 1962] + [Paulay & Priestley 1992]: calcolo della resistenza a taglio del nodo.....	31
4.2 Modello analitico ASCE 41-13/ACI 352R: calcolo della resistenza a taglio del nodo	33
4.3 Modello analitico Del Vecchio 2015: calcolo della resistenza a taglio del nodo.....	33
4.4 Modello analitico CNR 2013 FRP: calcolo della resistenza a taglio del nodo	34
4.5 Modello sperimentale: calcolo della resistenza a taglio del nodo	36
4.6 Confronto modelli	36
 PARTE III: CASO STUDIO	
5. Dimensionamento campioni nodi non armati trave-colonna esterni in c.a.	41
5.1 Analisi dei carichi	41
5.1.1 Analisi dei carichi: trave.....	41
5.1.2 Analisi dei carichi: pilastro.....	41
5.2 Dimensionamento alle “Tensioni Ammissibili” D.M.92/96	42

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

5.2.1 Dimensionamento trave.....	43
5.2.2 Dimensionamento pilastro.....	45
5.3 Verifica agli “Stati Limite” NTC18	45

PARTE IV: PROGRAMMA SPERIMENTALI

6. Programma sperimentale per nodi esterni non armati trave-colonna.....	54
6.1 Descrizione delle unità di test	54
6.2 Proprietà del materiale.....	57
6.2.1 Calcestruzzo.....	57
6.2.2 Acciaio d’armatura	58
6.2.3 Modulo di elasticità stabilizzato	58
6.3 Fabbricazione dei campioni.....	59
6.4 “Setup del test”	61
6.5 Procedura di carico	64
6.6 Strumentazione	65
6.6.1 Strumentazione del calcestruzzo	65
6.6.2 Strumentazione delle barre d’armatura.....	67
7. Risultati sperimentali dei test sui nodi esterni non armati trave-colonna in c.a.....	69
7.1 Campione Nodo trave-colonna 1	69
7.1.1 Andamento delle deformazioni della strumentazione LPs & LVDT & SG.....	71
7.1.2 Curva d’isteresi del nodo trave-colonna.....	75
7.1.3 Curva d’involuppo carico-spostamento massimi	77
7.1.4 Decadimento della rigidezza	78
7.1.5 Schematizzazione della curva trilineare	79
7.1.6 Quadro fessurativo “Cracking pattern”	80
7.1.7 Energia di dissipazione e smorzamento.....	82
7.1.8 Curva bilineare equivalente e duttilità.....	84
7.1.9 Relazione sforzo-deformazione a taglio nel nodo	86
7.1.10 Indice di domanda a taglio.....	88
7.2 Campione Nodo trave-colonna 2.....	89
7.2.1 Andamento delle deformazioni della strumentazione LPs, LVDT & SG	90
7.2.2 Curve d’isteresi del nodo trave-colonna.....	94
7.2.3 Curva d’involuppo forza-spostamento massimi.....	95
7.2.4 Decadimento della rigidezza	96
7.2.5 Quadro fessurativo “Cracking pattern”	97

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

7.2.6 Energia di dissipazione e smorzamento.....	98
7.2.7 Relazione sforzo-deformazione a taglio nel nodo	100
7.3 Analisi e confronto dei risultati dei test.....	101
8. Conclusioni	104
8.1 Conclusioni e raccomandazioni per le ricerche future	104
8.2 Ringraziamenti	105
8.3 Riferimenti.....	106

1 - INTRODUZIONE

1.1 Conoscenze alla base

Il problema delle strutture a telaio in c.a. non progettate sismicamente prima degli anni '70 è comune a tutte le regioni attive sismicamente. L'inadeguatezza di queste strutture esistenti è stata più volte evidenziata da gravi danni o crolli totali causati da recenti terremoti [1-4]. Difatti, prima della metà degli anni '70, molti edifici in c.a. erano progettati principalmente solo per azioni dovute ai carichi statici gravitazionali, senza tener conto della resistenza laterale necessaria per resistere alle forze inerziali della massa della struttura derivanti dai forti movimenti al suolo. Come conseguenza, i carichi assiali in nodi esterni non rimangono costanti in caso di un evento sismico a causa del momento di ribaltamento dell'edificio. Inoltre, i danni a seguito dell'evento sismico sono generalmente una conseguenza della mancanza di duttilità che è la conseguenza di due gravi difetti nel processo di progettazione: scarsa quantità di armatura e mancanza di una filosofia di progettazione per capacità [5].

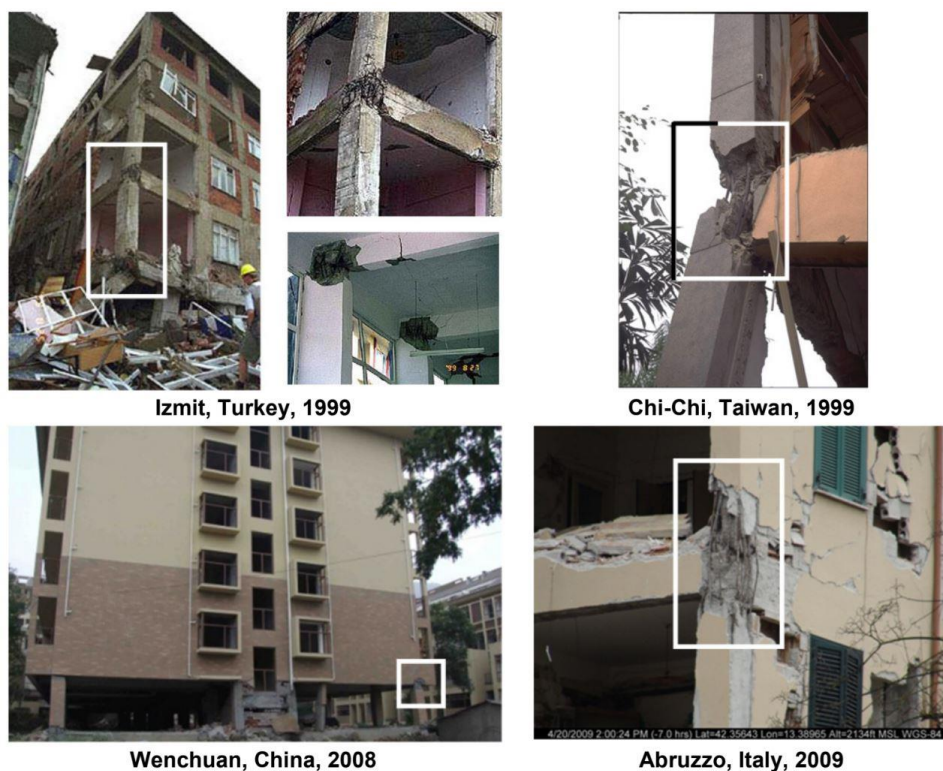


Figura 1-1: Rottura di nodi d'angolo nei terremoti passati

I nodi trave-colonna esterni sono considerati uno degli elementi strutturali più vulnerabili e critici nelle strutture in c.a. prima degli anni '70. La mancanza di armatura nel nodo e di dettaglio della stessa nella zona del nodo, le scarse proprietà di aderenza dovute all'uso di barre tonde lisce e l'inefficiente ancoraggio nella zona del nodo, possono essere la causa delle scarse prestazioni sismiche di questi elementi. Di conseguenza, molti edifici mal progettati e costruiti in aree soggette a terremoti spesso subiscono rotture per taglio e/o dell'ancoraggio durante i terremoti, portando ad

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

un crollo parziale o totale della struttura [6]. Anche gli studi sperimentali su nodi esistenti progettati secondo le pratiche costruttive pre-sismiche hanno confermato la vulnerabilità di questi elementi strutturali [7-10].

Dalla metà degli anni '70, quando i rischi sismici e i loro effetti dannosi sono stati riconosciuti e compresi, una notevole quantità di ricerca è stata dedicata allo sviluppo di strategie e tecniche di miglioramento sismico. Tuttavia l'adeguamento sismico dei nodi esterni trave-colonna nei telai esistenti in c.a. resistenti a momento, progettati prima delle recenti disposizioni delle normative sismiche, sta ponendo un serio problema all'ingegneria sismica. È di fondamentale importanza elaborare tecniche di ripristino efficaci ed economiche per mitigare la vulnerabilità sismica delle strutture esistenti e allo stesso tempo aumentare la sicurezza degli occupanti in vista di futuri eventi sismici.

Da queste conoscenze, sono necessarie prove in scala reale su campioni di nodi non armati aventi carico assiale costante e carico ciclico unidirezionale.

Negli ultimi due decenni, gli studi e le applicazioni dei materiali compositi nell'edilizia, in particolare nel miglioramento delle strutture esistenti, hanno rappresentato una delle nuove aree in più rapida crescita all'interno dell'ingegneria strutturale. Le tecniche di miglioramento basate sull'uso di polimeri fibro-rinforzati (FRP) applicati esternamente, stanno diventando una soluzione interessante e maggiormente accettata per il rafforzamento sismico degli edifici esistenti. La tecnica di utilizzo di sistemi in FRP per il miglioramento strutturale mitiga diversi svantaggi e sta guadagnando la preferenza sui metodi di rinforzo tradizionali come il rivestimento in calcestruzzo, l'inserimento di piastre "plate" o tiranti in acciaio e il calcestruzzo spruzzato. Gli FRP offrono un'eccellente resistenza alla corrosione agli agenti ambientali, nonché rapporti di resistenza e rigidità/peso più elevati rispetto ai materiali da costruzione convenzionale.

1.2 Scopo della tesi sperimentale

Gli obiettivi del presente oggetto di tesi sono:

1. Studiare il comportamento di nodi trave-colonna esistenti attraverso analisi di edifici progettati secondo vecchie normative;
2. Sviluppare e validare uno o più modelli analitici per valutare la resistenza a taglio di un nodo non rinforzato/rinforzato;
3. Raccogliere, mediante test quasi statici, informazioni sul comportamento ciclico unidirezionale dei nodi non armati esterni trave-colonna esterni sotto carico assiale costante;

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

4. Elaborare, con i dati ottenuti dai test effettuati su 2 Campioni analizzati in laboratorio, le modalità di rottura dei campioni testati e le curve dei parametri fondamentali;
5. Confrontare i risultati ottenuti fra i 2 Campioni analizzati portando ad una conclusione di quanto osservato.

1.3 Organizzazione della tesi

Nel *Capitolo 1*, viene data una rapida introduzione su ciò che viene analizzato e studiato nella presente tesi sperimentale.

PARTE I, che include i capitoli 2 & 3 è focalizzata nello studio dei nodi trave-colonna in c.a. esterni 2D (telaio piano). Nel *Capitolo 2*, sono evidenziati i danni dovuti al sisma nelle strutture a telaio in c.a. degli anni pre-'70, con particolare attenzione è data ai meccanismi di rottura nei nodi esterni. Viene fornito un breve riassunto della ricerca condotta sul miglioramento dei nodi trave-colonna esistenti usando materiali FRP insieme ad una panoramica dei compositi FRP. Nel *Capitolo 3*, per fornire una chiara comprensione della meccanica e del comportamento, vengono esaminati gli effetti della variazione del carico assiale sul comportamento sismico nelle strutture in c.a., secondo le più recenti disposizioni sismiche.

PARTE II, che descrive le ricerche analitiche nel *Capitolo 4*, vengono proposti una serie di modelli analitici per una valutazione e una stima della resistenza a taglio del nodo esterno con/senza rinforzo FRP confrontandolo con un modello sperimentale ricavato da letteratura.

PARTE III, che comprende il *Capitoli 5*, viene sviluppato il dimensionamento dei 2 nodi trave-colonna testati in laboratorio oggetti di tesi.

PARTE IV, i risultati delle prove sui campioni sono presentati e analizzati nel *Capitolo 6*. Inoltre, nel *Capitolo 7*, la procedura di valutazione proposta è verificata dai risultati sperimentali.

Infine, nel *Capitolo 8* tratta la sintesi dei risultati della ricerca. Vengono fornite le principali conclusioni e contributi risultanti da questa ricerca, nonché raccomandazione per la ricerca futura.

PARTE I

VALUTAZIONE DEL COMPORTAMENTO DEI NODI TRAVE-COLONNA

2 - COMPORTAMENTO SISMICO DI NODI ESTERNI TRAVE-COLONNA ESISTENTI E RINFORZO IN FRP

2.1 Vulnerabilità delle strutture esistenti

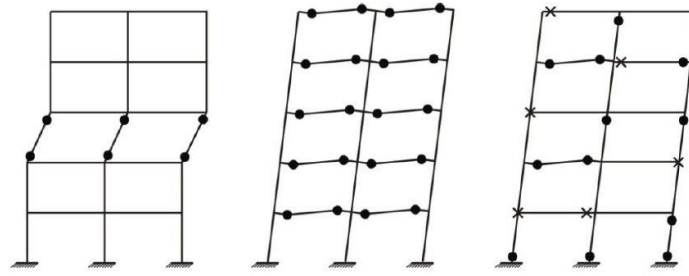
Negli ultimi decenni, le conoscenze accumulate dalle osservazioni dei danni dei terremoti attraverso visite di ricognizione e i progressi ottenuti nella progettazione sismica delle strutture in c.a. attraverso una ricerca completa sono diventati fattori importanti nel miglioramento e nella modifica delle norme costruttive edilizie.

Una migliore comprensione della risposta dinamica non lineare e del comportamento post-elastico delle strutture ha portato ad uno sviluppo significativo dei metodi per la progettazione e il dettaglio del rinforzo nelle strutture in c.a. realizzate negli anni '70.

Secondo i principi di progettazione per capacità, la resistenza al sisma degli elementi strutturali nelle zone critiche è progettata in modo tale che l'energia sismica sia dissipata in modo prevedibile. Al fine di ridurre la richiesta di deformazione anelastica in queste zone (denominate tipicamente "cerniere plastiche"), è necessario fornire una duttilità sufficiente, intesa come capacità di deformarsi plasticamente senza perdere una resistenza significativa, attraverso una cura nei confronti dei dettagli costruttivi. Tutte le altre potenziali regioni fragili sono protette dai cedimenti prematuri, come cedimento per taglio o per ancoraggio, in condizioni di evento sismico.

Nei telai in c.a., la duttilità è generalmente ottenuta attraverso cicli di isteresi stabili in corrispondenza nei punti di cerniere plastiche le quali sono progettate per formarsi nelle travi. In questo modo, è possibile dissipare una grande quantità di energia d'isteresi senza alcuna significativa perdita di resistenza. La rottura e la formazione di cerniere plastiche nelle travi è preferita rispetto allo sviluppo delle stesse cerniere nelle colonne, per il fatto che le colonne hanno il compito di supportare i piani superiori ed una eventuale rottura di esse può causare il crollo totale del telaio. Ad esempio, a causa della gerarchia delle resistenze inadeguata considerando la pratica di progettazione precedentemente agli anni '70, le colonne possono essere dimensionate solo per il carico gravitazionale senza tener conto del momento delle travi adiacenti. Come risultato di colonne più deboli (rispetto alle travi) può formarsi un meccanismo di oscillazione sulla colonna, il quale porta al meccanismo di *piano soffice* nella struttura (Fig.2-1a). Pertanto, le moderne normative di progettazione sismica hanno adottato i principi di progettazione per capacità in modo da garantire al progettista di implementare il meccanismo di formazione delle cerniere plastiche nell'estremità della trave (Fig.2-1b) piuttosto che lo stesso meccanismo formazione delle cerniere plastiche all'estremità nella colonna (Fig.2-1a), così che l'energia possa essere dissipata uniformemente in tutta la struttura. Per raggiungere questo obiettivo, le travi sono progettate per essere più deboli rispetto alle colonne, il tutto definito come "*trave debole-colonna forte*".

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico



a) Cerniere plastiche all'estremità delle colonne (piano sofficce); b) Cerniere plastiche all'estremità delle travi; c) Meccanismo di rottura misto con cerniere plastiche e rottura a taglio.

Figura 2-1: Meccanismi di deformazione post-elastica di un telaio soggetto a carichi sismici

Prima della metà degli anni '70, molte strutture edilizie in c.a. erano progettate per fornire una resistenza sufficiente alle forze laterali come specificato in normativa. Ad esempio il carico del vento era l'unico carico laterale considerato nella progettazione negli edifici costruiti all'inizio degli anni '30 [11]. In aggiunta, la progettazione per *tensioni ammissibili*, piuttosto che una filosofia di progettazione secondo la resistenza, comune prima della fine degli anni '60, contribuisce notevolmente all'incertezza della risposta anelastica [12].

Come conseguenza della mancanza di duttilità dovuta alla scarsa attenzione riguardo il dettaglio costruttivo e alla mancanza di un processo di progettazione per capacità, le modalità di rottura non duttili, come la rottura a taglio e meccanismi di deformazione duttili, può comportare un meccanismo di rottura misto (Fig.2-1c), coinvolgendo diverse azioni in diversi elementi, ovvero che le cerniere plastiche flessionali in alcune posizioni si combinano con la rottura per taglio degli elementi convergenti nei nodi in altre posizioni.

Le carenze di prestazioni sismiche delle strutture esistenti a telaio in c.a. sono evidenziate anche dai danni causati da terremoti [1-3]. L'ispezione degli edifici danneggiati o addirittura crollati dopo tali terremoti ha rivelato che molti crolli di strutture in c.a. potrebbero essere attribuiti alla scarsa qualità della costruzione e all'impiego di dettagli non duttili. Sfortunatamente, la maggior parte delle strutture esistenti in c.a. non sono state costruite in conformità con le moderne norme sismiche, le quali incarnano gran parte delle ultime conoscenze sull'efficacia della progettazione di edifici antisismici.

I principali problemi e le carenze tipiche delle strutture in c.a. prima degli anni '70 basati sulle osservazioni dopo i terremoti avvenuti e prove in laboratorio sugli elementi sono riassunte nel seguente modo:

- Le carenze nella colonna includono: - configurazione della staffa con ganci a 90° ; - passo staffe troppo elevato per garantire un confinamento adeguato; - sovrapposizione della barra longitudinale situata in corrispondenza della zona a momento elevato; - lunghezza di sovrapposizione troppo corta per fornire un adeguato trasferimento di forza; - passo staffe troppo elevato in corrispondenza della sovrapposizione delle barre; barre longitudinali tonde lisce con una bassa capacità di aderenza.

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

- Le carenze della trave includono: - barre trasversali a taglio non chiuse e con ganci a 90°; - passo staffe troppo elevato; - staffe dimensionate solo per carichi gravitazionali e sottodimensionate; - mancanza di staffe resistenti a tagli in corrispondenza della mezzeria della trave; - armatura longitudinale superiore discontinua al centro della trave in modo da non poter tenere conto di flessione e inversione sismica; - armatura longitudinale inferiore spesso discontinua sulle facce dei pilastri o solo leggermente ancorata nei nodi trave-pilastro; - armatura longitudinale nelle campate esterne terminanti senza ancoraggi o con ganci che si piegano in allontanamento dal nodo fornendo lunghezza e continuità di sovrapposizione inadeguate; - barre longitudinali lisce con bassa capacità di aderenza.
- Le carenze del telaio includono: - caratteristiche di colonna debole/trave forte rendono i piani vulnerabili a collasso a causa della rottura delle colonne; - capacità a taglio inferiore a quella richiesta per formare cerniere plastiche sia sulle colonne che nelle travi; - nodo trave-colonna con resistenza a taglio inadeguata; - nodo trave-colonna con confinamento inadeguato; - travi spesso intelaiate eccentricamente alle colonne; nessuna armatura di rinforzo della platea passante attraverso la gabbia di armatura della colonna; - sistema a gravità troppo rigidi e con troppa incompatibilità deformativa con il sistema laterale [11].

2.2 Comportamento sismico dei nodi trave-colonna esterni esistenti

Si ritiene che le strutture a telaio in c.a. progettate prima degli anni '70 abbiano dettagli costruttivi inadeguati secondo gli attuali criteri di progettazione sismica a causa delle carenze strutturali menzionate nel paragrafo precedente. I rapporti sul campo hanno spesso indicato che i nodi trave-colonna, che sono uno degli elementi strutturali più vulnerabili e critici, spesso subiscono rotture per taglio o dell'ancoraggio che portano ad un collasso parziale o totale della struttura. È ben noto che i nodi trave-colonna svolgono un ruolo importante nel mantenimento dell'integrità del telaio dell'edificio sotto l'azione sismica al fine di preservare la capacità portante del carico gravitazionale così come la resistenza al carico laterale. In questa sezione viene data particolare attenzione alla comprensione delle caratteristiche strutturali dei nodi esterni trave-colonna sulla base delle informazioni sulle prestazioni sismiche ottenute dagli studi sperimentali effettuati.

Un nodo può essere definito come un segmento di colonna che appartiene anche alla trave in corrispondenza dell'intersezione dei due elementi. I nodi possono essere classificati in molti modi a seconda dei vincoli cinematici imposti dagli elementi confluenti e dalla loro risposta alle azioni sismiche. Come esempio, il nodo illustrato in Fig.2-2a, parte di un telaio esterno, è considerato un nodo interno unidirezionale per il carico sul piano del telaio, tuttavia il nodo nella Fig. 2-2b è un nodo unidirezionale esterno in direzione ortogonale [13]. Nella Fig.2-2c si può notare un classico nodo interno a due vie che è soggetto a risposta sismica (nodo interamente confinato). Infine, nella Fig. 2-2d è mostrato un nodo angolare.

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

Pampanin et al. [18] hanno presentato i risultati di una serie di test su 6 nodi trave-colonna in scala 2:3 progettati per i soli carichi gravitazionali con difetti strutturali tipici della pratica costruttiva italiana tra gli anni '50 ed '70. Questi difetti sono caratterizzati dall'uso di barre lisce, dalla mancanza di armatura a taglio, scarso ancoraggio delle barre e assenza dei principi di progettazione per secondo gerarchia delle resistenze "capacity design" (Fig.2-4a). Tra i campioni analizzati, 2 nodi a "T" esterni sono stati testati sotto carico quasi statico. Per rappresentare al meglio le reali condizioni del livello di tensione dovuto all'oscillazione dell'edificio a telaio, il carico assiale sulla colonna è stato applicato mediante un martinetto idraulico durante il collaudo. I risultati dei test hanno evidenziato un danno esteso a taglio nella zona del pannello nodale, il quale ha causato una rottura a taglio. È stato osservato che la combinazione di ancoraggio a 90° con barre tonde lisce ha portato ad un peculiare meccanismo fragile costituito da dall'espulsione di un "cuneo" di calcestruzzo sul lato esterno della colonna (Fig.2-4b). Ciò è stato causato dalla combinazione del danno a taglio nella regione del pannello nodale con la forza di compressione concentrata all'estremità delle barre longitudinali della trave. Lo sviluppo del meccanismo di fuoriuscita del cuneo di calcestruzzo è illustrato schematicamente nella Fig.2-5.

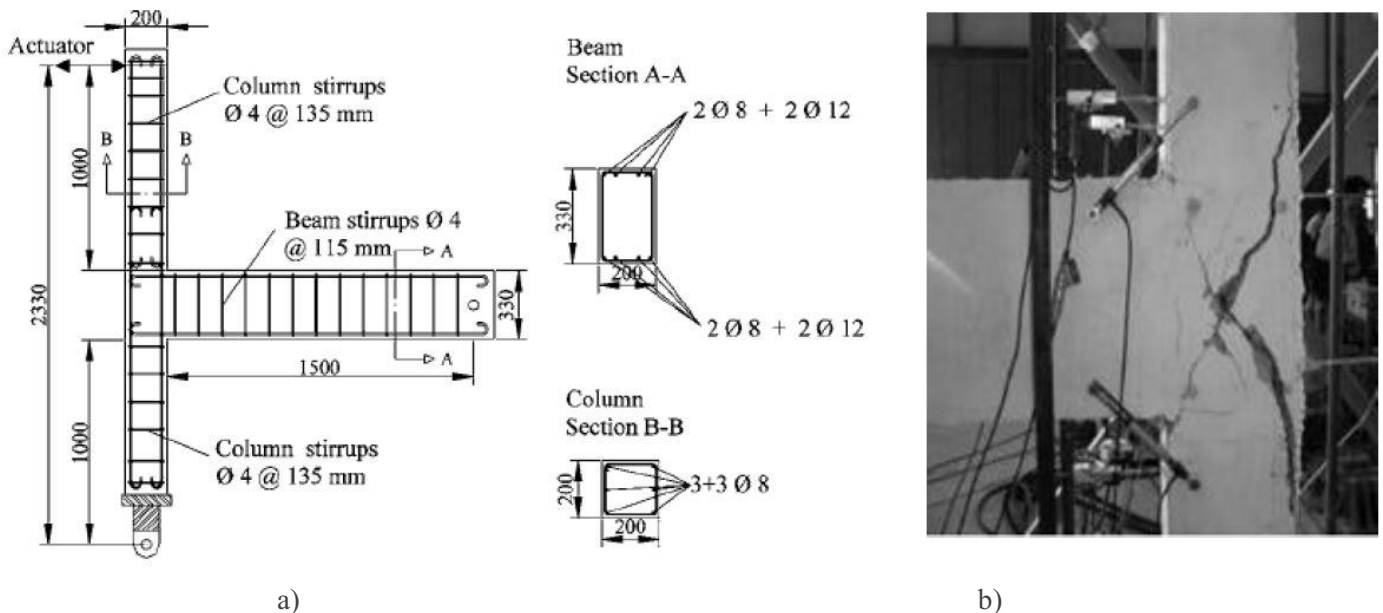


Figura 2-4: Studio sperimentale condotto da Pampanin et al. [18]: a) dimensioni e dettagli d'armatura; b) meccanismo osservato di espulsione del calcestruzzo

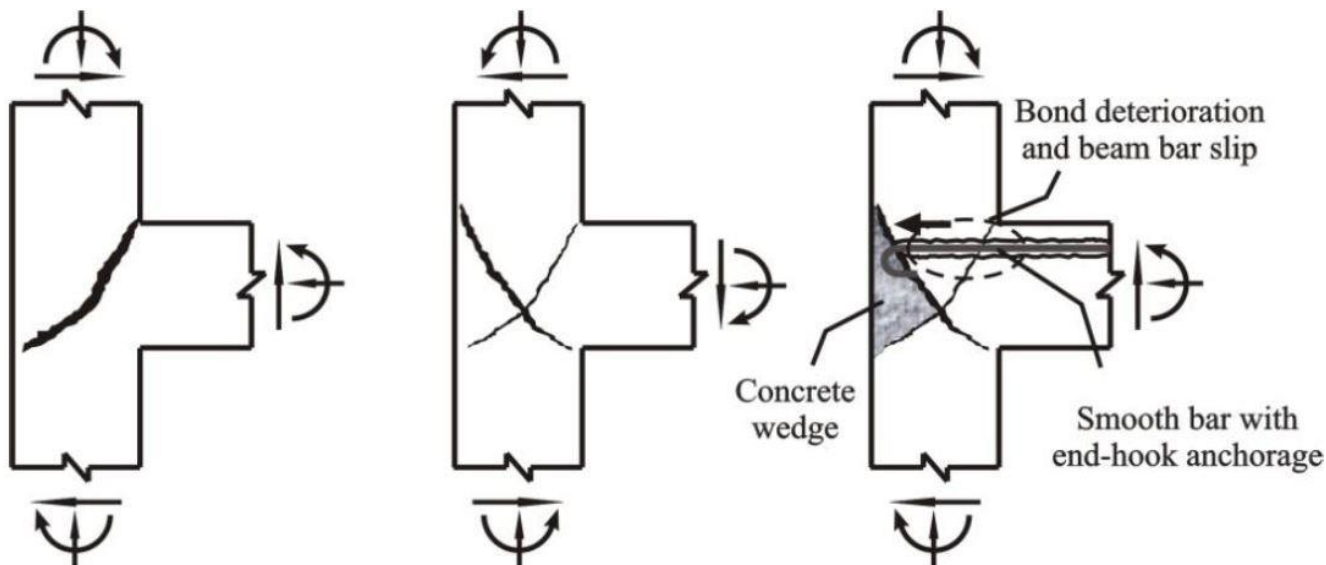
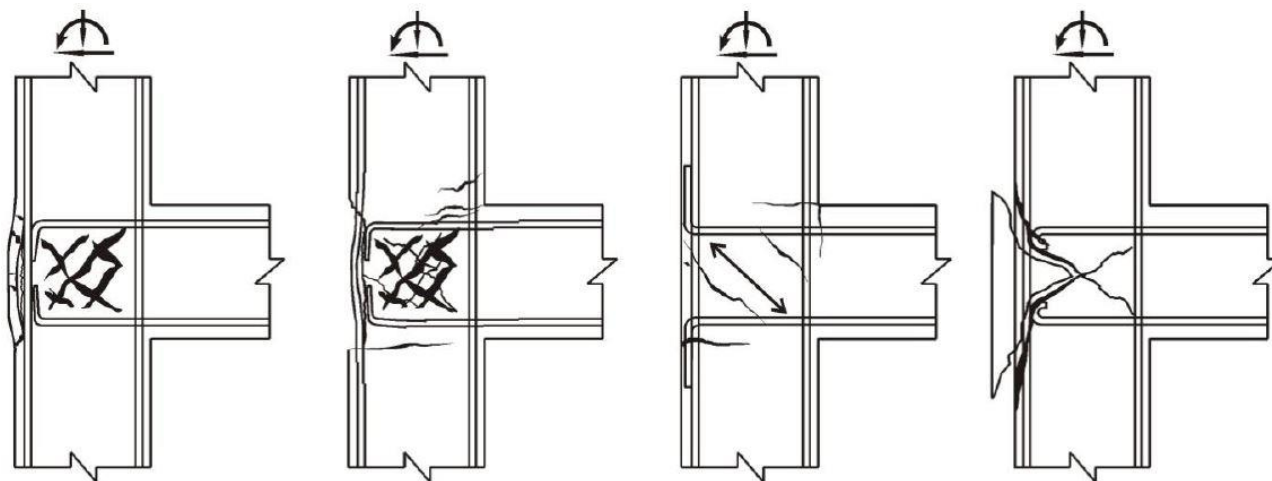


Figura 2-5: Sviluppo del meccanismo di espulsione del calcestruzzo come descritto in [18]

Alla luce delle suddette osservazioni, sia sul prototipo di telaio che sul pannello nodale esterno, è stato introdotto il termine di cerniera a taglio [19-20] per descrivere il meccanismo di rottura a taglio, alternativo o duale ad una cerniera plastica flessionale. Il meccanismo della cerniera a taglio può ritardare il verificarsi di un meccanismo di oscillazione indesiderato della colonna, in quanto la concentrazione delle deformazioni a taglio nell'area del nodo può ridurre la richiesta di deformazioni sugli elementi strutturali adiacenti, diffondendo anche la domanda di drift di interpiano lungo i due piani. Tuttavia il principale difetto del meccanismo di cerniera a taglio è la mancanza intrinseca di duttilità dovuta alla rapida degradazione della resistenza del nodo dopo la prima fessurazione. Il meccanismo globale osservato, correlato al danno nel nodo, suggerisce la definizione di cerniera a taglio. Le differenze fondamentali rispetto al concetto di cerniera plastica flessionale possono essere legate a: a) il comportamento strutturale che attiva la cerniera: taglio anziché a flessione; b) il comportamento post-elastico: mentre ci si aspetta tipicamente che un meccanismo a cerniera flessionale fornisca una capacità di duttilità soddisfacente, una cerniera a taglio potrebbe essere caratterizzata da un grave degrado della resistenza; c) caratteristiche di dissipazione dell'energia: non si prevede che il meccanismo di danno a taglio sia una fonte affidabile di dissipazione dell'energia sotto carico ciclico come nel caso di un'isteresi stabile sotto un comportamento flessionale duttile.

Questa ricerca ha anche indicato quali modalità alternative di danneggiamento e cedimento possono essere riscontrate nei vecchi nodi trave-colonna a seconda della tipologia (esterno o interno) del nodo in funzione dei dettagli costruttivi adottati, come mostrato in Fig.2-6 per nodi esterni senza armatura trasversale. La scelta di ancoraggio adottata in un nodo esterno trave-colonna è di particolare importanza, perché influisce sull'efficienza del meccanismo di trasferimento del taglio nella regione del nodo, che dipende fortemente dal meccanismo di puntone di compressione all'inizio della fessurazione diagonale nel nodo. Ad esempio, in caso di tipologia di ancoraggio in Fig.2-6a/b, dove le travi sono piegate a 90° gradi nel nodo, è prevista una limitata resistenza alla dilatazione orizzontale del nodo. Un'altra tipica pratica costruttiva più antica, ampiamente utilizzata in Nuova Zelanda e in Giappone, può essere vista in Fig.2-6c. Come previsto, essendo una condizione peggiore a quella precedente, si verificherebbe un rapido degrado della resistenza a causa dell'assenza di un punto efficace per lo sviluppo di un efficiente meccanismo di puntone di compressione nel pannello nodale.

Nella Fig.2-6d è rappresentato lo scenario peggiore nella pratica comune edilizia ampiamente utilizzata nel Mediterraneo, con un collocamento dell'ancoraggio delle barre all'esterno del nodo.



a) Barre piegate a 90° - fessurazione del copriferro all'esterno del nodo; b) Barre piegate a 90° - perdita dell'integrità del nodo; c) Barre piegate all'esterno del nodo; d) Barre tonde lisce piegate ad "uncino": meccanismo del cuneo di calcestruzzo.

Figura 2-6: Meccanismi di danno alternativi possibili in nodi esterni a seconda del dettaglio costruttivo strutturale [19-20]

2.3 Rinforzo di nodi trave-colonna in c.a. danneggiati con materiale FRP

Diverse tecniche di rinforzo sono state studiate e adottate in applicazioni pratiche per migliorare le prestazioni sismiche dei nodi esistenti trave-colonna. Queste tecniche vanno dalle tecniche convenzionali, come l'iniezione di resina epossidica [21-23], il rivestimento in calcestruzzo armato o precompresso [24], il rivestimento in acciaio [25], il rivestimento di unità in muratura di calcestruzzo o tamponamenti parziali in muratura [24, 26].

Approccio più recente si basa sull'uso di un sistema di rinforzo metallico diagonale introdotto nelle connessioni trave-colonna per proteggere la zona del pannello nodale da danni estesi o meccanismi di taglio fragili [27].

Le suddette tecniche, generalmente denominate tecniche convenzionali o tradizionali, causano diverse difficoltà nella loro applicazione pratica. Per superare le difficoltà associate a queste tecniche, i recenti sforzi di ricerca si sono concentrati sull'uso di polimeri fibro-compositi resistenti (FRP) eventualmente legati con resina epossidica. I sistemi di rinforzo in FRP sono stati ampiamente utilizzati in varie forme per il miglioramento dei nodi trave-colonna esistenti dal 1998. I sistemi FRP hanno dimostrato di fornire significati benefici e vantaggi rispetto alle tecniche convenzionali tra cui:

- Rapporto resistenza/peso più elevato (≈ 15 & 35 , rispettivamente, per vetro e carbonio, rispetto a quello dell'acciaio);
- Rapporto rigidità/peso più elevato (≈ 1 & 3 , rispettivamente per vetro e carbonio, rispetto a quello dell'acciaio);

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

- Alta resistenza alla corrosione;
- Peso unitario più leggero, con conseguente attrezzatura meno costosa per una movimentazione, spedizione e trasporto più economici; nonché attrezzature di montaggio più leggere;
- Alta durabilità, che portano a costi ciclo-vita più bassi;
- Formazione di crepe più facile da controllare mediante il confinamento del calcestruzzo;
- Migliore personalizzazione per esigenze specifiche;
- Rapida installazione sul campo, facile applicabilità e limitata interruzione dell'occupazione dell'edificio;
- Nessun aumento significativo delle dimensioni dell'elemento;
- Semplici correzioni in-situ in caso di difetti nell'installazione dell'incollaggio dell'FRP con supporto in calcestruzzo.

Tuttavia, esistono alcune limitazioni per quanto riguarda l'avvolgimento del composito in FRP:

- Incertezze sulla durabilità dell'FRP, poiché i loro dati sulle prestazioni a lungo termine sono limitati;
- Problemi di resistenza al fuoco, effetti negativi da fumi, tossicità e scarsa resistenza a raggi UV;
- Conoscenza limitata delle proprietà dei materiali e delle procedure di applicazione [28].

Nella sezione seguente viene fornita una piccola e rapida introduzione dei materiali compositi in FRP, come il chiarimento di alcuni termini tecnici relativi a questa tecnologia, le proprietà dei materiali costituenti di base e i metodi di produzione.

2.4 Panoramica sui compositi FRP: definizioni & tipologie

Dalla metà degli anni '80 sono stati utilizzati sistemi di rinforzo in compositi fibro-rinforzati per rinforzare elementi strutturali in calcestruzzo danneggiati e riparare strutture in calcestruzzo deteriorate [29]. Storicamente, i compositi sono stati applicati per la prima volta come materiali di rinforzo flessionale per ponti in c.a. e come rinforzo per il confinamento delle colonne in c.a. Sin dai primi sforzi di ricerca, la gamma di applicazioni si è ampliata per includere il rafforzamento dei vari elementi strutturali come travi, colonne, solai, camini, volte, cupole e capriate.

Il termine *materiale composito* (spesso indicato come *composito*) è un termine generico usato per descrivere una combinazione di 2 o più materiali per ottenere un prodotto che è più efficiente dei suoi componenti. Un costituente è chiamato *rinforzo* o *fibra* (quella che fornisce resistenza); l'altra in cui sono annegate le fibre è chiamata *matrice* [28]. La matrice funge da legante e mantiene le fibre nella posizione prevista, conferendo al materiale composito la sua integrità strutturale fornendo capacità di

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

resistenza al taglio. Un'altra funzione della matrice è quella di proteggere la fibra dall'ambiente esterno in cui è posizionato il composito. Le forme di fibra utilizzate nei prodotti FRP per l'ingegneria strutturale sono chiamate fibre continue perché indefinitivamente lunghe. Queste fibre vengono utilizzate in percentuale volumetrica relativamente alta (dal 20 al 60%) per rinforzare la resina epossidica: da qui il termine *polimero fibrorinforzato* (Fiber Reinforced Polymer). Questa combinazione di 2 materiali così differenti porta ad un componente che ha maggiore resistenza, rigidità e durezza rispetto alle proprietà delle singole parti. Due tipi di fibre sono comunemente utilizzate per produrre fogli di rinforzo e tessuto: fibre di vetro e fibre di carbonio.

Le *fibre di vetro* hanno un costo più basso rispetto all'altro tipo di fibra applicata nell'ingegneria civile. In aggiunta a questo, la loro elevatissima *resistenza specifica*, ovvero il rapporto tra la resistenza alla trazione di un materiale e il suo peso unitario, li rende uno dei materiali strutturali più popolari nel miglioramento delle strutture in calcestruzzo. Il diametro di una singola fibra di vetro o varia da circa 3 a 24 μm . Ogni fibra è formata da 200 singoli filamenti e, durante la produzione, molte fibre vengono realizzate. Una fibra di vetro ha un caratteristico colore brillante ad occhio nudo ed è considerata un materiale isotropo. Le proprietà approssimative delle fibre di vetro sono riportate in Tab.2.1:

Grade of Glass Fibre	Density [g/cm ³]	Tensile Modulus [GPa]	Tensile Strength [MPa]	Max. Elongation (%)
E	2.57	72.5	3400	2.5
A	2.46	73	2750	2.5
C	2.46	74	2350	2.5
S	2.47	88	4600	3.0

Tabella 2-1: Proprietà delle fibre in vetro per FRP [29]

Le *fibre di carbonio* sono molto resistenti alla e si comportano bene sia in ambienti caldi che umidi e quando sono soggetti a carichi a fatica, non assorbono l'umidità; tuttavia, sono termicamente ed elettricamente conduttori. Sono caratterizzate dall'aver un diametro da 5 a 10 μm con un caratteristico colore nero antracite. Sono utilizzate nelle applicazioni di ingegneria strutturale in fogli e tessuti di rinforzo in FRP, strisce e tendini di precompressione. Nella ricerca è stato notato che la degradazione della resina polimerica nel composito FRP può verificarsi a causa di uno squilibrio elettro-potenziale tra fibra di carbonio e materiali metallici [30]. Le proprietà delle classi comuni delle fibre di carbonio sono riportate in Tab.2-2.

Grade of Carbon Fibre	Density [g/cm ³]	Tensile Modulus [GPa]	Tensile Strength [MPa]	Max. Elongation (%)
Standard	1.7	250	3700	1.2
High strength	1.8	250	4800	1.4
High modulus	1.9	500	3000	0.5
Ultrahigh modulus	2.1	800	2400	0.2

Tabella 2-2: Proprietà delle fibre in carbonio per FRP [29]

La parte non fibrosa del materiale FRP che lega insieme le fibre (nota anche come *matrice* o *legante*) è composta dall'ingrediente polimerico primario, chiamato *resina epossidica* o semplicemente *resina*. Le resine epossidiche sono comunemente utilizzate in molti prodotti FRP, che vanno dalla produzione di strisce FRP prestampati rinforzati con fibra di carbonio all'applicazione in situ di foglio di fibra secca.

Detto ciò, il rinforzo con FRP rimane piuttosto limitato nella pratica comune, in quanto è caratterizzato dall'aver, ad oggi, un costo molto elevato e un suo eventuale utilizzo non risulta essere la migliore soluzione nella pratica edilizia odierna.

Nel programma sperimentale di questa tesi non è presente alcun rinforzo con FRP dei Campioni nodo trave-colonna testati, per cui si è limitato a descriverne attraverso una rapida introduzione senza alcun dimensionamento.

3 - EFFETTI DELLA VARIAZIONE DEL CARICO ASSIALE SUL COMPORTAMENTO SISMICO DEI NODI TRAVE-COLONNA IN C.A.

3.1 Effetti del carico assiale sulle strutture in c.a.

Colonne e nodi sono elementi strutturali essenziali e molto critici negli edifici. Le colonne supportano i carichi verticali dai solai e dal tetto e trasmettono questi carichi alle fondazioni, mentre i nodi trave-colonna trasferiscono i carichi, inclusi il taglio e i momenti alle estremità delle travi, nelle colonne. Come accennato precedentemente, i nodi trave-colonna possono essere una regione critica negli edifici con struttura in c.a. progettati per una risposta anelastica a seguito di gravi azioni sismiche. Se non adeguatamente progettato, il cedimento di questi elementi ha conseguenze catastrofiche per una struttura. Questi elementi sono soggetti non solo agli effetti dei carichi verticali dovuti alla gravità, ma anche a forze assiali, momenti e tagli variabili combinati dovuti ad azioni come i carichi del vento o dei terremoti.

Colonne e nodi, specie quelli esterni, in edifici alti, possono essere soggetti a forze assiali variabili, corrispondenti proporzionalmente alle forze laterali applicate. Durante un terremoto, le forze inerziali laterali producono momenti ribaltanti che si traducono in forze assiali nella colonna, di compressione su un lato del telaio e di trazione sull'altro lato. Queste forze sono maggiori nelle colonne esterne dei telai e nel piano inferiore.

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

Sulle colonne dei telai in c.a. ad elevata altezza, le loro proprietà elastoplastiche, come rigidità, tensione a rottura e tensione a snervamento variano di momento a momento dalle forze assiali variabili durante i terremoti. Ad esempio sulle colonne esterne, sul lato in trazione, la fessurazione si verifica prima e le rigidità e le resistenze delle colonne si possono diminuire sostanzialmente rispetto ai nodi interni. Le forze interne di una colonna con modelli a rottura sotto forze assiali basse, medie o alte sono mostrati in Fig. 3-1. Le osservazioni dei test hanno indicato che quando la compressione assiale diminuisce, i campioni mostrano un comportamento molto più morbido rispetto a quelli testati con livelli di carico assiale costanti [31]. Tale risultato può essere attribuito ai seguenti 3 motivi: 1) la compressione assiale è stata ridotta, motivo per il quale la posizione dell'asse neutro è spostata verso la fibra compressione estrema. Conseguentemente, l'area effettiva della sezione fessurata è stata ridotta e meno materiale è stato efficace nel resistere alla domanda flessionale; 2) le inversioni di deformazione erano ampie a causa della variazione della forza assiale e quindi il rinforzo si è ammorbidito a causa dell'effetto di Bauschinger; 3) le fessure flessionali precedentemente aperte sono state chiuse lentamente, poiché la compressione assiale viene sgravata. Inoltre, le crepe sulla faccia opposta si sono allargate rapidamente, a causa del continuo spostamento della posizione dell'asse neutro. D'altra parte, quando la compressione assiale aumenta, si osserva il contrario di queste tendenze. Ad esempio, tipicamente, si osserva che la presenza della forza di compressione nel calcestruzzo fa sì che le fessure, che si erano aperte nel semiciclo precedentemente con lo snervamento a trazione dell'armatura, si chiudano con l'inversione del carico. La forza di compressione risultante nel calcestruzzo può seguire una traiettoria inclinata, con la componente trasversale di questa forza che resiste in parte al taglio. Questa azione, unitamente alla chiusura della fessura nella zona di compressione, riduce gli effetti di schiacciamento a taglio. Come illustrato in Fig.3-1, l'inclinazione della forza di compressione (dalla verticale) nelle colonne si riduce all'aumentare dell'entità del carico assiale. È noto che, all'aumentare del carico, inizialmente si ha un aumento del taglio del contributo del calcestruzzo, ma ad elevati livelli di carico assiale questo valore diminuisce.

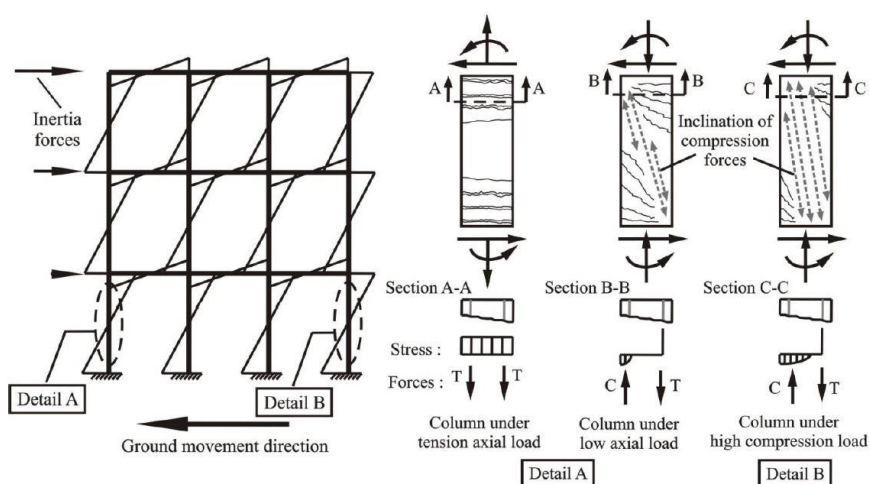


Figura 3-1: Statica del telaio con forze inerziali laterali e azioni esterne con forze interne nelle colonne esterne sotto vari livelli di carico assiale

Sotto l'eccitazione sismica, le colonne di una struttura sono anche soggette alle azioni verticali dei movimenti del suolo, che non sono proporzionali al carico orizzontale. È stato dimostrato che in

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

alcuni casi, in particolare per situazioni di quasi-faglia, i movimenti verticali del suolo non possono essere ignorati [32]. C'è una grande quantità di registrazioni di terremoti che mostrano una componente verticale con un'accelerazione al suolo ben superiore al corrispondente valore orizzontale [33]. L'accoppiamento delle forze del momento ribaltante con le forze prodotte dal movimento verticale del terreno può indurre carichi di tensione sufficientemente grandi da rompere le colonne. Con le colonne fessurate in tensione, l'intero carico assiale deve essere sopportato dalle barre d'armatura in acciaio, che possono eventualmente sforzare la colonna abbastanza da produrre la rottura del legame. Indipendentemente dal fatto che si verifichi o meno un cedimento del legame della colonna, il carico di tensione nel nodo fornisce una condizione di sollecitazione avversa, che può aumentare il tasso di deterioramento [34]. Park and Paulay [35] hanno anche notato che la resistenza a flessione, la rigidità, la duttilità e la capacità di dissipazione dell'energia delle colonne in c.a. sono tutte influenzate dalla presenza della forza assiale.

Come si vedrà nel seguito, l'effetto dell'elevata forza assiale dinamica sulla risposta di isteresi laterale non può essere trascurato per le strutture in c.a., a causa del cambiamento significativo della relazione di isteresi momento-curvatura, nonché del comportamento strutturale complessivo.

Alla luce delle suddette osservazioni, si può affermare che una risposta insoddisfacente in termini di duttilità di spostamento laterale di una colonna può emergere da un progetto basato su ipotesi di carico assiale costante. Come conseguenza dell'aumento del carico assiale, la domanda a taglio si intensificherà anche nelle colonne, nel quale caso una resistenza al taglio insufficiente può portare a un cedimento totale della struttura. Oltre a ciò, possono verificarsi riduzioni significative della resistenza al taglio della colonna in caso di variazioni del carico assiale da compressione a trazione.

Recentemente sono state condotte numerose ricerche sperimentali e analitiche che hanno portato all'attuale approccio per la progettazione sismica di pilastri in c.a. e nodi trave-pilastro. A causa della complessità della risposta delle strutture in c.a., che risente di numerosi fenomeni (es. fessurazione e frantumazione del calcestruzzo, snervamento e incrudimento dell'acciaio, scorrimento e ritiro, livello di confinamento del calcestruzzo), ci sono ancora diversi aspetti che non sono pienamente compresi. L'importanza di considerare le variazioni non proporzionali del carico assiale nella progettazione sismica delle strutture in c.a. è sottolineata da molti ricercatori [36]. I ricercatori hanno indicato che le variazioni non proporzionali del carico assiale non sono solo un altro parametro che può essere considerato nell'ambito degli approcci attuali, ma che i suoi effetti sono così significativi che sono necessari nuovi modelli e metodologie per valutare la risposta del ciclo anelastico delle colonne in c.a. in presenza di oscillazioni accoppiate nei carichi assiali e laterali.

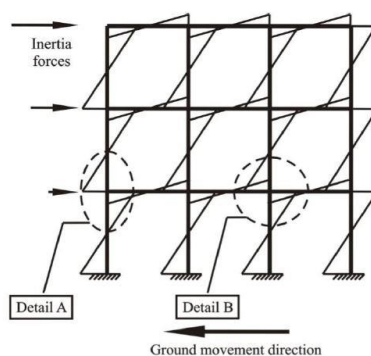
A causa del riconoscimento degli effetti significativi delle grandi variazioni delle forze assiali, la ricerca all'inizio degli anni '90 è stata facilitata verso la compressione di questi effetti sulla risposta sismica delle colonne in c.a. Tuttavia, la maggior parte della ricerca precedentemente condotta si è limitata a studi sperimentali e analitici di questi elementi, soggetti a carico sismico orizzontale, con livello di carico assiale mantenuto costante ad un determinato livello.

3.2 Influenza delle variazioni della forza assiale sui nodi trave-colonna

Prima di analizzare l'influenza del carico assiale sul comportamento dei nodi trave-colonna, si ritiene utile fornire informazioni sul funzionamento interno di questi elementi. La prima parte di questa sezione è dedicata al comportamento dei nodi trave-colonna progettati secondo le moderne disposizioni normative; in seguito, verrà esaminato in dettaglio il comportamento dei nodi trave-colonna esterni precedentemente danneggiati.

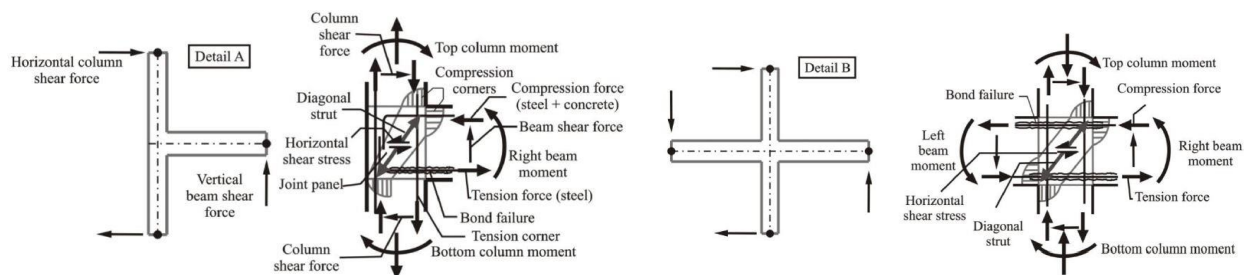
Per cominciare, semplici considerazioni di statica possono essere applicate ad una porzione di nodo trave-colonna interno di una struttura a telaio sotto carico laterale [Fig.3-2] per ottenere alcune informazioni sulla meccanica di base. Le forze di taglio si sviluppano a causa di un gradiente di momento presente lungo l'asse di travi e colonne, che a sua volta porta alla formazione di tagli orizzontali e verticali. L'equilibrio della regione del nodo suggerisce che la somma dei momenti della trave deve essere uguale alla somma dei momenti della colonna. Lo sforzo di taglio nel nodo può essere ottenuto dividendo uno di questi momenti per il volume del nodo. Di conseguenza, si ottiene un valore di sollecitazione di taglio unico nella regione del nodo sebbene il taglio del nodo orizzontale e verticale non sia uguale. Le stesse considerazioni possono essere fatte per qualsiasi tipo di nodo in una struttura a telaio (es. esterno, di bordo o di sommità).

Nella fase successiva, la statica di un nodo trave-colonna interno isolato sarà riesaminata per illustrare il meccanismo interno di un tipico nodo. Come risultato delle forze trasmesse nel nodo dagli elementi del telaio ad esso collegati, la compressione flessionale del calcestruzzo della trave e della colonna si svilupperà agli angoli opposti dei nodi nei telai caricati lateralmente, suggerendo la formazione di un *puntone di compressione diagonale in calcestruzzo*. Come mostrato in Fig.3-3, le forze di trazione e compressione agiranno ai confini dell'armatura della colonna, passando attraverso il nodo e l'armatura nella trave. Di conseguenza, le forze di legame vengono generate e introdotte nel nucleo dalle barre sulla faccia esterna della colonna e la forza di trazione si sviluppa nelle barre superiori della trave. Nelle strutture a telaio in c.a. progettate secondo le moderne normative sismiche, le potenziali cerniere plastiche in travi o colonne sono accuratamente progettate per garantire la duttilità necessaria e la capacità di dissipazione dell'energia associata attraverso la deformazione anelastica. Tuttavia, a causa del fatto che la risposta dei nodi è governata dai meccanismi a taglio, di legame o di aderenza, i quali presentano scarse proprietà isteretiche, non sono considerati una fonte affidabile di dissipazione dell'energia [37].



a) Statica del telaio caricato lateralmente

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico



b-c) Forze esterne e azioni interne idealizzate di un nodo rispettivamente esterno ed interno

Figura 3-2: Azioni esterne e risultanti interne nei nodi esterni ed interni

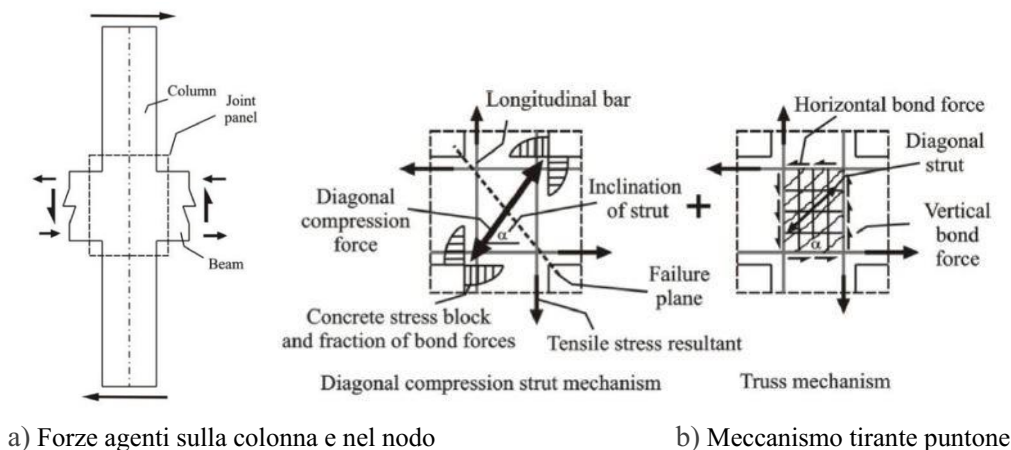
In generale, qualsiasi corrispondente rottura per resistere ai suddetti meccanismi può essere riconosciuto come rottura a taglio del nodo. Ne consegue quindi che le rotture del nodo, indipendentemente dal fatto che scaturiscano o meno dal taglio, possono derivare da una o tutte e 3 le possibili fonti: a) perdita di resistenza per adesione lungo il confine del nodo; b) incapacità di resistere alle sollecitazioni interne del nodo; c) incapacità di sostenere il puntone a compressione diagonale nel nucleo del nodo [38]. A questo punto è interessante notare che, sebbene le dimensioni dei nodi non siano trattate come una variabile attiva nella progettazione, in pratica, per i suoi effetti benefici sulle prestazioni, le dimensioni dei pilastri (es. profondità e larghezza) sono generalmente modificati. Ad esempio, l'aumento della profondità della colonna offre il duplice vantaggio di ridurre lo sforzo a taglio nel nodo e di ridurre la domanda di adesione lungo le barre della trave che passano attraverso il nodo, tendendo ad annullare tutte e 3 le modalità di rottura.

A causa dell'interazione di diversi fattori come taglio, adesione, fatica e confinamento, la risoluzione del problema del comportamento delle connessioni in c.a. rimane ancora una grande sfida per gli ingegneri strutturali. Inoltre, l'interazione intrinseca di due materiali (armatura e calcestruzzo) e la non linearità del materiale, rendono il problema internamente complicato, quindi la maggior parte dei risultati dei test potrà contenere più di un'interpretazione fisica alternativa [38].

Tra le opinioni comuni contrastanti, come esempi tipici, possono essere forniti la funzione dell'armatura trasversale e se la forza assiale sulla colonna sia vantaggiosa o meno.

Secondo normative internazionali, le regole di progettazione si basano su 2 meccanismi di taglio. Di conseguenza, alcune delle forze interne, in particolare quelle generate dal calcestruzzo, si uniranno per sviluppare un *puntone diagonale* (Fig.3-3b). Questo meccanismo è molto efficace se le sollecitazioni di compressione nel puntone non sono eccessive. Inoltre, si ipotizza che una frazione della forza orizzontale totale, che deve essere trasmessa dall'armatura flessionale superiore della trave al nodo mediante l'adesione, sarà trasmessa al puntone diagonale. Allo stesso, una frazione della forza totale sviluppate nelle barre verticali della colonna può essere trasmessa allo stesso meccanismo nel nodo. Simili forze di compressione, di taglio e di adesione del calcestruzzo nell'angolo inferiore destro del nodo si combineranno in forze uguali ed opposte. Quando la forza assiale non è applicata alla colonna, l'inclinazione del puntone è simile a quella del potenziale piano di rottura [Fig.3-3b]. Con la compressione assiale nella colonna, trasmessa attraverso il nodo, l'inclinazione di tale puntone sarà più rapida.

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico



a) Forze agenti sulla colonna e nel nodo

b) Meccanismo tirante puntone

Figura 3-3: Differenti approcci per modelli di progettazione dei nodi

Altre forze, trasmesse al centro del nodo dalle barre longitudinali della trave e colonna mediante aderenza, richiedono un meccanismo a tirante. Per esempio, nelle barre superiori della trave, la forza di aderenza venga introdotta nel nucleo di calcestruzzo sotto forma di flusso di taglio, come suggerito in Fig.3-3b. Simili forze per aderenza, introdotte nel calcestruzzo ai 4 bordi del modello del nucleo del nodo in Fig.3-3b, essendo in equilibrio, generano una forza diagonale di compressione totale. I contributi di questo meccanismo si basano sul presupposto che, in un nucleo di un nodo completamente fessurato, nessuna sollecitazione di trazione (diagonale) può essere trasmessa dal calcestruzzo. Per prevenire la rottura a taglio per tensione diagonale, solitamente lungo un possibile angolo, sarà necessaria l'armatura a taglio sia orizzontale che verticale. Tale armatura consentirà di mobilitare un campo di compressione diagonale che fornisce un percorso di carico attuabile per le forze di taglio sia orizzontali che verticali. Quando vengono impiegate travi con una quantità ridotta di armatura a flessione, o quando le sezioni trasversali dei pilastri sono più grandi rispetto alle dimensioni dei pilastri, gli sforzi a taglio nel nodo possono essere piuttosto piccoli con nessuno sviluppo di crepe diagonali. Poiché il nucleo di calcestruzzo in questi casi resisterà a taglio per mezzo di sollecitazioni di trazione diagonali, il meccanismo del tirante, come da Fig.3-3b, sarà difficilmente attivato. La quantità di armatura a taglio del nodo orizzontale richiesta può essere significativamente maggiore di quella fornita nelle colonne, in particolare quando la compressione assiale sulle colonne è piccola [35].

I meccanismi di taglio dei nodi esterni possono essere considerati simili a quelli dei nodi interni illustrati in precedenza. Tuttavia, il taglio del nodo sarà inferiore a quello dei nodi interni perché in questo caso solo una trave si incastra nella colonna [Fig.3-2]. È importante notare che, a causa del terremoto, dei momenti ribaltanti indotti e della componente verticale del movimento sismico delle strutture a telaio, la compressione assiale netta può essere ridotta e può anche comportare una tensione netta agente sulla colonna e nel nodo. In questa condizione, possono scaturire situazioni critiche; gli obiettivi di progettazione nel fornire una gerarchia delle resistenze favorevole nella struttura (colonna forte/trave debole) possono essere modificati a causa del cambiamento nella gerarchia delle resistenze degli elementi (ad esempio, trave, colonna e pannello nodale).

Le forze di compressione assiale influenzano la profondità della zona di compressione flessionale della colonna, quindi è ragionevole aspettarsi che la forza assiale sulla colonna influisca il meccanismo del nodo. Per essere prudenti, il contributo del calcestruzzo alla resistenza a taglio di un nodo, risultante dall'azione del puntone, viene preso in considerazione solo se la forza assiale nella colonna è significativa. Secondo Paulay and Priestley [37], il carico assiale migliora le prestazioni del nodo aumentando l'inclinazione (dall'orizzontale) alla quale si sviluppa il puntone principale. Un

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

altro effetto benefico dell'aumento del carico assiale, può essere ricondotto al miglioramento delle condizioni di aderenza tra l'armatura e il calcestruzzo. D'altra parte, se la compressione sulla colonna continua ad aumentare, la zona di compressione si estenderà ulteriormente lungo i bordi del nodo, ed un sempre più marcato puntone di compressione diagonale diminuisce di inclinazione, suggerendo che il suo contributo di resistenza a taglio diventerà meno significativo. Ciò può anche comportare nell'attrarre di forze di taglio maggiori nella regione del nodo. A questo punto, quando la forza di taglio è ampia ed estesa, si è verificata una fessurazione diagonale in entrambe le direzioni nel nucleo del nodo e la forza del campo di compressione diagonale, piuttosto che l'armatura del nodo, può controllare la resistenza nel nodo. Tuttavia, elevati livelli di carico assiale possono causare la rottura del nodo, per schiacciamento diagonale. Per questi motivi, l'angolo di compressione diagonale, all'interno del meccanismo di taglio scelto, insieme ai livelli di carico assiale sulla colonna, viene mantenuto entro determinati limiti. Inoltre, come risultato della funzione dell'armatura del nodo, è consentito lo sviluppo di deformazioni a trazione in eccesso. La resistenza a compressione diagonale del calcestruzzo può ridursi a causa degli sforzi di trazione, sia in direzione orizzontale che verticale. Alla fine, si verificherà una rottura per compressione diagonale nel nucleo di calcestruzzo in cicli ripetuti.

D'altra parte, in un approccio tipicamente diverso, utilizzato nella pratica nordamericana [39], il nodo è trattato come parte della colonna e l'integrità del collegamento è assicurata come da un'armatura (staffatura) orizzontale, che è fornita nella colonna all'interno della regione del nodo. Il ruolo delle staffe nel modello con puntone a compressione diagonale è quello di confinare il calcestruzzo. Il livello di sforzo di taglio è verificato per garantire che non superi un certo livello e l'armatura di confinamento viene fornita nello stesso modo richiesto per una colonna. Un valore critico del taglio orizzontale nel nodo, che si presume sia l'input del nodo quando le travi adiacenti sviluppano la loro resistenza a flessione, può causare la dilatazione del nucleo del nodo. Di conseguenza, si verifica un forte deterioramento dell'aderenza della barra di armatura nel nodo e le forze interne possono essere trasferite solo tramite un puntone diagonale in calcestruzzo. A causa di queste opinioni contrastanti sulla funzione dell'armatura trasversale, nella progettazione della connessione nelle moderne strutture a telaio duttile in c.a. vengono assunti criteri di dettaglio costruttivi diversi.

Come si è visto nel capitolo precedente, ricercatori provenienti da aree sia ad elevata che bassa sismicità hanno svolto un gran numero di prove in nodi trave-colonna esterni inadeguati progettati prima degli anni '70, senza considerare le moderne disposizioni sismiche o i principi di progettazione per capacità (ad esempio, armatura a taglio insufficiente, passo staffe troppo elevato all'interno delle colonne e poca o addirittura nessuna armatura trasversale all'interno delle regioni nodali trave-colonna). Questo capitolo presenta le discussioni basate sulle indagini sugli effetti del carico assiale sui campioni nella configurazione originale "as built". Nel caso di un progetto colonna debole/trave forte, è ovvio che aumentando il carico assiale sulla colonna fino al punto di equilibrio, si migliora la resistenza a taglio del nodo stesso, perché la capacità a momento della colonna è influenzata positivamente dal carico assiale. Tuttavia, alla luce delle presenti discussioni sugli effetti sfavorevoli della variazione del carico assiale sui nodi trave-colonna progettati correttamente e testati, si può intuitivamente affermare che le prestazioni sismiche dei nodi trave-colonna più vecchi saranno maggiormente influenzate dai livelli di carico assiale.

Gli stessi meccanismi di resistenza impiegati per i nodi trave-colonna ben progettati possono essere utilizzati per descrivere qualitativamente il comportamento dei nodi di tipo precedente. Tuttavia, a causa della mancanza di armatura orizzontale e verticale nella regione del nodo insieme al fatto che

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

nella maggior parte dei casi l'uso di barre di armatura lisce nelle costruzioni precedenti prima degli anni '70, il meccanismo del tirante dovuto al trasferimento per aderenza, non sarà valido nel meccanismo di resistenza a taglio nel nodo. Da questo punto di vista, l'aumento del carico assiale sulla colonna può essere vantaggioso nella resistenza a taglio del pannello nodale. La profondità del blocco di compressione della colonna, che influisce sul puntone diagonale di compressione, aumenterà sicuramente con l'aumento del carico assiale sulla colonna. Pertanto, ciò comporterà un aumento della resistenza a taglio, poiché il contributo del calcestruzzo alla resistenza a taglio sarà maggiore. Un altro effetto positivo dell'aumento del carico assiale emergerà dal fatto che il miglioramento della resistenza ad aderenza per via del carico assiale, aumenta tra le barre di armatura della trave e il calcestruzzo circostante. Poiché la forza orizzontale di taglio viene trasferita nel nodo mediante aderenza o ancoraggio da parte dell'armatura della trave, si otterrà una migliore resistenza alle forze a causa dei carichi assiali più elevati.

Da quanto discusso nel Capitolo 2, a causa dell'intrinseca mancanza di fonti alternative ed affidabili di meccanismi di trasferimento del taglio all'interno della regione del nodo, le prestazioni dei nodi di vecchia data sembrano essere particolarmente sensibili alla fessurazione del pannello nodale. In realtà, è stato dimostrato che la maggior parte delle rotture per taglio nel nodo, si verifica dopo la fessurazione del pannello nodale. È ovvio che nel caso di nodi trave-colonna di vecchia costruzione, gli effetti benefici di elevati carichi sismici sono limitati dall'insorgere di fessure da tensione diagonale nel pannello nodale. A causa della mancanza di un'adeguata armatura trasversale nella regione del nodo per il taglio e il confinamento, non ci saranno meccanismi di trasferimento del taglio nel pannello nodale per limitare l'espansione delle fessure. Inoltre, l'effetto di Poisson incoraggerà l'allargamento delle fessure e l'accelerazione di propagazione delle stesse lungo il puntone di compressione diagonale. Di conseguenza, sotto carico assiale elevato si verificherà un rapido deterioramento della resistenza a taglio del nodo. Alla fine, si innescherà la rottura del puntone diagonale.

3.3 Importanza della variazione del carico assiale: definizione di Gerarchia delle Resistenze

Le prestazioni sismiche delle strutture a telaio in c.a. dipendono fortemente dalla gerarchia delle resistenze all'interno del sistema di carico laterale. Recenti indagini sperimentali e analitiche sulle prestazioni sismiche degli edifici esistenti con struttura a telaio in c.a. progettati senza disposizioni sismiche hanno confermato la debolezza intrinseca di questi sistemi derivante dalla bassa duttilità e dalla mancanza dei principi di progettazione per capacità [40, 41]. Di conseguenza, a livello globale, una trave forte/colonna debole, come si vede tipicamente nelle strutture a telaio in c.a. progettate solo per gravità, potrebbe indurre ad un meccanismo di piano soffice; a livello locale, possono manifestarsi rotture fragili locali a causa di un'inadeguata protezione del pannello nodale, come il collasso a taglio del pannello dovuto alla mancanza di un'armatura trasversale all'interno della connessione nodale trave-pilastro. Alla fine per ottenere prestazioni sismiche soddisfacenti, una corretta strategia di rinforzo strutturale dovrebbe mirare a convertire la (spesso inadeguata) gerarchia delle resistenze all'interno dei sottoinsiemi di connessione trave-colonna esistenti (costituiti da elementi trave, colonna e zona di pannello nodale) in modo che probabili modalità di rotture fragili (ad es. rottura per taglio del nodo, formazione di cerniere plastiche nella colonna con conseguente meccanismo di piano soffice, rottura a taglio in travi e pilastri) possono essere protetti e convertiti in modalità di

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

rottura a maggiore dissipazione di energia e più duttili. Aumentando la resistenza di questi elementi strutturali la cui rottura non è auspicabile (ossia la protezione della regione nodale) o, secondo un approccio alternativo e contro-intuitivo denominato indebolimento selettivo [42, 43] indebolendo quegli elementi la cui rottura è preferibile, sarebbe possibile ottenere una prestazione globale caratterizzata dalla rottura di componenti più duttili e dissipatori di energia con l'obiettivo di sviluppare e cerniere plastiche nelle travi con un conseguente meccanismo globale di oscillazione delle travi stesse.

Al fine di ottenere le prestazioni desiderate nell'elemento nodo, è stata proposta una procedura basata sul dominio momento-carico assiale (M-N) [44]. Generando un dominio prestazionale M-N che comprende la gerarchia delle resistenze interna all'interno di un sistema nodale trave-colonna (rappresentata dalle curve di capacità di ciascun elemento) e le curve di domanda effettive per il sistema nodale (la variazione del carico assiale dovuto agli effetti del carico laterale su un sistema telaio), la valutazione della *sequenza degli eventi* (progressione del danno o dei meccanismi di rottura all'interno dell'elemento) può essere facilmente condotta.

Vale la pena notare che la reale *sequenza degli eventi* non deve essere confusa con la *gerarchia delle resistenze*. La corretta comprensione della gerarchia delle resistenze "*capacity design*" è essenziale per evitare gravi errori nella valutazione della struttura ed eventualmente nella scelta di tipologia di rinforzo più adatto. Come notato in precedenza, la gerarchia delle resistenze all'interno di un sistema a telaio, nodo trave-colonna o elemento strutturale è fondamentale e esclusivamente rappresentata dalle curve di capacità, essendo quindi indipendente dalla domanda. La reale sequenza degli eventi, invece, definisce l'ordine di accadimento dei meccanismi di danneggiamento e/o rottura (tipicamente accompagnati ad un elevato livello di deformazione/spostamento o sollecitazioni/forze) e deve quindi essere valutata considerando la corretta domanda [42].

Le capacità di trave, colonna e nodi si riferiscono ad un determinato Stato Limite (es. per nodi: fessurazione, snervamento equivalente o danno esteso, e collasso) sono valutate in termini di momento a base dell'equilibrio del nodo trave-colonna del campione. Mentre le curve di capacità per ciascun elemento possono essere ricavate utilizzando l'analisi momento-curvatura convenzionale per gli elementi trave e colonna così com'è, la valutazione della resistenza e la generazione della curva di capacità della regione del nodo si basano sulle formule semi-empiriche fornite in letteratura [45]. In aggiunta a ciò, la valutazione della zona del pannello nodale sarebbe un compito faticoso, a causa di un modello complesso presente in letteratura [46]. In questi casi, il progettista potrebbe aver bisogno di creare il proprio programma per l'analisi e di generare un dominio M-N per i campioni nella loro configurazione originale "*as-built*".

Per definire correttamente la sequenza degli eventi, le curve di domanda appropriate per i sistemi nodi trave-colonna dovrebbero essere rappresentate nel dominio M-N, dopo aver tenuto conto della variazione del carico assiale dovuta agli effetti dei carichi laterali su un sistema a telaio. Come visto in precedenza, a causa della complessità dell'implementazione di un carico assiale durante il test, la maggior parte degli studi sperimentali è stata eseguita con un carico assiale costante. Tuttavia, sebbene fortemente dipendente dalla configurazione di una struttura a telaio, l'ampiezza della variazione del carico assiale in una colonna esterna, così come in nodi trave-colonna, possono avere

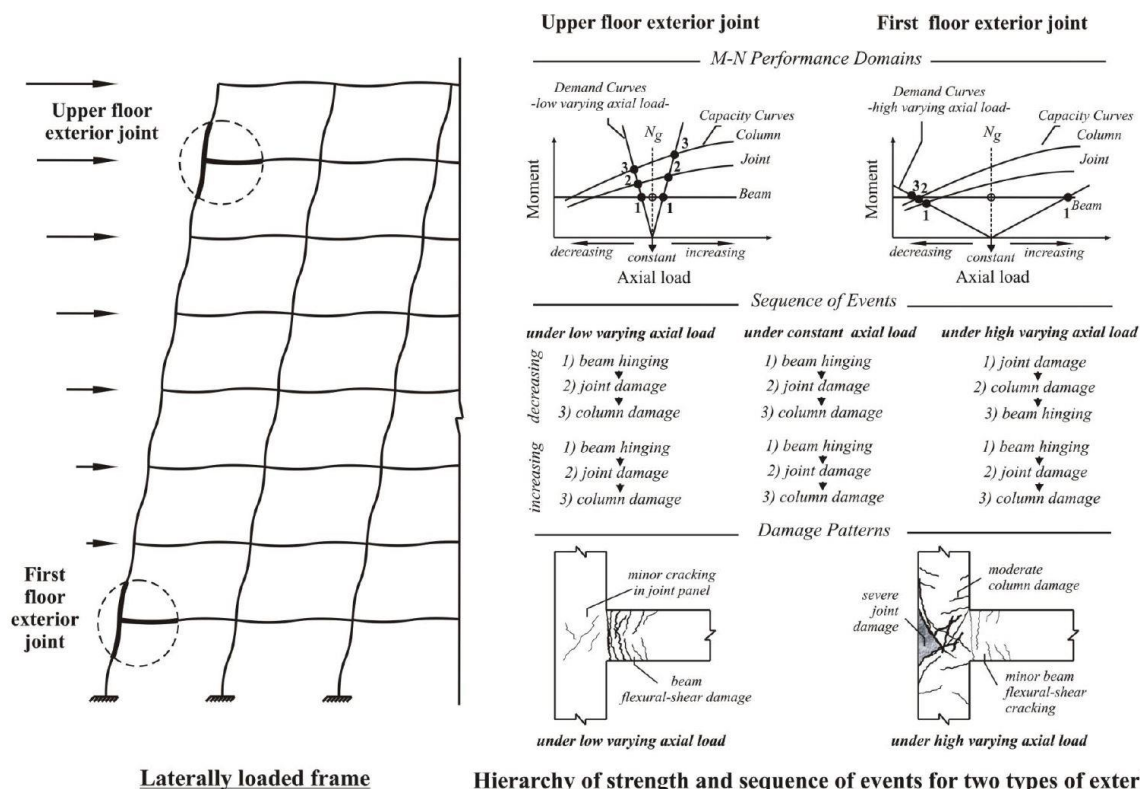
Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

un effetto significativo sulle prestazioni, soprattutto in caso di elementi strutturali difettosi con scarso dettaglio di armatura. Alla base di queste considerazioni, le attuali procedure di valutazione dei nodi trave-colonna, che sono sostanzialmente sviluppate sulla base dei risultati empirici in condizioni di carico assiale costante, appaiono inadeguate.

Per illustrare la differenza concettuale tra gerarchia delle resistenze e sequenza degli eventi, consideriamo un insieme di nodi trave-colonna esterni posizionati a diversi livelli del piano. Assumendo che questi nodi abbiano le stesse proprietà geometriche e meccaniche, naturalmente avrebbero le stesse curve di capacità, quindi la stessa gerarchia delle resistenze. D'altro parte, la sequenza di danni o la sequenza di eventi all'interno degli elementi potrebbe essere totalmente diversa a causa della diversa richiesta di forza interna (ad es. interazione forza laterale-ribaltamento momento-carico assiale variabile) imposta sulla trave, pilastro ed elementi nodali.

Gli effetti della variazione del carico assiale sul comportamento dei nodi esterni trave-colonna sono chiaramente illustrati nella Fig. 3-4. Trascurare l'effettiva variazione del carico assiale durante l'oscillazione del telaio (vale a dire, supponendo una richiesta di carico assiale costante), in particolare per i nodi esterni, potrebbe portare ad una valutazione non conservativa o errata della sequenza degli eventi. Ad esempio, per il nodo del piano superiore, a causa della bassa variazione della sollecitazione di carico assiale (in percentuale rispetto al valore di carico gravitazionale), il meccanismo atteso è la flessione della trave sia in condizioni di carico assiale costate o variabile. Tuttavia, nel caso di un nodo del piano inferiore, in cui la variazione del carico assiale è relativamente più elevata rispetto a quella del nodo del piano superiore, danni imprevisti (se a seguito di un'analisi a carico assiale costante) nel nodo o nella colonna (cioè fessurazione a taglio del nodo o formazione di cerniere nella colonna) possono verificarsi. È interessante notare che la sequenza di questi due eventi può essere molto ravvicinata in caso di condizioni di basso carico assiale. A causa della progettazione per carico gravitazionale, l'attenzione del danno flessionale nella colonna nelle fasi iniziali potrebbe fungere da innesco per la zona del pannello nodale, mostrando risorse significative di deformazione plastica a livello si sottoinsieme trave-colonna [18, 41] anche senza specifici dettagli strutturali duttili. D'altra parte, a livello locale, ciò comporterebbe un'attenzione al drift d'interpiano, con un possibile sviluppo di meccanismo di piano soffice. Come mostrato chiaramente nel dominio M-N per il nodo del piano inferiore (Fig.3-4), queste modalità di rottura fragili non possono essere previste nell'ipotesi di una sollecitazione per carico assiale costante. Per ogni caso, trascurando la variazione della sollecitazione del carico assiale ai diversi livelli di solaio presenti, la valutazione dei meccanismi di danneggiamento si tradurrà nella formazione di cerniere nella trave duttile, che in realtà non è corretto.

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico



Laterally loaded frame

Hierarchy of strength and sequence of events for two types of exterior joints

Figura 3-4: Effetti della variazione del carico assiale sul comportamento dei nodi trave-colonna esterni

PARTE II

MODELLI

4 - MODELLI PER LA VALUTAZIONE DELLA RESISTENZA A TAGLIO DEI NODI TRAVE-COLONNA

Al fine di validare il modello analitico proposto per la valutazione della resistenza a taglio nel nodo trave-colonna con o senza rinforzo in FRP, vengono utilizzate 3 modelli ricavati tramite ricerche di documenti trovati in letteratura.

Di seguito, vengono descritte le procedure per il calcolo della resistenza a taglio del nodo sia nella configurazione originale che nella condizione rinforzata con FRP.

4.1 Modello analitico [ACI-ASCE Committee326 (1962)] + (Paulay & Priestley 1992)

Il modello è il risultato di due sotto-modelli, ognuno dei quali fa una valutazione del singolo contributo al risultato finale.

Per quanto riguarda il modello “ACI-ASCE Committee326 (1962)” [47], esso fornisce la formulazione per la stima del contributo del solo calcestruzzo, la cui resistenza a taglio nel nodo è data da:

$$\tau_{VC} = 0,5\sqrt{f_c} \sqrt{1 - \frac{N}{0,5\sqrt{f_c} A_g}} \quad (1)$$

in cui N è il carico assiale sulla colonna:

$$N = 0,125 f_c A_g \quad (2)$$

con A_g è l'area della sezione trasversale lorda della colonna.

Dal quale si ricava il contributo del CLS alla capacità di resistenza a taglio nel nodo:

$$V_C = \tau_{VC} b d \quad (3)$$

Per quanto concerne invece il modello “Paulay & Priestley (1992)” [37] tiene conto dei seguenti parametri:

- A_f è l'area equivalente di FRP nel pannello nodale, il cui valore dipende dalla direzione del tessuto dell'FRP, il quale avere un comportamento diverso a seconda della disposizione delle fibre di tessuto rispetto all'asse orizzontale del nodo:
 - quadriassiale: $A_f = n_s n_l t_f h_c \cos \theta (1 + \tan \theta + 2 * (\tan \theta)^2)$; (4)
 - biassiale: $A_f = n_s n_l t_f h_c \cos \theta (1 + (\tan \theta)^2)$; (5)
 - uniassiale 0° : $A_f = n_s n_l t_f h_c \sin \theta$ con fibre disposte parallelamente all'asse orizzontale del nodo; (6)

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

- uniassiale 90° : $A_f = n_s n_l t_f h_c \sin \theta$ con fibre disposte ortogonali all'asse orizzontale del nodo; (7)

con:

- n_s : numero di lati del pannello nodale rinforzati a taglio;
- n_l : numero di strati del rinforzo;
- t_f : spessore equivalente del tessuto secco in FRP;
- h_c : altezza della sezione del pilastro;
- θ : angolo di inclinazione della fibra rispetto all'asse orizzontale, $\theta = \arctan\left(\frac{h_b}{h_c}\right)$;
- h_b : altezza della sezione della trave.

- ε_{fd} è la deformazione di progetto del composito, pari a:

$$\varepsilon_{fd} = \min \left\{ \varepsilon_{f,u}; 34 \left(\frac{f_{cm}^{2/3}}{A_f E_f} \right)^{0,6} \right\} \approx 0,004 \text{ con:} \quad (9)$$

- $\varepsilon_{f,u} = \eta \frac{\varepsilon_{fk}}{\gamma_f}$ è la deformazione ultima di rottura del composito, di cui:

ε_{fk} è la deformazione caratteristica del composito;

$\eta = 0,85$ è il fattore di conversione ambientale scelto in accordo con la Tab.3-2 delle CNR DT-200 considerando un'esposizione esterna per fibre di carbonio;

$\gamma_f = 1,1$ è il coefficiente parziale secondo quanto riportato in Tab.3-1 delle CNR DT-200.

- E_f è il modulo elastico del composito.

La forza a taglio dell'FRP nella direzione delle fibre F_{FRP} è data da:

$$F_{FRP} = \varepsilon_{fd} E_f A_f \quad (10)$$

il cui valore deve essere modificato in funzione dell'inclinazione delle fibre per ogni caso studio in oggetto:

$$V_{FRP} = F_{FRP} \sin \theta \quad (11)$$

La capacità a taglio totale del nodo rinforzato "retrofitted" è data dalla somma dei due contributi:

$$V_t = V_C + V_{FRP} \quad (12)$$

4.2 Modello analitico ASCE 41-13 (ASCE 2014) /ACI 352R

Le disposizioni “ASCE 41-13/ACI 352R” [48, 49] sono ampiamente adottate per prevedere la resistenza al taglio dei nodi trave-colonna negli edifici esistenti in c.a. Secondo ASCE 41-13/ACI 352R, la resistenza al taglio nominale nel nodo data dal solo contributo del calcestruzzo è definita come:

$$V_n = 0,083 \gamma_n \sqrt{f_c} A_g \quad (13)$$

Dove γ_n è un coefficiente entra in gioco per la resistenza a taglio del nodo, f_c è la resistenza caratteristica a compressione del calcestruzzo e A_g è l'area della sezione trasversale lorda della colonna. Per quanto riguarda il parametro di γ_n per il calcolo della resistenza al taglio del nodo, il quale corrisponde la metà (7 MPa) dei due valori evidenziati in Fig.4-1:

ρ^{tr}	γ_n [psi ^{0.5} (MPa ^{0.5})]				
	Interior joint with transverse beams	Interior joint w/o transverse beams	Exterior joint with transverse beams	Exterior joint w/o transverse beams	Knee joint with or w/o transverse beams
< 0.003	12 (1.0)	10 (0.8)	8 (0.7)	6 (0.5)	4 (0.3)
≥ 0.003	20 (1.7)	15 (1.2)	15 (1.2)	12 (1.0)	8 (0.7)

^{*} Volumetric ratio of the transverse reinforcement within the joint region.

Figura 4-1: Valori del coefficiente γ_n per il calcolo della resistenza a taglio nel nodo del solo calcestruzzo

Per quanto concerne, il contributo dell'FRP, esso indica la stessa formulazione indica per il modello precedentemente descritto:

$$T_{FRP} = A_f E_f \varepsilon_{ef} \quad (14)$$

Il contributo totale finale sarà la somma dei due contributo appena descritti:

$$V_{tn} = V_n + T_{FRP} \quad (15)$$

4.3 Modello analitico Del Vecchio et al. (2015) -ASCE (1943)

Il modello idealizzato da Del Vecchio [50] tiene conto di due contributi, la parte data dallo sforzo di trazione principale del pannello nodale:

$$p_{t,c} = 0,3 \sqrt{f_c} \quad (16)$$

di cui f_c è la resistenza a compressione.

Il 2° contributo è dato dal sistema FRP allo sforzo principale a trazione del nodo:

$$p_{t,f} = \frac{A_{f,eq} E_f \varepsilon_{f,e}}{b \left(\frac{h}{\sin \theta} \right)} \quad (17)$$

dove θ è l'inclinazione delle fibre rispetto all'orizzontale, mentre E_f e $\varepsilon_{f,e}$ rispettivamente modulo elastico e deformazione effettiva del composito FRP, calcolato come:

$$\varepsilon_{f,e} = 31,6 C_{I.D.} C_{M.A.} \left(\frac{f_c^{2/3}}{A_{f,eq} E_f} \right)^{0,6} \quad (18)$$

Il modello idealizzato da Del Vecchio tiene conto del carico applicati in sommità al pilastro.

$$f_a = N/A_j \quad (19)$$

in cui N è il carico assiale sul pilastro e A_j è l'area trasversale del pannello nodale.

Lo sforzo assiale nel nodo corrispondente alla rottura iniziale:

$$\tau_{jh,crit} = p_{t,f} \sqrt{1 + \frac{f_a}{p_{t,c}}} \quad (20)$$

Il contributo totale è dato da:

$$p_{tot} = p_{t,c} + p_{t,f} \quad (21)$$

4.4 Modello analitico CNR 2013 FRP

Il modello ricavato dalla "C.N.R. 2013" [51] è applicabile solamente quando si è in presenza di nodi armati a taglio, quindi con presenza di staffatura, ed allo stesso tempo rinforzati con FRP.

Considerando una specifica armatura a taglio presente nell'elemento A_{sw} , la resistenza a taglio-trazione:

$$V_{Rsd} = 0,9 d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha \quad (22)$$

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

Per calcolare il contributo dato dal rinforzo FRP, la normativa prescrive il dimensionamento dello stesso composito, nel seguente modo:

L'energia specifica di frattura:

$$\Gamma_{Fd} = \frac{k_b k_G}{FC} \sqrt{f_{cm} f_{ctm}} \quad (23)$$

dove: k_b è un valore unitario, mentre $k_G = 0,037$ per compositi impregnati in-situ e il fattore di confidenza $FC = 1,35$.

Massima tensione del composito FRP al distacco di estremità f_{fad} :

$$f_{fad} = \frac{k_q}{\gamma_{f,d}} \sqrt{\frac{2 \Gamma_{fd} E_f}{t_f}} \quad (24)$$

dove: k_q è un valore unitario, t_f è lo spessore del composito mentre $\gamma_{f,d} = 1,2$.

Lunghezza di ancoraggio:

$$l_{ed} = \frac{1}{\gamma_{Rd} f_{bd}} \sqrt{\frac{\pi^2 E_f t_f \Gamma_{Fd}}{2}} \quad (25)$$

che tiene conto del:

- coefficiente correttivo $\gamma_{Rd} = 1,25$;
- valore ultimo di scorrimento tra FRP e supporto $f_{bd} = \frac{2 \Gamma_{fd}}{s_u}$ con $s_u = 0,25$. (26)

La resistenza efficace di calcolo del rinforzo stimata come:

$$f_{fed} = f_{fad} \left[1 - \frac{1 l_e \sin \beta}{6 \cdot 0,9d} \right] + \frac{1}{2} (\phi_R f_{fd} - f_{fad}) \left[1 - \frac{l_e \sin \beta}{0,9d} \right] \quad (27)$$

che tiene conto di:

- $\phi_R = 0,2 + 1,6 \frac{r_c}{b_w}$; (28)
- f_{fd} è la resistenza di progetto a rottura del rinforzo di FRP;
- β è l'angolo di inclinazione delle fibre rispetto l'asse longitudinale dell'elemento;
- d è l'altezza utile della sezione.

Il valore di contributo dato dal rinforzo in FRP:

$$V_{Rd,f} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} 0,9 d f_{fed} 2 t_f (\cot \theta + \cot \beta) \frac{b_f}{p_f} \quad (29)$$

in cui b_f e p_f sono la larghezza e il passo delle strisce.

4.5 Modello sperimentale

È possibile determinare sperimentalmente il taglio resistente nel pannello nodale dalle forze agenti sui campioni nodi trave-colonna [52].

La forza di trazione sulla trave è calcolata come segue:

$$T = \frac{V_b l_b}{0,9 d} \quad (30)$$

in cui:

- V_b è la forza di taglio agente in prossimità dell'estremità libera della trave (tramite una biella);
- l_b è la distanza tra la faccia interna del pilastro e l'estremità della trave;
- d è l'altezza utile della trave.

Il taglio sperimentale V_{exp} è dato da:

$$V_{exp} = T - V_C \quad (31)$$

in cui V_C è la forza di taglio orizzontale agente in sommità del pilastro (tramite l'applicazione di un attuatore idraulico).

4.6 Confronto modelli

In Allegato A, è riportata la Tabella A-1, con elencate tutte le caratteristiche geometriche e la tipologia/quantità di armatura applicata nei campioni analizzati; nozioni essenziali per le formulazioni dei modelli analitici e sperimentali. Per ogni campione studiato, sono stati calcolati, sia con il modello sperimentale (V_{exp}) che quelli ricavati da letteratura (V_{num}), la resistenza a taglio del nodo qualora il campione sia nella configurazione originale e anche qualora sia stato rinforzato con FRP a seguito del danneggiamento/rottura, riportato in Allegato in Tabella A-2. Successivamente si è effettuato un'interpolazione confrontando le resistenze a taglio ottenute secondo i metodi.

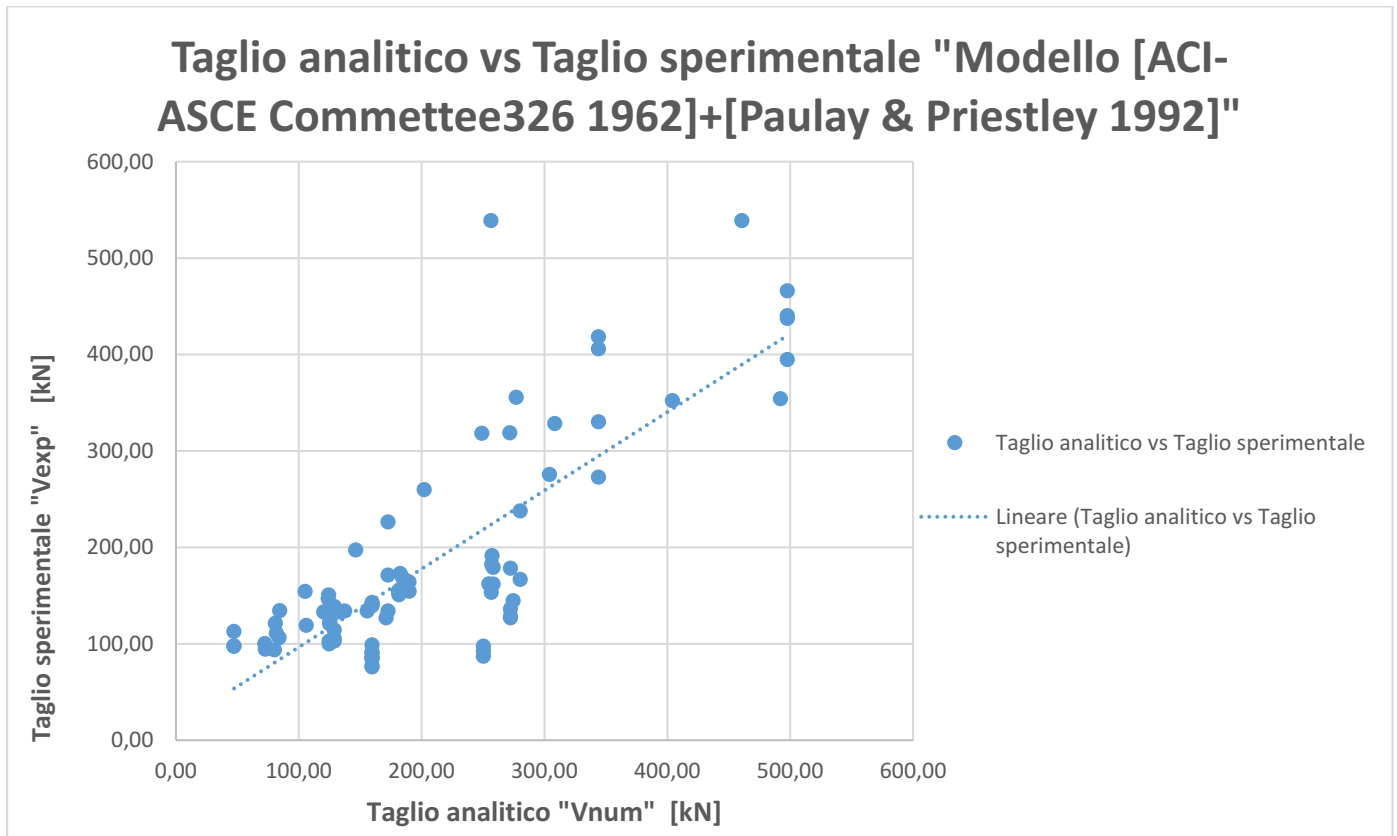


Figura 4-2: Confronto taglio modello analitico “ACI-ASCE 1962 + Paulay and Priestley 1992” con taglio modello sperimentale

In Fig.4-2 sono riportati i valori di resistenza a taglio calcolato secondo modello analitico “[ACI-ASCE Committee326 1962] + [Paulay and Priestley 1992]” posizionati in ascissa e i valori di resistenza a taglio secondo modello sperimentale nell’asse delle ordinate. Quello che ne esce fuori è il confronto tra i due tagli, notando che la maggior parte dei risultati risiedono nella zona avente come rapporto un $V_{num}/V_{exp} = 1 \div 1.5$. La retta rappresenta la linea di tendenza dei risultati ottenuti.

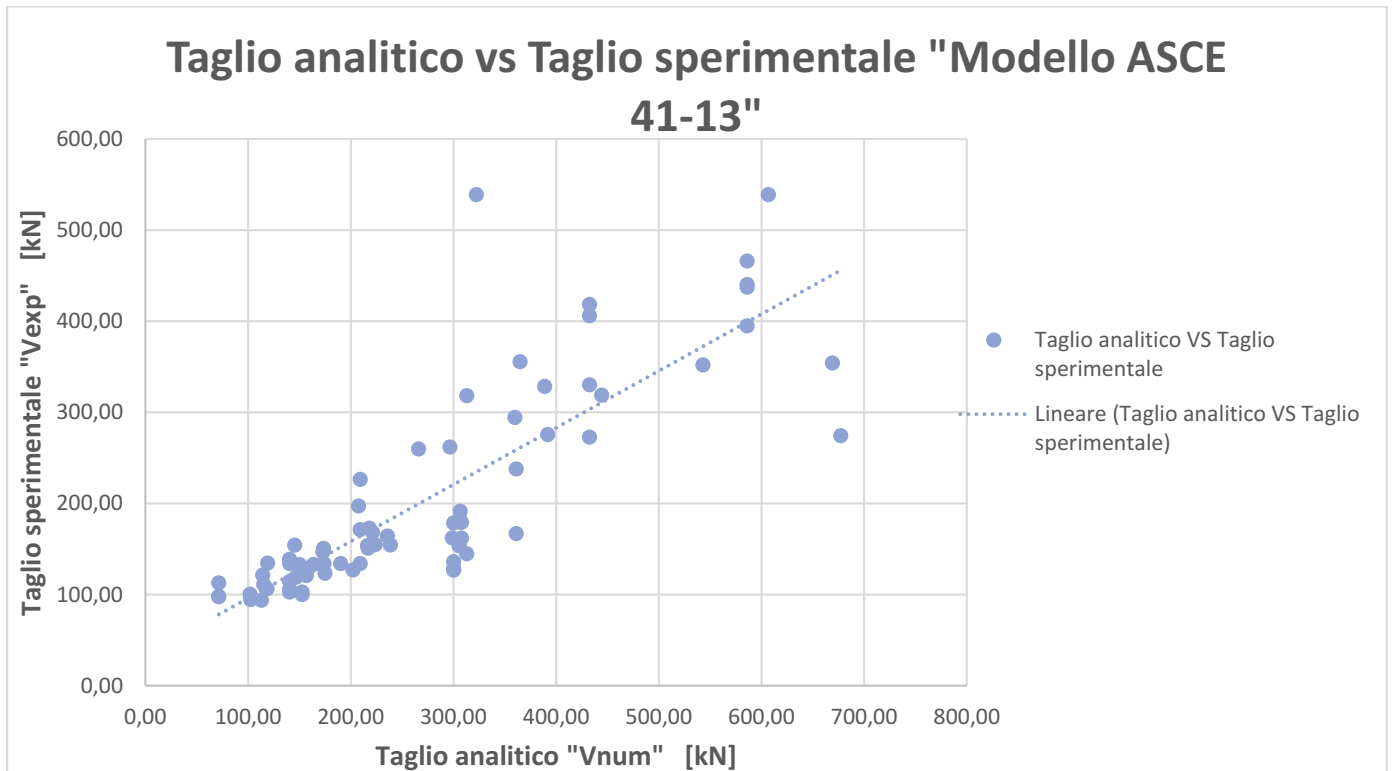


Figura 4-3: Confronto taglio modello analitico "ASCE 41-13" con taglio modello sperimentale

In Fig.4-3 sono riportati i valori di resistenza a taglio calcolato secondo modello analitico "ASCE 41-13/ACI 352R" posizionati in ascissa e i valori di resistenza a taglio secondo modello sperimentale nell'asse delle ordinate. In questo caso il confronto fra i due tagli, risulta avere un trend come nel caso precedente, con un rapporto di $V_{num}/V_{exp} = 1 \div 1.5$.

Nel caso del modello di "Del Vecchio 2015-ASCE 1943" i valori che escono fuori risultano essere troppo discordanti rispetto a quanto calcolato con modello sperimentale, perciò il modello non viene preso in considerazione.

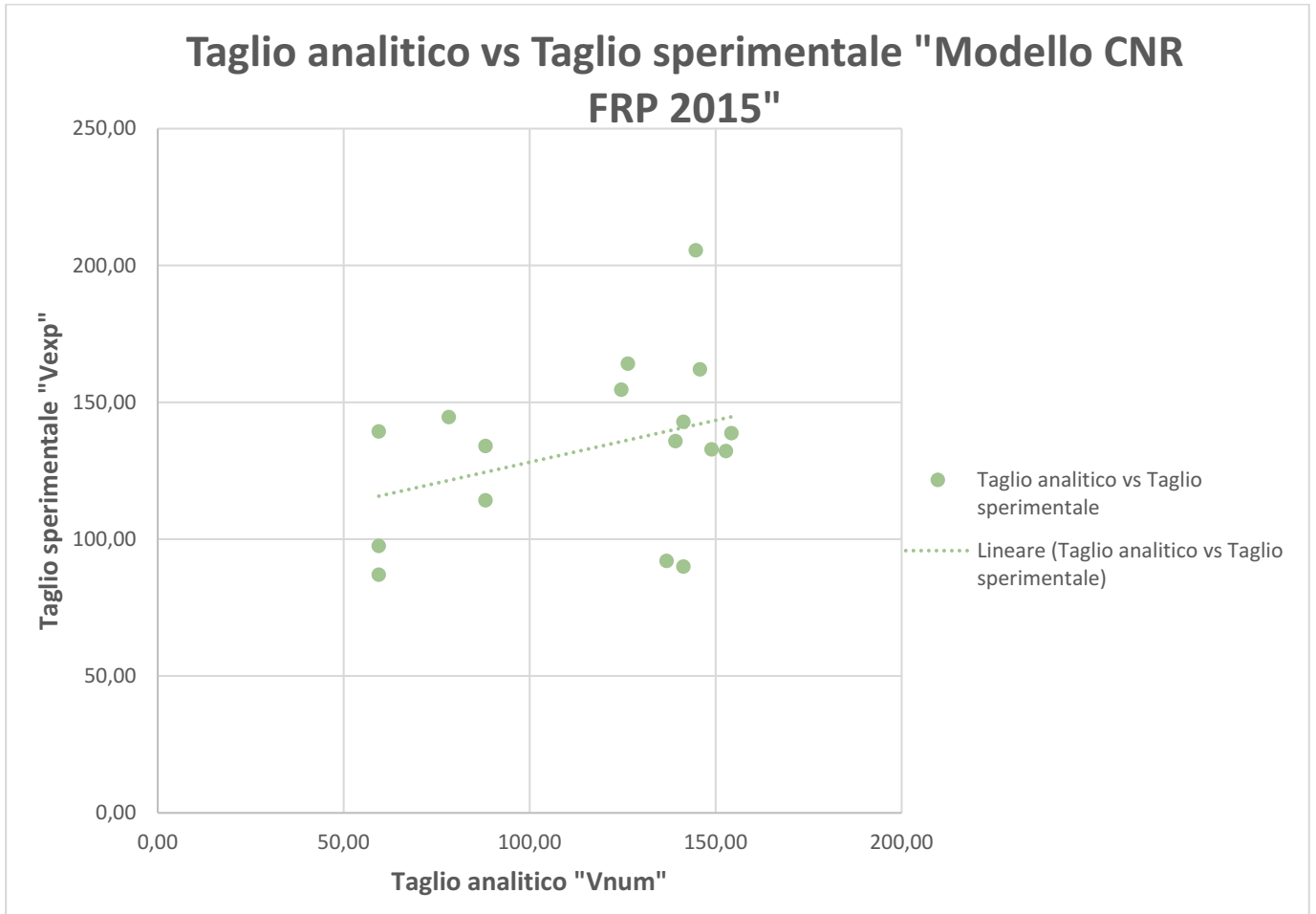


Figura 4-4: Confronto taglio modello analitico "CNR FRP 2015" con taglio modello sperimentale

In Fig.4-4 il confronto nell'ultima casistica è stato possibile solamente con i campioni aventi specifica armatura a taglio nel nodo e che abbiano, allo stesso tempo, subito un rinforzo con materiale FRP.

I risultati ottenuti risultano accettabili, in quanto la maggior parte dei valori si trovano nella zona con rapporti dei due tagli unitario.

PARTE III

CASO STUDIO

5 - DIMENSIONAMENTO CAMPIONI NODI NON ARMATI TRAVE-COLONNA ESTERNI IN C.A.

I dati delle dimensioni del nodo forniti dalla docente per procedere al dimensionamento dei campioni nodo trave-colonna sono stati:

- Lunghezza $b = 300 \text{ mm}$;
- Larghezza $l = 300 \text{ mm}$;
- Altezza $h = 400 \text{ mm}$.

In merito ai materiali si è preso in considerazione una classe **C20/25** per il calcestruzzo e un acciaio ad aderenza migliorata laminato a caldo **B450C**.

5.1 Analisi dei carichi

Per una corretta analisi dei carichi in vista del dimensionamento degli elementi strutturali trave-nodo-pilastro, si è deciso di ipotizzare una struttura a telaio in c.a. a 2 piani con un'ipotesi di schema statico a trave continua su 3 appoggi (appoggio-appoggio) adibita ad uso residenziale civile.

- Peso proprio trave: $G_{1,trave} = 3 \text{ kN/m}$;
- Carico solaio: $G_{1,solaio} = 2,6 \text{ kN/m}^2$;
- Carico portato: $G_{2,k} = 2 \text{ kN/m}^2$;
- Carico accidentale: $Q_k = 2 \text{ kN/m}^2$ per abitazioni civili;
- Carico neve: $Q_s = 1,6 \text{ kN/m}^2$;

5.1.1 Analisi dei carichi: trave

Per quanto riguarda l'elemento strutturale trave, si hanno i seguenti valori di carico iniziali:

- Lunghezza trave: $L = 5 \text{ m}$;
- Carico permanente portante: $G_{1,k} = 3 \text{ kN/m}$;
- Carico permanente portato: $G_{2,k} = 11,5 \text{ kN/m}$;
- Carico accidentale: $Q_k = 5 \text{ kN/m}$.

5.1.2 Analisi dei carichi: pilastro

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

Per quanto concerne, invece, l'elemento pilastro, si hanno i seguenti valori di input:

- Altezza piano: $H_{pil} = 3 \text{ m}$;
- Peso proprio pilastro piano: $p \cdot p_{pil} = 6,75 \text{ kN}$;
- Peso proprio pilastro totale: $P \cdot P_{pil} = 13,5 \text{ kN}$;
- Carico permanente portato: $G_{2,k} = 24,2 \text{ kN/m}^2$;
- Carico accidentale: $Q_k = 3,6 \text{ kN/m}^2$;
- Area d'influenza pilastro: $A_{inf,pil} = 12,50 \text{ m}^2$.

5.2 Dimensionamento alle "Tensioni Ammissibili" D.M.92/96

Dall'analisi dei carichi struttura si determinano i valori delle sollecitazioni, da cui si ottengono le tensioni normali massime agenti σ_{MAX} in modo da essere confrontate con quelle ammissibili da normativa σ_{amm} ; lo stesso vale per le tensioni tangenziali $\tau_{MAX} < \tau_{amm}$.

Dalla normativa di riferimento (D.M.92/96) [70, 71], si ottengono le tensioni ammissibili:

- Tensione normale ammissibile CLS

Avendo un $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$ la prima verifica risulta essere:

$$\bar{\sigma}_{c,amm} = 6 + \frac{R_{ck}-15}{4} = 8,5 \text{ MPa} \text{ (D. M. 92 §3.1.3)} \quad (32)$$

- Tensione normale ammissibile acciaio

La tensione ammissibile dell'acciaio risulta essere:

$$\bar{\sigma}_{s,amm} = 255 \text{ MPa} = 2600 \text{ kg/cm}^2 \text{ (D. M. 92 §3.1.6)} \quad (33)$$

- Tensione tangenziale ammissibile

$$\bar{\tau}_{c0} = 0,4 + \frac{R_{ck}-15}{75} = 0,53 \text{ (D. M. 92 §3.1.4)} \quad (34)$$

La normativa indica anche un valore minimo di copriferro pari a:

$$c \geq 20 \text{ mm} \text{ (D. M. 96 §6.1.4)}. \quad (35)$$

Prendendo in considerazione il minimo suggerito da normativa, il valore di altezza utile è:

$$d = h - c = 380 \text{ mm}. \quad (36)$$

5.2.1 Dimensionamento trave

Ricavando dalla normativa i valori dei coefficienti di combinazione $\gamma_g = \gamma_q = 1$, si ottengono le seguenti sollecitazioni:

$$M_{MAX}^- = \frac{1}{8} p L^2 = 60,94 \text{ kNm} \quad (37)$$

$$M_{MAX}^+ = \frac{1}{14,3} p L^2 = 34,09 \text{ kNm} \quad (38)$$

$$T_{MAX}^+ = 0,625 p L = 34,09 \text{ kNm} \quad (39)$$

L'armatura minima da calcolo è pari a:

$$A_{min,sup} = \frac{M_{MAX}^-}{0,9 d \bar{\sigma}_{s,amm}} = 698,74 \text{ mm}^2 \quad (40)$$

$$A_{min,inf} = \frac{M_{MAX}^+}{0,9 d \bar{\sigma}_{s,amm}} = 390,91 \text{ mm}^2 \quad (41)$$

Di conseguenza, l'armatura che si inserisce, sia superiormente che inferiormente, è pari a:

$$A_s = 4\phi 20 = 1257 \text{ mm}^2$$

L'asse neutro è invece (con $\eta = 15$ per cementi normali):

$$x_{c,sup} = x_{c,inf} = \frac{n A_s}{b} \left(-1 + \sqrt{\frac{2 b d}{n A_s}} \right) = 155,70 \text{ mm} \quad (42)$$

da cui si ricava i valori di tensioni normali e tangenziali massime:

- Tensione normale massima calcestruzzo-momento negativo/fibre superiori:

$$\sigma_c = \frac{2 M_{MAX}^-}{b x_c \left(d - \frac{x_c}{3} \right)} = 7,95 \text{ MPa} < 8,5 = \bar{\sigma}_{c,amm} \rightarrow \text{VERIFICATO} \quad (43)$$

- Tensione normale massima acciaio-momento negativo/fibre superiori:

$$\sigma_s = \frac{M_{MAX}^-}{A_s \left(d - \frac{x_c}{3} \right)} = 147,76 \text{ MPa} < 255 = \bar{\sigma}_{s,amm} \rightarrow \text{VERIFICATO} \quad (44)$$

- Tensione normale massima calcestruzzo-momento positivo/fibre inferiori:

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

$$\sigma_c = \frac{2 M_{MAX}^-}{b x_c \left(d - \frac{x_c}{3}\right)} = 4,45 \text{ MPa} < 8,5 = \bar{\sigma}_{c,amm} \rightarrow \text{VERIFICATO} \quad (45)$$

- Tensione normale massima acciaio-momento positivo/fibre inferiori:

$$\sigma_s = \frac{M_{MAX}^-}{A_s \left(d - \frac{x_c}{3}\right)} = 82,66 \text{ MPa} < 255 = \bar{\sigma}_{s,amm} \rightarrow \text{VERIFICATO} \quad (46)$$

- Tensione tangenziale massima a taglio negativo:

$$\tau = \frac{T_{MAX}^-}{0,9 d b} = 0,59 \text{ MPa} < 0,53 = \bar{\tau}_{c0} \rightarrow \text{NON VERIFICATO} \quad (47)$$

- Tensione tangenziale massima a taglio positivo:

$$\tau = \frac{T_{MAX}^+}{0,9 d b} = 0,59 \text{ MPa} < 0,53 = \bar{\tau}_{c0} \rightarrow \text{NON VERIFICATO} \quad (48)$$

Visto la non verifica delle tensioni tangenziali, si è deciso di inserire una quantità d'armatura specifica a taglio, che rispecchi i seguenti requisiti minimi imposti da normativa (Fig.23–DM92):

5.4.2. STAFFE
Dovranno disporsi nelle travi staffe aventi sezione complessiva, per metro lineare, non inferiore a 0,15 b cm² per staffe ad aderenza migliorata e 0,25 b cm² per staffe lisce, essendo b lo spessore minimo dell'anima misurata in centimetri, con un minimo di tre staffe al metro e comunque passo non superiore a 0,8 volte l'altezza utile della sezione. In prossimità di carichi concentrati o delle zone d'appoggio vale la prescrizione di cui al secondo comma del punto 5.3.2.

Figura 23 DM 92

$$A_{staffe} > 0,15 b = 45 \text{ mm}^2 \quad (49)$$

$$s_{staffe} < 0,8 d = 304 \text{ mm} \quad (50)$$

di conseguenza:

$$\frac{A_{staffe}}{s} = \frac{V}{0,9 d \bar{\sigma}_{s,amm}} = 0,699 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} \quad (51)$$

Si inserisce **ϕ8 a 2 braccia** con passo **s = 100 mm**.

Si ha quindi:

$$A_{staffe} = 101 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{staffe}}{s} = 1,01 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

5.2.2 Dimensionamento pilastro

Ricavando dal normativa i valori dei coefficienti di combinazione $\gamma_g = 1,4$ & $\gamma_g = 1,5$, si ottiene il seguente valore di carico totale:

$$N = (P \cdot P_{pil} \gamma_g) + [(G_{2,k} A_{inf,pil}) \gamma_g] + [(Q_k A_{inf,pil}) \gamma_q] = 509,90 \text{ kN} \quad (52)$$

- Tensione massima calcestruzzo

Secondo D.M.92 l'armatura longitudinale dei pilastri deve avere un'area resistente non inferiore allo 0,8% dell'area strettamente necessaria:

$$A_{s,min} = 0,8 (b l) = 720 \text{ mm}^2 \quad (53)$$

Si inserisce come armatura longitudinale:

$$A_s = 8\phi 16 = 1608 \text{ mm}^2$$

Con conseguente verifica alla tensione normale massimo del calcestruzzo:

$$\sigma_c = \frac{N}{A+(n A_s)} = 4,47 < 8,5 = \bar{\sigma}_{c,amm} \rightarrow \text{VERIFICATO} \quad (54)$$

Come per le travi, anche per i pilastri la normativa prescrive una staffatura minima (Fig.27–DM92):

Deve essere sempre prevista una staffatura posta ad interasse non maggiore di 15 volte il diametro minimo delle barre impiegate per l'armatura longitudinale, con un massimo di 25 cm. Le staffe devono essere chiuse e conformate in modo da contrastare efficacemente, lavorando a trazione, gli spostamenti delle barre longitudinali verso l'esterno. Il diametro delle staffe non deve essere minore di 6 mm e di 1/4 del diametro massimo delle barre longitudinali.

Figura 27 DM 92

Si inseriscono staffe **$\phi 8$ a 2 braccia** con passo **$s = 100 \text{ mm}$** .

$$A_s = 101 \text{ mm}^2$$

$$\frac{A_{staffe}}{s} = 1,01 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

5.3 Calcolo sollecitazioni agli “Stati Limite” NTC18

Lo scopo del calcolo delle sollecitazioni secondo “NTC18” [72] è stato quello di capire e valutare quale elemento strutturale (trave/pilastro/nodo) sia condotto per primo a rottura, considerando l'armatura dimensionata da normativa di riferimento.

In primis si sono ricavate le proprietà dei materiali necessari ai fini delle verifiche:

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

➤ CLS 20/25

- Resistenza caratteristica cubica a compressione del CLS: $R_{ck} = 25 \text{ MPa}$;
- Resistenza caratteristica cilindrica a compressione: $f_{ck} = 20,75 \text{ MPa}$;
- Resistenza media a compressione: $f_{cm} = 28,75 \text{ MPa}$;
- Resistenza media a trazione: $f_{ctm} = 2,27 \text{ MPa}$;
- Coefficiente materiale CLS: $\gamma_c = 1$;
- Resistenza a compressione di progetto: $f_{cd} = 17,64 \text{ MPa}$;
- Resistenza caratteristica a trazione corrispondente ad un frattile del 5%: $f_{ctk} = 1,59 \text{ MPa}$;
- Resistenza a trazione di progetto: $f_{ctd} = 1,59 \text{ MPa}$;
- Modulo elastico CLS: $E_c = 30200,49 \text{ MPa}$.

➤ ACCIAIO B450C

- Resistenza caratteristica a rottura dell'acciaio: $f_{tk} = 540 \text{ MPa}$;
- Resistenza caratteristica a snervamento: $f_{yk} = 450 \text{ MPa}$;
- Tensione media di snervamento: $f_{ym} = 550 \text{ MPa}$;
- Coefficiente di materiale acciaio: $\gamma_s = 1$;
- Resistenza allo snervamento di progetto: $f_{yd} = 550 \text{ MPa}$;
- Modulo elastico acciaio: $E_s = 200000 \text{ MPa}$.

Come armature (barre longitudinali e staffe) da inserire nei calcoli per l'ottenimento di taglio e momento agenti & resistenti si sono adottate quelle precedente dimensionate secondo la normativa meno recente (D.M.92/96), considerando, in questo caso, un loro comportamento del materiale acciaio elasto-plastico incrudente per entrambi gli elementi strutturali (trave & pilastro). Di conseguenza, i nuovi valori di deformazione e tensione allo snervamento media sono ricavati dal diagramma costitutivo del materiale:

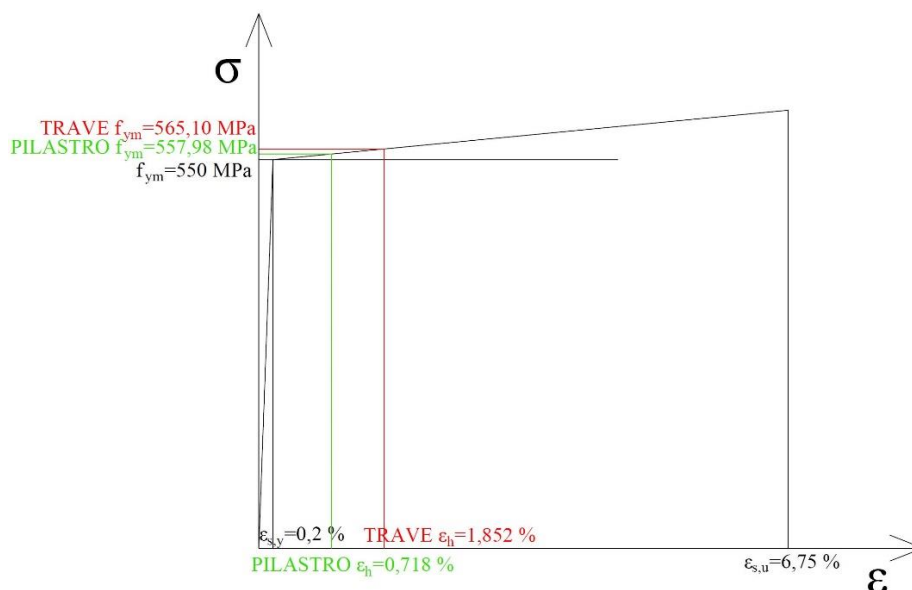


Figura 5-1: Diagramma legame costitutivo acciaio incrudente

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

- Deformazione dell'acciaio barre-trave fase incrudimento: $\varepsilon_{h,trave} = 17,75 \text{ ‰}$;
- Tensione media a snervamento barre-trave: $f_{ym,trave} = 565,10 \text{ MPa}$;
- Deformazione dell'acciaio barre-pilastro fase incrudimento: $\varepsilon_{h,pilastro} = 10,32 \text{ ‰}$;
- Tensione media a snervamento barre-pilastro: $f_{ym,pilastro} = 557,98 \text{ MPa}$.

Ricavando dalla normativa i valori dei coefficienti di combinazione $\gamma_{G1} = 1,3$ e $\gamma_{G2} = \gamma_{Q,k} = 1,5$, si ottengono le sollecitazioni.

Il momento agente massimo positivo e negativo della trave viene dedotto dallo schema di vincolo della stessa:

$$M_{MAX}^- = \frac{1}{8} p L^2 = 89,53 \text{ kNm} \quad (55)$$

$$M_{MAX}^+ = \frac{1}{14,3} p L^2 = 50,09 \text{ kNm} \quad (56)$$

da qui si è provveduto al calcolo dell'asse neutro:

$$x_{sup}, x_{inf} = \frac{A_{s,sup/inf} f_{yd}}{0,8 b f_{cd}} = 163,32 \text{ mm} \quad (57)$$

Il momento resistente della trave è dato da:

$$M_{Rd} = A_{s,sup/inf} f_{ym} \left(d - \frac{0,8x}{2} \right) = 223,35 \text{ kNm} > M_{MAX} \quad (58)$$

Il taglio sollecitante è sempre determinato dallo schema statico, ovvero:

$$T_{MAX} = 0,625 p L = 89,53 \text{ kNm} \quad (59)$$

La resistenza a taglio con riferimento all'armatura longitudinale in assenza di armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = \text{MAX} \left\{ \left[0,18 k \frac{(100 \rho_l f_{cm})^{\frac{1}{3}}}{\gamma_c} + 0,15 \sigma_{cp} \right] b_w d; (v_{min} + 0,15 \cdot \sigma_{cp}) b_w d \right\} = 120,26 \text{ kN} > 89,53 = T_{MAX} \quad (60)$$

dove:

- Altezza utile della sezione: $d = 380 \text{ mm}$;
- Coefficiente: $k = 1 + \left(\frac{200}{d} \right)^{0,5} = 1,85 < 2$; (61)

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

$$- \text{ Rapporto geometrico di armatura longitudinale tesa: } \rho_l = \frac{A_s}{b d} = 0,011; \quad (62)$$

$$- \text{ Coefficiente: } v_{min} = 0,035 d^{3/2} f_{ck}^{0,5} = 0,402 \text{ MPa} \quad (63)$$

Si valuta, comunque, la resistenza a taglio della trave considerando anche l'armatura trasversale:

1. con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a taglio trazione (con $\alpha = \cot \theta = 1$) è pari a:

$$V_{Rsd} = 0,9 d \frac{A_{sh}}{s} f_{ym} (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha = 195,39 \text{ kN} \quad (64)$$

2. con riferimento al CLS d'anima, la resistenza a taglio compressione (con $f'_{cd} = 0,5 f_{cd} = 8,82 \text{ MPa}$):

$$V_{Rcd} = \frac{0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\cot \alpha + \cot \theta)}{(1 + \cot^2 \theta)} = 452,40 \text{ kN} \quad (65)$$

La resistenza a taglio da assumere:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) = 195,39 \text{ kN} > T_{MAX} \quad (66)$$

Per la resistenza a taglio del pilastro bisogna innanzitutto determinare il carico agente su di esso, pari a:

$$q = 29,10 \text{ kN/m}$$

Da software di calcolo disponibili in rete, si è ricavato il taglio agente sul pilastro che altro non è che il taglio sollecitante nel pilastro al di sopra del nodo $V_{Ed} = 20,38 \text{ kN}$.

La resistenza a taglio con riferimento all'armatura trasversale:

$$V_{Rsd} = \text{MAX} \left\{ \left[0,18 k \frac{(100 \rho_l f_{cm})^{1/3}}{\gamma_c} + 0,15 \sigma_{cp} \right] b_w d; (v_{min} + 0,15 \sigma_{cp}) b_w d \right\} = 110,39 \text{ kN} > 20,38 = T_{MAX} \quad (67)$$

Si valuta, comunque, la resistenza a taglio considerando anche l'armatura trasversale:

1. con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di calcolo a taglio trazione (con $\alpha = \cot \theta = 1$) è pari a:

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

$$V_{Rsd} = 0,9 d \frac{A_{sh}}{s} f_{ym} (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha = 141,24 \text{ kN} \quad (68)$$

2. con riferimento al CLS d'anima, la resistenza a taglio compressione:

$$V_{Rcd} = \frac{0,9 d b_w \alpha_c f'_{cd} (\cot \alpha + \cot \theta)}{(1 + \cot^2 \theta)} = 333,35 \text{ kN} \quad (69)$$

La resistenza a taglio da assumere:

$$V_{Rd} = \min(V_{Rsd}, V_{Rcd}) = 141,24 \text{ kN} > T_{MAX} \quad (70)$$

Il momento resistente del pilastro, è determinato tramite il programma "V.C.A. – S.L.U." inserendo le proprietà dei materiali. Lo sforzo normale alla base del pilastro (in combinazione sismica) è determinato:

$$N_{Ed} = p \cdot p_{pil} + [(G_{1,trave} 1,5) 2] + [(G_{1,solaio} + G_{2,k}) 2] A_{inf,pil} + (0,3 Q_k A_{inf,pil}) = 174,25 \text{ kN} \quad (71)$$

Titolo: pilastro

N° Vertici: 4 **Zoom** **N° barre:** 8 **Zoom**

N°	x [cm]	y [cm]
1	0	0
2	30	0
3	30	30
4	0	30

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	2,01	3,6	3,6
2	2,01	11,2	3,6
3	2,01	18,8	3,6
4	2,01	26,4	3,6
5	2,01	3,6	26,4
6	2,01	11,2	26,4

Tipologia Sezione: Rettan.re Trapezi a T Circolare Rettangoli Coord.

Sollecitazioni: S.L.U. Metodo n

N_{Ed}: 174,25 kN

M_{xEd}: 0 kNm

M_{yEd}: 0 kNm

P.to applicazione N: Centro Baricentro cls Coord.[cm]

Tipologia rottura: Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo: S.L.U.+ S.L.U.- Metodo n

Tipologia flessione: Retta Deviata

Materiali:

Proprietà	B450C	C20/25
ε _{su} (%)	67,5	2
f _{yd} (N/mm²)	450	3,5
E _s (N/mm²)	200.000	17
E _s /E _c	15	0,8
ε _{syd} (%)	2,25	8,5
σ _{s,adm} (N/mm²)	255	0,5333
τ _{c1}		1,686

Parametri di Progetto:

M_{Rd}: 104,6 kNm

σ_c: -17 N/mm²

σ_s: 450 N/mm²

ε_c: 3,5 ‰

ε_s: 10,32 ‰

d: 26,4 cm

x: 6,688 **x/d:** 0,2533

δ: 0,7567

N° rett.: 100

Calcola MRd **Dominio M-N** **L₀:** 0 cm **Col. modello** Precompresso

Figura 5-2: Momento resistente pilastro

ed è pari a $M_{Rd} = 104,6 \text{ kNm}$.

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

Il nodo deve essere progettato in maniera tale da evitare una sua rottura anticipata rispetto alle zone delle travi e dei pilastri in esso concorrenti. A tal proposito, in ogni nodo, la capacità a taglio deve essere superiore o uguale alla corrispondente domanda.

Attraverso un programma di calcolo “*Telaio2D*”, si ricava la forza di taglio minima per la quale si ha la rottura per flessione della trave, pari a $V_c = 63 \text{ kN}$. Adottando le NTC18, si calcola la domanda a taglio agente nel nucleo di calcestruzzo del nodo esterno (con il fattore di sovra-resistenza $\gamma_{Rd} = 1$):

$$V_{j,b,d} = \gamma_{Rd} A_{s1} f_{ym} - V_c = 648,02 \text{ kN} \quad (72)$$

La compressione del puntone diagonale indotta dal meccanismo a traliccio non deve eccedere la resistenza a compressione del calcestruzzo. (§7.4.4.3 NTC18)

$$V_{j,b,d} \leq \eta f_{cd} b_j h_{jc} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} = 480,04 \text{ kN} \quad (73)$$

dove:

- $\eta = \alpha_j \left(1 + \frac{f_{cm}}{250}\right) = 0,425 \text{ MPa}$ considerando il coefficiente $\alpha_j = 0,48$ per nodi esterni (74)
- Forza assiale sul pilastro normalizzata al di sopra del nodo: $v_d = \frac{N_{Ed}}{b d f_{cd}} = 0,11$; (75)
- Larghezza effettiva del nodo: $b_j = 300 \text{ mm}$;
- Distanza tra le giaciture più esterne delle armature del pilastro: $h_{jc} = 244 \text{ mm}$.

Risulta, quindi, che la capacità a taglio del nodo è inferiore alla domanda.

Ricapitolando, secondo NTC18:

- TRAVE
 - Momento resistente: $M_{Rd} = 223,74 \text{ kNm}$;
 - Taglio resistente: $T_{Rd} = 130,26 \text{ kN}$;
- PILASTRO
 - Momento resistente: $M_{Rd} = 104,6 \text{ kNm}$;
 - Taglio resistente: $T_{Rd} = 94,16 \text{ kN}$.
- NODO
 - Taglio resistente: $V_j = 480,08 \text{ kN}$.

Il riassunto delle sollecitazioni appena descritto lo si è tenuto in considerazione per i campioni 1 & 2, nei quali avviene per prima una rottura a flessione nell'elemento trave. Per il campione 7, si è voluto aumentare la quantità di armatura longitudinale nel pilastro, pari a:

$$A_s = 4\phi 24 = 1808 \text{ mm}^2$$

in modo da avere una rottura a taglio nel pannello nodale, essendo, in questo caso, l'elemento più debole.

Per quanto riguarda il nodo, quello calcolato precedentemente è la resistenza a compressione del calcestruzzo nel pannello nodale secondo normativa italiana NTC18. Per una maggiore conoscenza, si è ripetuta la stessa verifica confrontare la domanda a taglio $V_{j,bd}$ con la resistenza descritta in altre normative estere V_j .

NORMATIVA	FORMULAZIONE	V_j [kN]	$V_{j,bd}$ [kN]
CSA A:23.3:2004 (normativa canadese) [73]	$V_j = \lambda \varphi \phi \sqrt{f_c} A_j$ (76)	407,77	648,02
ACI 318-14 (normativa americana) [74]	$V_j = \lambda \phi \sqrt{f_c} A_j$ (77)	482,57	648,02
NZS 3101:1-2006 (normativa neozelandese)[75]	$V_j = 0,2 f_c A_j$ (78)	517,50	648,02
AIJ:2010 (normativa giapponese) [76]	$V_j = k \lambda F_j A_j$ (79)	449,67	648,02
IS 13920:1993 (normativa indiana) [77]	$V_j = \lambda \sqrt{f_{c,IS}} A_j$ (80)	561,11	648,02
EN1998-1:2004 (normativa britannica) [78]	$V_j = \eta f_{cd} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}} A_j$ (81)	516,03	648,02
EC8 (normativa europea) [78]	$V_j = \eta f_{cd} b_j h_{jc} \sqrt{1 - \frac{v_d}{\eta}}$ (82)	429,33	648,02

Tabella 5-1: Verifica della resistenza a taglio del nodo secondo varie normative

dove i parametri da valutare sono:

- Fattore di confinamento $0,85 < \lambda < 1,3$;
- Fattore che tiene conto della resistenza a trazione del CLS $\varphi = 0,65$;
- Fattore del tipo di CLS $\phi = 1$;
- Fattore di taglio $k = 0,7$;
- Resistenza a compressione del CLS $f_c = f_{cm} = 28,75 \text{ MPa}$; (stesso valore per quasi tutte le verifiche)
- Resistenza a compressione del CLS per IS $f_{c,IS} = 0,8 f_c = 23 \text{ MPa}$;
- Fattore del CLS $F_j = 0,8 (f_c)^{0,7} = 8,397 \text{ MPa}$;

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

- Area effettiva del pannello nodale $A_j = 90000 \text{ mm}^2$;
- Fattore $\eta = a_j \left(1 - \frac{f_c}{250}\right) = 0,425 \text{ MPa}$;
- Forza assiale normalizzata al di sopra del nodo $v_d = 0,119$;
- Resistenza di progetto del CLS $f_{cd} = 0,8 f_c = 16,27 \text{ MPa}$.

Si evince che, con tutte le normative prese in considerazione, si ha la rottura a taglio del pannello nodale.

PARTE IV

PROGRAMMA SPERIMENTALE

6 - PROGRAMMA SPERIMENTALE PER NODI TRAVE-COLONNA ESTERNI

6.1 Descrizione delle unità di test

Tutti i campioni sono stati dimensionati con il metodo delle tensioni ammissibili secondo la pratica costruttiva degli anni '90 in Italia (nello specifico si è fatto riferimento al D.M.92/96). Possono essere adottati numerosi dettagli costruttivi alternativi, dipendenti tipicamente dalle disposizioni del codice nazionale, nonché dalla pratica costruttiva e progettuale del momento storico.

In questa tesi, l'obiettivo è quello di adottare lo scenario tipico della progettazione per i soli carichi gravitazionali, preso in considerazione per il dimensionamento dei campioni. Difatti, la sola differenza di armatura adottata per i campioni da testare riguarda le barre longitudinali del pilastro, in quanto si vuole andare a simulare rotture a taglio in diversi elementi strutturali. Per quanto concerne il tipo di ancoraggio adottato, si è optato per una piegatura della barra longitudinale della trave a 90°, in modo da sovrapporla alle barre longitudinali del pilastro.

Nello specifico, nei Campioni nodo 1 & 2 sono presenti come armatura longitudinale nel pilastro $8\phi 16$, tali da simulare la rottura per taglio nella trave; mentre per il Campione nodo 7 si inseriscono, sempre come armatura longitudinale, $4\phi 24$ affinché avvenga la rottura per taglio nel nodo. Le proprietà e la geometria dei campioni e i dettagli costruttivi sono riepilogati di seguito e mostrati nella Fig.6-1/2 e Tab.6-1/2.

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

Vista laterale Nodo

SCALA 1:10

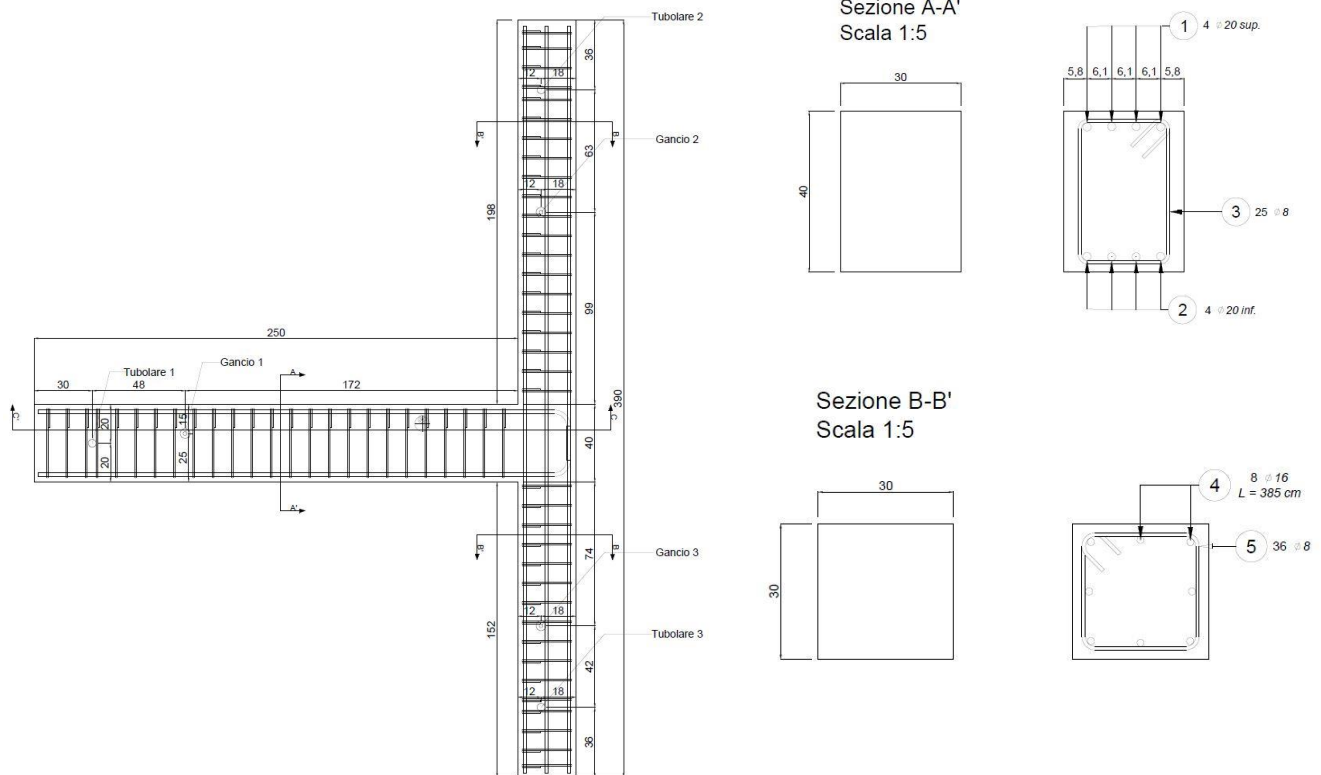


Figura 6-1: Geometrie e dettagli costruttivi dei campioni delle unità di test 1 & 2

Campione	Resistenza a compressione f_c [MPa]	Armatura longitudinale Trave A_{sl} [mm ²]	Armatura trasversale Trave A_{sw} [mm ²]	Armatura longitudinale Pilastro A_{sl} [mm ²]	Armatura trasversale Pilastro A_{sw} [mm ²]
1	20,75	8 ϕ 20 [2514]	25 ϕ 8 [2514]	8 ϕ 16 [1608]	36 ϕ 8 [2514]
2	20,75	8 ϕ 20 [2514]	25 ϕ 8 [2514]	8 ϕ 16 [1608]	36 ϕ 8 [2514]

Tabella 6-1: Sintesi delle caratteristiche dei campioni 1 & 2 per il programma sperimentale

Le colonne dei Campioni 1 & 2 sono state armate simmetricamente sull'asse longitudinale con le barre posizionate su tutti e 4 i lati, come mostrato in Fig. 6-1. Il rapporto d'armatura longitudinale/sezioni in calcestruzzo $\rho_{sl}=1,786\%$ ed è paragonabile a quanto indicato in normativa di riferimento per il dimensionamento, compreso tra $1\% < \rho_{sl} < 4\%$. L'armatura trasversale delle colonne è stata posizionata ad un passo staffe pressoché costante di 100 mm, con rapporto $\rho_{sh}=0,05\%$. La normativa imponeva una staffatura con le seguenti caratteristiche:

- posta ad interasse non maggiore di 15 volte il diametro minimo impiegato per le barre longitudinali, con un massimo di 250 mm;
- sempre chiusa e conformata in modo da contrastare efficacemente, lavorando a trazione, gli spostamenti delle barre longitudinali verso l'esterno;

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

- il cui diametro non deve essere minore di 6 mm e di $\frac{1}{4}$ del diametro massimo delle barre longitudinali.

Le travi dei Campioni 1 & 2 sono state armate simmetricamente sull'asse longitudinale, con le barre posizionate in corrispondenza della faccia superiore ed inferiore, come mostrato in Fig.6-1; con rapporti di armatura longitudinale superiore ed inferiore pari a $\rho/\rho_t=1$ e rapporto armatura/calcestruzzo $\rho_{sl}=2,093\%$. Le barre longitudinali della trave sono ancorate al nodo con un gancio a 90° che soddisfa in requisiti della normativa edilizia per raggio di curvatura. L'armatura trasversale è stata posizionata ad un passo staffe pressoché costante di 100 mm, con un rapporto $\rho_{sh}=0,041\%$. La prima staffa si trova a 75 mm dall'intradosso della colonna.

Vista laterale Nodo

SCALA 1:10

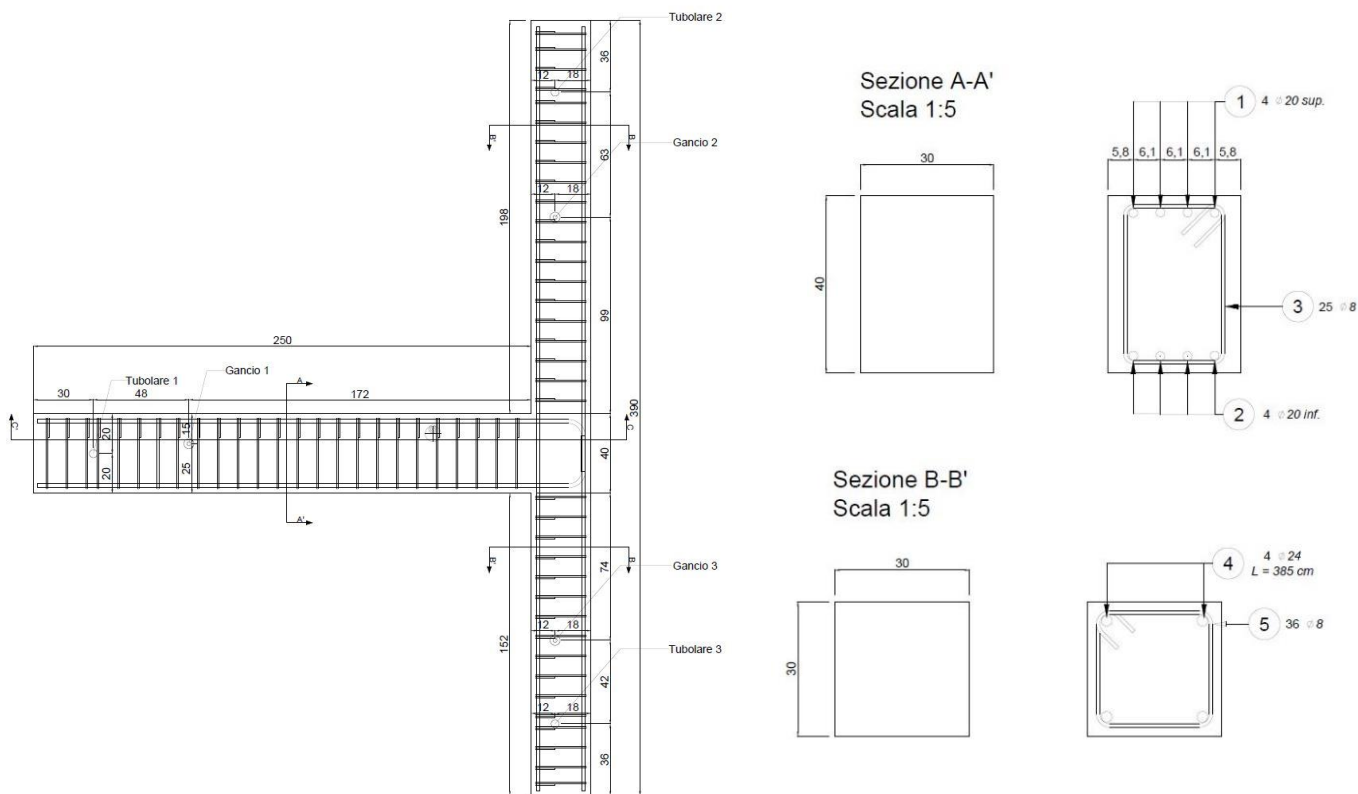


Figura 6-2: Geometrie e dettagli costruttivi dei campioni della unità di test 7

Campione	Resistenza a compressione f_c [MPa]	Armatura longitudinale Trave A_{sl} [mm ²]	Armatura trasversale Trave A_{sw} [mm ²]	Armatura longitudinale Pilastro A_{sl} [mm ²]	Armatura trasversale Pilastro A_{sw} [mm ²]
7	20,75	8 ϕ 20 [2514]	25 ϕ 8 [2514]	4 ϕ 24 [1608]	36 ϕ 8 [2514]

Tabella 6-2: Sintesi delle caratteristiche del campione 7 per il programma sperimentale

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

La colonna del Campione 7 è stata armata simmetricamente sull'asse longitudinale, con le barre posizionate in corrispondenza degli spigoli, come mostrato in Fig.6-2. Il rapporto d'armatura longitudinale/sezione in calcestruzzo $\rho_{sl}=1,506\%$. L'armatura trasversale della colonna è stata posizionate ad un passo staffe pressoché costante di 100 mm. Le caratteristiche della staffatura secondo normativa sono le stesse descritte per i campioni precedenti.

La trave del Campione 7 risulta avere la stessa configurazione delle travi dei Campioni 1 & 2; difatti, essa è stata armata simmetricamente sull'asse longitudinale, con le barre posizionate in corrispondenza della faccia superiore ed inferiore, con ancoraggio al nodo con un gancio sempre a 90°. L'armatura trasversale è stata posizionate ad un passo staffe pressoché costante di 100 mm.

Si ricorda che tutti i campioni descritti (Campione nodo 1-2-7) non presentano armatura trasversale nel nucleo del nodo, come tipico delle costruzioni realizzate secondo normative pre-sismiche.

Secondo gli obbiettivi della presente tesi, i test effettuati hanno riguardato solamente il “Campione Nodo trave-colonna 1” e il “Campione Nodo trave-colonna 2”, sotto carico assiale costante. Tutti i test sono stati condotti sotto carico ciclico inverso quasi statico a spostamento indotto controllato.

6.2 Proprietà dei materiali

6.2.1 Calcestruzzo

Il calcestruzzo scelto per realizzare i campioni è un tipo di miscela **C20/25**. Di seguito, sono riportate le caratteristiche del calcestruzzo impiegato:

Resistenza caratteristica cubica a compressione	R_{ck} [MPa]	25
Resistenza caratteristica cilindrica a compressione	f_{ck} [MPa]	20,75
Resistenza media a compressione	f_{cm} [MPa]	28,75
Resistenza media a trazione	f_{ctm} [MPa]	2,27
Resistenza caratteristica a trazione corrispondente ad frattile del 5%	f_{ctk} [MPa]	1,59
Coefficiente di materiale	γ_c	1
Resistenza a compressione di progetto	f_{cd} [MPa]	17,64
Modulo elastico	E_c [MPa]	30200

Tabella 6-3: Proprietà misurate del calcestruzzo per i campioni nodi trave-colonna

6.2.2 Acciaio d'armatura

L'armatura longitudinale è costituita da barre tonde ad aderenza migliorata laminato a caldo **B450C**. Di seguito, sono illustrate le caratteristiche dell'acciaio impiegato:

Resistenza caratteristica a rottura	f_{ik} [MPa]	540
Resistenza caratteristica a snervamento	f_{yk} [MPa]	450
Tensione media di snervamento trave	$f_{ym, trave}$ [MPa]	565,65
Tensione media di snervamento pilastro	$f_{ym, pilastro}$ [MPa]	554,92
Coefficiente di materiale	γ_c	1
Resistenza allo snervamento di progetto	f_{yd} [MPa]	550
Modulo elastico acciaio	E_s [MPa]	200000

Tabella 6-4: Proprietà misurate dell'acciaio d'armatura per i campioni nodi trave-colonna

6.2.3 Modulo di elastici stabilizzato

Visto che i nodi trave-colonna da testare in laboratorio, i Campioni 1 & 2, siano stati realizzati con getti di calcestruzzo in giorni differenti, per ognuna dei due getti di calcestruzzo sono stati realizzati dei provini cubici e cilindrici per poi essere analizzati in laboratorio ed estrapolarne determinati parametri. Di seguito, in Tab.6-5 sono riportati i parametri e le caratteristiche estrapolate dai provini creati per il rispettivo campione nodo trave-colonna:

Provino del Campione	Dimensioni			M_u [kg/dm ³]	R_c o f_c [MPa]	Massa totale [kg]	Carico a rottura [kg]	Modulo elastico [MPa]
	a [cm]	b [cm]	h [cm]					
1	15	15	15	2,43	36,6	8,20	84000	28054,5
2	15	15	15	2,41	25,9	8,15	59500	29531,3

Tabella 6-5: Caratteristiche provini getto

Per validare i corretti valori di modulo elastico E_c ottenuti dai provini, si è effettuato un confronto con quanto ricavato dalla determinazione del modulo di elasticità secante stabilizzato $E_{c,s}$.

Il modulo di elasticità secante in compressione stabilizzato del getto dei Campioni 1 & 2, $E_{c,s}$, ricavato da normativa EN 12390-13:2013 [79] è misurato dopo i tre cicli di carico attraverso il calcolo di questo metodo:

METODO A:

$$E_{C,S} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_S} = \frac{\sigma_a^m - \sigma_b^m}{\varepsilon_{a,3} - \varepsilon_{b,2}} \quad (83)$$

dove:

- σ_a^m : tensione misurata corrispondente alla tensione nominale superiore σ_a ;
- σ_b^m : tensione misurata corrispondente alla tensione nominale inferiore σ_b ;
- $\varepsilon_{a,3}$: deformazione media alla tensione superiore al 3° ciclo di carico;
- $\varepsilon_{b,2}$: deformazione media alla tensione inferiore al 2° ciclo di carico;

di cui $\varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0}$ (84)

con L_0 : lunghezza iniziale del provino, pari a 100 mm.

Avendo per i Campioni 1 & 2 tre condizioni di carico: C1, C2 e C3 il modulo elastico finale lo si ottiene dalla media tra essi:

C1		Ec,s media [MPa]	27722,48
Ec,s [MPa]	28434,70		
C2			
Ec,s [MPa]	27099,98		
C3			
Ec,s [MPa]	27632,76		

Tabella 6-6: Modulo di elasticità secante stabilizzato medio $E_{C,s}$

Il valore medio che si ricava risulta essere di un valore simile confrontato con quanto ottenuto dai provini, ognuno dei quali è caratterizzato del medesimo getto del campione di riferimento.

6.3 Fabbricazione dei campioni

L'ordine e la fabbricazione dei campioni sopradescritti (Campioni 1-2-7) è stata affidata alla ditta di prodotti prefabbricati TesiSystem s.r.l. presso il loro capannone produttivo di Casale sul Sile (TV).

Innanzitutto, tutte le barre d'armatura sono state tagliate su misura e correttamente posizionate in fabbrica dal personale della ditta (Fig.6-3).



Figura 6-3: Gabbia d'armatura nodi 1 & 2

Nel frattempo, sono state necessarie più visite in-situ in modo da controllare la corretta realizzazione delle barre e per applicare tutta la strumentazione necessaria sulle stesse. Prima del getto sono state assemblate le casseforme modulari in acciaio e le superfici interne sono state pulite. Successivamente, è stato realizzato il getto con i campioni sistemati in posizione sdraiata; per evitare deformazioni delle casseforme, queste sono state fissate al solido pavimento mediante blocchi in legno e angolari in acciaio. I casseri sono stati sigillati lungo i bordi per prevenire qualsiasi fuoriuscita di impasto di cemento (Fig.6-4).

Dopodiché, al fine di migliorarne la qualità e l'uniformità del calcestruzzo gettato nei casseri, sono state eseguite delle vibrazioni interne attraverso specifici vibratori elettrici ad alta frequenza oltre ad evitare la formazione dei cosiddetti "nidi d'ape". Si noti che è stata prestata particolare attenzione per evitare la rottura della strumentazione presente durante il getto (Fig.6-5).

La resistenza alla compressione di progetto a 28 giorni è di 17,64 MPa e la dimensione massima dell'aggregato specificata è di 20 mm. Il tipo di calcestruzzo impiegato è stato miscelato e fornito dalla ditta.

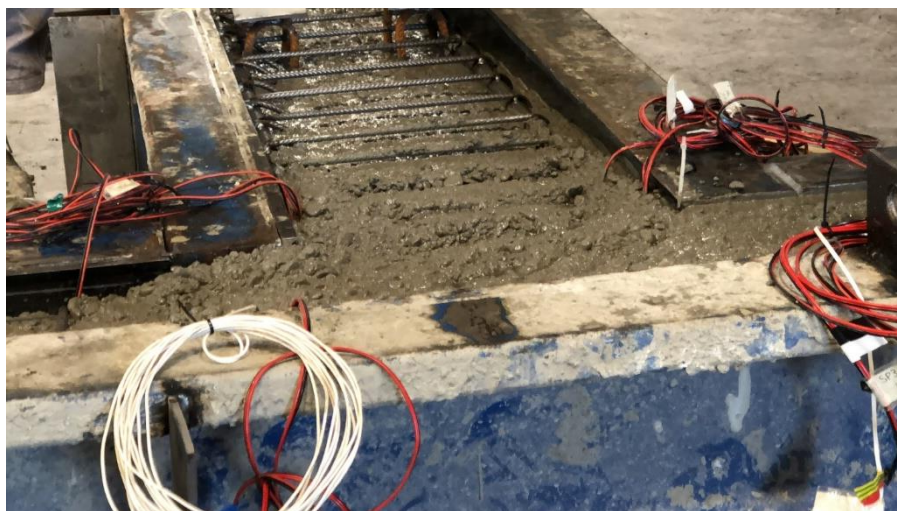


Figura 6-5: Getto

Figura 6-4: Posizionamento e fissaggio casseforme per il getto

6.4 “Test Setup”

Il banco di prova o “*Test Setup*” è stato progettato per consentire l’applicazione delle forze sismiche simulate unidirezionalmente. È stato realizzato sulla pedana del centro laboratorio DICEA dell’Università degli studi di Padova.

Il Campione nodo trave-colonna è vincolato al pavimento del laboratorio tramite una piastra d’acciaio fissata per mezzo di bulloni. Per aumentare la rigidezza laterale, quindi per ridurre al minimo la deflessione del telaio di reazione sotto carico laterale, è stato realizzato una sezione d’acciaio rettangolare cava inclinata “*reaction frame*”.

L’applicazione del carico laterale è stato applicato in sommità del pilastro per mezzo di un attuatore idraulico servo-comandato “*Horizontal Actuator*” (Fig.6-6), con capacità +300/-200 kN, collegato ad una pompa idraulica automatica, per poi essere fissato al telaio di reazione “*reaction frame*” mediante bulloni ad alta resistenza e collegato alla colonna mediante una connessione a perno. Per l’applicazione del carico assiale, si è fatto uso di un martinetto idraulico con servo-valvola verticale “*Hydraulic Jack*” (Fig.6-7), con capacità di 600 kN, posizionato su una piastra di base sopra la faccia superiore della colonna, la quale è vincolata alla colonna attraverso da 4 aste posizionate agli spigoli

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

della piastra e vincolate da appositi bulloni. La Fig.6-8 mostra la vista frontale del banco di prova utilizzato per il test.

Alla quasi estremità della trave sono stati applicate elementi in acciaio simili a ganasce vincolate a terra tramite una biella (Fig.6-9). In questo modo è stato consentito lo spostamento orizzontale in corrispondenza dell'estremità della colonna, controllando e misurando allo stesso tempo lo spostamento verticale all'estremità della trave. Una connessione a cerniera è situata nella parte inferiore del pilastro "base pin" dove, la rotazione della cerniera è stata trattenuta nella direzione Y ma non nella direzione X.

Nel sistema sono state collocate, in totale, 3 celle di carico "Load Cell" in corrispondenza:
 dell'attuatore orizzontale idraulico;
 del martinetto idraulico;
 della biella all'estremità libera della trave;
 in modo da misurare le forze e gli spostamenti registrati durante i test.

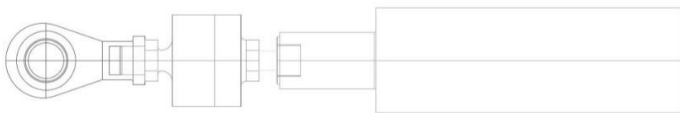


Figura 6-6: Attuatore idraulico

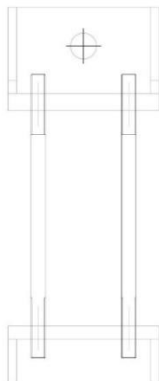


Figura 6-9: Vincoli in acciaio

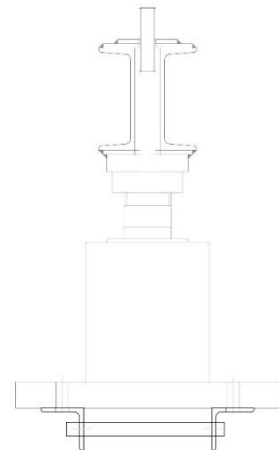


Figura 6-7: Martinetto idraulico

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

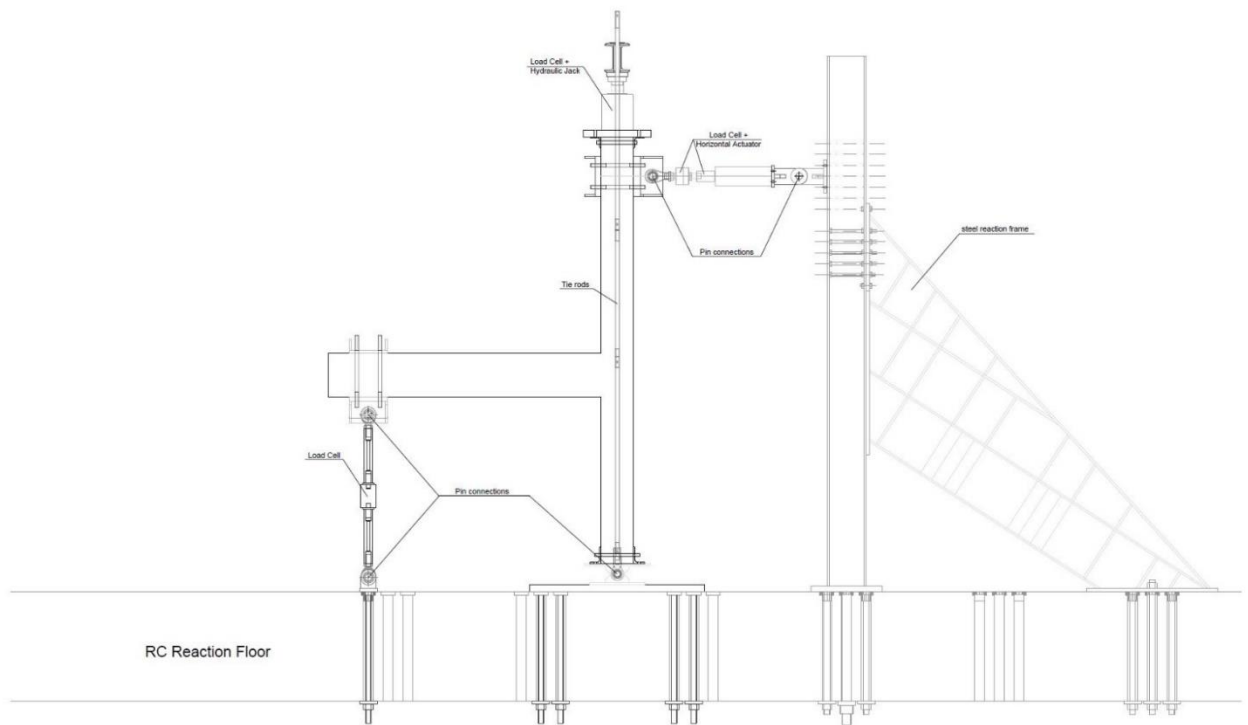


Figura 6-8: Test Setup

In Fig.6-10 è mostrato il Campione, posizionato sul banco di prova realizzato ad hoc per il test, qualche secondo prima dell'inizio della prova:



Figura 6-10: Setup di prova

6.5 Procedura di carico

Il carico assiale è stato posizionato in testa al pilastro prima dell'inizio della prova, lasciandolo costante con una forza settata a 400 kN per tutta la durata del test.

Per quanto concerne il carico laterale orizzontale ciclico, l'attuatore servo-comandato in controllo di spostamento ha il compito di applicare una forza sia in compressione "Push" e che in trazione "Pull", fino a quando lo spostamento laterale alla sommità del pilastro non ha raggiunto il livello di drift programmato schematizzato in Fig.6-11.

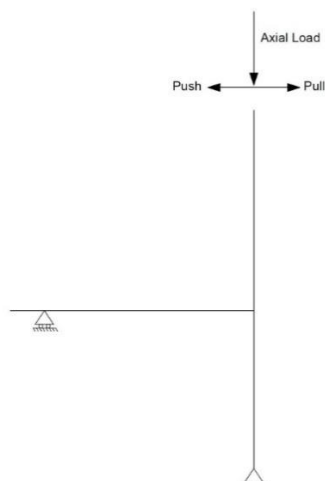


Figura 6-11: Schema statico

Nei test, la cronologia degli spostamenti si è sviluppata in 14 condizioni di carico cicliche con livelli di drift crescenti, ciascuno caratterizzato da 3 cicli d'isteresi carico-scarico. Il drift è definito come il rapporto tra lo spostamento laterale e l'altezza del pilastro, il cui spostamento laterale è lo spostamento indotto per ogni drift. I valori di drift e spostamento per ogni incremento di carico ciclico sono definiti in Tab.6-7

N° CICLI DI CARICO	DRIFT δ [%o]	SPOSTAMENTO Δ [mm]
1°ciclo	0.41	1.5
2°ciclo	0.55	2
3°ciclo	0.82	3
4°ciclo	1.23	4.5
5°ciclo	1.65	6
6°ciclo	2.47	9
7°ciclo	3.71	13.5

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

8°ciclo	4.95	18
9°ciclo	6.87	25
10°ciclo	9.62	35
11°ciclo	13.74	50
12°ciclo	19.23	70
13°ciclo	27.47	100
14°ciclo	41.21	150

Tabella 6-7: Valori di drift e spostamento ogni condizione di carico ciclica

In questo modo, durante il test è stato possibile acquisire diversi stati limite di prestazione che possono essere utilizzati nella creazione di modelli meccanici e fenomenologici (macro).

6.6 Strumentazione

Durante le prove, la strumentazione esterna ed interna ha monitorato quanto segue:

- Forze di taglio nel pilastro e nella trave & carico assiale sul pilastro;
- Deformazioni travi e pilastri;
- Deformazioni di taglio nel nodo
- Deformazione delle barre d'armatura;
- Traslazioni globali.

Due celle di carico hanno misurato le forze negli attuatori e martinetto, mentre, per ogni campione, sono stati impiegati 14 estensimetri. Tutte le celle di carico sono state calibrate prima del test.

Si ciascun attuatore è installato un trasduttore di spostamento dove, per l'attuatore della trave, è stato necessario per applicare il taglio sulla stessa tramite un controllo dello spostamento, mentre per l'attuatore della colonna per avere lo spostamento orizzontale durante il carico dell'attuatore.

6.6.1 Strumentazione del calcestruzzo

Sono stati impiegate 3 tipologie di strumentazione per valutare il comportamento del calcestruzzo durante la prova:

- 18 Lineare Potentiometer sensors (LPs), comunemente chiamati "Penny";
- 6 Linear Variable Displacement Transducers (LVDT), comunemente chiamati "DD";

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

- 2 Wire Transducers.

La disposizione dei *Penny* sui campioni nodo trave-colonna è la illustrata nel layout di configurazione Fig.6-12:

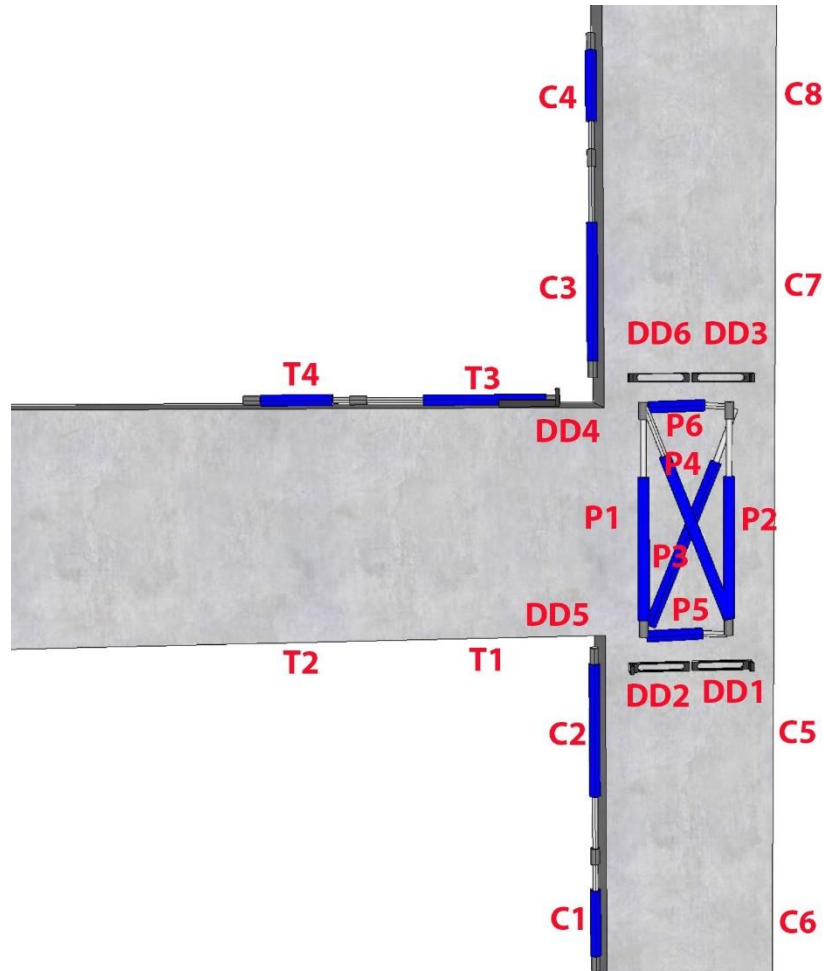


Figura 6-12: Disposizione LPs & LVDT

I potenziometri lineari (LPs) “*Penny*” utilizzati sono di varie lunghezze, a seconda del loro collocamento e possono essere di: 150, 100, 50 & 25 mm; in cui:

Quelli da 25 mm: sono stati utilizzati come strumentazione orizzontale del nodo P5 & P6, per via della ridotta luce da coprire;

Quelli da 50 mm: 6 *Penny* applicati longitudinalmente negli elementi trave e colonna C1, C4, C6, C8, T2, T4;

Quelli da 100 mm: 8 *Penny* applicati sia verticalmente nel nodo che lungo gli elementi che convergono P1, P2, C2, C3, C5, C7, T1, T3;

Quelli da 150 mm: li si è usati solamente per le diagonali del pannello nodale P3 & P4.

Le letture ottenute dai potenziometri sono servite in modo da ottenere parametri ingegneristici, come il diagramma sforzo/deformazioni del nodo.

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

Per quanto concerne la disposizione dei 6 LVDT “DD”, 4 di essi sono stati applicati in corrispondenza degli spigoli del pannello nodale in modo da avere una chiara rappresentazione del comportamento globale del nodo, mentre i restanti 2 si è deciso di collocarli sulla faccia superiore ed inferiore della trave in corrispondenza dell'intradosso della colonna.

Infine, i due “Wire” sono stati vincolati in testa del pilastro e all'estremità libera della trave.

In Fig.6-13 viene data una rappresentazione del Campione con la strumentazione inserita:

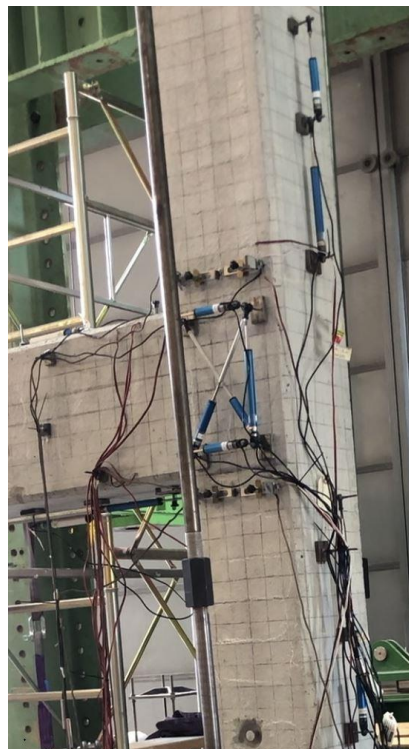


Figura 6-13: Disposizione strumentazione calcestruzzo

6.6.2 Strumentazione delle barre d'armatura

Gli estensimetri a resistenza elettrica TML da 120 ohm (Ω), comunemente chiamati “*Strain Gauges*” sono stati utilizzati per monitorare le variazioni delle deformazioni sull'acciaio lungo l'armatura longitudinale e trasversale nelle regioni critiche di trave e colonna. Dopo la preparazione della superficie, gli estensimetri elettrici sono stati applicati lungo le barre come raccomandato dal produttore degli estensimetri.

Le posizioni degli estensimetri sono state determinate in base alle posizioni previste di snervamento e formazione di cerniera plastica nei campioni durante i test. Tale strumentazione presenta una dimensione non uguale per tutti, per cui si è deciso di associare i SG più lunghi alle barre longitudinali mentre per le staffature quelli di minor lunghezza. In aggiunta ogni SG possiede un *fattore k*

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

differente, che altro non è che un fattore proporzionale necessario per la corretta conversione tra il segnale del sensore di misura ed il reale valore di processo. Per riconoscere gli SG a seguito del getto di calcestruzzo, si è deciso di applicarvi un nastro adesivo di diverso colore lungo il filo di ogni strumento, come mostrato nei Layout in Fig.6-14 & Fig.6-15 dove sono mostrate le varie posizioni:

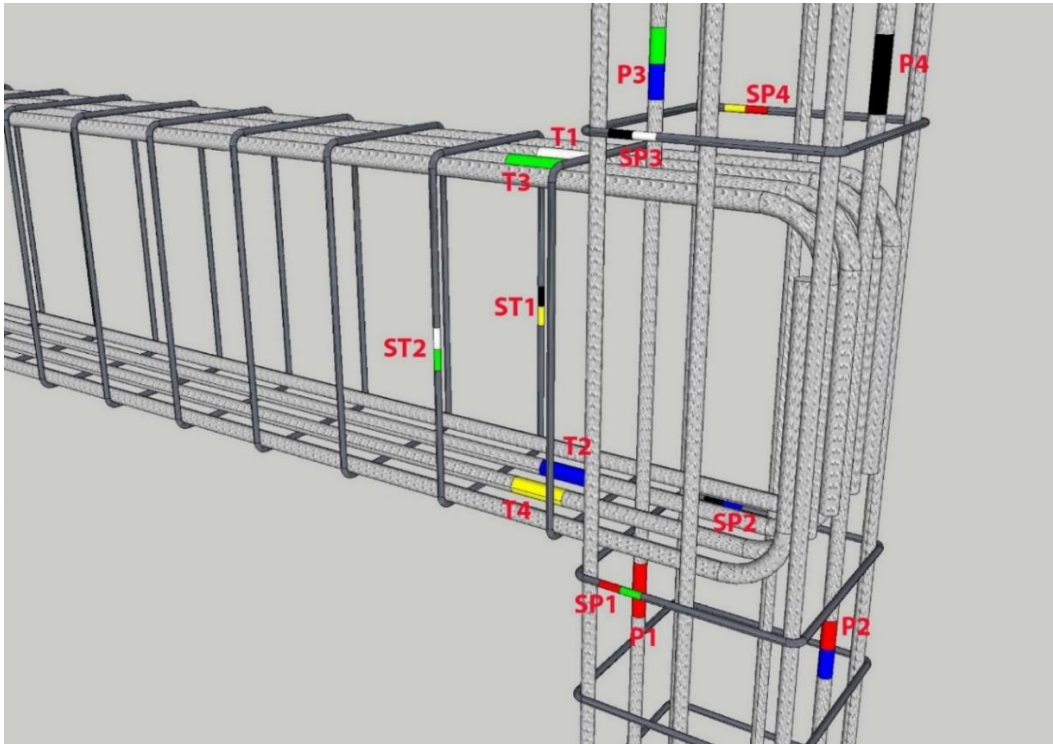


Figura 6-14: Disposizioni Strain Gauges nodi 1 & 2

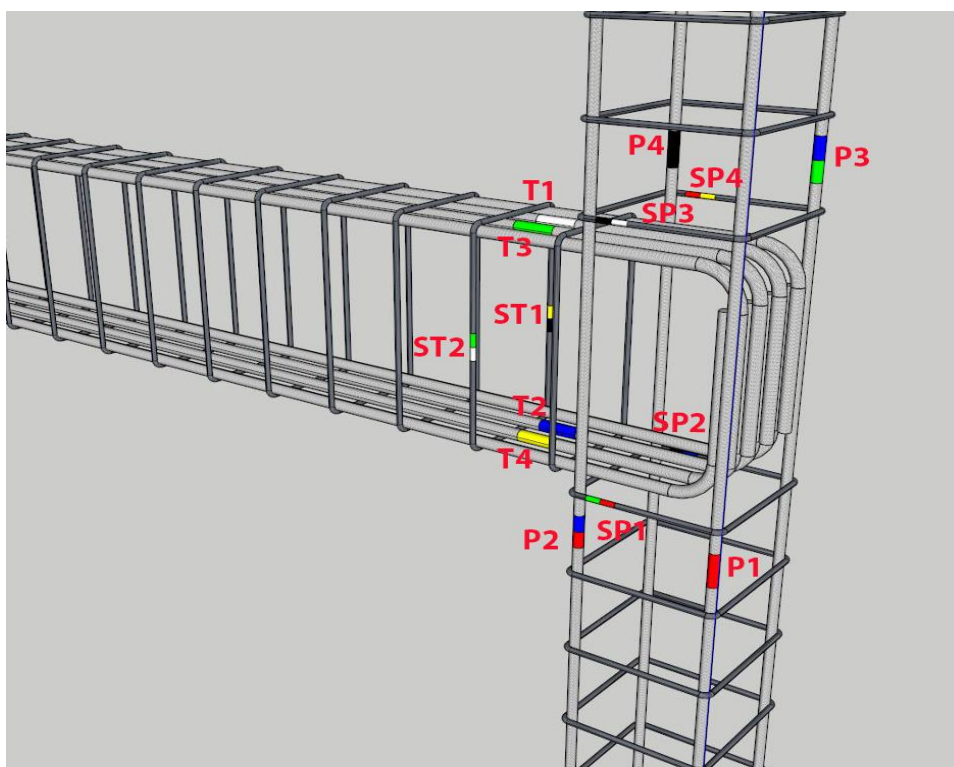


Figura 6-15: Disposizioni Strain Gauges nodo 7

7 - RISULTATI SPERIMENTALI DEI TEST NODI TRAVE-COLONNA ESTERNI

Di seguito vengono presentati i risultati sperimentali dei test in laboratorio, ottenuti grazie all'utilizzo del software di linguaggio computazionale Matlab, i quali hanno riguardato solamente i Campioni nodo 1 & 2. L'obiettivo principale dei due test è stato quello di valutare l'influenza delle caratteristiche del calcestruzzo e acciaio nel comportamento globale dei nodi strutturali.

In primo luogo, vengono riportati i grafici contenenti l'andamento delle deformazioni della strumentazione inserita, sia per il calcestruzzo che per l'acciaio.

Successivamente, le risposte cicliche carico-spostamento sono state presentate sulla base dei risultati ottenuti, andando a studiare come il danno osservato in ciascun campione è descritto in termini di formazione e propagazione delle fessure e rotture della regione nodale (aiutati da strumentazione ad alta risoluzione grafica). Per chiarire la progressione del danno, la descrizione del danneggiamento, come la prima fessurazione, lo snervamento delle barre e il carico di picco, si è valutato la condizione del campione nodo trave-colonna alla fine di ogni ciclo programmato.

In secondo luogo, vengono illustrate le risposte a seguito dei calcoli ingegneristici fatti: l'andamento della curva d'involuppo in termini di carico massimi e spostamenti massimi, la curva trilineare considerando i 3 punti di flessione dovuti al decadimento della rigidità, la curva bilineare equivalente, la misurazione dell'energia dissipata, il calcolo dello smorzamento fino alla relazione sforzo-deformazione.

7.1 Campione nodo trave-colonna 1

Il campione nodo trave-colonna 1 è stato testato con 14 drift di forza/spostamento indotto crescenti con l'ausilio dell'attuatore orizzontale, ognuno dei quali caratterizzati dall'aver 3 cicli di carico/scarico; eccezion fatta per il 14° drift, sviluppato per un solo ciclo. L'obiettivo del test è stato di portare a rottura per taglio il pannello nodale. Il meccanismo di rottura è di tipo $B+J$, un meccanismo misto in cui la fessurazione diagonale del puntone compresso è successiva allo snervamento delle barre longitudinali; il tutto comporta il raggiungimento e superamento della resistenza ultima a taglio del pannello nodale; con questo meccanismo si può notare la rottura del pannello nodale e la conseguente espulsione del cuneo di calcestruzzo e copriferro, come mostrato in Fig. 7-1a/b dove è evidenziata la condizione del nodo a prova avvenuta e terminata.

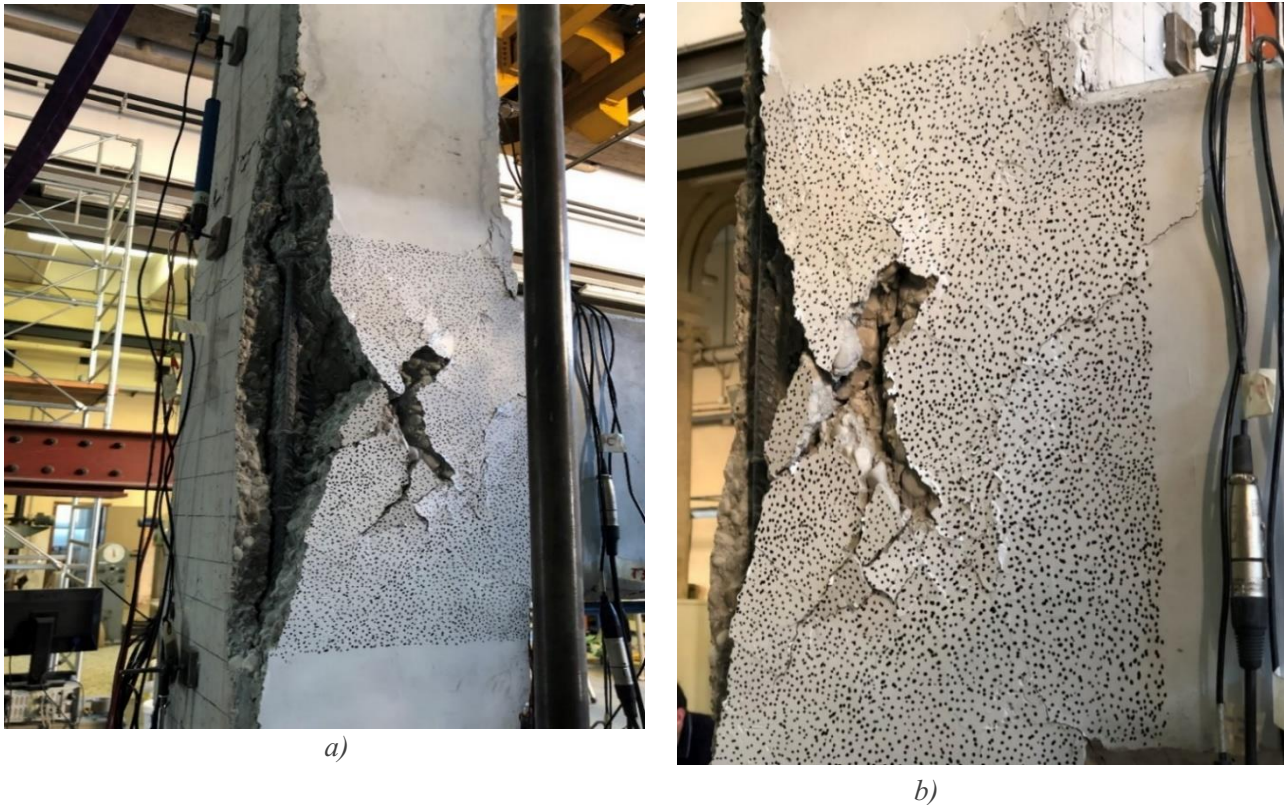


Figura 7-1: Rottura Campione 1

La sequenza della prova prevede di garantire che lo spostamento applicato avvenisse gradualmente con step incrementali. Il primo spostamento applicato ($\Delta = 1.5 \text{ mm}$) è rimasto all'interno del range della risposta elastico lineare del nodo, lo stesso fino al 13° ciclo ($\Delta = 100 \text{ mm}$); il test è avanzato gradualmente, aumentando fino a raggiungere e superare il drift limite $\theta_{lim} = 3,5 \%$, come dichiarato in normativa. Questo limite rappresenta, tuttavia, un valore conservativo che il nodo dovrebbe soddisfare, se comparato con il massimo drift di piano consentito indicato in normativa ACI 318-11 [80]. I limiti per strutture a telaio con meno di 4 piani diventa rispettivamente di 2% e 2,5% se si tiene conto del rischio per l'incolumità dell'uomo; per cui il drift calcolato in corrispondenza degli spostamenti indotti per gli ultimi drift supera il drift limite:

$$\theta = \frac{150}{3900} = 0,038 > \theta_{lim} \text{ come mostrato in Fig. 7.2:} \quad (85)$$

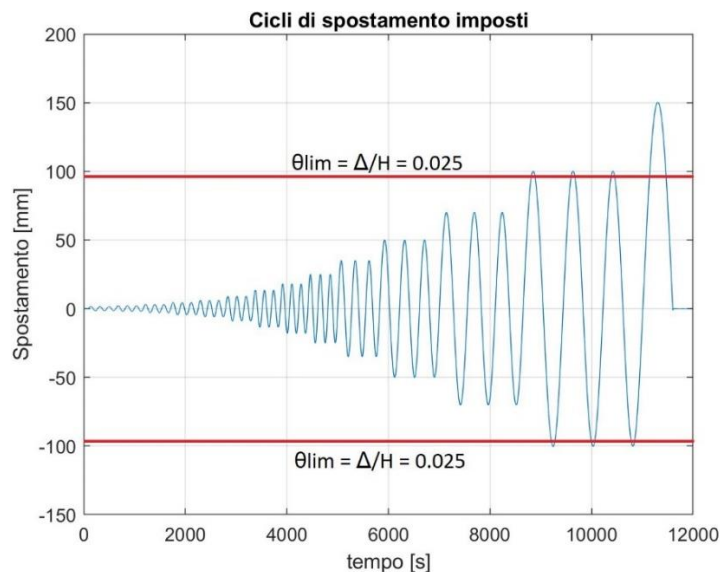


Figura 7-2: Cicli spostamento-tempo

Difatti, come evidenziato successivamente dai risultati, la rottura nel pannello nodale avviene al 13° drift di carico.

7.1.1 Andamento delle deformazioni nella strumentazione LPs & LVDT & SG

Il controllo e la valutazione della strumentazione del calcestruzzo ha avuto come obiettivo quello di controllare e misurare le piccole e grandi deformazioni che si sono venute a creare negli elementi strutturali nodo, trave e pilastro e nelle zone di connessione tra essi.

In primis, si è andato a studiare i risultati ottenuti dalla strumentazione LPs; con la Fig.7-3 in cui è riportato l'andamento dei *Penny* applicati nel pannello nodale:

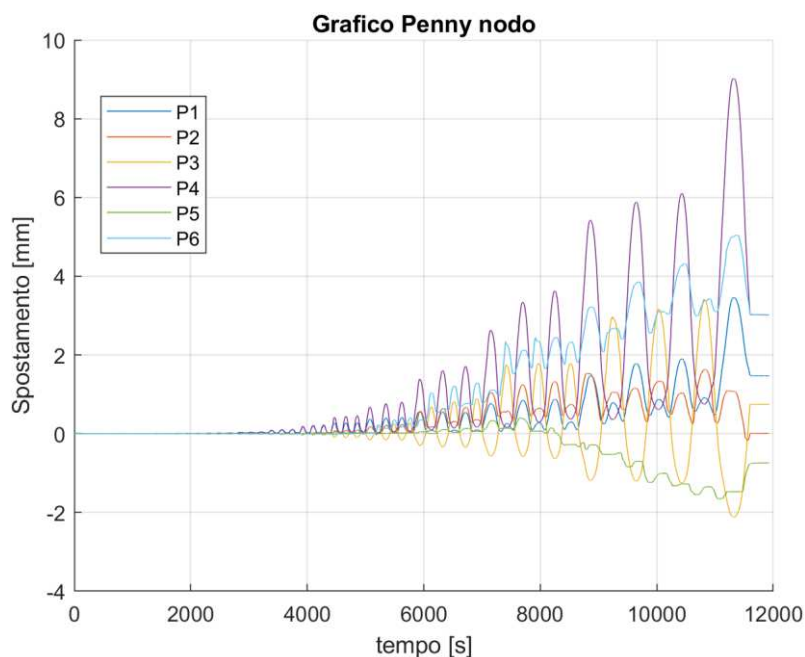


Figura 7-3: Andamento strumentazione LPs nodo – Campione 1

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

I *Penny* che si visto ricevere uno spostamento maggiore rispetto alla sua configurazione di partenza sono quelli collocati in direzione diagonale P3 & P4, i quali si è notato avere uno spostamento massimo rispettivamente in trazione e compressione in corrispondenza dell'ultimo drift (14° drift) pari a $\Delta_{MAX}^- = -2 \text{ mm}$ e $\Delta_{MAX}^+ = 9 \text{ mm}$.

Nella Fig. 7-4 è mostrato l'andamento dei *Penny* posizionali lungo l'elemento trave:

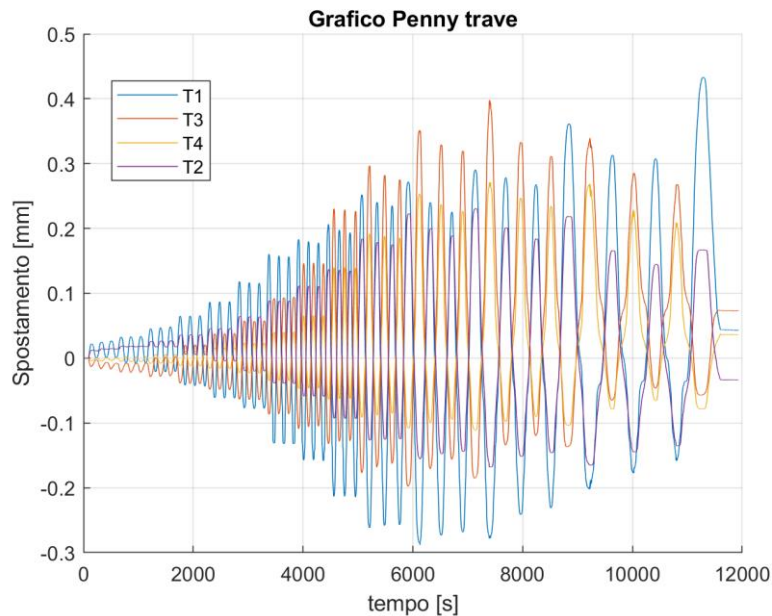


Figura 7-4: Andamento strumentazione LPs trave – Campione 1

I 4 *Penny* posizionati lungo la trave si è visto avere un comportamento prettamente sinusoidale +/- durante l'intera durata del test, con un valore di spostamento massimo pressoché uguale per entrambe le direzioni. Dal grafico si è notato come quasi tutti gli strumenti non abbiano lo spostamento massimo in corrispondenza dell'ultimo drift, bensì all'incirca verso l'11/12° drift.

Particolare attenzione è stata rivolta al T1, il quale riceve uno spostamento medio per ogni ciclo maggiore degli altri *Penny* applicati sulla trave oltre ad avere uno spostamento massimo positivo eccezionale pari a $\Delta_{MAX}^+ \approx 0.45 \text{ mm}$ al 14° drift e uno spostamento massimo negativo a trazione pari a $\Delta_{MAX}^- \approx -0.3 \text{ mm}$ all'11° ciclo.

Nella Fig. 7-5 è mostrato l'andamento dei *Penny* collocati lungo il pilastro; nel grafico non è stato riportato lo strumento C5 & C7; in quanto, durante la preparazione in vista del test, lo strumento C7 si è constatato avere un collegamento non funzionante, mentre a fine prova il test il *Penny* C5 ha riportato valori errati.

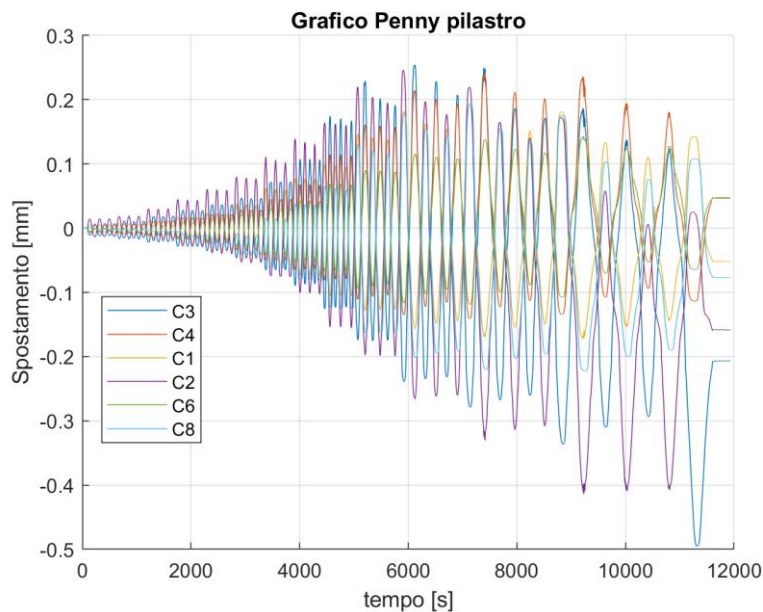


Figura 7-5: Andamento strumentazione LPs pilastro – Campione 1

Anche i 6 *Penny* del pilastro hanno un andamento sinusoidale, notando, per i strumenti C2 & C8, un comportamento asimmetrico, con uno spostamento massimo negativo a trazione maggiore rispetto allo spostamento positivo a compressione in particolare per gli ultimi drift, dove per l'appunto si ha un $\Delta_{MAX}^- = -0.4$ mm per il C2 e $\Delta_{MAX}^- = -0.5$ mm per il C8.

Si può affermare che, studiando i grafici, i LPs del nodo ricevono uno spostamento maggiore, nell'ordine delle 10 volte, rispetto a quelli posizionati lungo la trave o il pilastro.

Per quanto riguarda la strumentazione dei 6 LVDT, la Fig.7-6 mostra il loro andamento:

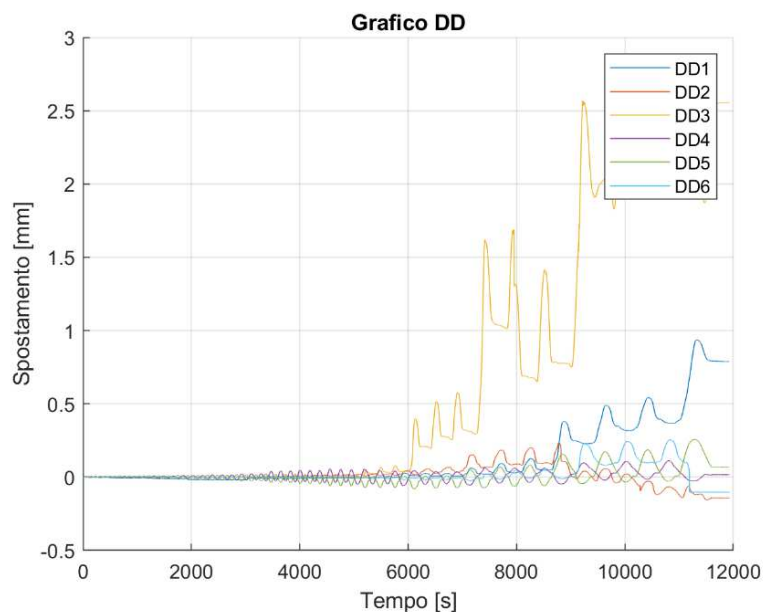


Figura 7-6: Andamento strumentazione LVDT – Campione 1

Si evince dal grafico che gli strumenti DD1 & DD3 sono quelli maggiormente sollecitati, con il primo LVDT che è caratterizzato dall'aver un spostamento massimo finale di circa $\Delta_{MAX}^+ \cong 0.8 \text{ mm}$ mentre il secondo ha spostamento indotto massimo $\Delta_{MAX}^+ \approx 2.5 \text{ mm}$. Entrambi sono posizionati all'estradosso del nodo, rispettivamente inferiormente e superiormente del pannello nodale, a validare l'effettiva spinta che il nodo riceve verso l'esterno con conseguente espulsione del copriferro.

La strumentazione delle barre d'armatura "Strain Gauges" per il nodo 1 ha avuto qualche problema, per via del mancato funzionamento di qualche strumento applicato, ragion per cui si ha qualche regione critica sprovvista di strumentazione. Nel dettaglio, sono risultati difettosi gli SG: T1, P4, ST2, SP1e SP4. L'andamento di tutti gli SG nel tempo è riportata nelle Fig.7-7 & 7-8:

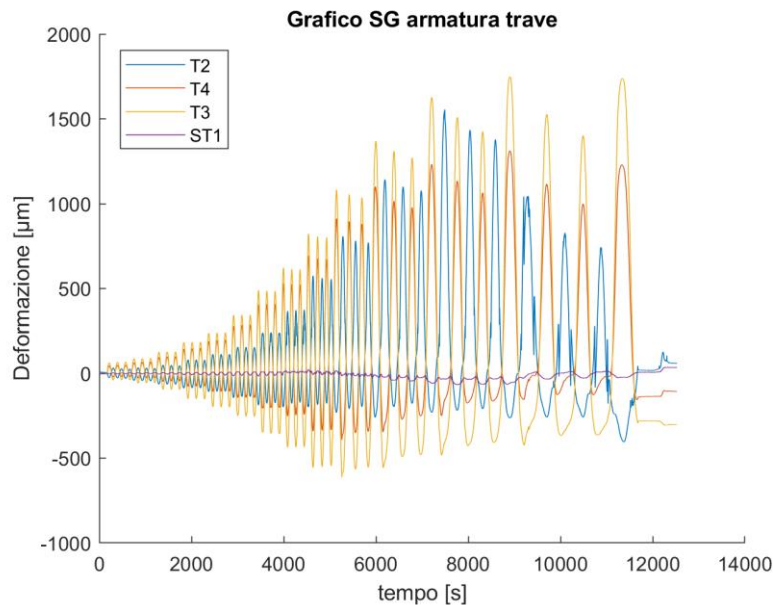


Figura 7-7: Andamento strumentazione SG trave – Campione 1

Nella trave, gli SG che subiscono una deformazione considerevole solo quelli posizionati lungo le barre longitudinali rispetto allo SG posizionato nella prima staffe della trave, il quale si vede subire una deformazione praticamente trascurabile. Il valore maggiore registrato spetta al T3, con una deformazione massima di $\varepsilon_{MAX} \cong 1745 \mu\text{m}$.

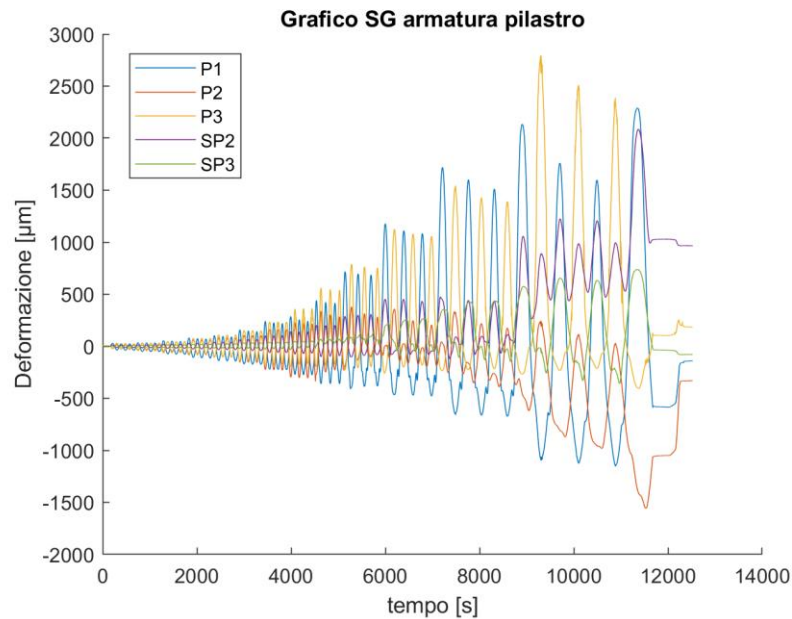


Figura 7-8: Andamento strumentazione SG pilastro – Campione 1

Dal grafico Fig.7-8 si può notare che dagli SG collocati nel pilastro si ottiene una deformazione maggiore di quelli inseriti nell'armatura della trave; in quanto si tratta dell'elemento più sollecitato per via della forza ciclica applicata in sommità ad esso, con una deformazione massima registrata:

- $P3 > 2500 \mu m$;
- $SP2 > 2000 \mu m$;
- $P1 > 2000 \mu m$.

Nel pilastro è presente anche una deformazione negativa di notevole entità, con lo SG $P2 > -1500 \mu m$.

7.1.2 Curva d'isteresi del nodo trave-colonna

Combinando la forza laterale effettiva applicata dall'attuatore con lo spostamento misurato si è potuto incrementare un diagramma inserendo, per l'appunto, il carico e lo spostamento creatosi a causa della forza applicata. Il risultato che ne esce è una serie di cicli d'isteresi carico-scarico in compressione/trazione (Fig.7-9) dal quale si ricavano importanti parametri per calcoli successivi.

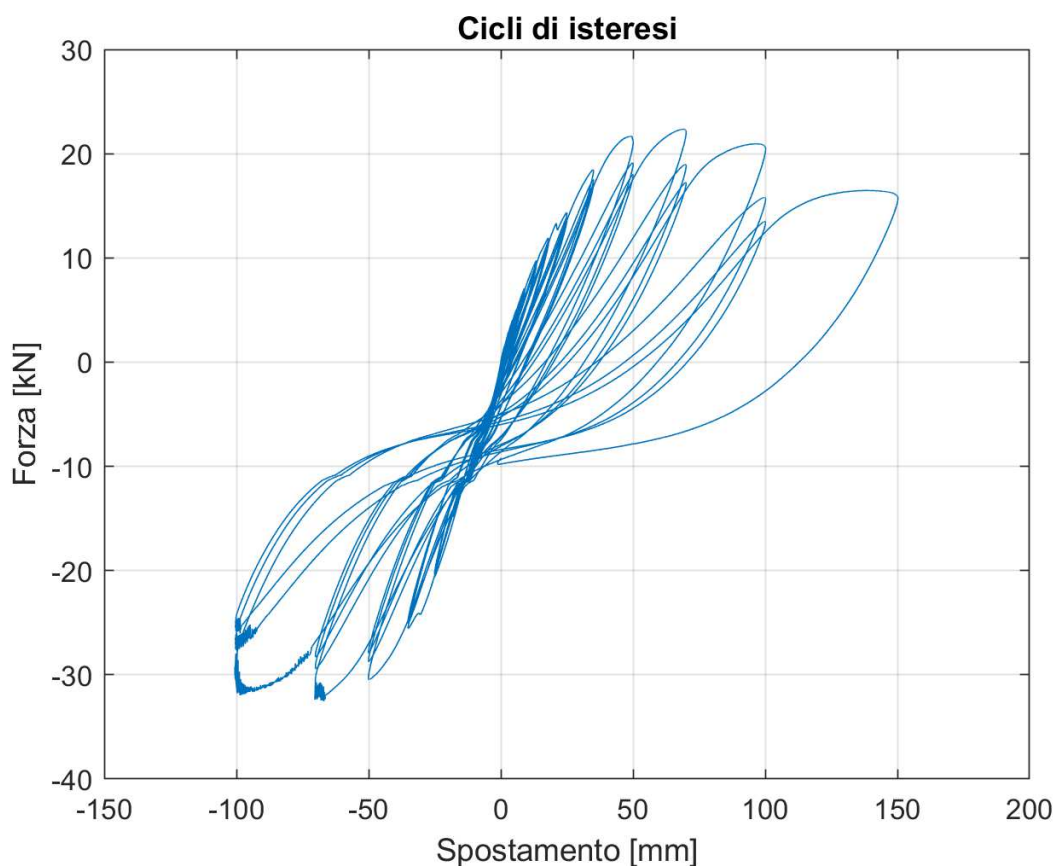


Figura 7-9: Cicli d'isteresi nodo trave-colonna – Campione 1

La prova è iniziata con il primo ciclo al 1° drift partente dall'origine degli assi (forza e spostamento nulli), ma, con il proseguimento del test, si è visto ogni ciclo iniziare con un valore di forza e spostamento non nulli, bensì, via via, sempre più negativi, fino ad avere una forza di partenza del primo ciclo dell'ultimo drift pari a $F_{in,14^{\circ}drift} = -6 \text{ kN}$ con un corrispettivo spostamento del Campione ad inizio ciclo di $\Delta_{in,14^{\circ}drift} = -4 \text{ mm}$.

Difatti, il grafico mostra come ci sia una traslazione principalmente verso il basso ed anche verso sinistra dell'origine di ogni ciclo d'isteresi, per via delle imperfezioni geometriche del calcestruzzo e disposizioni non completamente simmetriche dell'armatura. Oltretutto si è notato avere valori di eccentricità createsi per via di un'errata applicazione del carico nel corretto punto di applicazione, il quale si è visto essere il principale motivo per i risultati delle forze diverse per le due direzioni (drift positivo e drift negativo).

Per condizioni di carico positive (carico di compressione), si ottengono valori di forza e spostamento massimi di $F_{MAX}^+ \cong 22.35 \text{ kN}$ e $\Delta_{MAX}^+ \approx 139 \text{ mm}$, in corrispondenza rispettivamente del 12° e 14° ciclo; mentre, per condizioni di carico negativi (carico di trazione), si ottengono uno $F_{MAX}^- \cong -32.54 \text{ kN}$ e $\Delta_{MAX}^- \approx -100 \text{ mm}$ in corrispondenza rispettivamente del 12° e 13° drift.

Come si può osservare sempre dal diagramma, per i cicli negativi, si nota valori di forza 1,5 volte più alti rispetto ai medesimi positivi, a parità di spostamento indotto, in quanto si ha un differente comportamento a compressione e trazione del materiale.

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

In aggiunta, in corrispondenza dell'ultimo carico applicato, ovvero all'inizio del 14° drift, il campione evidenzia una riduzione della forza applicata di più del 20% rispetto alla forza massima, riscontrata al 12° drift di carico, pur avendo uno spostamento massimo di circa $\frac{1}{3}$ maggiore dello spostamento al ciclo di carico precedente (13° drift).

La Tab.7-1 riportata di seguito indica i principali valori necessari per lo studio della prova sperimentale, in termini di carico massimo F_{MAX} , spostamento a carico ultimo $\Delta_a@F_{MAX}$ e spostamento massimo Δ_{MAX} . In aggiunta, avendo una rottura $B+J$ del campione, evidenziata con un danno significativo nel pannello nodale, viene riportato il valore di sforzo assiale adimensionalizzato v :

NODO 1			
Failure type		$B+J$	
$v = N / f_c b l$		0,107	
F_{MAX}^+ [kN]	22,35	F_{MAX}^- [kN]	-32,54
$\Delta_a@F_{MAX}^+$ [mm]	69,02	$\Delta_a@F_{MAX}^-$ [mm]	-66,96
Δ_{MAX}^+ [mm]	138,75	Δ_{MAX}^- [mm]	-98,63

Tabella 7-1: Valori forza-spostamento massimi

Questi parametri F_{MAX}^+ e Δ_{MAX}^+ sono essenziali per lo sviluppo delle curve d'involuppo del comportamento di isteresi del nodo, sia in fase di carico positivo che negativo.

7.1.3 Curva d'involuppo carico-spostamento massimi

La curva d'involuppo è schematizzata come una spezzata con i valori di forza e spostamento massimi ricavati in precedenza, la quale altro non è che l'unione dei punti di picco di ogni ciclo di step di carico correlato. La curva è riportata in Fig.7-10:

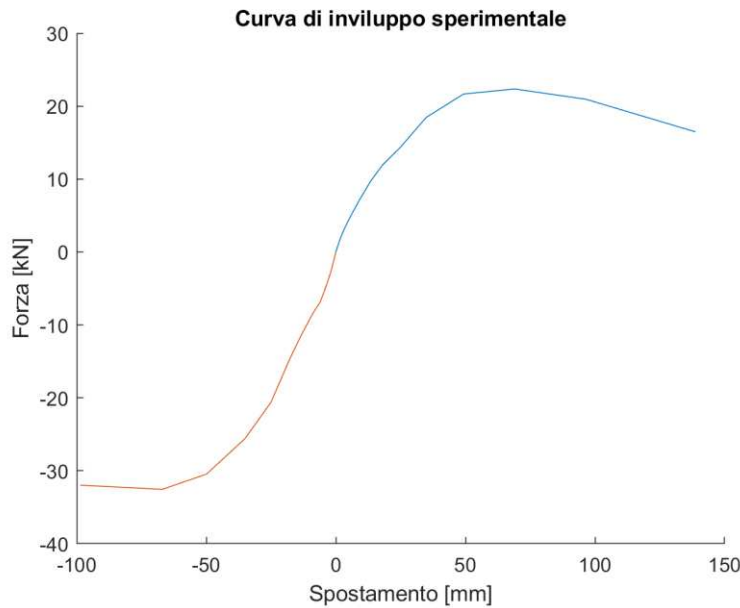


Figura 1

Figura 7-10: Curva d'involuppo dei cicli d'isteresi – Campione 1

La curva di involucro del Campione 1 mostra come la spezzata blu (forze-spostamenti positivi) abbia una pendenza maggiore rispetto al tratto rosso (forze-spostamenti negativi), giustificato dal fatto che il tratto blu raggiunge una forza massima F_{MAX} più bassa e uno spostamento ultimo Δ_{MAX} più elevato. L'intersezione delle due spezzate coincide con l'origine degli assi [0;0].

7.1.4 Decadimento della rigidezza

Il decadimento della rigidezza di un nodo trave-colonna è tipico dei meccanismi di rottura a taglio, dopo aver raggiunto il carico massimo. L'effetto schiacciamento (dovuto alla compressione in testa al pilastro) è invece responsabile del rapido decadimento della rigidezza quando la rottura per taglio indotto è influenzato nel comportamento ciclico dei nodi in c.a., come conseguenza dei continui fenomeni di apertura e chiusura delle cricche. Il valore di rigidezza lo si calcola tramite il rapporto tra:

$$K = \frac{F}{\Delta} \quad (86)$$

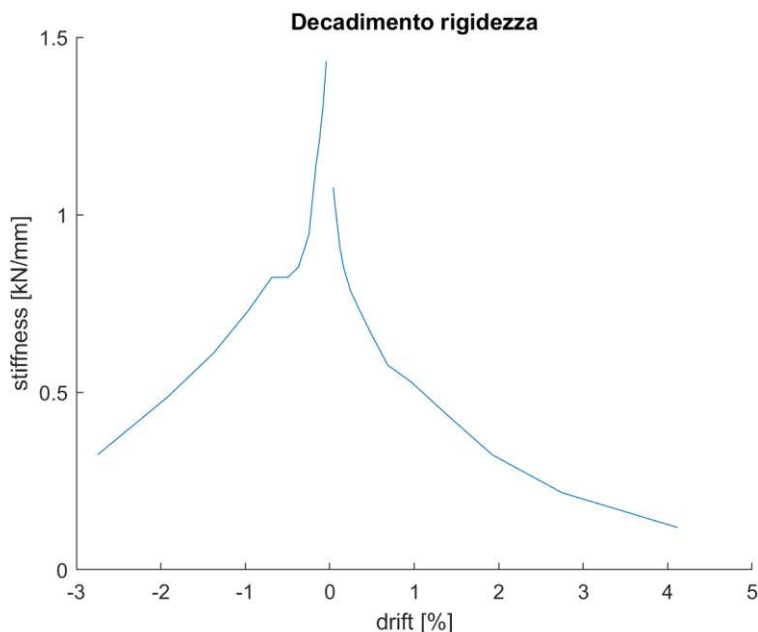


Figura 7-11: Decadimento della rigidezza-drift – Campione 1

Come mostrato dalla Fig.7-11, risulta avere valori diversi per le due direzioni di carico.

Per i drift positivi il decadimento mostra una diminuzione costante della rigidezza, con un andamento schematizzato a parabola. Difatti la rigidezza iniziale è stimata a $K_{in} \approx 1.1 \text{ kN/mm}$; all'aumentare dei drift, la rigidezza diminuisce fino ad arrivare al primo punto di flessione di $K \approx 0.78 \text{ kN/mm}$ corrispondente al 6° drift, per poi passare dal secondo punto di flessione in corrispondenza del 9° drift, con $K \approx 0.58 \text{ kN/mm}$. Diminuendo nuovamente si arriva al terzo punto di flessione $K \approx 0.32 \text{ kN/mm}$, per poi ottenere, infine un valore di rigidezza finale al 13° drift di $K_{fin} = 0.12 \text{ kN/mm}$.

Per quanto riguarda i drift negativi, la curva risulta avere sempre un andamento parabolico decrescente, ma con valori di rigidezza, per ogni drift, superiori rispetto ai medesimi dei drift positivi. In aggiunta, dal 7° all'8° drift risulta esserci un tratto in cui la rigidezza è costante, con un valore di $K = 0.823 \text{ kN/mm}$. In trazione, infatti, si ha una rigidezza iniziale di circa $K_{in} \approx 1.43 \text{ kN/mm}$ ed un corrispettivo valore di rigidezza all'ultimo drift di $K_{fin} = 0.32 \text{ kN/mm}$.

7.1.5 Schematizzazione della curva trilineare

Secondo Kim & LaFave [81], la curva d'involuppo del meccanismo di rottura del pannello nodale ($B + J$) di un nodo esterno trave-colonna in c.a., può essere semplificata attraverso l'individuazione di 3 punti significativi, i quali collegati assieme schematizzano la curva trilineare, la quale descrive i punti dove avviene la maggior variazione di rigidezza.

La curva trilineare si realizza nel seguente modo: in primis una retta tangente viene fatta partire dall'origine fino al punto (A), il quale rappresenta il primo punto di flessione della rigidezza coincidente con la formazione della prima fessura diagonale nel pannello nodale; da qui, si traccia una linea al punto (B), il quale è causato dallo snervamento delle barre d'armatura longitudinali della

trave. Infine, da questo punto si arriva fino al massimo taglio indotto durante la prova, punto (C), che è caratterizzato dalla rottura del calcestruzzo all'interno del pannello nodale. Nella Fig.7-12 è rappresentata la curva appena descritta:

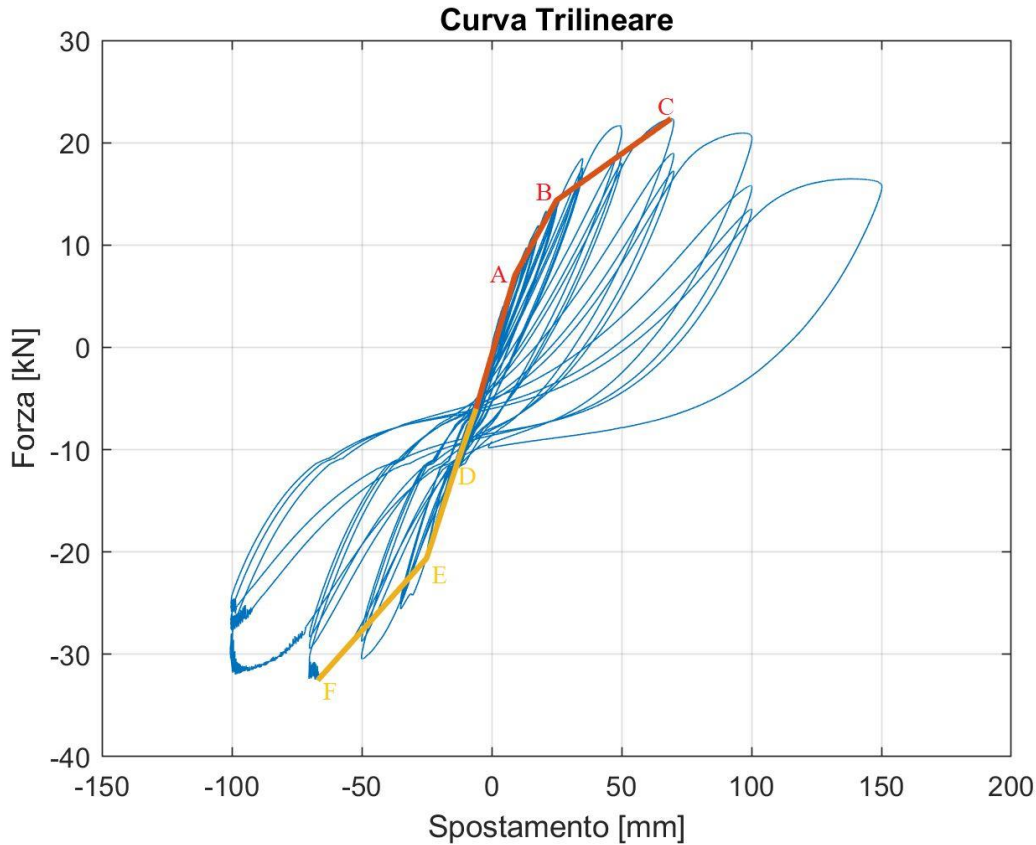


Figura 7-12: Curva trilineare – Campione 1

Si può affermare che:

I punti A e D dipendono principalmente dal modulo elastico del calcestruzzo;

I punti B, C, E, F sono influenzati dalla resistenza a compressione del calcestruzzo.

I punti si trovano rispettivamente:

- $F = 7.07 \text{ kN}$, $\Delta = 9.02 \text{ mm}$ (6° drift); D. $F = -11.53 \text{ kN}$, $\Delta = -13.52 \text{ mm}$ (7° drift);
- $F = 14.36 \text{ kN}$, $\Delta = 24.92 \text{ mm}$ (9° drift); E. $F = -20.61 \text{ kN}$, $\Delta = -25.03 \text{ mm}$ (9°);
- $F_{MAX} = 22.35 \text{ kN}$, $\Delta = 69.02 \text{ mm}$ (12°); F. $F_{MAX} = -32.54 \text{ kN}$, $\Delta = -66.96 \text{ mm}$ (12°).

7.1.6 Quadro fessurativo “Cracking pattern”

Lo sviluppo delle fessurazioni può essere usato per identificare, tramite un'ispezione visiva, la progressione del danno durante la procedura di carico. Con questo meccanismo, grazie ad una strumentazione posta in posizione frontale al nodo, sono state registrate le fessure durante lo svolgimento del test, per poi essere marcate successivamente in un secondo momento, come riportato in Fig. 7-13.

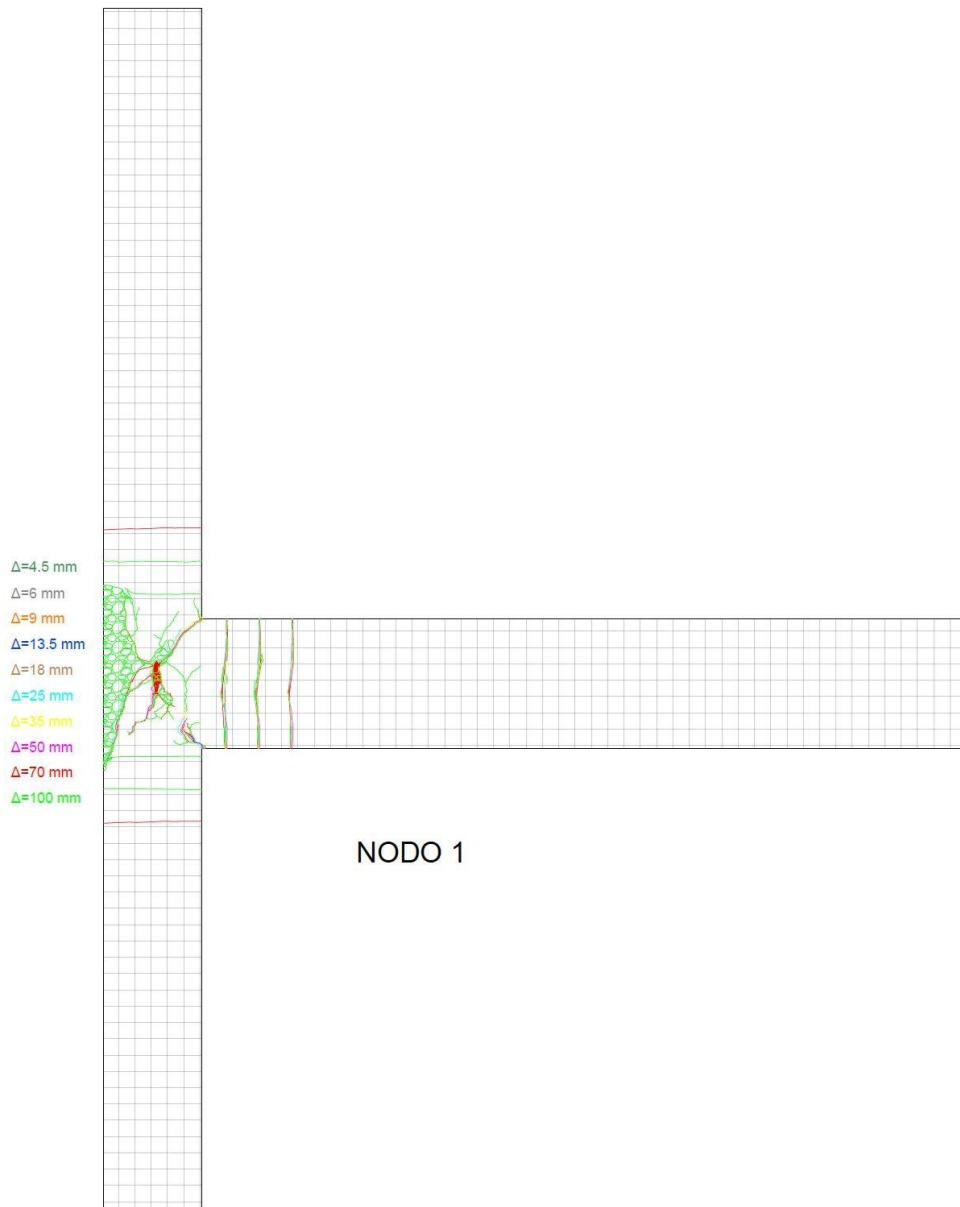


Figura 7-13: Cracking pattern – Campione 1

Innanzitutto, valutando il quadro fessurativo dal 4° al 13° valore di spostamento indotto, si può vedere come le principali fessure sono concentrate nella zona del pannello nodale, con aperture diagonali a taglio a conferma che il meccanismo di rottura sia di tipo $B+J$. Durante la prova sono anche apparse diverse fessurazioni quasi-verticali di minor entità lungo la trave, localizzate in particolare vicino alla connessione con il pilastro.

Valutando nello specifico lo sviluppo delle fessure ad ogni ciclo, si può affermare che non si sono create fessure fino al 6° drift di carico, dopodiché sono apparse le prime cricche a taglio nell'elemento trave. Successivamente, a partire dal 9° drift, si sono materializzate le prime fessure diagonali nel nodo, le cui dimensioni, con l'aumentare dello spostamento, si sono viste allargarsi soprattutto in larghezza.

7.1.7 Energia di dissipazione e smorzamento

Uno dei parametri chiave per analizzare la resistenza ai terremoti delle strutture si riferisce alla loro abilità di dissipazione dell'energia durante la procedura di carico ciclica. Tre contributi sono responsabili della dissipazione totale dell'energia:

- energia dissipata dall'armatura d'acciaio;
- energia dissipata lungo le fessurazioni esistenti a frizione;
- energia dissipata attraverso la formazione di nuove fessure.

La capacità di dissipazione dell'energia è stata determinata per valutare l'abilità del nodo di assorbire energia durante l'applicazione del carico ciclico. I valori di energia dissipata sono valutati in Tab.7-2:

NODO 1			
<i>n° ciclo</i>	<i>drift θ [‰]</i>	<i>spostamento Δ [mm]</i>	<i>energia dissipata E_d [kNmm]</i>
1	0,41	1,5	1,09
2	0,55	2	1,19
3	0,82	3	2,58
4	1,23	4,5	5,67
5	1,65	6	8,49
6	2,47	9	17,40
7	3,71	13,5	33,64
8	4,95	18	55,70
9	6,87	25	118,73
10	9,62	35	231,46
11	13,74	50	558,11
12	19,23	70	997,11
13	27,47	100	1732,33

Tabella 7-2: Energia dissipata accumulata

I valori di energia ottenuti durante il test evidenziano come ci sia un incremento progressivo direttamente proporzionale all'aumentare del drift. Il 14° drift non è stato preso in considerazione in

quanto non sono stati completati i 3 cicli di carico ciclici. Di seguito, in Fig.7-14, viene riportato il diagramma contenente l'energia cumulata all'avanzare della prova da parte del campione nodo trave-colonna:

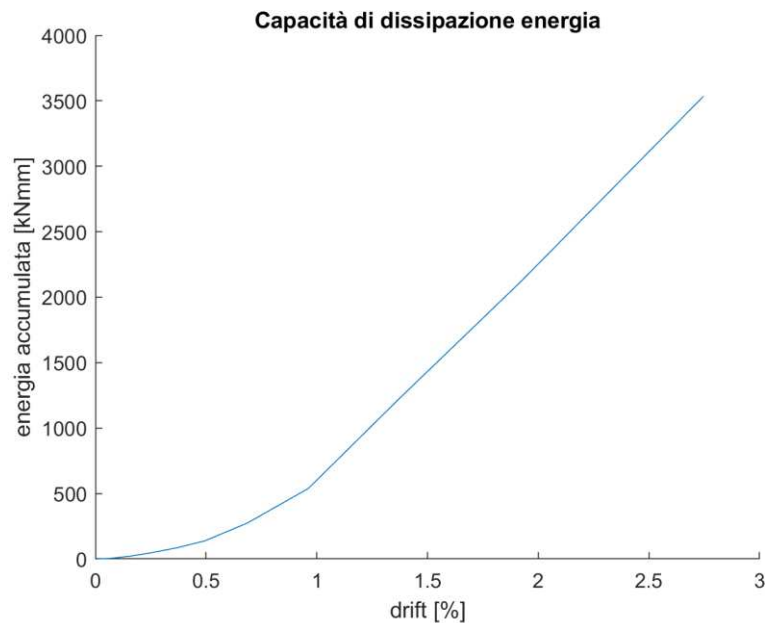


Figura 7-14: Energia dissipata accumulata – Campione 1

Come logico che sia, l'energia immagazzinata inizia da un valore di partenza nullo, per poi vederla crescere lievemente fino al 9° drift pari a $E_d = 539 \text{ kNmm}$, per poi aumentare esponenzialmente dal 10° drift in poi, fino ad arrivare a una $E_d = 3535 \text{ kNmm}$ al 13° drift.

Un altro parametro che può essere usato per quantificare l'energia dissipata è il rapporto di smorzamento viscoso equivalente $\xi_{eq.}$, il quale varia in funzione di 2 parametri di energia per ogni drift; l'energia dissipata appena determinata E_d e l'energia elastica $E_{el.}$, che altro non è che l'energia disponibile, come prodotto dello spostamento applicato in sommità alla colonna e la corrispondenza forza laterale:

$$\text{smorzamento } \xi_{eq.} = \frac{E_d}{4 \pi E_{el.}} \quad (87)$$

La Fig.7-15 descrive l'andamento, lungo i drift, dello smorzamento:

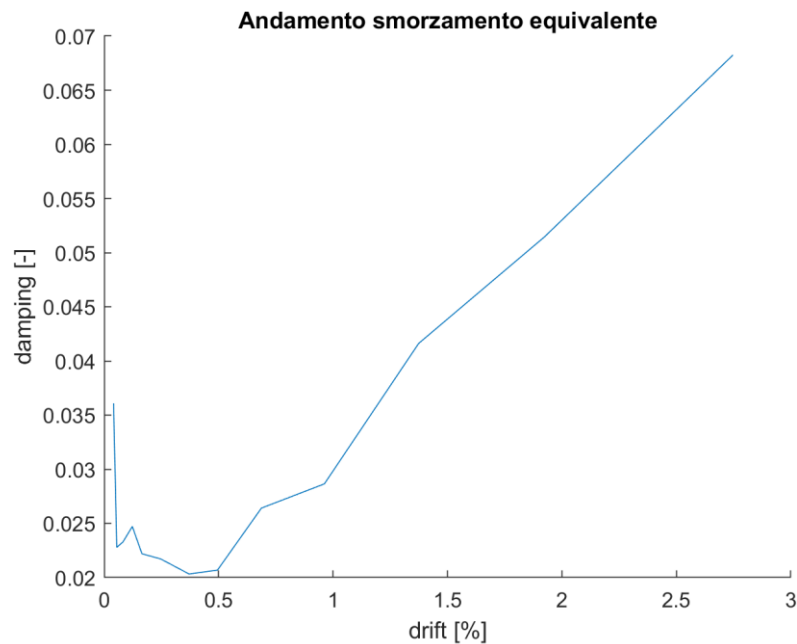


Figura 7-15: Smorzamento equivalente – Campione 1

dal quale si può constatare che, nonostante presenti un punto di flesso in corrispondenza del 6° drift, l'andamento dello smorzamento risulta direttamente proporzionale all'andamento di capacità di dissipazione dell'energia da parte del nodo.

Per i primi drift, si ha una lieve diminuzione dei valori di smorzamento equivalente compresi da $\xi_{eq.} = 3.6\%$ del 1° drift a $\xi_{eq.} = 2\%$ del 7° drift, per poi aumentare, fino a raggiungere un valore di picco pari al $\xi_{eq.} = 7\%$.

7.1.8 Curva bilineare equivalente e duttilità

La duttilità del nodo si riferisce alla proprietà del sistema resistente al carico laterale di subire grandi deformazioni anelastiche durante il ramo post-picco, essendo la capacità a carico orizzontale massima solo leggermente influenzata.

Può essere quantificata attraverso un indice di spostamento normalizzato μ , il quale è il rapporto tra lo spostamento ultimo e lo spostamento nel punto di snervamento:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (88)$$

Lo spostamento ultimo è tipicamente assunto come $\Delta_u = 0.9 F_{MAX}$. (89)

Per l'ottenimento della curva bilineare equivalente serve utilizzare il metodo dei minimi quadrati, grazie al quale si può affermare che l'area sottesa della curva d'involuppo sperimentale A_1 è pari alla somma delle due aree della curva bilineare equivalente A_2 e A_3 . Per fare ciò, le due aree della bilineare A_2 e A_3 , sono semplicemente determinate tramite le semplici formulazioni per il calcolo dell'area rispettivamente di triangolo rettangolo (A_2) e rettangolo (A_3), attraverso il seguente schema:

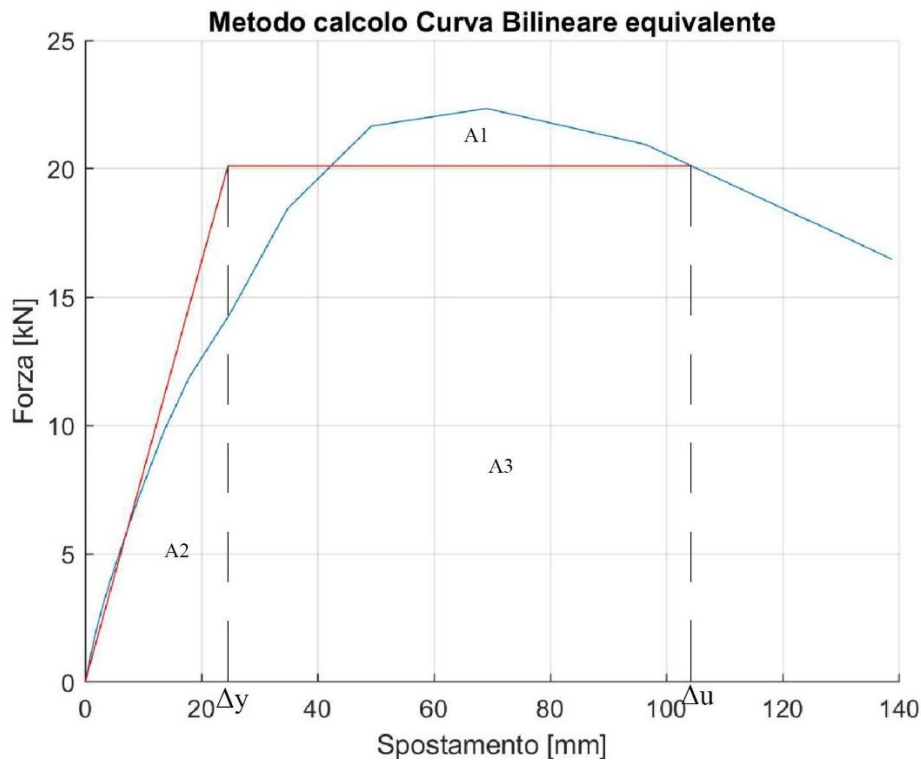


Figura 7-16: Schema metodo bilineare equivalente

$$\begin{cases} A_1 = A_2 + A_3 \\ A_2 = \frac{\Delta_y (0.9 F_{MAX})}{2} \\ A_3 = (\Delta_u - \Delta_y)(0.9 F_{MAX}) \end{cases} \quad (90)$$

Il valore di spostamento ultimo è determinato graficamente, dall'intersezione della curva d'involuppo sperimentale sovrapposta con lo $0.9 F_{MAX}$.

Successivamente, attraverso l'equazione sopracitata, conoscendo a priori l'area della curva sperimentale A_1 e lo spostamento ultimo Δ_u , è possibile ricavarsi, tramite un'interpolazione della curva sperimentale e assumendo che la risposta sia elastica-perfettamente plastica, l'incognita rimanente ovvero lo spostamento a snervamento Δ_y .

La Fig.7-17 mostra le due curve (d'involuppo e bilineare equivalente), sia in termini di carico-spostamento positivi che negativi:

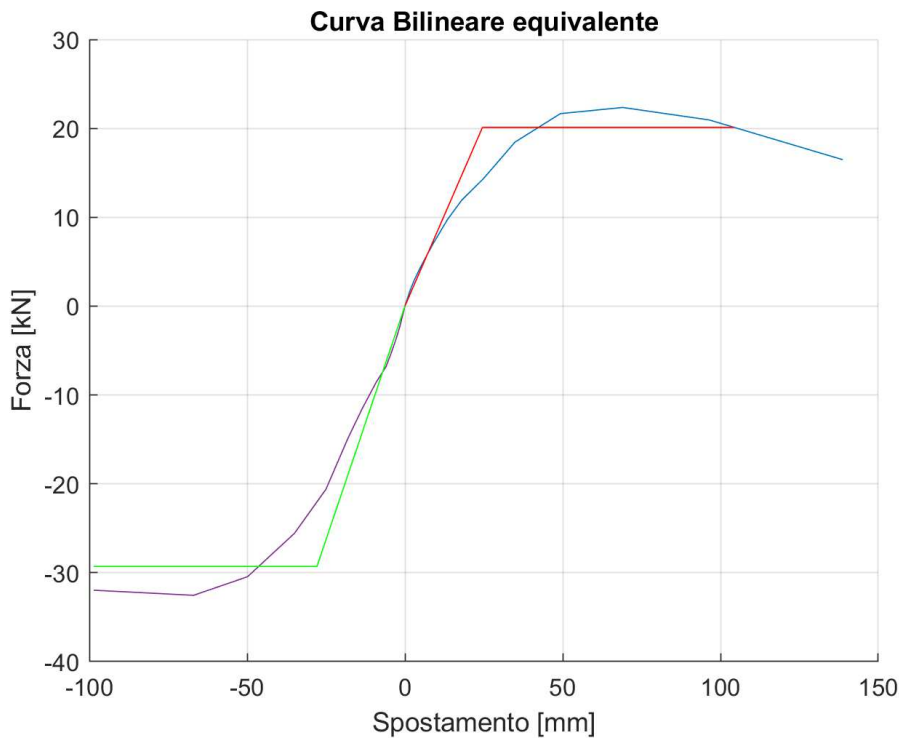


Figura 7-17: Curva bilineare equivalente – Campione 1

Per valori positivi, confrontando la curva sperimentale con la funzione $0.9 F_{MAX} = 20.1176 \text{ kN}$ si ottiene che, lo spostamento ultimo non coincide con lo spostamento massimo registrato dal test al 14° drift di carico, ovvero $\Delta_u = 104.3 \text{ mm}$, in quanto il tratto plastico interseca la curva sperimentale a quel valore di spostamento. Il valore del corrispondente punto a snervamento, valutato col metodo dei minimi quadrati, è pari a $\Delta_y = 24.58 \text{ mm}$.

Per il quanto riguarda il tratto negativo, avendo un $0.9 F_{MAX} = -29.2878 \text{ kN}$ la curva bilineare equivalente non interseca la curva sperimentale, di conseguenza si ha che lo spostamento ultimo e lo spostamento massimo risultano coincidere $\Delta_u = \Delta_{MAX} = -98.6311 \text{ mm}$. Per valori negativi lo spostamento a snervamento è di $\Delta_y = -27.86 \text{ mm}$.

Il calcolo della duttilità lo si effettua rapportando i due valori di spostamento, risultando essere di $\mu = 4.24$ per valori (forza e spostamento) positivi, mentre $\mu = 3.54$ per valori negativi. I diversi valori di spostamento ultimo e il differente rapporto duttilità è validato dal fatto che per drift positivi il Campione è stato condotto fino allo spostamento imposto di $\Delta \approx 150 \text{ mm}$, mentre in fase di trazione, avendolo testato fino al 13° drift, è risultato avere uno spostamento imposto di $\Delta \approx 100 \text{ mm}$.

7.1.9 Relazione sforzo-deformazione a taglio nel nodo

Il taglio nel pannello nodale in termini di sforzo-deformazione può essere utilizzata per valutare il comportamento locale dei campioni testati. Per la valutazione del quadro deformativo è stata impiegata la strumentazione illustrata in Fig. 7-13.

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

La deformazione a taglio $\gamma_{s,i}$ è stata calcolata considerando una certa quantità di misurazioni di deformazioni: ε_x , ε_z sono rispettivamente, le deformazioni a taglio lungo la direzione orizzontale e verticale mentre ε_{θ_s} è la deformazione nella direzione diagonale, definita da un'inclinazione θ_s , misurata dall'asse orizzontale.

$$\gamma_{s,i} = \frac{\varepsilon_{\theta_s} - \varepsilon_x \cos^2 \theta_s - \varepsilon_z \sin^2 \theta_s}{\sin \theta_s \cos \theta_s} \quad (91)$$

Per quanto concerne invece lo sforzo a taglio del nodo, il taglio nel nodo V_{jh} , esso è ottenuto dalla formula:

$$V_{jh} = T - V_c \text{ [kN]} \quad (92)$$

in cui:

V_c è la forza a taglio agente sul pilastro;

T è la forza a trazione agente delle barre d'armatura longitudinali della trave, calcolata a partire dal valore registrato dalla cella di carico all'estremità libera della trave V_b , in corrispondenza del punto di applicazione della biella, ovvero:

$$T = \frac{V_b L_b}{0,9 d} \quad (93)$$

dove:

L_b è la lunghezza della trave;

d è l'altezza utile della sezione trasversale della trave.

Il corrispondente sforzo a taglio v_{jh} , è determinato dal rapporto del taglio agente per area trasversale del nodo.

La Fig. 7-18 mostra la relazione sforzo-deformazione ottenuta del campione testato:

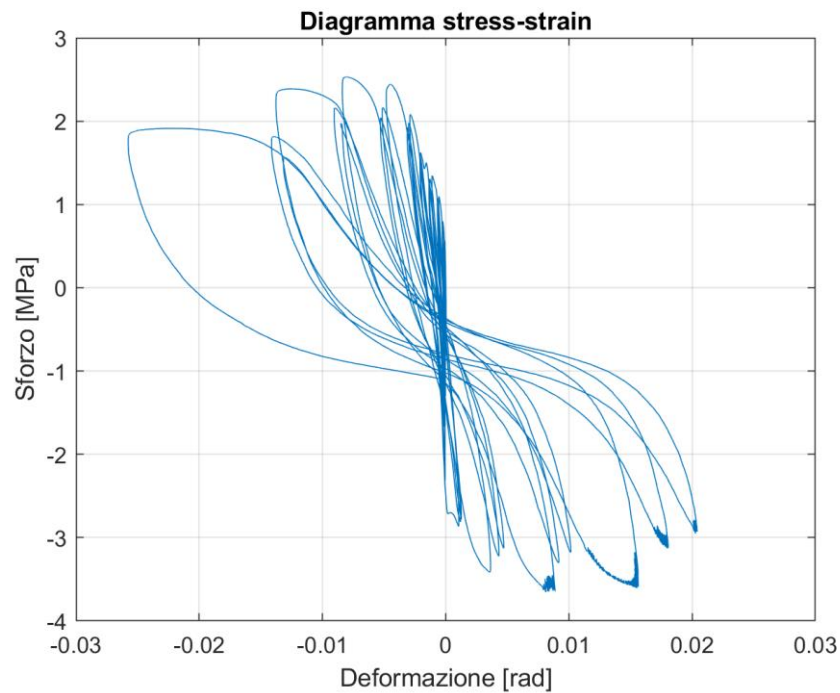


Figura 7-18: Diagramma sforzo deformazione a taglio nel nodo – Campione 1

Per realizzazione di tale diagramma, per il calcolo della deformazione a taglio $\gamma_{s,i}$, sono stati presi in considerazione i 3 strumenti LPs posizionati lungo le 3 direzioni (P1, P3, P5) in modo da ricavarne le relative deformazioni (ε_x , ε_z , ε_{θ_s}) può notare come il grafico mostra un comportamento asimmetrico; difatti si raggiunge una deformazione più elevata nel tratto positivo con il punto massimo pari a $\varepsilon_{MAX} + 2.04\%$ rispetto al tratto negativo dove si raggiunge al massimo una $\varepsilon_{MAX} = -1.41\%$. Contrariamente, lo sforzo mostra un picco maggiore per il ramo negativo con un $\sigma_{MAX} = -3.65\%$ mentre per i cicli positivi si arriva ad un $\sigma_{MAX} = +2.53\%$.

7.1.10 Indice di domanda a taglio

In caso di rottura a taglio, quando si verifica lo snervamento delle barre longitudinali della trave ($B+J$), si può considerare il seguente indice di domanda a taglio SI_j [82], il quale è direttamente correlato alla quantità di armatura longitudinale nella trave A_s . Assumendo, quindi, un $f_s = f_y$:

$$\frac{V_{ij}}{b_j h_c \sqrt{f_c}} \approx \frac{A_s f_y}{b_j h_c \sqrt{f_c}} \left(1 - 0.85 \frac{h_b}{H}\right) = SI_j \quad (94)$$

dove:

- b_j è la larghezza effettiva del nodo;
- h_c è l'altezza della sezione trasversale della colonna;
- h_b è l'altezza della sezione trasversale della trave;
- H è l'altezza complessiva del pilastro.

Perciò si ottiene un $SI_j = 1.67$. Diminuendo la quantità di armatura A_s , anche l'indice di domanda a taglio SI_j si abbassa, fino a raggiungere il cambio del meccanismo di rottura, il quale si sposta dal pannello nodale alla trave.

7.2 Campione nodo-trave-colonna 2

Il campione nodo trave-colonna 2 è stato testato con 10 drift di forza/spostamento indotto, ognuno dei quali effettua 3 cicli di carico/scarico. L'obiettivo della prova non ha avuto come scopo quello di portare a rottura il pannello nodale (come successo per il Campione 1), bensì andare a valutare a quale drift nascono le prime fessurazioni nel pannello nodale, come illustrato in Fig.7-19, in cui sono evidenziate le fessurazioni create alla fine della prova.



Figura 7-19: Fessurazioni Campione 2

Dal diagramma Fig.7-20 si evince come la prova ha avuto sempre 10 drift con valori di spostamento indotti via via crescenti, essendo sempre nel regime di risposta elastica e rimanendo al di sotto del drift limite $\theta = \frac{35}{3900} \approx 0.009 < \theta_{lim}$. (95)

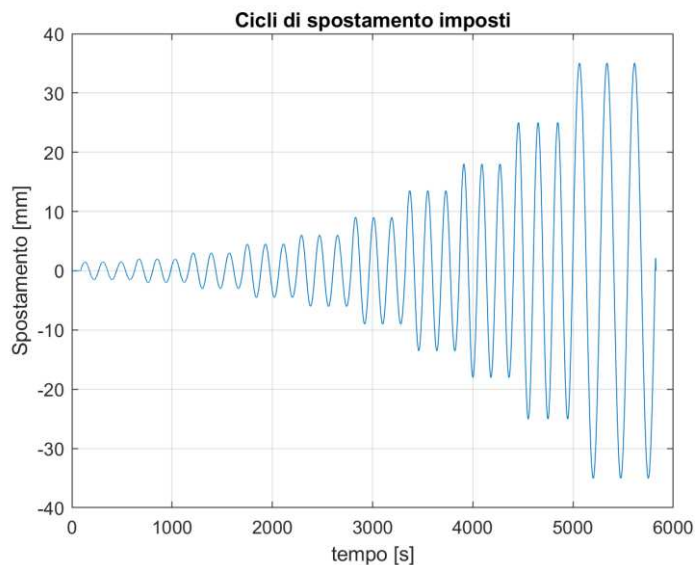


Figura 7-20: Diagramma tempo-spostamento

7.2.1 Andamento delle deformazioni nella strumentazione LVDT e LPs

L'andamento della strumentazione dei LPs del 2° campione riporta valori di spostamento conformi considerando che la prova ha avuto lo scopo di andare a valutare solamente le prime fessurazioni. Nel grafico Fig.7-21 sono mostrati i vari andamenti sinusoidali dei Penny del nodo fino al 10° ciclo.

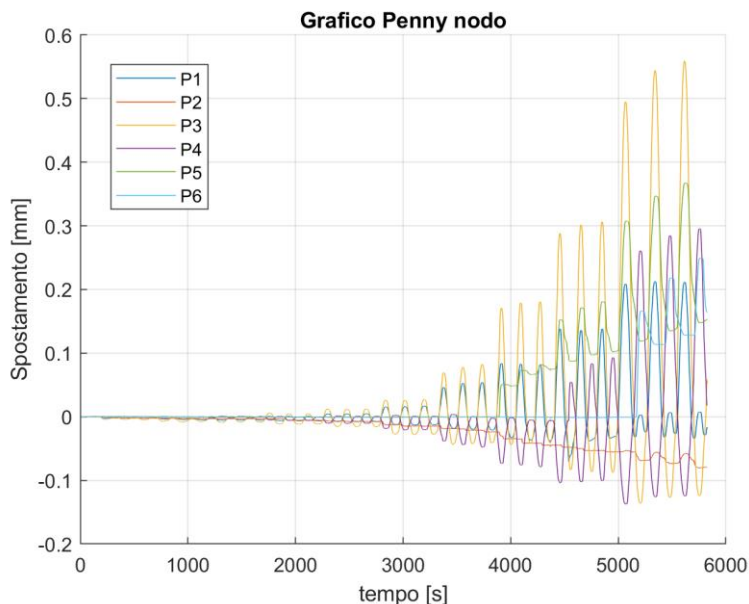


Figura 7-21: Andamento strumentazione LPs nodo – Campione 2

Lo strumento maggiormente sollecitato sia a compressione che a trazione è quello posizionato in posizione diagonale P3 avendo visto dall'immagine precedente che la fessura che nasce si sviluppa in direzione diagonale.

Nelle Fig.7-22 e 7-23 sono riportati il comportamento dei Penny posizionati lungo gli elementi trave e pilastro.

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

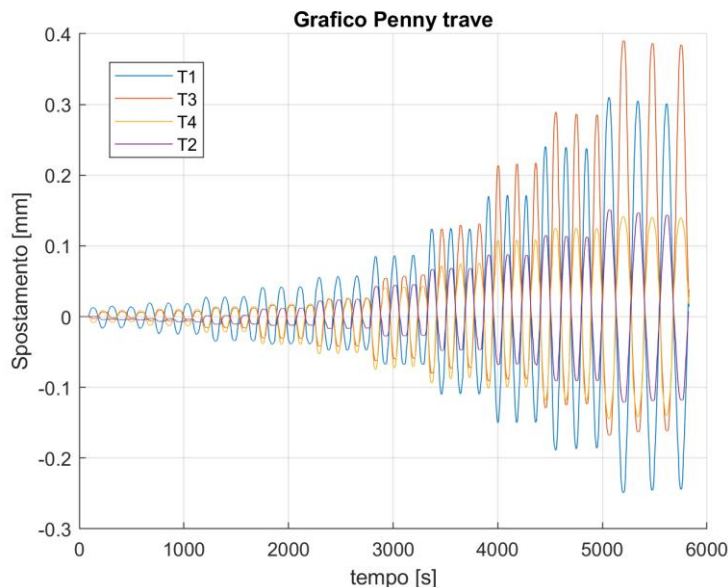


Figura 7-22: Andamento strumentazione LPs trave – Campione 2

Per la trave, i Penny posizionati sia superiormente che inferiormente a ridosso della connessione con il nodo, T1 e T3, hanno un elevato spostamento rispetto agli altri due strumenti collocati ad una distanza maggiore dal nodo.

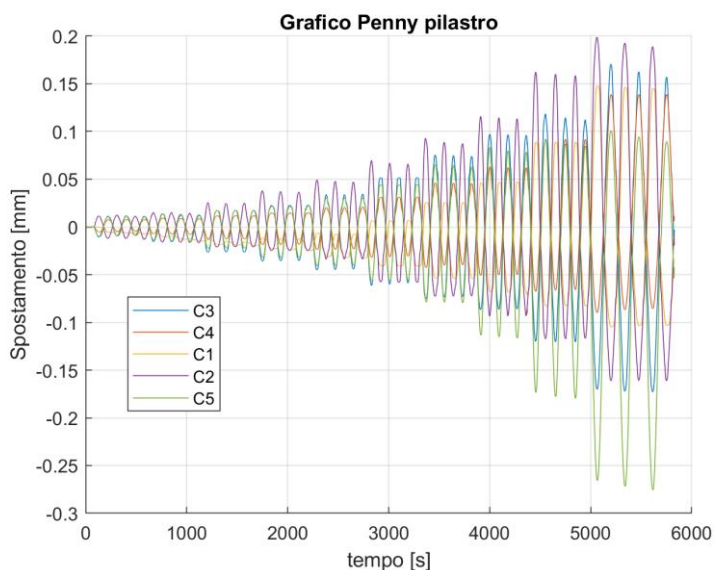


Figura 7-23: Andamento strumentazione LPs pilastro – Campione 2

Per quanto concerne il pilastro, oltre a non essere stato riportato lo strumento C7 per via del collegamento di registrazione non funzionante, anche C6 & C8 non sono stati presi in considerazione per via degli esiti errati forniti dai due strumenti. Lo strumento C8 subisce un differente comportamento nelle due direzioni, con uno spostamento a trazione maggiore rispetto a quanto visto in fase di compressione.

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

Confrontando i Penny del nodo con quelli di trave e pilastro, si nota come i valori di spostamento registrati siano dello stesso ordine di grandezza, a giustificazione del fatto che il test è stato condotto fino al 10° drift.

Per quanto riguarda la strumentazione dei 6 LVDT, in Fig.7-24 è mostrato l'andamento dei LVDT per il Campione nodo 2:

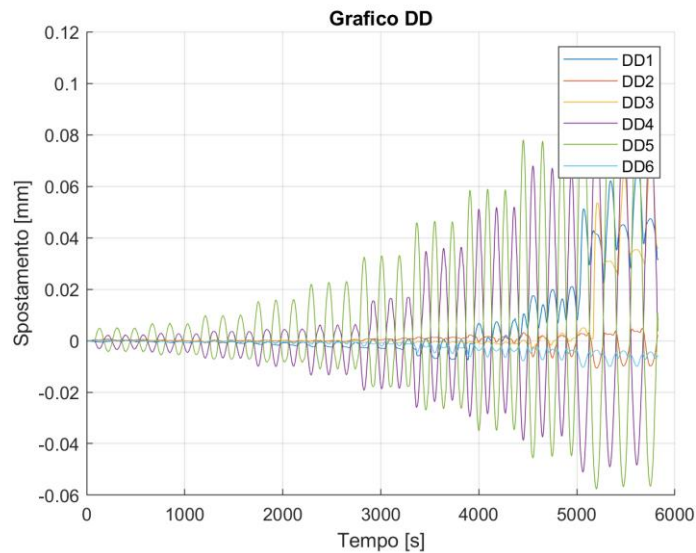


Figura 7-24: Andamento strumentazione LVDT – Campione 2

si evince che i strumenti DD4 & DD5 sono stati quelli maggiormente sollecitati a spostamento, posizionati rispettivamente sul lato superiore ed inferiore della trave a ridosso dell'intradosso del pilastro.

Per quanto riguarda la strumentazione delle barre d'armatura del Campione Nodo 2, l'unico SG non funzionante è stato quello posizionato nella barra longitudinale della parte inferiore del pilastro, ovvero P2. Si è deciso di eliminare i primi 1000 s di test in quanto tutti i SG hanno presentato un problema di calibrazione, oltre il quale la strumentazione ha fornito dei risultati in linea con quanto ci si aspettava.

L'andamento degli SG degli elementi trave e pilastro sono riportati nelle seguenti Fig.7-25 e 7-26:

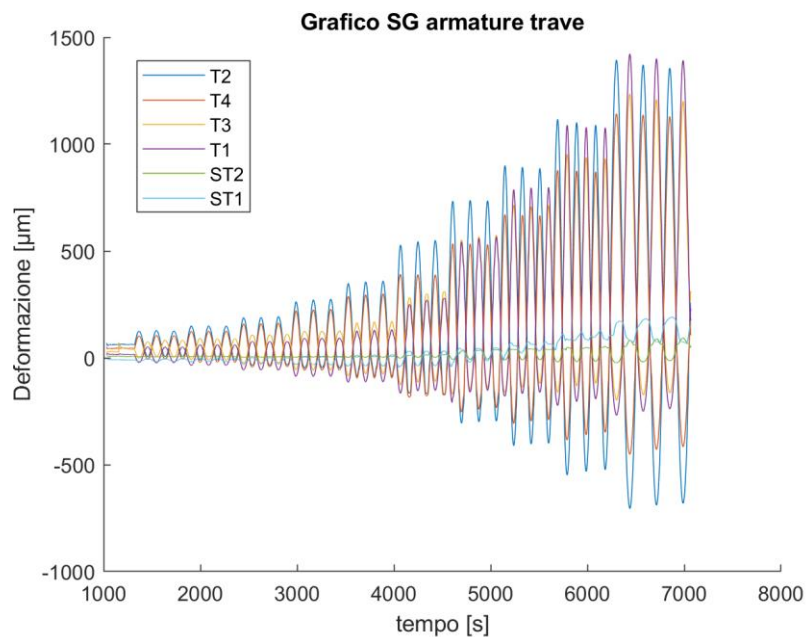


Figura 7-25: Andamento strumentazione SG trave – Campione 2

Per i SG della trave, quelli posizionati sulle barre longitudinali mostrano un comportamento sinusoidale non simmetrico con deformazioni $> 1000 \mu\text{m}$ in compressione al 10° drift, a differenza di valori di deformazione compresi tra i 170 e $700 \mu\text{m}$ per la fase di trazione.

È visibile come le deformazioni degli SG sulle barre longitudinali siano di gran lunga superiori a quelli posizionati sulle staffature.

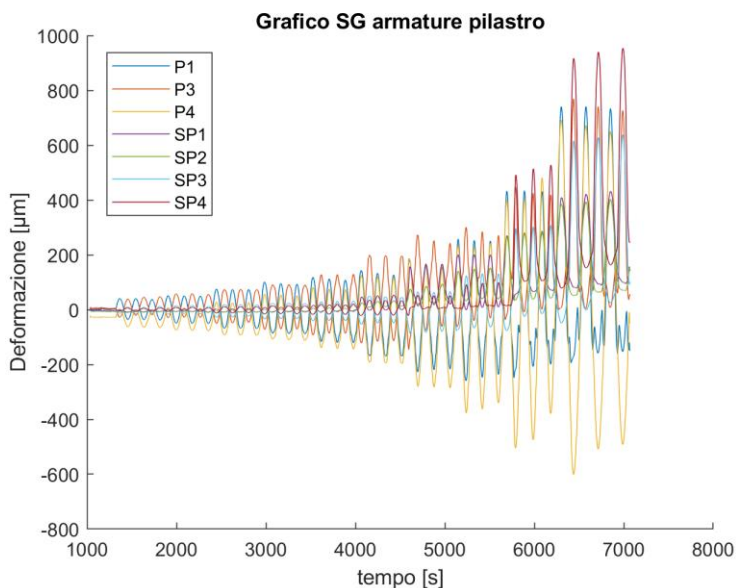


Figura 7-26: Andamento strumentazione SG pilastro – Campione 2

Per l'elemento pilastro, a differenza della trave, i SG sulla staffatura non presentano valori trascurabili; tuttavia, in fase di trazione in corrispondenza degli ultimi drift di prova (8-9-10° drift) i SG delle barre longitudinali riportano deformazioni maggiori rispetto a quelli delle staffe.

Detto ciò, tutti i SG del pilastro hanno valori di deformazione $< 1000 \mu\text{m}$ per le due direzioni.

7.2.2 Curva d'isteresi nodo trave-colonna

Per il Campione nodo trave-colonna 2, il risultato che ne esce è una serie di cicli d'isteresi carico-scarico in compressione/trazione presentato in Fig.7-27:

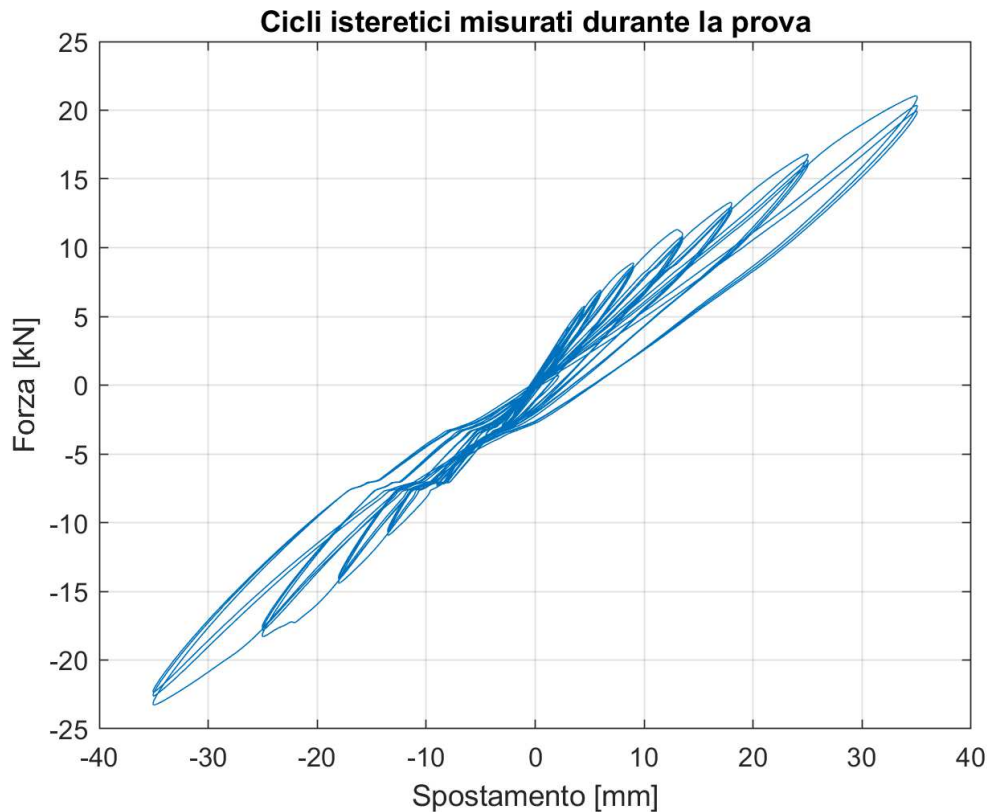


Figura 7-27: Cicli d'isteresi nodo trave-colonna – Campione 2

Innanzitutto, la risultante dei cicli d'isteresi presenta valori pressoché simmetrici sia in termini di forza che di spostamento, con valori di forza massimi nelle due direzioni pari a $F_{MAX}^+ = 21 \text{ kN}$ e $F_{MAX}^- = 23.4 \text{ kN}$ e rispettivi valori di spostamento $\Delta_{MAX}^{+/-} \cong 35 \text{ kN}$ per entrambe le fasi.

Dalla risultante si nota come tutti i cicli presentino un'ampiezza ridotta, senza alcuna risposta in termini di spostamento in regime plastico, dovuto al fatto che il campione è stato testato fino al drift nel quale abbia presentato le prime fessurazioni.

Inoltre, analizzando i risultati, si può constatare come in corrispondenza di alcuni drift (3-4°) i cicli avessero i medesimi spostamenti $\Delta_{MAX}^{3^\circ drift} = 2.99 \text{ mm}$ e $\Delta_{MAX}^{4^\circ drift} = 4.49 \text{ mm}$ per entrambe le diramazioni.

La Tab.7-3 riporta nuovamente i valori principali necessari per l'ottenimento dei grafici successivi per il campione 2:

NODO 2			
Failure type		-	
$\nu = N / f_c b l$		0,107	
F_{MAX}^+ [kN]	21,05	F_{MAX}^- [kN]	-23,27
$\Delta_a @ F_{MAX}^+$ [mm]	34,95	$\Delta_a @ F_{MAX}^-$ [mm]	-34,97
Δ_{MAX}^+ [mm]	34,95	Δ_{MAX}^- [mm]	-34,97

Tabella 7-3: Valori forza-spostamento massimi

Dalla Tabella è validata la teoria che il campione non subisce alcuna deformazione plastica, in quanto il 10° ed ultimo drift corrisponderebbe ai valori di F_{MAX} e Δ_{MAX} .

7.2.3 Curva d'involuppo carico-spostamento massimi

La curva d'involuppo sperimentale è realizzata inserendo nell'asse delle ascisse e ordinate rispettivamente i valori di spostamento e forza massimi registrati per ogni singolo drift, come schematizzato nell'immagine Fig.7-28 seguente:

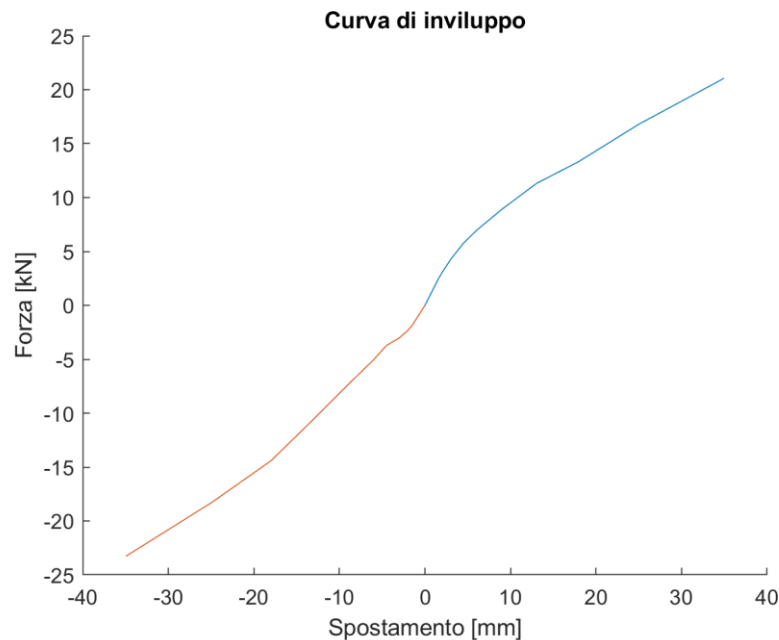


Figura 7-28: Curva d'involuppo dei cicli d'isteresi – Campione 2

La curva di involucro risulta avere un'inclinazione costante, sia in funzione dei rapporti forza/spostamento compresi tra valori di $1.2 \div 1.6$ e sia per il fatto che il test ha avuto come obiettivo di concludere la prova al 10° drift.

7.2.4 Decadimento della rigidezza

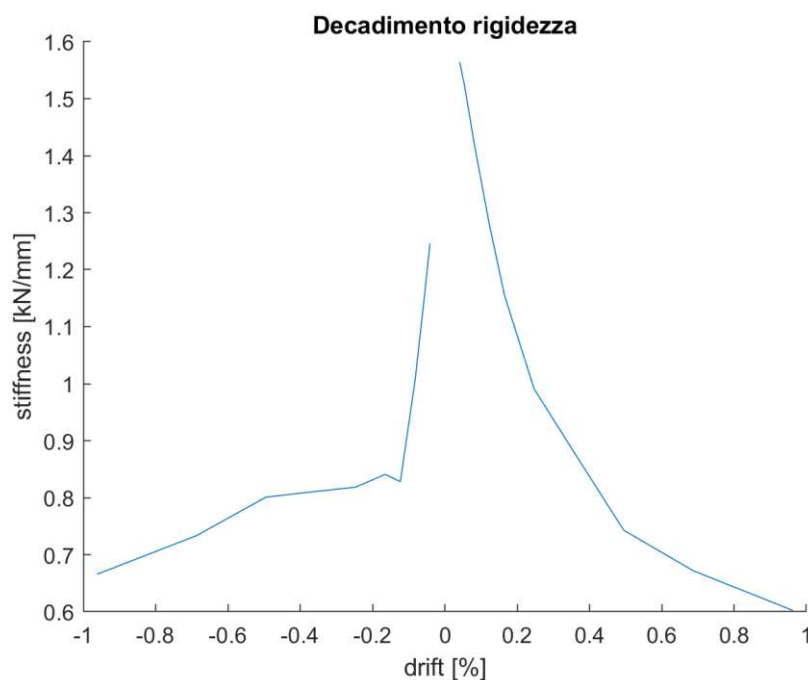


Figura 7-29: Decadimento della rigidezza-drift – Campione 2

Il decadimento della rigidezza per il Campione 2 risulta avere, come mostrato dall'immagine Fig.7-27, una diminuzione differente nelle due direzioni.

In quanto per i drift positivi si osserva una parabola decrescente pressoché costante; difatti, si parte da un valore iniziale pari a $K_{in} \approx 1.56 \text{ kN/mm}$, per poi osservare il primo punto di flessione in corrispondenza del 6° ciclo con una $K = 1 \text{ kN/mm}$ con un secondo punto di flessione all'8° drift, avendo una rigidezza di $K = 0.75 \text{ kN/mm}$ per poi avere un rigidezza finale, in corrispondenza del 10° ciclo, pari a $K_{fin} = 0.6 \text{ kN/mm}$.

Per i drift negativi si osserva dapprima un decadimento rapido per i primi drift, passando da un valore iniziale di $K_{in} = 1.25 \text{ kN/mm}$ ad una rigidezza al 4° drift di circa $K \approx 0.83 \text{ kN/mm}$ per poi notare un decrescita quasi asintotica fino ad un valore finale di $K_{fin} = 0.65 \text{ kN/mm}$.

Si ha, quindi, una maggiore valore iniziale di rigidezza per il drift positivo rispetto a quello visto per il drift negativo; viceversa, il valore di rigidezza finale lo si vede essere di poco inferiore.

7.2.5 Quadro fessurativo “Cracking pattern”

Per questo campione si è apportata una modifica all'apparecchio di videoregistrazione, decidendo per una prospettiva asimmetrica del campione nodo trave-colonna dovuto al fatto che dalla vista frontale non si aveva una chiara e totale visione di quanto necessario (un palo ostruiva parte del nodo). Successivamente per una rappresentazione chiara del quadro fessurativo, lo schema del campione nodo trave-colonna è stato riportato con vista frontale, come mostrato in Fig.7-31:

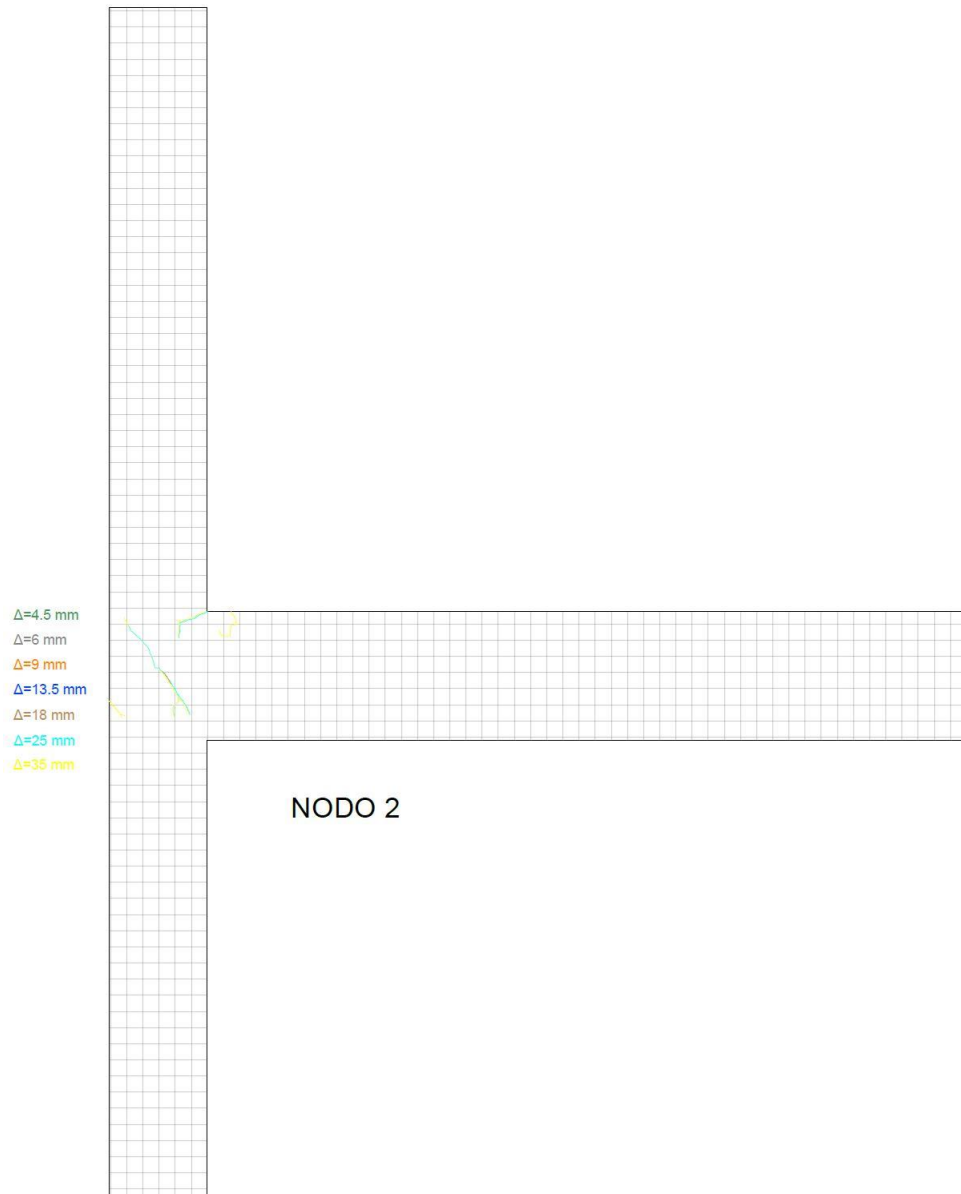


Figura 7-31: Cracking pattern – Campione 2

Le fessure venutesi a creare sono principalmente a taglio. Le prime aperture si sono riscontrate nella trave, nella fase di carico del 6° drift, in corrispondenza dell'intradosso del pilastro (in vicinanza dello spigolo del pannello nodale). Successivamente, a partire dall' 8° ciclo si sono formate le fessurazioni a taglio nel nodo. Come già detto in precedenza, in questo caso, non si è riscontrata alcuna rottura del pannello nodale o espulsione del calcestruzzo, in quanto la prova si è sviluppata per i primi 10 drift.

7.2.6 Energia di dissipazione e smorzamento

I valori di energia dissipata per ogni incremento di carico ciclico sono valutati in Tab.7-4:

NODO 2			
<i>n° ciclo</i>	<i>drift θ [‰]</i>	<i>spostamento Δ [mm]</i>	<i>energia dissipata E_d [kNmm]</i>
1	0,41	1,5	1,18
2	0,55	2	1,49
3	0,82	3	2,76
4	1,23	4,5	5,66
5	1,65	6	8,92
6	2,47	9	20,70
7	3,71	13,5	45,19
8	4,95	18	60,15
9	6,87	25	118,12
10	9,62	35	217,70

Tabella 7-4: Energia dissipata accumulata

L'energia cumulata dal Campione nodo 2, lungo i drift, è riportata in Fig. 7-32:

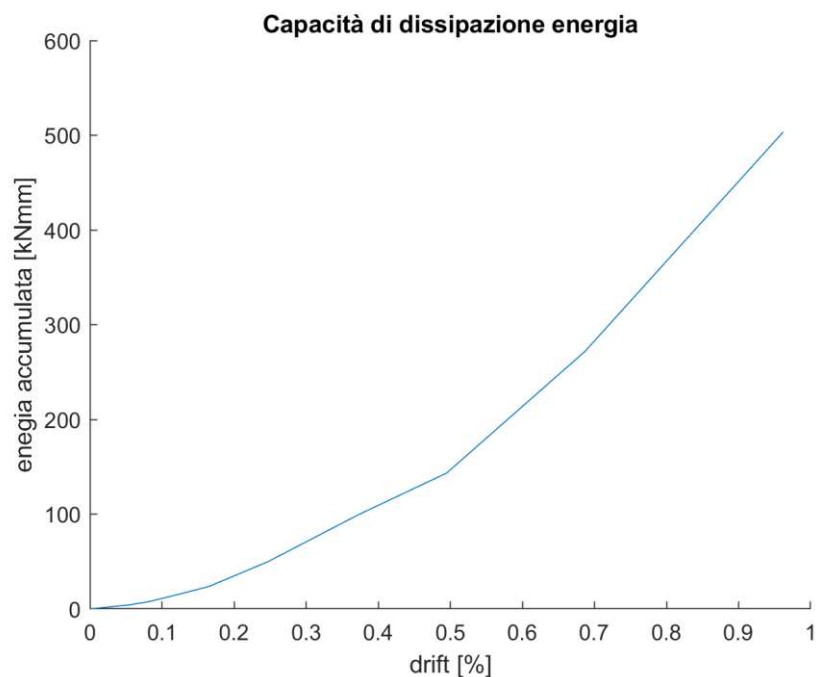


Figura 7-32: Energia dissipata accumulata – Campione 2

L'andamento dell'energia cumulata con l'aumentare del drift mostra un comportamento pressoché lineare, notando, nello specifico, due cambio di pendenza in corrispondenza del 5° e 8° drift.

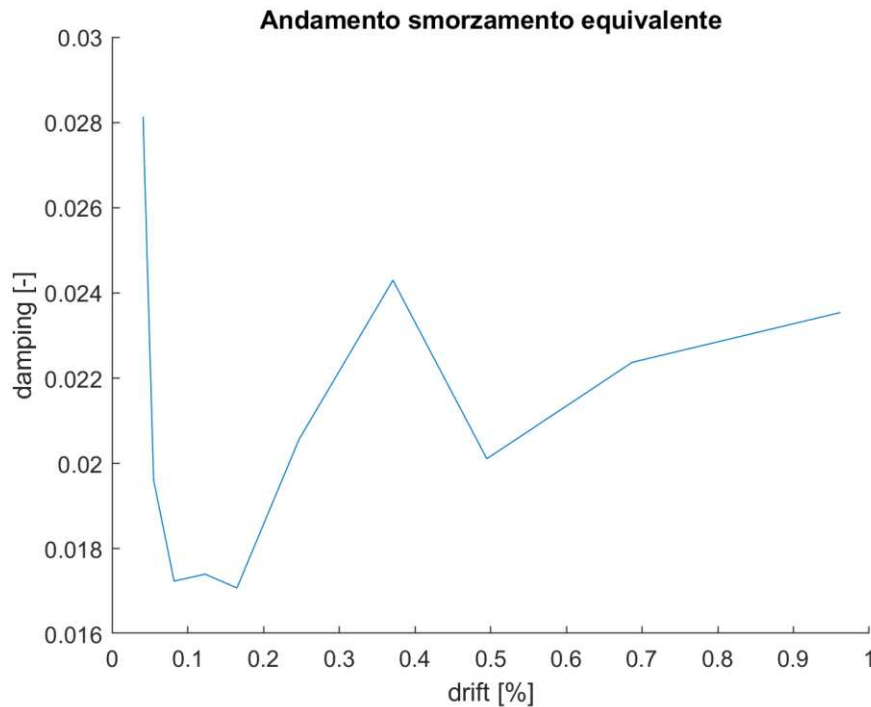


Figura 7-33: Smorzamento equivalente – Campione 2

Lo smorzamento equivalente individua 3 punti di flesso, i quali corrispondono ad un cambio di direzione. Si parte da un valore di smorzamento di $\xi_{eq.in} = 2.8\%$ per decrescere fino al 4° drift a $\xi = 1.7\%$, da qui aumenta per arrivare in corrispondenza del 7° drift a circa $\xi = 2.4\%$; diminuisce nuovamente a $\xi = 2\%$ all'8° drift, per poi vederlo crescere ancora fino al 10° drift con $\xi = 3.5\%$.

7.2.7 Relazione sforzo-deformazione a taglio nel nodo

Il diagramma di correlazione sforzo-deformazione è riportato nella Fig.7-34 seguente:

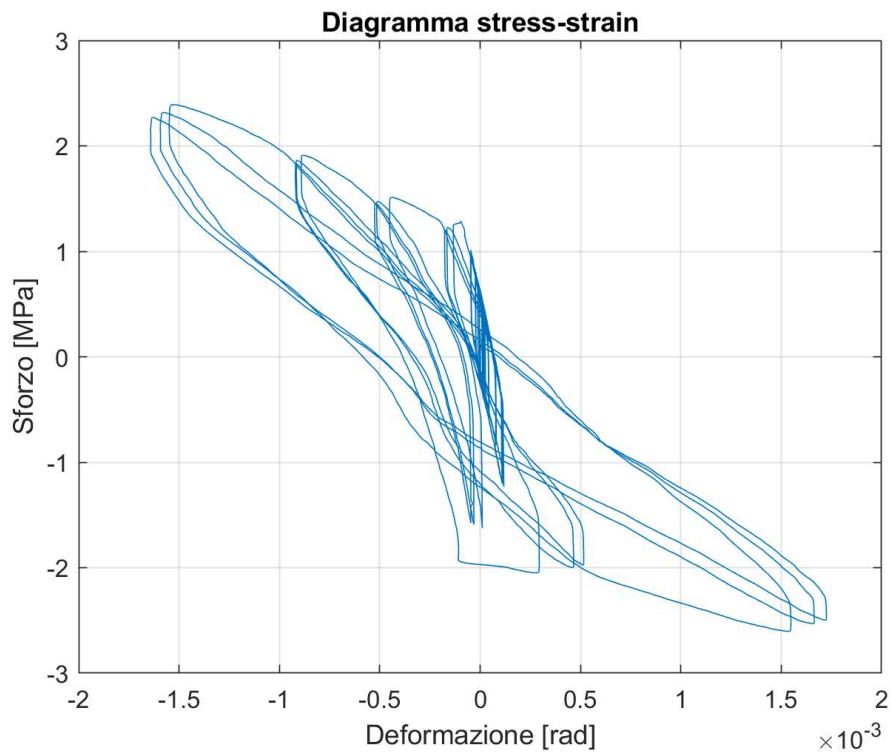


Figura 7-34: Diagramma sforzo deformazione a taglio nel nodo – Campione 2

La deformazione a taglio $\gamma_{s,i}$ è stata determinata considerando i *Penny* posizionati nelle 3 direzioni: ovvero P2, P4 e P5; in quanto, tra tutte le possibili combinazioni, il diagramma sopra è quello rappresentato meglio.

Nello specifico, guardando all'asse delle ascisse, si ottiene una deformazione massima positiva pari di $\varepsilon_{MAX} = +0.173\%$ ed una deformazione massima negativa di $\varepsilon_{MAX} = -0.164\%$. Il grafico mostra come si sia una notevole asimmetria, avendo valore tendenzialmente negativi, ad eccezione del 10° drift in cui hanno valori tendenzialmente simmetrici lungo tutta la fase di carico e scarico per i tre cicli ciclici.

Per quanto concerne, invece, gli sforzi, si può valutare lo sforzo massimo studiando il primo ciclo dell'ultimo drift, dove vi è uno sforzo positivo pari a $\sigma_{MAX} = +2.39 MPa$ mentre per valori negativi, si ha un $\sigma_{MAX} = -2.60 MPa$. Gli sforzi, a differenza delle deformazioni, risultano avere un comportamento simmetrico, notando un particolare incremento di pressione proprio in corrispondenza dell'10° drift.

7.3 Analisi dei risultati dei test

In questo Capitolo si va a confrontare i singoli risultati ottenuti dai due Campioni.

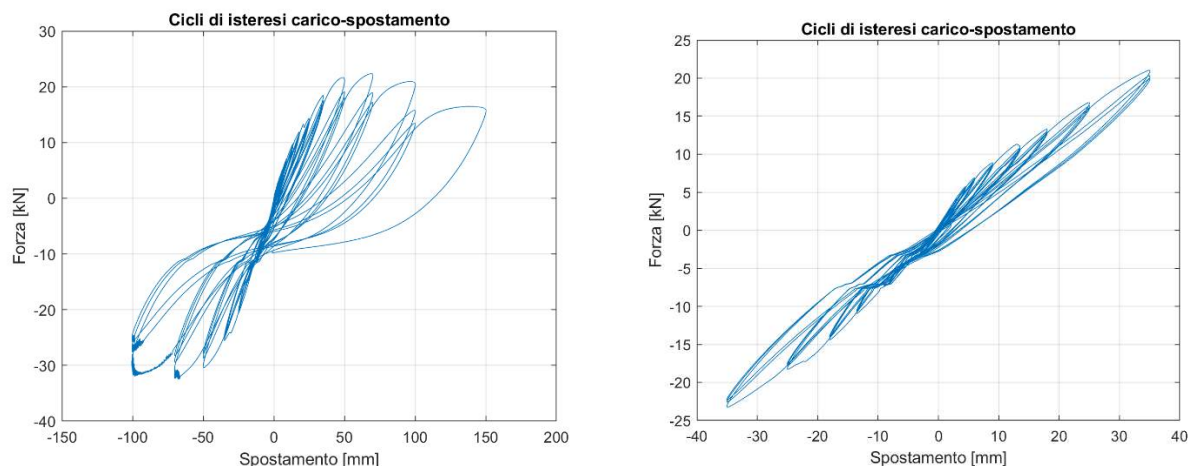


Figura 7-35: Confronto cicli d'isteresi carico-spostamento – Campione 1 & 2

Innanzitutto bisogna ricordare il differente trattamento riservato ai due Campioni: il Nodo 1 è stato condotto fino al meccanismo di rottura J , a differenza del Nodo 2, il quale è stato testato solamente per valutare dove ed a quale drift sviluppasse le prime fessurazioni.

Confrontando nello specifico i cicli d'isteresi carico-spostamento per i due Campioni si nota come i cicli del Nodo 1 siano caratterizzati dall'aver una notevole ampiezza, soprattutto in corrispondenza del primo ciclo per ogni drift. Difatti, il Campione 2, mostra, invece, come non abbia subito alcuna deformazione plastica, con cicli carico/spostamento costanti all'aumentare del drift.

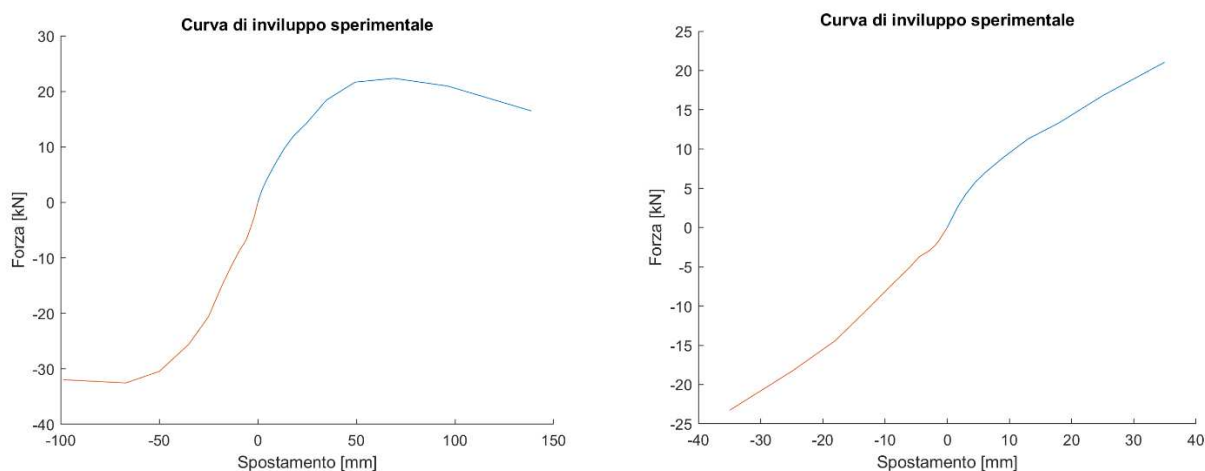


Figura 7-36: Confronto curva d'involuppo sperimentale – Campione 1 & 2

Dal risultato dell'involuppo delle curve sperimentali si nota come la curva sperimentale del Campione 2 sia pressoché rettilinea, a differenza della curva sperimentale del Campione 1, dalla quale si evince

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

uno comportamento plastico con forze costanti e incremento degli spostamenti in corrispondenza degli ultimi drift.

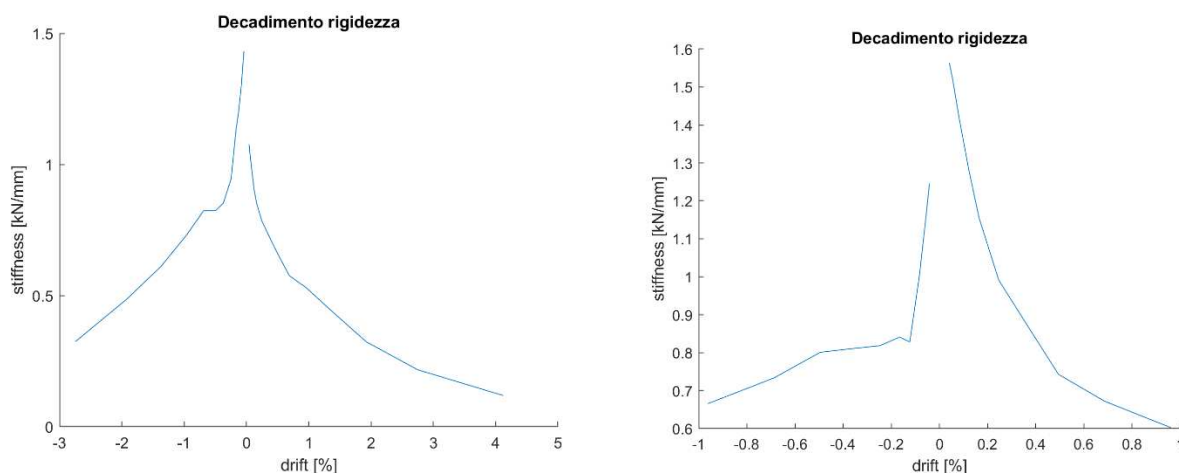


Figura 7-37: Confronto decadimento rigidezza – Campioni 1 & 2

Il decadimento della rigidezza durante l'incremento di carico si è notato avere degli andamenti simili tra i due Campioni testati, osservando, tuttavia, una rigidezza iniziale maggiore nel Campione 1 in corrispondenza del drift negativo rispetto a quello positivo. Al contrario, nel Campione 2 è visibile una maggiore rigidezza secante iniziale al 1° drift positivo rispetto a quello negativo. Nonostante ciò, il decadimento nei due grafici segue lo stesso trend in tutti i moduli.

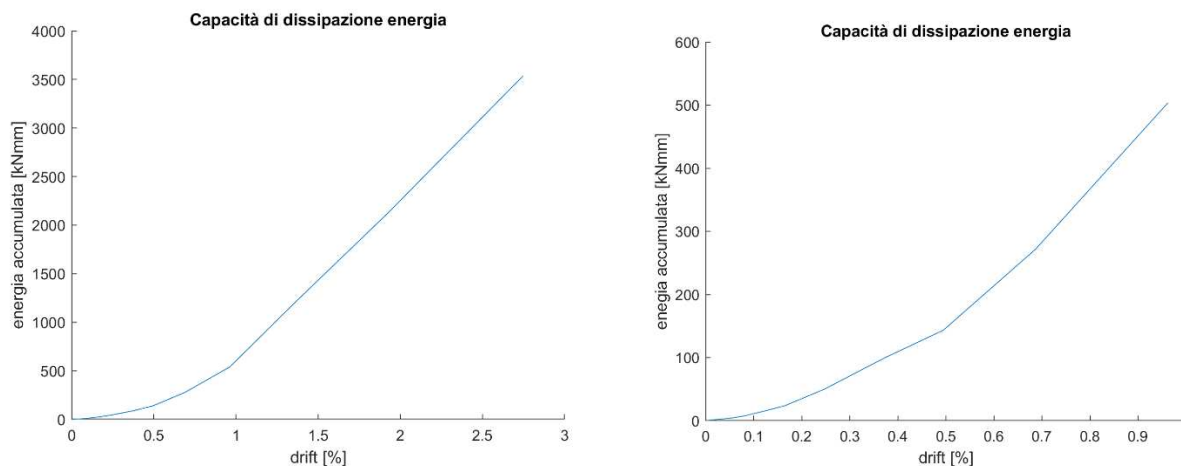


Figura 7-38: Confronto dissipazione di energia – Campioni 1 & 2

La capacità di dissipazione dell'energia ha un andamento identico per entrambi i Campioni, sebbene il Campione 1 raggiunga valori di energia dissipata più elevati all'ultimo drift ($E_d = 3500 \text{ kNmm}$) rispetto a quanto mostrato per il Campione 2 ($E_d = 500 \text{ kNmm}$), derivato dal differente n° di drift con i quali i due Campioni sono stati testati.

Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

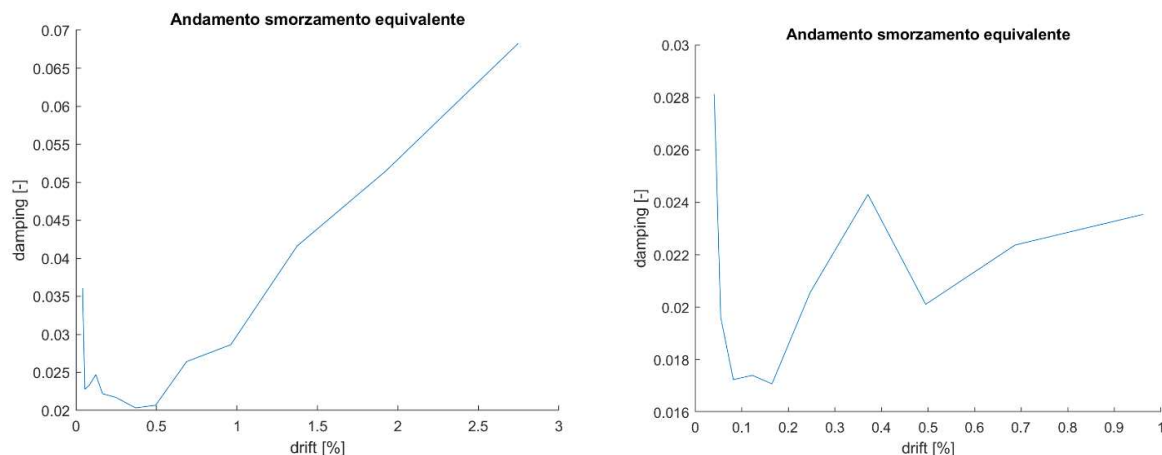


Figura 7-39: Confronto smorzamento equivalente – Campioni 1 & 2

Lo smorzamento mostrato dai 2 grafici evidenzia come il risultato del Campione 2 corrisponda grossomodo ai valori ottenuti nei primi 10 drift per il Campione 1. Difatti l'aumento esponenziale visto nel grafico a sinistra (Campione 1) a partire dal 10° drift in poi non può essere riscontrato anche nel grafico di destra (Campione 2) in quanto la prova si è conclusa al 10° drift.

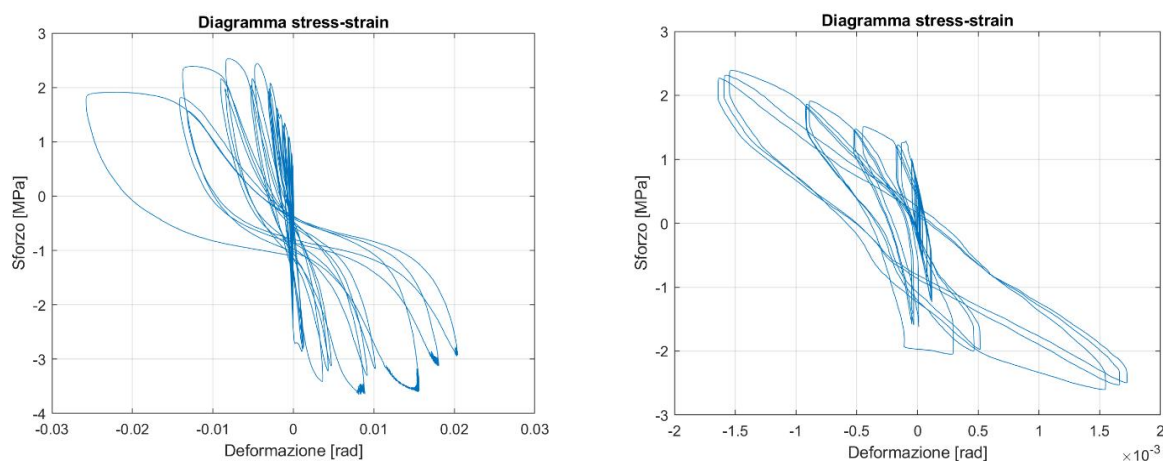


Figura 7-39: Confronto diagramma deformazione-tensione – Campioni 1 & 2

Innanzitutto, il diagramma del Campione 2 mostra un andamento dei cicli tensione-deformazione non del tutto chiaro rispetto a quanto osservato per il Campione 1. Questo risultato è derivato dal fatto che i 6 Penny applicati sul nodo non hanno mostrato un comportamento prettamente sinusoidale +/- (vedi Figura 7-21); ragion per cui si è presa in considerazione la combinazione che desse i risultati maggior mente accettabili ed interpretabili.

Il Campione 1 mostra deformazioni simmetriche nelle due direzioni tuttavia si nota come ci siano valori di tensione più alti per forze negative rispetto a quelle positive. Il Campione 2 non mostra deformazioni simmetriche per quasi l'intera durata del test, mentre gli sforzi non tendenzialmente simmetrici.

8 - CONCLUSIONI

8.1 Conclusioni e raccomandazioni per le ricerche future

Questa tesi sperimentale descrive i risultati di una campagna sperimentale condotta per studiare il comportamento di nodi esterni non armati trave-colonna in c.a. esistenti soggetti a sollecitazioni cicliche osservando, a seconda dei casi, il loro danneggiamento o rottura.

A causa del numero limitato di Campioni testati, tali risultati danno una prima indicazione sul comportamento di questa tipologia di nodi; difatti per una ricerca più esaustiva, potrebbe dare maggiori informazioni il test del Campione 7, il quale è stato dimensionato in modo da portare a rottura per primo il pannello nodale, per poi confrontare i risultati che si ottengono con quelli ottenuti dai test effettuati sui 2 Campione oggetti del programma sperimentale di questa tesi.

Oltre a ciò, sarebbe interessante considerare l'applicazione del composito in fibre di carbonio C-FRP al Campione 2, il quale si ricorda, è stato volutamente danneggiato. Questo processo sarebbe utile sia per dare una dimostrazione della corretta applicazione del composito FRP nelle sue diverse fasi e sia per il suo compito di rinforzo strutturale, grazie al quale sarebbe possibile confrontare i risultati tra la condizione di campione danneggiato pre-rinforzo e post-rinforzo, come già osservato in diversi programmi sperimentali in documenti trovati in letteratura.

Sulla base dei risultati sperimentali ottenuto in questa tesi, si possono trarre le seguenti conclusioni:

- I valori di resistenza al taglio previsti dai modelli ricavati da letteratura (vedi Allegato A) non sono sempre coerenti con i valori di resistenza al taglio calcolati secondo le varie normative internazionali (vedi Tabella 5-1). Le ragioni di questo comportamento possono essere ricondotte al fatto che i modelli sono stati calibrati utilizzando un limitato database sperimentale con non include variabili come il livello di danneggiamento del nodo, il rapporto di armatura trasversale nel pannello nodale o la presenza/assenza del rinforzo in FRP. Pertanto, in virtù di tale discrepanza a seconda delle condizioni di ogni campione, sarebbero necessarie ulteriori ricerche per sviluppare e convalidare modelli di calcolo che possano essere applicati a situazioni specifiche.
- Avendo confrontato tutti i risultati per i 2 nodi si può affermare che, a parità di drift di carico, il Campione 2 ha evidenziato una risposta alle sollecitazioni cicliche migliore e una resistenza alla fessurazione/rottura a taglio più alta rispetto al Campione 1. Questo può essere dovuto sia alla diversa composizione del calcestruzzo per i due campioni, in quanto essi sono stati realizzati con getti diversi, e sia perché in Campione 1, subendo un carico assiale con eccentricità, ha visto nascere un'azione di momento.
- Il Campione 1 ha sicuramente mostrato una rottura di tipo $B+J$, come mostrato chiaramente dalle Figura 7-1, tuttavia per capire se si è verificato lo snervamento delle barre d'armatura longitudinali della trave (rottura B) si può fare riferimento alla Figura 7.7, il quale mostra l'andamento delle deformazioni degli *Strain Gauges* applicati sulle stesse barre lungo il tempo del test. Osservando si può notare come la deformazione massima registrata sia stata di $\varepsilon_{MAX} > 1000 \mu m/m$ per tutti e 3 gli SG, ragion per cui questo valore supera il limite di deformazione a snervamento normato per un acciaio B450C.

Secondo i risultati osservati in questa tesi, è dimostrato che la cosiddetta modalità di rottura $B+J$, che coinvolge la rottura a taglio del pannello nodale dopo lo snervamento delle barre longitudinali della trave, consente di osservare meglio in contributo del meccanismo resistente del calcestruzzo sulla risposta strutturale complessiva dell'elemento. Per quanto riguarda l'effetto del carico assiale, nei casi analizzati, si osserva un effetto positivo, che migliora la risposta carico-spostamento dei Campioni. Lo stesso vale nel caso di un inserimento di una quantità di armatura trasversale nel nodo, tramite il quale migliora il confinamento del calcestruzzo e, allo stesso tempo, migliora il meccanismo del puntone resistente del pannello nodale.

8.2 Ringraziamenti

Vorrei ringraziare, in primis, mia madre e mio padre, per tutto il supporto finanziario e l'aiuto morale datomi. La loro presenza durante l'intero corso di studi è stata fondamentale, senza di loro non sarebbe stato possibile per me ottenere questo traguardo tanto desiderato.

Vorrei inoltre ringraziare la prof. Flora Faleschini, in quanto mia relatrice, per l'aiuto concesso al fine dell'elaborazione di questa tesi.

Infine vorrei ringraziare l'Ing. Klajdi Toska, in quanto mio tutor, per tutto il tempo che ha dedicato per la realizzazione di questo progetto di tesi sperimentale presso il Laboratorio ICEA dell'Ateneo.

Un ringraziamento speciale va a tutti i docenti con cui mi sono interfacciato lungo il percorso formativo, per tutte le spiegazioni e nozioni datemi a seguito di miei dubbi e domande.

8.3 Riferimenti

- [1] Rosenblueth E, Meli R. The 1985 earthquake: Causes and effects in Mexico City. *Concrete International*. 1986; **8**(5):23-34.
- [2] Okada T. Needs to evaluate real seismic performance of buildings - Lessons from the 1995 Hyogoken-nambu earthquake. *INCEDE Report No. 15*, Shibaura Institute of Technology, Japan, 1997.
- [3] Bruneau M. Building damage from the Marmara, Turkey earthquake of August 17, 1999. *Journal of Seismology*. 2002; **6**:357-77.
- [4] Sezen H, Whittaker AS, Elwood KJ, Mosalam KM. Performance of reinforced concrete buildings during the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey earthquake, and seismic design and construction practise in Turkey. *Engineering Structures*. 2003; **25**:103-14.
- [5] Priestley MJN, Seible F, Calvi GM. *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. Wiley: New York, 1996.
- [6] Moehle J, Mahin SA. Observations on the behaviour of reinforced concrete buildings during earthquakes. *ACI Special Publication, SP-127*. 1991.
- [7] Clyde C, Pantelides CP, Reaveley LD. Performance-based evaluation of exterior reinforced concrete building joints for seismic excitation. *Report No. PEER 2000/05*, University of California, Berkeley, 2000.
- [8] Hakuto S, Park R, Tanaka H. Seismic load tests on interior and exterior beam-column joints with substandard reinforcing details. *ACI Structural Journal*. 2000; **97**(1):11-25.
- [9] Pampanin S, Calvi GM, Moratti M. Seismic behaviour of RC beam-column joints designed for gravity loads. *12th European Conference on Earthquake Engineering*, London, Paper no. 726, 2002.
- [10] Pantelides CP, Hansen J, Nadauld J, Reaveley LD. Assessment of reinforced concrete building exterior joints with substandard details. *Report No. PEER 2002/18*, University of California, Berkeley, 2002.
- [11] Faison H, Comartin CD, Elwood KJ. Reinforced concrete moment frame building without seismic details. *Housing Report No. 111*, Encyclopedia of Housing Construction in Seismically Active Areas of the World, USA, 2004.
- [12] Priestley MNJ, Calvi GM. Towards a capacity-design assessment procedure for reinforced concrete frames. *Earthquake Spectra*. 1991; **7**(3):413-37.
- [13] Priestley MJN. Displacement-based seismic assessment of reinforced concrete buildings. *Journal of Earthquake Engineering*. 1997; **1**(1):157-92.
- [14] Moehle J, Mahin SA. Observations on the behaviour of reinforced concrete buildings during earthquakes. *ACI Special Publication, SP-127*. 1991.
- [15] NISEE. Earthquake image information system: Karl V. Steinbrugge collection. University of California, Berkeley.
- [16] Sezen H, Elwood KJ, Whittaker AS, Mosalam KM, Wallace JW, Stanton JF. Structural engineering reconnaissance of the August 17, 1999, Kocaeli (Izmit), Turkey Earthquake. *Report No. PEER 2000/09*, University of California, Berkeley, 1999.
- [17] Kaplan H, Bilgin H, Yilmaz S, Binici H, Oztas A. Structural damages of L'Aquila (Italy) earthquake. *Natural Hazards and Earth System Sciences*. 2010; **10**:499-507.
- [18] Pampanin S, Calvi GM, Moratti M. Seismic behaviour of RC beam-column joints designed for gravity loads. *12th European Conference on Earthquake Engineering*, London, Paper no. 726, 2002.

- [19] Calvi GM, Magenes G, Pampanin S. Relevance of beam-column damage and collapse in RC frame assessment. *Journal of Earthquake Engineering*. 2002; **6**(Special Issue No. 1):75-100.
- [20] Pampanin S, Magenes G, Carr A. Modelling of shear hinge mechanism in poorly detailed RC beam-column joints. *Proc FIB Symp Concrete Structures in Seismic Regions, Federation International du Beton*, Athens, Paper no. 171, 2003.
- [21] Popov E, Bertero VV. Repaired R/C members under cyclic loading. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 1975; **4**:129-44.
- [22] French CW, Thorp GA, Tsai WJ. Epoxy repair techniques for moderate earthquake damage. *ACI Structural Journal*. 1990; **87**(4):416-24.
- [23] Filiatrault A, Lebrun I. Seismic rehabilitation of reinforced concrete joints by epoxy pressure injection technique. *Seismic Rehabilitation of Concrete Structures, ACI SP-160*. 1996:73-92.
- [24] Bracci JM, Reinhorn AM, Mander JB. Seismic retrofit of reinforced concrete buildings designed for gravity loads: Performance of structural model. *ACI Structural Journal*. 1995; **92**(6):711- 23.
- [25] Ghobarah A, Aziz TS, Biddah A. Rehabilitation of reinforced concrete frame connections using corrugated steel jacketing. *ACI Structural Journal*. 1997; **4**(3):283-94.
- [26] Aycardi LE, Reinhorn AM, Mander JB. Seismic resistance of reinforced concrete frame structures designed only for gravity loads: Experimental performance of subassemblages. *ACI Structural Journal*. 1994; **91**(5):552-63.
- [27] Pampanin S, Christopoulos C, Chen T-H. Development and validation of a metallic haunch seismic retrofit solution for existing under-designed RC frame buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 2006; **35**(14):1739-66.
- [28] GangaRao HVS, Taly N, Vijay PV. *Reinforced Concrete Design with FRP Composites*. CRC Taylor & Francis: LA, 2006.
- [29] Bank LC. *Composites for Construction: Structural Design with FRP Materials*. John Wiley & Sons: NY, 2006.
- [30] Torres-Acosto AA. Galvanic corrosion of steel in contact with carbon-polymer composites. *Journal of Composites for Construction, ASCE*. 2002; **6**(2):116-22.
- [31] Abrams DP. Influence of axial force variations on flexural behavior of reinforced concrete columns. *ACI Structural Journal*. 1987; **84**(3):246-54.
- [32] Bozorgnia Y, Niazi M, Campbell KW. Characteristics of free-field vertical ground motion during the Northridge earthquake. *Earthquake Spectra*. 1995; **11**(4):515-25.
- [33] Ghobarah A, Elnashai AS. Contribution of vertical ground motion to the damage of RC buildings. *Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering*, Rotterdam, Balkema, 1998.
- [34] Townsend WH, Hanson RD. Reinforced concrete connection hysteresis loops. *Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, ACI Special Publication, SP 53-12*. 1977.
- [35] Park R, Paulay T. *Reinforced Concrete Structures*. Wiley: New York, 1975.
- [36] Saadeghvaziri MA, Foutch DA. Seismic response of reinforced concrete buildings designed for gravity loads. Part2: Experimental test on a three storey frame. *ASCE Journal of Structural Engineering*. 1990; **116**(7):1835-56.
- [37] Paulay T, Priestley MNJ. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. Wiley: New York, 1992.
- [38] CEB. *Model code for seismic design of concrete structures*. Comite Euro-International du Beton, Bulletin d'Information: Paris, 1985.

- [39] ACI Committee 318. *Building code requirements for structural concrete. ACI 318-02*. American Concrete Institute, Farmington Hills, Mich., 2002.
- [40] Priestley MJN. Displacement-based seismic assessment of reinforced concrete buildings. *Journal of Earthquake Engineering*. 1997; **1**(1):157-92.
- [41] Calvi GM, Magenes G, Pampanin S. Experimental test on a three storey R.C. frame designed for gravity only. *12th European Conference on Earthquake Engineering*, London, Paper no. 727, 2002.
- [42] Pampanin S. Controversial aspects in seismic assessment and retrofit of structures in modern times: Understanding and implementing lessons from ancient heritage. *Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering*. 2006; **39**(2):120-33.
- [43] Kam WY, Pampanin S. Selective weakening techniques for retrofit of existing reinforced concrete structures. *Proc, 14th World Conf on Earthquake Engineering*, Beijing, 2008.
- [44] Pampanin S, Bolognini D, Pavese A. Performance-based seismic retrofit strategy for existing reinforced concrete frame systems using fiber-reinforced polymer composites. *Journal of Composites for Construction, ASCE*. 2007; **11**(2):211-26.
- [45] Priestley MJN, Seible F, Calvi GM. *Seismic Design and Retrofit of Bridges*. Wiley: New York, 1996.
- [46] Antonopoulos CP, Triantafillou TC. Analysis of FRP-Strengthened RC beam-column joints. *Journal of Composites for Construction, ASCE*. 2002; **6**(1):41-51
- [47] American Concrete Institute (ACI)-ASCE Committee 326. (1962). "Shear and diagonal tension." *J. Am. Concr. Inst.*, 59(1-3), 1-30, 277-334, 352-396.
- [48] ASCE/SEI (Structural Engineering Institute). 2013. Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. ASCE/SEI 41-13. Reston, VA: ASCE.
- [49] ACI-ASCE Committee 352. Recommendations for Design of Beam-Column Connection in Monolithic Reinforced Concrete Structures. ACI 352R-02. Farmington Hills, MI; 2002.
- [50] Del Vecchio C, Di Ludovico M, Prota A, Manfredi G. Analytical model and design approach for FRP strengthening of non-conforming RC corner beam-column joints. *Eng Struct* 2015;87:8-20.
- [51] National Research Council (CNR). Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening existing structures. CNR-DT 200 20Rome, Italy.
- [52] Faleschini F, Gonzalez-Libreros J, Zanini AM, Hofer L, Sneed L, Pellegrino C. Repair of severely-damaged RC exterior beam-column joints with FRP and FRCM composites. *Composite Structures* 207 (2019) 352-363.
- [53] Laseima S Y, Mutalib A A, Osman S A, Hamid N H. Seismic behavior of exterior RC beam-column joints retrofitted using CFRP sheets. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 2020, 17(5), e263
- [54] Niroomandi A, Maheri A, Maheri M A, Mahini S S, Seismic performance of ordinary RC frames retrofitted at joints by FRP sheets, *Engineering Structures* 32 (2010) 2326-2336.
- [55] Mahini S S, Ronagh H R. Web-bonded FRPs for relocation of plastic hinges away from the column face in exterior RC joints, *Composite Structures* 93 (2011) 2460-2472.
- [56] Costas P. Antonopoulos¹ and Thanasis C. Triantafillou, M.ASCE. Experimental investigation of FRP -strengthened RC beam-column joints; *Journal of Composites for Construction*, 2003
- [57] Faleschini F, Gonzalez-Libreros J, Hofer L, Sneed L H, Pellegrino C. Experimental behavior of a severely damaged RC beam-column joint repaired with FRCM composites; *Smart Monitoring, Assessment and Rehabilitation of Civil Structures (SMAR) 2017*.

- [58] Dalalbashi Esfahani A, Mostofinejad D, Mahini S, Ronagh R H. Numerical investigation on the behavior of FRP-retrofitted RC exterior beam-column joints under cyclic loads. *IJST Transactions of Civil and Environmental Engineering* 2011.
- [59] Sezen H, M.ASCE. Repair and Strengthening of Reinforced Concrete Beam Column Joints with Fiber-Reinforced Polymer Composite; *American Society of Civil Engineers* 2012.
- [60] Maheri M R, Torabi A. Retrofitting external RC beam-column joints of an ordinary MRF through plastic hinge relocation using FRP laminates; *Structures* 22 (2019) 65–75.
- [61] Eslami A, Ronagh H R. Experimental Investigation of an Appropriate Anchorage System for Flange-Bonded Carbon Fiber–Reinforced Polymers in Retrofitted RC Beam–Column Joints; *2013 American Society of Civil Engineers*.
- [62] Zamani E, Shariatmadar H. Behavior of Damaged Exterior RC Beam-Column Joints Strengthened by CFRP Composites; *Latin American Journal of Solids and Structures* 13 (2016) 880-896.
- [63] Al-Sayed S, Al-Salloum Y A, Almusallam T H, Siddiqui N A. Seismic Response of FRP-Upgraded Exterior RC Beam-Column Joints; *Journal of Composites for Construction* 2010, 14(2): 195-208.
- [64] Ilki A, Bedirhanuglu I, Kumbasar N. Behavior of FRP-Retrofitted Joints Built with Plain Bars and Low-Strength Concrete; *2011 American Society of Civil Engineers*.
- [65] De Risi M T, Del Vecchio C, Ricci P, Di Ludovico M, Prota A, Verderame G M. Light FRP Strengthening of Poorly Detailed Reinforced Concrete Exterior Beam–Column Joints; *2020 American Society of Civil Engineers*.
- [66] Karayannis C G, Sirkelis G M. Strengthening and rehabilitation of RC beam–column joints using carbon-FRP jacketing and epoxy resin injection; *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 2008; 37:769–790.
- [67] Pantelides C P, Clyde C, Reaveley L D. Rehabilitation of R/C Building Joints with FRP Composites; *12th World Conference on Earthquake Engineering 2000*; 2306.
- [68] Al-Salloum Y A, Siddiqui N A, Elsanadedy H M, Abadel A A, Aqel M A. Textile-Reinforced Mortar versus FRP as Strengthening Material for Seismically Deficient RC Beam-Column Joints; *2011 American Society of Civil Engineers*.
- [69] Ghobarah A, Said A. Seismic rehabilitation of beam-column joints using FRP laminates; *Journal of Earthquakes engineering* Vol. 5, No. 1 (2001) 113–129.
- [70] DM (DECRETO MINISTERIALE). 1992. Norme tecniche per l'esecuzione delle opere in cemento armato normale e precompresso e per le strutture metalliche. [In Italian]. D.M.LL.PP. 14/02/1992. Rome.
- [71] DM (DECRETO MINISTERIALE). 1996. Norme tecniche per il calcolo, l'esecuzione ed il collaudo delle strutture in cemento armato, normale e precompresso e per le strutture metalliche. [In Italian.]. D.M.LL.PP. 09/01/1996. Rome.
- [72] Decreto Ministeriale 14/01/2008. Norme Tecniche per le Costruzioni; 2008 [in Italian].
- [73] CSA. Design of Concrete Structures. A23.3-04
- [74] ACI 318-14 Building Code Requirements for Structural Concrete
- [75] NZS 3101:1 Concrete structures standard – The design of concrete structures 2006.
- [76] IS 13920 Ductile detailing of reinforced concrete structures subjected to a seismic forces – code of practice 1993 (Reaffirmed 2003/2008)
- [77] AIJ. Structural Design Guidelines for Reinforced Concrete Buildings. Architectural Institute of Japan. Tokyo, Japan, Revised; 2010.

- [78] EN 1998-1:2004. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. CEN/TC 250, Brussels, Belgium; 2013.
- [79] BS EN 12390-13:2013. Testing hardened concrete: Part.13: Determination of secant modulus of elasticity in compression; BSI Standard Publication.
- [80] ACI 318-11. Building code requirements for structural concrete (ACI 318-11) and commentary, 2011.
- [81] Kim J, LaFave JM. Key influence parameters for the joint shear behaviour of reinforced concrete (RC) beam-column connections. *Eng. Struct* 2007;29(10):2523-39.
- [82] Faleschini F, Bragolusi P, Zanini M A, Zampieri P, Pellegrino C. Experimental and numerical investigation on the cyclic behavior of RC beam column joints with EAF slag concrete; *Engineering Structures* 152 (2017) 335–347.

Allegato A

Documento "Paper"	Campione "Specimen"	CLS			ARMATURA							Tipo di carico	RINFORZO						
		Dimensione			f_c [MPa]	$A_{s,long}$ PILASTRO	$f_{y,long}$ PILASTRO [MPa]	$A_{s,long}$ TRAVERE	$f_{y,long}$ TRAVERE [MPa]	A_{sh} NODO	$f_{y,trasv}$ NODO [MPa]		Tipo di rinforzo	n° fogli	$t_{f,FRP}$ [mm]	f_{fr} [MPa]	ϵ_{fr} [%]	$E_{f,FRP}$ [MPa]	Direzione composito
		b [cm]	h [cm]	H [cm]															
<i>"Leseima, Mutalib, Osman & Hamid (2020)"</i> [53]	CS	25	25	40	32,7	4 ϕ 20	520	6 ϕ 16	522	-	-	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/
	CFRP	25	25	40	32,7	4 ϕ 20	520	6 ϕ 16	522	-	-	Ciclico	CFRP	2	0,26	2864	1,28	223200	Quadriassiale
<i>"Maheri & Zarandi & Niroomandi (2012)"</i> [54]	Original	18	22	23	41	4 ϕ 12	500	4 ϕ 12	500	2 ϕ 6	382	Monotono	/	/	/	/	/	/	/
	CFRP retrofitted	18	22	23	41	4 ϕ 12	500	4 ϕ 12	500	2 ϕ 6	382	Monotono	CFRP	3	0,495	3900	4	240000	Uniassiale a 0°
<i>"Mahini & Ronagh (2011)"</i> [55]	CSM0	18	22	23	40	4 ϕ 12	507	4 ϕ 12	507	2 ϕ 6	382	Monotono	/	/	/	/	/	/	/
	RPSM1	18	22	23	52,1	4 ϕ 12	507	4 ϕ 12	507	2 ϕ 6	382	Monotono	CFRP	1	0,165	3900	1,55	240000	Uniassiale a 0°
	RPSM2	18	22	23	48,18	4 ϕ 12	507	4 ϕ 12	507	2 ϕ 6	382	Monotono	CFRP	2	0,33	3900	1,55	240000	Uniassiale a 0°
	RSM1	18	22	23	44,92	4 ϕ 12	507	4 ϕ 12	507	2 ϕ 6	382	Monotono	CFRP	1	0,165	3900	1,55	240000	Uniassiale a 0°
	RSM2	18	22	23	40,75	4 ϕ 12	507	4 ϕ 12	507	2 ϕ 6	382	Monotono	CFRP	3	0,495	3900	1,55	240000	Uniassiale a 0°
	CSC1	18	22	23	40,73	4 ϕ 12	507	4 ϕ 12	507	2 ϕ 6	382	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/
	RSC1	18	22	23	36,44	4 ϕ 12	507	4 ϕ 12	507	2 ϕ 6	382	Ciclico	CFRP	3	0,495	3900	1,55	240000	Uniassiale a 0°
	C1	20	20	30	19,5	4 ϕ 14	585	6 ϕ 14	585	-	-	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/
	C2	20	20	30	23,7	4 ϕ 14	585	6 ϕ 14	585	-	-	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/
	S33	20	20	30	26	4 ϕ 14	585	6 ϕ 14	585	-	-	Ciclico	Carbon strips	/	/	-	1,6	150000	Biassiale
	S63	20	20	30	24,2	4 ϕ 14	585	6 ϕ 14	585	-	-	Ciclico	Carbon strips	/	/	-	1,6	150000	Biassiale
	S33L	20	20	30	26,3	4 ϕ 14	585	6 ϕ 14	585	-	-	Ciclico	Carbon strips	/	/	-	1,6	150000	Biassiale

Alessandro Zago
Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

<i>“Antonoupoulos & Triantafillou (2003)” [56]</i>	F11	20	20	30	22,8	4 ϕ 14	585	6 ϕ 14	585	-	-	Ciclico	CFRP	1	0,13	-	1,5	230000	Biassiale	
	F22	20	20	30	27,2	4 ϕ 14	585	6 ϕ 14	585	-	-	Ciclico	CFRP	2	0,26	-	1,5	230000	Biassiale	
	F21	20	20	30	27	4 ϕ 14	585	6 ϕ 14	585	-	-	Ciclico	CFRP	2	0,26	-	1,5	230000	Biassiale	
	F12	20	20	30	29,5	4 ϕ 14	585	6 ϕ 14	585	-	-	Ciclico	CFRP	1	0,13	-	1,5	230000	Biassiale	
	F22A	20	20	30	27,8	4 ϕ 14	585	6 ϕ 14	585	-	-	Ciclico	CFRP	2	0,26	-	1,5	230000	Biassiale	
	F22W	20	20	30	29,2	4 ϕ 14	585	6 ϕ 14	585	-	-	Ciclico	CFRP	2	0,26	-	1,5	230000	Biassiale	
	F22in	20	20	30	21	4 ϕ 14	585	6 ϕ 14	585	-	-	Ciclico	CFRP	2	0,26	-	1,5	230000	Biassiale	
	GL	20	20	30	19,5	4 ϕ 14	585	6 ϕ 14	585	-	-	Ciclico	GFRP	2 _{1/2}	0,325	-	3,1	70000	Biassiale	
	S-C	20	20	30	19,3	4 ϕ 14	585	6 ϕ 14	585	2 ϕ 8	260	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/	/
	S-F22	20	20	30	19	4 ϕ 14	585	6 ϕ 14	585	2 ϕ 8	260	Ciclico	CFRP	2	0,26	-	1,5	230000	Biassiale	
	T-C	20	20	30	24,6	4 ϕ 14	585	6 ϕ 14	585	-	-	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/	/
	T-F33	20	20	30	26	4 ϕ 14	585	6 ϕ 14	585	-	-	Ciclico	CFRP	3	0,39	-	1,5	230000	Biassiale	
	T-F22S2	20	20	30	22	4 ϕ 14	585	6 ϕ 14	585	-	-	Ciclico	CFRP	2	0,26	-	1,5	230000	Biassiale	
<i>“Faleschini & Gonzalez-Libreros & Hofer & Sneed & Pellegrino (2017)” [57]</i>	OS	30	30	50	48,7	8 ϕ 18	555	8 ϕ 20	555	5 ϕ 8	555	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/	
	RP	30	30	50	48,7	8 ϕ 18	555	8 ϕ 20	555	5 ϕ 8	555	Ciclico	FRCM	1	0,047	4700	1,8	240000	Biassiale	
<i>“Dalalbashi & Mostofinejad & Mahini & Ronagh (2011)” [58]</i>	CSC1	18	22	23	40,73	4 ϕ 12	500	4 ϕ 12	500	2 ϕ 6	380	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/	
	RSC1	18	22	23	36,44	4 ϕ 12	500	4 ϕ 12	500	2 ϕ 6	380	Ciclico	CFRP	3	0,495	3900	1,55	200000	Uniassiale a 45°	
	FM1	18	40	23	30,8	6 ϕ 19,5 + 2 ϕ 16	425	8 ϕ 19,5	425	-	-	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/	
	FM1-R	18	40	23	30,8	8 ϕ 16	425	8 ϕ 19,5	425	-	-	Ciclico	CFRP	-	1,1	552	1,7	27600	Uniassiale a 45°	
	FM2	18	50	23	27,5	16 ϕ 20	412	4 ϕ 30 + 4 ϕ 25	412	1 ϕ 10	412	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/	/
	FM2-R	18	50	23	27,5	16 ϕ 20	412	4 ϕ 30 + 4 ϕ 25	412	1 ϕ 10	412	Ciclico	CFRP	-	0,165	3900	1,55	260000	Uniassiale a 45°	
	1	15,2	15,2	20,3	28,4	8 ϕ 13	434	6 ϕ 9,5	496	1 ϕ 6	421	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/	
	2	15,2	15,2	20,3	28,4	8 ϕ 13	434	6 ϕ 9,5	496	1 ϕ 6	421	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/	

Alessandro Zago
Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

<i>“Sezen (2012)”</i> [59]	3	15,2	15,2	20,3	28,4	8φ13	434	6φ9,5	434	1φ6	421	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/
	1	15,2	15,2	20,3	28,4	8φ13	434	6φ9,5	496	1φ6	421	Ciclico	CFRP	1	0,5	3450	-	250000	Quadriassiale
	2	15,2	15,2	20,3	28,4	8φ13	434	6φ9,5	496	1φ6	421	Ciclico	CFRP	1	0,5	3450	-	250000	Quadriassiale
	3	15,2	15,2	20,3	28,4	8φ13	434	6φ9,5	434	1φ6	421	Ciclico	CFRP	1	0,5	3450	-	250000	Quadriassiale
<i>“Faleschini & Gonzalez-Libreros & Zanini & Hofer & Sneed & Pellegrino (2017)”</i> [52]	0	30	30	50	41	8φ18	555	8φ20	55	5φ10	485	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/
	1	30	30	50	41	8φ18	555	8φ20	555	5φ10	485	Ciclico	FRCM	2	0,047	4700	1,8	240000	Biassiale
	2	30	30	50	54	8φ18	555	8φ20	555	5φ10	485	Ciclico	CFRP	2	0,33	3000	0,8	390000	Quadriassiale
	3	30	30	50	47,5	8φ18	555	8φ20	555	5φ10	485	Ciclico	CFRP	2	0,33	3000	0,8	390000	Biassiale
<i>“Maheri & Torabi (2018)”</i> [60]	OC	30	30	30	25,9	8φ16	411	4φ20	411	-	-	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/
	RO	30	30	30	25,9	8φ16	411	4φ20	411	-	-	Ciclico	CFRP	5	0,85	3900	-	230000	Biassiale
<i>“Eslami & Ronagh (2014)”</i> [61]	CS	21	21	17,5	45,9	8φ10	521	5φ10	521	7φ6	545	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/
	HS	21	21	17,5	45,4	8φ10	521	5φ10	521	7φ6	545	Ciclico	CFRP	2	0,33	3900	1,63	240000	Uniassiale a 90°
	RSG	21	21	17,5	45,2	8φ10	521	5φ10	521	7φ6	545	Ciclico	CFRP	1	0,165	3900	1,63	240000	Uniassiale a 90°
	HSG	21	21	17,5	45,7	8φ10	521	5φ10	521	7φ6	545	Ciclico	CFRP	2	0,33	3900	1,63	240000	Uniassiale a 90°
	CS-D	21	21	17,5	45,6	8φ10	521	5φ10	521	7φ6	545	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/
	HSG-D	21	21	17,5	45,9	8φ10	521	5φ10	521	7φ6	545	Ciclico	CFRP	2	0,33	3900	1,63	240000	Uniassiale a 90°
	CS-C	21	21	17,5	46,6	8φ10	521	5φ10	521	7φ6	545	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/
	HSG-C	21	21	17,5	46,6	8φ10	521	5φ10	521	7φ6	545	Ciclico	CFRP	2	0,33	3900	1,63	240000	Uniassiale a 90°
	RSG-C	21	21	17,5	46,6	8φ10	521	5φ10	521	7φ6	545	Ciclico	CFRP	2	0,33	3900	1,63	240000	Uniassiale a 90°
<i>“Zamani & Shariatmadar (2016)”</i> [62]	NS5 (base)	30	30	30	38,5	8φ18	533	8φ18	533	-	-	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/
	NS1	30	30	30	38,5	8φ18	533	8φ18	533	-	-	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/
	NS2	30	30	30	38,5	8φ18	533	8φ18	533	-	-	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/
	NS3	30	30	30	38,5	8φ18	533	8φ18	533	-	-	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/
	NS1R	30	30	30	38,5	8φ18	533	8φ18	533	-	-	Ciclico	CFRP	1	0,2	4950	1,5	240000	Biassiale
	NS2R	30	30	30	38,5	8φ18	533	8φ18	533	-	-	Ciclico	CFRP	1	0,2	4950	1,5	240000	Biassiale
	NS3R	30	30	30	38,5	8φ18	533	8φ18	533	-	-	Ciclico	CFRP	1	0,2	4950	1,5	240000	Biassiale
	NS5R	30	30	30	38,5	8φ18	533	8φ18	533	-	-	Ciclico	CFRP	1	0,2	4950	1,5	240000	Biassiale
EC1	16	30	35	30	10φ10	420	8φ12	420	-	-	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/	

Alessandro Zago
Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

<i>“Alsayed & Al-Salloum & Almusallam & Siddiqui (2010)”</i> [63]	ER1	16	30	35	30	10φ10	420	8φ12	420	-	-	Ciclico	CFRP	1	1	-	1,2	61500	Uniassiale a 0°
	ES1	16	30	35	30	10φ10	420	8φ12	420	-	-	Ciclico	CFRP	1	1	-	1,2	61500	Uniassiale a 0°
	EC2	16	30	35	30	10φ10	420	8φ12	420	-	-	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/
	ER2	16	30	35	30	10φ10	420	8φ12	420	-	-	Ciclico	CFRP	1	1	-	1,2	61500	Uniassiale a 0°
	ES2	16	30	35	30	10φ10	420	8φ12	420	-	-	Ciclico	CFRP	1	1	-	1,2	61500	Uniassiale a 0°
<i>“Ilki & Bedirhanoglu & Kumbasar (2011)”</i> [64]	JO	25	50	50	8,30	8φ16	333	8φ16	333	-	-	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/
	JOP	25	50	50	8,30	8φ16	333	8φ16	333	-	-	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/
	JW	25	50	50	8,30	8φ16	333	8φ16	333	-	-	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/
	JC-F-3	25	50	50	8,30	8φ16	333	8φ16	333	-	-	Ciclico	CFRP	6	0,336	3800	1,55	240000	Quadriassiale
	JWC-F-3	25	50	50	8,30	8φ16	333	8φ16	333	-	-	Ciclico	CFRP	6	0,336	3800	1,55	240000	Quadriassiale
	JWC-D-2	25	50	50	8,30	8φ16	333	8φ16	333	-	-	Ciclico	CFRP	2	0,352	3800	1,55	240000	Quadriassiale
	JWC-D-5	25	50	50	8,30	8φ16	333	8φ16	333	-	-	Ciclico	CFRP	5	0,88	3800	1,55	240000	Quadriassiale
JWCP-D-(1+1)	25	50	50	8,30	8φ16	333	8φ16	333	-	-	Ciclico	CFRP	1	0,352	3800	1,55	240000	Quadriassiale	
<i>“De Risi & Del Vecchio & Ricci & Di Ludovico & Prota & Verderame (2020)”</i> [65]	Test_NS	30	30	50	32,2	6φ16	502,7	6φ16	502,7	-	-	Ciclico	CFRP	/	/	/	/	/	/
	Test_NS_FL	30	30	50	32,2	6φ16	502,7	6φ16	502,7	-	-	Ciclico	CFRP	2	0,053	-	1,6	235000	Quadriassiale
	Test_NS_FLE	30	30	50	32,2	6φ16	502,7	6φ16	502,7	-	-	Ciclico	CFRP	2	0,319	-	1,5	235000	Quadriassiale
<i>“Karayannis & Sirkelis (2008)”</i> [66]	A1	20	20	30	36,4	4φ10	574	4φ10	574	-	-	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/
	A1R	20	20	30	36,4	4φ10	574	4φ10	574	-	-	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/
	A2	20	20	30	36,4	4φ10	574	4φ10	574	-	-	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/
	A2R	20	20	30	36,4	4φ10	574	4φ10	574	-	-	Ciclico	CFRP	2	0,24	4100	1,5	230000	Uniassiale a 0°
	A3	20	20	30	36,4	4φ10	574	4φ10	574	-	-	Ciclico	CFRP	2	0,24	4100	1,5	230000	Uniassiale a 0°
	B1	20	20	30	36,4	6φ12	574	4φ12	574	4φ8	574	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/
	B1R	20	20	30	36,4	6φ12	574	4φ12	574	4φ8	574	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/
	B2	20	20	30	36,4	6φ12	574	4φ12	574	4φ8	574	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/
	B2R	20	20	30	36,4	6φ12	574	4φ12	574	4φ8	574	Ciclico	CFRP	-	0,12	4100	1,5	230000	Uniassiale a 0°
	B3	20	20	30	36,4	6φ12	574	4φ12	574	4φ8	574	Ciclico	CFRP	-	0,12	4100	1,5	230000	Uniassiale a 0°
B4	20	20	30	36,4	6φ12	574	4φ12	574	4φ8	574	Ciclico	CFRP	2	0,24	4100	1,5	230000	Uniassiale a 0°	

Alessandro Zago
Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

	B4R	20	20	30	36,4	6 ϕ 12	574	4 ϕ 12	574	4 ϕ 8	574	Ciclico	CFRP	2	0,24	4100	1,5	230000	Uniassiale a 0°
<i>“Pantelides, Clyde & Reaveley (2000)”</i> [67]	AS-IS	30,5	45,7	40,6	45,5	8 ϕ 7	427	8 ϕ 9	427	-	-	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/
	AS-IS	30,5	45,7	40,6	45,5	8 ϕ 7	427	8 ϕ 9	427	-	-	Ciclico	CFRP	4		628	1	64730	Uniassiale a 45°
<i>“Al-Salloum & Siddiqui & Elsanadedy & Abadel & Aqel (2011)”</i> [68]	ECON1	16	30	35	33,4	10 ϕ 10	510	8 ϕ 12	510	-	-	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/
	ECON2	16	30	35	33,4	10 ϕ 10	510	8 ϕ 12	510	-	-	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/
	ECTRM	16	30	35	33,4	10 ϕ 10	510	8 ϕ 12	510	-	-	Ciclico	Carbon Textile-Reinforced Mortar	2	0,8	777	0,95	77300	Uniassiale a 0°
	ECFRP	16	30	35	33,4	10 ϕ 10	510	8 ϕ 12	510	-	-	Ciclico	GFRP	2	2	464	1,6	29300	Uniassiale a 0°
	EGFRP	16	30	35	33,4	10 ϕ 10	510	8 ϕ 12	510	-	-	Ciclico	CFRP	2	2,6	846	1,1	77300	Uniassiale a 0°
<i>“Ghobarah & Said (2001)”</i> [69]	T1	25	40	40	30,8	6 ϕ 19,5+2 ϕ 16	425	8 ϕ 20	425	-	-	Ciclico	/	/	/	/	/	/	/
	T1R	25	40	40	38	6 ϕ 19,5+2 ϕ 16	425	8 ϕ 20	425	-	-	Ciclico	GFRP	1	1,1	552	1,7-4,0	27579	Biassiale a 45°

Tabella A-1: Proprietà geometriche dei Campioni analizzati

Campione “Specimen”	Modello sperimentale V_{exp} [kN]	Modello [ACI-ASCE 1962] + [Paulay & Priestley 1992] V_t [kN]	Modello ASCE 41-13/ ACI 352R V_{tn} [kN]	Modello Del Vecchio 2015 V_{jh} [kN]	Modello CNR 2013 V_{rd} [kN]
CS	197,16	146,43	207,65	341,15	/
CFRP	318,63	271,91	444,45	503,74	/
Original	/	106,53	147,32	372,51	/
CFRP retrofitted	135,77	296,28	329,65	650,65	139,24
CSM0	154,14	105,22	145,51	370,06	/
RPSM1	164,05	189,77	235,77	755,67	126,46
RPSM2	161,98	254,86	299,09	834,56	145,83

Alessandro Zago
Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

RSM1	154,56	181,19	223,90	727,20	124,69
RSM2	132,15	315,29	355,96	861,45	152,80
CSC1	122,09	106,18	146,83	371,85	/
RSC1	133,37	309,52	347,97	793,94	148,97
C1	94,32	72,82	102,63	108,85	/
C2	93,59	80,28	113,14	117,37	/
S33	106,19	84,08	118,50	121,70	/
S63	121,22	81,12	114,33	118,33	/
S33L	134,36	84,56	119,18	122,25	/
F11	128,74	126,58	158,81	286,96	/
F22	150,73	181,68	216,89	365,36	/
F21	153,84	181,36	216,44	364,30	/
F12	133,86	137,40	174,07	317,24	/
F22A	172,74	182,62	218,21	413,26	/
F22W	168,20	184,78	221,26	375,65	/
F22in	126,84	171,25	202,18	330,36	/
GL	132,93	120,42	150,23	269,84	/
S-C	100,14	72,45	102,10	108,42	/
S-F22	132,77	134,28	163,70	285,16	78,30
T-C	110,95	81,79	115,27	119,09	/
T-F33	133,86	155,84	190,26	333,40	/

Alessandro Zago
Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

T-F22S2	120,67	125,19	156,85	283,02	/
OS	355,47	277,15	364,91	555,65	/
RP	275,46	304,23	391,98	890,46	544,72
CSC1	119,02	106,18	146,83	217,86	/
RSC1	144,56	274,67	313,13	210,74	144,70
FM1	86,75	253,03	322,44	572,32	/
FM1-R	114,72	301,61	391,14	776,21	/
FM2	117,81	609,22	761,70	766,75	/
FM2-R	205,47	695,02	883,04	915,21	284,58
1	97,34	47,36	71,54	109,51	/
2	97,81	47,36	71,54	109,21	/
3	112,70	47,36	71,54	109,21	/
1	92,00	250,36	325,14	389,06	145,05
2	97,47	250,36	325,14	389,06	145,05
3	86,96	250,36	325,14	389,06	145,05
0	/	254,32	334,82	524,52	/
1	328,29	308,46	388,96	524,62	492,37
2	351,98	404,20	543,17	574,40	589,44
3	354,07	492,13	669,26	550,72	585,09
OC	259,75	202,17	266,11	226,21	/
RO	318,24	249,09	313,03	226,24	/

Alessandro Zago
Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

CS	150,56	124,38	173,59	164,29	/
HS	153,22	256,76	305,70	163,84	391,38
RSG	154,34	189,96	238,79	163,57	376,76
HSG	182,30	257,17	306,27	164,17	391,54
CS-D	146,77	123,98	173,02	163,97	/
HSG-D	191,42	257,44	306,64	164,39	391,65
CS-C	123,11	125,33	174,91	165,04	/
HSG-C	161,82	258,38	307,96	165,14	392,03
RSG-C	179,03	258,38	307,96	165,14	392,03
NS5 (base)	418,27	344,10	432,60	255,99	/
NS1	272,62	344,10	432,60	288,88	/
NS2	330,15	344,10	432,60	288,88	/
NS3	405,79	344,10	432,60	288,88	/
NS1R	437,29	497,70	586,20	288,98	/
NS2R	465,90	497,70	586,20	288,98	/
NS3R	440,11	497,70	586,20	288,98	/
NS5R	394,71	497,70	586,20	288,98	/
EC1	102,63	124,80	152,75	854,23	/
ER1	178,29	272,40	300,35	859,21	/
ES1	135,95	272,40	300,35	859,21	/
EC2	99,82	124,80	152,75	854,23	/

Alessandro Zago
Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

ER2	128,07	272,40	300,35	861,69	/
ES2	126,73	272,40	300,35	859,21	/
JO	171,15	172,80	209,23	573,76	/
JOP	133,93	172,80	209,23	573,76	/
JW	226,29	172,80	209,23	573,76	/
JC-F-3	166,70	280,32	361,29	573,84	/
JWC-F-3	237,74	280,32	361,29	573,84	/
JWC-D-2	233,29	510,72	687,12	574,16	/
JWC-D-5	210,17	1017,60	1403,96	575,19	/
JWCP-D-(1+1)	230,00	510,72	687,12	574,16	/
Test_NS	261,83	406,57	296,72	631,30	/
Test_NS_FL	294,25	460,79	359,95	434,38	/
Test_NS_FLE	274,32	732,89	677,27	632,08	/
A1	77,54	159,76	240,36	197,96	/
A1R	84,63	159,76	240,36	197,96	/
A2	75,85	159,76	240,36	197,96	/
A2R	141,01	248,08	328,68	198,07	/
A3	141,01	248,08	328,68	198,04	/
B1	84,63	159,76	240,36	197,96	/
B1R	91,71	159,76	240,36	197,96	/
B2	86,43	159,76	240,36	197,96	/

Alessandro Zago
Comportamento di Nodi Esterni Non Armati Trave-Colonna in C.A. Soggetti a Carico Ciclico

B2R	139,32	203,92	284,52	198,00	141,37
B3	142,81	203,92	284,52	197,99	141,37
B4	89,92	159,76	240,36	197,96	154,31
B4R	98,70	159,76	240,36	197,96	/
AS-IS	156,97	351,01	495,81	492,96	/
AS-IS	187,66	464,65	656,52	492,96	/
ECON1	105,64	128,94	140,55	-	/
ECON2	102,72	128,94	140,55	-	/
ECTRМ	138,66	314,46	326,07	732,41	134,89
ECFRP	133,98	314,46	326,07	732,41	134,89
EGFRP	114,13	219,11	230,72	656,44	109,73
T1	93,63	256,50	322,44	953,63	/
T1R	93,63	460,77	606,90	1197,76	/

Tabella A-2: Valutazione resistenza a taglio modelli