



**UNIVERSITA' POLITECNICA DELLE MARCHE**

**FACOLTA' DI INGEGNERIA**

---

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura (DICEA)

Influenza dei meccanismi fragili di travi, pilastri e nodi sulla vulnerabilità di  
un edificio esistente in c.a. e ipotesi di adeguamento

Influence of brittle mechanisms of beams, columns and joints on the vulnerability  
of an existing r.c. building and retrofit solutions

Relatore:

Prof. Ing. Laura Ragni

Correlatore:

Dott. Ing. Laura Gioiella

Tesi di Laurea di:

Giorgia Silvestri

Anno Accademico 2018 / 2019



## Indice

1	Introduzione.....	6
2	Analisi di vulnerabilità di edifici esistenti in c.a. ....	8
2.1	Vulnerabilità degli edifici esistenti.....	8
2.2	Rilievo e conoscenza degli edifici esistenti .....	10
2.2.1	Analisi storico-critica .....	11
2.2.2	Rilievo .....	11
2.2.3	Caratterizzazione meccanica dei materiali.....	15
2.2.3.1	Indagini sperimentali.....	15
2.2.4	Azioni .....	23
2.2.5	Livelli di conoscenza .....	28
2.2.5.1	Il progetto simulato.....	31
2.3	Metodi di Analisi .....	36
2.3.1	Modellazione .....	37
2.3.2	Analisi statica lineare .....	39
2.3.3	Analisi dinamica lineare.....	42
2.3.4	Analisi statica non lineare.....	44
2.3.5	Analisi dinamica non lineare .....	52
2.4	Metodi di verifica .....	53
2.4.1	Verifiche di sicurezza con analisi lineari .....	54
2.4.2	Verifiche di sicurezza con analisi non lineari.....	54
2.4.3	Verifica degli elementi duttili .....	55
2.4.3.1	Stato limite di esercizio .....	55
2.4.3.2	Stato limite di prevenzione del collasso.....	56
2.4.3.3	Stato limite di salvaguardia della vita .....	59

2.4.4	Verifica degli elementi fragili.....	60
2.4.4.1	Valutazione della capacità di travi e pilastri .....	60
2.4.4.2	Valutazione della capacità dei nodi trave-pilastro.....	64
2.5	Valutazione dell'indice di rischio .....	67
3	Interventi sugli edifici esistenti in c.a.....	69
3.1	Tipologia di interventi.....	69
3.2	Tecniche di intervento convenzionali .....	71
3.2.1	Interventi locali.....	71
3.2.1.1	Rinforzo dei pilastri .....	71
3.2.1.2	Rinforzo delle travi .....	80
3.2.1.3	Rinforzo dei nodi .....	83
3.2.2	Interventi globali .....	86
3.2.2.1	Pareti in c.a.....	86
3.2.2.2	Controventi elastici .....	88
3.3	Tecniche di intervento non convenzionali.....	89
3.3.1	Controventi dissipativi.....	89
3.3.1.1	Dispositivi viscosi e visco-elastici .....	90
3.3.1.2	Dispositivi isteretici .....	94
3.3.2	Isolamento sismico .....	97
4	Il caso studio: il complesso scolastico "Parozzani" .....	100
4.1	Descrizione dell'edificio .....	100
4.2	Materiali e dettagli costruttivi .....	101
4.2.1	Materiali .....	101
4.2.2	Dettagli costruttivi.....	102
4.2.2.1	Carpenteria di piano.....	102

4.2.2.2	Armatore di travi e pilastri .....	109
4.3	Carichi ed azioni .....	116
4.3.1	Azione sismica .....	116
4.4	Modellazione .....	117
4.5	Analisi dello stato di fatto dell'edificio .....	120
4.6	Metodo di analisi .....	121
4.6.1	Risultati delle analisi di Push Over.....	122
4.6.1.1	Caso di spinta: POY+_e-_massa .....	123
4.6.1.2	Caso di spinta: POX-_e-_massa .....	127
4.7	Verifica degli elementi fragili .....	130
4.7.1	Verifiche dei telai in direzione x .....	131
4.7.2	Verifiche dei telai in direzione y .....	144
4.7.3	Interventi per i meccanismi fragili.....	155
4.8	Progetto dei controventi dissipativi.....	157
4.8.1	Dimensionamento dei controventi in direzione x.....	161
4.8.2	Dimensionamento dei controventi in direzione y.....	174
4.8.3	Verifiche dei pilastri.....	183
5	Conclusioni .....	185
	Bibliografia .....	187
	Indice delle figure .....	189
	Indice delle tabelle .....	194

# 1 Introduzione

Il parco edilizio italiano è caratterizzato da una elevata percentuale di edifici costruiti prima dei criteri antisismici dettati dalle prescrizioni delle Norme NTC [1]: questo è un dato particolarmente rilevante nella valutazione della sicurezza degli edifici esistenti.

Dai dati ISTAT del 2012 risulta che la maggior parte degli edifici italiani, circa il 60%, sia stata costruita fra gli anni '70 e gli anni '80 e solo un 10% è stato costruito con le attuali norme antisismiche: in riferimento a questo, gli edifici molto spesso presentano importanti vulnerabilità nei confronti dell'azione sismica ed un elevato rischio sismico. La valutazione della sicurezza degli edifici esistenti è un procedimento conoscitivo mediante il quale è possibile stabilire l'entità delle azioni agenti sulla struttura e con quale livello di sicurezza la struttura fa fronte a questi carichi. Definita l'epoca di costruzione dell'edificio, si procede con un rilievo dello stato di fatto (geometria, materiali, stato di conservazione) e, definiti i livelli di prestazione richiesti, si valuta la capacità della struttura con un modello di calcolo mediante il quale condurre analisi e verifiche degli elementi strutturali.

Tutto questo iter conoscitivo è riassunto nella determinazione di un indice di rischio sismico, definito come il rapporto fra la capacità della struttura e la domanda sismica riferita al sito in esame: se questo indice è maggiore dell'unità l'edificio risponde con un livello di sicurezza adeguato all'azione sismica, se è inferiore all'unità deve essere stabilito un piano di interventi, valutato sulla base di considerazioni tecniche ed economiche, per incrementare il livello di sicurezza.

In questo lavoro di tesi viene valutata la sicurezza di un edificio esistente attraverso l'iter conoscitivo esposto precedentemente e prescritto dalla Norma al Capitolo 8 [1], relativo agli edifici esistenti, con particolare attenzione ai meccanismi fragili legati al taglio che spesso sono fortemente penalizzanti nella valutazione della vulnerabilità. Tale approfondimento è stato svolto prendendo come caso studio un complesso scolastico sito in Provincia di Teramo che ha riportato danni durante il Sisma del Centro Italia del 2016, classificandosi con un livello di inagibilità E. L'obiettivo di questo studio è la valutazione delle vulnerabilità dell'edificio attraverso la modellazione numerica e l'applicazione di un'analisi non lineare, sulla base dei dati di rilievo effettuati in sito, saranno individuate le criticità mostrate dall'edificio nei riguardi della domanda sismica. Infine, saranno proposti degli interventi sia di tipo locale che globale volti all'aumento dei livelli prestazionali.

Lo studio riportato in questa tesi si articola in 5 capitoli:

- nel secondo capitolo viene riportato tutto l'iter dettato dalla Norma per la valutazione delle vulnerabilità degli edifici esistenti: la prima fase riguarda il rilievo e la conoscenza degli edifici, seguita poi dalla modellazione numerica sulla quale effettuare le analisi e le verifiche di sicurezza degli elementi strutturali, fino alla determinazione dell'indice di rischio;
- il terzo capitolo propone una panoramica sugli interventi locali e globali che possono essere fatti negli edifici, specificando quelli che sono gli effetti di ognuno di loro sul costruito;
- il quarto capitolo riguarda il caso studio: dall'analisi dello stato di fatto dell'edificio vengono individuate alcune vulnerabilità, dettate dalla geometria stessa della struttura, integrate poi dall'insorgere di alcuni meccanismi fragili che riducono ulteriormente la duttilità globale. Sulla base di questi risultati saranno poi proposti degli interventi di riabilitazione;
- il quinto capitolo espone i principali risultati ottenuti in merito all'analisi dell'edificio e alla progettazione degli interventi.

## 2 Analisi di vulnerabilità di edifici esistenti in c.a.

Per l'analisi di vulnerabilità sismica degli edifici esistenti in c.a. si fa riferimento al Capitolo 8 delle NTC 2018 [1] e alla circolare vigente (Circolare 21 Gennaio 2019, N. 7 [2]). Per quanto riguarda la verifica degli elementi fragili si fa riferimento anche alle prescrizioni dell'Eurocodice 8, UNI EN 1998-3 [3].

### 2.1 Vulnerabilità degli edifici esistenti

Il Capitolo 8 delle Norme Tecniche per le Costruzioni stabilisce i criteri generali per la valutazione della sicurezza e per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo degli interventi sulle costruzioni esistenti [1]. Per costruzione esistente si intende *“quella che abbia, alla data di redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento, la struttura completamente realizzata”*. Quindi per costruzione esistente, come specificato nella Circolare [2], si intende una struttura per la quale sia stato redatto il certificato di collaudo statico in riferimento alla Norma vigente all'epoca della costruzione dell'edificio. L'epoca di costruzione dell'edificio è un dato rilevante nella valutazione delle vulnerabilità sismiche degli edifici perché le pratiche progettuali di un tempo non seguivano le regole di dettaglio sismico e spesso l'azione sismica non veniva considerata nel computo delle azioni agenti sulla struttura in quanto non prescrittiva. Le prime indicazioni nei riguardi del sisma erano indicazioni limitate, riflettevano la conoscenza dell'epoca (non c'erano i sismografi di oggi, pochi dati, non esistevano strumenti di calcolo numerico). Spesso si fa riferimento alle norme del 1974 come nascita della vera e propria normativa sismica, oppure a quelle del 1996 dove venne introdotto il metodo degli stati limite o all' O.P.C.M. 3274 del 2003, nel quale vengono recepite le prescrizioni dell'Eurocodice 8 e per la prima volta venne introdotta la classificazione sismica del territorio italiano basata sui primi risultati degli studi di pericolosità svolti dall'INGV.

La vulnerabilità è la propensione dell'edificio a subire dei danni. Se un edificio ha un'alta vulnerabilità, in base all'entità dell'azione sismica, che dipende dal sito in cui sorge la costruzione, può subire danni maggiori. Gli edifici con bassa vulnerabilità sono quelli che rispettano le prescrizioni della Norma [1] e manifestano una risposta duttile nei confronti del sisma.



Come specificato da F. Braga et al. [4], le principali cause di vulnerabilità sismica possono essere:

- resistenza globale insufficiente: dovuta all'assenza di una progettazione antisismica o a carenze nelle prescrizioni di normativa vigente all'epoca della costruzione per strutture in zona sismica o ad errori esecutivi;
- rigidità globale insufficiente: la rigidità è un parametro legato alle deformazioni della struttura. Una rigidità ridotta dell'edificio potrebbe comportare il non soddisfacimento degli stati limiti di esercizio, per i quali le verifiche si conducono in termini di spostamento;
- configurazione strutturale irregolare: le irregolarità nella distribuzione degli elementi strutturali in pianta e in elevazione e quindi irregolarità nella distribuzione delle rigidità e delle resistenze influenzano la risposta dinamica dell'edificio sotto azioni orizzontali. In termini di gerarchia delle resistenze questo può comportare concentrazioni di sforzi e sollecitazioni in porzioni della struttura, decurtando così la duttilità globale del sistema;
- interruzione nel percorso dei carichi: la difficoltà nel trasferimento delle forze di inerzia fra gli elementi strutturali rappresenta una debolezza del sistema strutturale;
- dettagli costruttivi insoddisfacenti: per garantire un comportamento duttile del sistema globale devono essere rispettate le prescrizioni vigenti sui dettagli sismici;
- diaframmi di piano di resistenza e/o rigidità insufficienti: i diaframmi devono garantire una distribuzione uniforme dell'azione sismica fra gli elementi strutturali. Le vulnerabilità ad essi associate riguardano una inadeguata resistenza al taglio e/o flessione o inadeguata rigidità (inflexione fuori dal piano che può comportare un aggravio delle sollecitazioni agenti sugli elementi strutturali);
- elementi di fondazione carenti: il mancato trasferimento delle sollecitazioni provenienti dalla sovrastruttura alle fondazioni e al terreno;
- altri fattori di vulnerabilità: rischio geologico, fenomeni di martellamento tra edifici adiacenti, degrado dei materiali.

La vulnerabilità sismica di una struttura è rappresentata da un indice di rischio che coincide con il rapporto fra la capacità della struttura e la domanda in termini di spostamento dovuta al sisma. La capacità della struttura deve essere valutata tramite un modello numerico costruito sulla base delle caratteristiche dell'opera in esame mentre la domanda sismica può essere descritta tramite uno spettro di risposta o un accelerogramma applicato al modello della struttura, in base al tipo di analisi che può essere applicata al modello.

Ogni volta che si verifica un terremoto, è necessario cercare di capire:

- le caratteristiche di quel terremoto e quindi l'entità dell'input;
- gli effetti che esso ha avuto sul costruito.

Chiaramente, tra l'input e i danni osservati vi è l'edificio con le sue vulnerabilità che devono essere messe in evidenza per la progettazione di un intervento di riabilitazione.

L'osservazione dei danni è importante per due motivi:

- la riabilitazione dell'edificio in base alla gravità degli stessi e a considerazioni di tipo economico;
- per la prevenzione in edifici che non sono stati danneggiati.

## 2.2 Rilievo e conoscenza degli edifici esistenti

La valutazione della sicurezza e delle vulnerabilità sismiche di un edificio esistente si basano sulla definizione di un modello matematico della struttura con il quale condurre delle analisi al fine di determinare l'indice di rischio sismico dell'edificio. La modellazione dell'edificio si basa su un processo di conoscenza molto oneroso, descritto al Paragrafo 8.5 della Norma [1], che può essere riassunto in queste fasi:

- analisi storico-critica;
- rilievo;
- caratterizzazione meccanica dei materiali
- azioni.

### 2.2.1 Analisi storico-critica

L'analisi storico-critica è una vera e propria fase di ricerca delle informazioni riguardanti la storia dell'edificio, le possibili modifiche al progetto originale (ampliamenti, sopraelevazioni, modifiche della planimetria, etc.) e gli eventi che hanno interessato l'edificio al fine di poter capire se quello che si riscontra sui materiali è dovuto ad un normale degrado o magari ad eventi eccezionali tipo il sisma. È necessaria quindi una valutazione dei danni conseguenti agli eventuali eventi sismici subiti in precedenza dall'edificio e la conoscenza degli eventuali interventi di riparazione. In questa fase di conoscenza dell'edificio è opportuno individuare gli schemi statici e i carichi di progetto prescritti dalla normativa vigente all'epoca di costruzione del fabbricato. È noto che per le costruzioni ordinarie è difficile trovare i progetti originali, questo perché prima degli anni '70 non c'era l'obbligo del deposito del progetto al genio civile. In tal caso gli elaborati e le relazioni progettuali potrebbero essere richiesti, quando possibile, ai progettisti dell'epoca. Per gli edifici storici la ricerca delle informazioni è più semplice: può essere fatta ad esempio, negli archivi, nei musei e soprattutto negli archivi delle chiese. Una volta conclusa questa analisi, è possibile stabilire il piano di indagini e di rilievo dell'edificio.

### 2.2.2 Rilievo

Il rilievo degli edifici in c.a. comprende:

- Il rilievo geometrico-strutturale e metrico;
- Il rilievo del quadro fessurativo e del degrado;
- Il rilievo delle fondazioni.

Il rilievo è essenziale per la definizione del modello strutturale, deve essere completo e molto dettagliato per poter valutare, in maniera più fedele possibile alla realtà, la risposta dinamica della struttura sotto l'azione del sisma. I risultati del rilievo devono essere rappresentati attraverso piante, prospetti e sezioni mettendo in evidenza anche i particolari costruttivi. Se sono disponibili gli elaborati di progetto, magari perché l'edificio è nato negli anni '80, devono essere fatti comunque dei controlli a campione per verificare che l'elaborato è realmente relativo al progetto finale e non ci siano state modifiche nel corso del tempo.

Come specificato nella Circolare [2], il rilievo geometrico-strutturale e metrico serve ad individuare:

- l'organismo resistente della costruzione e le eventuali modifiche avvenute nel tempo e ne specifica la loro organizzazione in pianta e in elevazione (singoli corpi e giunti);
- la geometria e l'orditura dei solai;
- gli elementi strutturali, con particolare attenzione agli elementi critici quali, ad esempio, pilastri tozzi, forature etc;
- corpi scala e vani ascensore a circolare;
- gli elementi "non strutturali" (tramezzi e tamponature);
- la posizione e la dimensione delle armature.

L'individuazione delle armature richiede rilievi a campione e valutazioni estensive per analogia. Un tempo, gli edifici erano il più regolari possibili, generalmente rettangolari, con i solai orditi tutti in una certa direzione. Si prendeva un telaio piano e lo si ripeteva per un certo numero di volte, così facendo si cercava di semplificare il telaio spaziale, ottenendolo dalla ripetizione di un telaio piano, detto principale. Chiaramente calcolare a mano il telaio principale era possibile mentre quello secondario non veniva calcolato perché i carichi erano minori a causa del fatto che il solaio scaricava sul telaio principale. Detto questo è chiaro che allora i pilastri erano armati ugualmente e in virtù di questa concezione strutturale è possibile fare valutazioni estensive per analogia. Allora i rilievi si fanno solo su alcuni pilastri e poi se ci sono pilastri della stessa tipologia posso essere considerati armati tutti ugualmente. Per il rilievo dei dettagli costruttivi può essere utilizzato il pacometro (descritto al Paragrafo 2.2.3.1), uno strumento con il quale è possibile individuare la posizione e il diametro delle armature per confrontare poi questi risultati con quanto riportato negli elaborati progettuali. Per verificare, invece, lo stato di conservazione delle armature e verificare le misure effettuate dallo strumento si può rimuovere il copriferro, almeno nei punti più significativi: l'analisi visiva permette inoltre di controllare anche il tipo di barra utilizzato, se liscia o ad aderenza migliorata, e vedere se c'è corrispondenza con quanto dichiarato nella relazione tecnica. Il rilievo geometrico oggi giorno può essere

condotto mediante tecnologia laser scanner con cui è possibile anche velocemente ricostruire sezioni, prospetti dell'edificio con un apparecchio simile ad una macchina fotografica: è uno strumento che agevola molto rispetto ad un rilievo manuale, in special modo dei dettagli.

Il rilievo del quadro fessurativo e del degrado è una fase fondamentale per capire le cause dei dissesti della struttura e per stabilire i possibili interventi finalizzati alla riparazione del danno e alla rimozione della causa del dissesto. Come specificato da M. A. Pisani et al. [5], un possibile elenco delle cause dei dissesti degli edifici può essere così riassunto:

- errori di progetto;
- difetti dei materiali;
- difetti di esecuzione;
- degrado dei materiali;
- eventi eccezionali;
- altre cause, quali ad esempio modifiche strutturali, variazioni di destinazione d'uso dell'edificio, scavi in adiacenza delle strutture, etc.

I dissesti sismici delle strutture in c.a. possono coinvolgere elementi non strutturali (tamponature perimetrali e tramezzi interni), elementi strutturali quindi pilastri, setti, pareti che sono elementi poco duttili ma anche le travi che per la gerarchia delle resistenze sono sede di apertura delle cerniere plastiche (meccanismo di tipo duttile), oppure possono manifestarsi dei meccanismi di collasso "globali" dovuti o ad una errata distribuzione delle resistenze in elevazione o in pianta (il rispetto delle prescrizioni di regolarità in pianta e in altezza scongiura un collasso della struttura di questo tipo).

Contestualmente a questa fase di rilievo del quadro fessurativo, particolare attenzione va posta alle fondazioni: la struttura fondale e il terreno di fondazione devono essere adeguatamente rilevate e analizzate per capire se i dissesti sono stati provocati da errori di progettazione della fondazione stessa o da cedimenti del terreno. Per questo motivo le indagini devono essere coadiuvate da ingegneri geotecnici e geologi per la caratterizzazione del terreno di fondazione, necessaria inoltre alla determinazione del

parametro  $V_{s,30}$  cioè la velocità di propagazione delle onde di taglio entro 30 m di profondità, utilizzato per la determinazione della categoria del sottosuolo (Tabella 3.2.II della Norma Figura 2-1) che insieme alla categoria topografica (Tabella 3.2. III della Norma in Figura 2-2) sono alla base della valutazione dell'azione sismica di progetto agente nel sito di riferimento.

Tab. 3.2.II – *Categorie di sottosuolo che permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato.*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
A	<i>Ammassi rocciosi affioranti o terreni molto rigidi caratterizzati da valori di velocità delle onde di taglio superiori a 800 m/s, eventualmente comprendenti in superficie terreni di caratteristiche meccaniche più scadenti con spessore massimo pari a 3 m.</i>
B	<i>Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s.</i>
C	<i>Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 180 m/s e 360 m/s.</i>
D	<i>Depositi di terreni a grana grossa scarsamente addensati o di terreni a grana fina scarsamente consistenti, con profondità del substrato superiori a 30 m, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 100 e 180 m/s.</i>
E	<i>Terreni con caratteristiche e valori di velocità equivalente riconducibili a quelle definite per le categorie C o D, con profondità del substrato non superiore a 30 m.</i>

Figura 2-1 – *Tabella 3.2 II della Norma per la definizione delle categorie di sottosuolo [1].*

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	<i>Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media <math>i \leq 15^\circ</math></i>
T2	<i>Pendii con inclinazione media <math>i &gt; 15^\circ</math></i>
T3	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media <math>15^\circ \leq i \leq 30^\circ</math></i>
T4	<i>Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media <math>i &gt; 30^\circ</math></i>

Figura 2-2 – *Categorie topografiche [1].*

La misura diretta della velocità di propagazione delle onde di taglio tramite prove dinamiche è fortemente raccomandata. Nei casi in cui non si dispone di queste prove, la valutazione della velocità di propagazione può essere svolta tramite relazioni empiriche comprovate in base ai valori del numero di colpi della prova penetrometrica dinamica (SPT) per terreni a grana grossa e in base ai valori della resistenza non drenata per terreni a grana fine.

### 2.2.3 Caratterizzazione meccanica dei materiali

Per quanto riguarda la caratterizzazione dei materiali, come indicato al paragrafo 8.5.3 della Norma [1], si deve far riferimento alla documentazione acquisita nella fase dell'analisi storico-critica, quindi alle relazioni tecniche in cui vi sono indicazioni riguardo ai materiali utilizzati.

Le verifiche visive in situ sono utili per valutare lo stato di conservazione dei materiali: per le strutture in c.a. deve essere rimosso l'intonaco e si va ad osservare il grado di compattazione, se ci sono nidi di ghiaia, se c'è una fessurazione diffusa che può significare che si è verificata la reazione alcali-aggregati, se c'è stata l'espulsione del copriferro a causa di fenomeni corrosivi che coinvolgono le armature. La corrosione è un fenomeno per il quale deve essere posta particolare attenzione perché può ridurre la sezione resistente della barra d'acciaio e peggiorare l'aderenza fra l'acciaio e il calcestruzzo. Dopo un'attenta analisi visiva dell'edificio, sulla base di quest'ultime e della documentazione disponibile, vengono programmate le indagini sperimentali per avere un raffronto con quanto preventivato nella fase di progettazione, per capire le cause degrado subito dai materiali stessi e stabilire i possibili interventi da mettere in atto. Le indagini sperimentali servono, inoltre, all'individuazione delle resistenze dei materiali da impiegare poi in sede di verifica.

#### 2.2.3.1 Indagini sperimentali

Le indagini sperimentali possono essere di tre tipi:

- indagini non distruttive: vengono condotte in sito e non danneggiano la struttura;
- indagini semi-distruttive: comportano un danneggiamento parziale dell'elemento oggetto di analisi;
- indagini distruttive: sono indagini invasive che potrebbero danneggiare l'elemento in esame.

Nel caso degli edifici in c.a. la scelta del tipo di prova dipende dal materiale da testare, quindi prove finalizzate alla determinazione della resistenza compressione media del calcestruzzo e prove finalizzate alla determinazione della resistenza media a trazione dell'acciaio, dai costi sostenibili, dai danni che si possono arrecare all'edificio, dalla precisione della prova e dai tempi di esecuzione. Il numero delle prove non distruttive

eseguite sugli edifici supera quello delle prove distruttive per non danneggiare eccessivamente l'edificio. La norma però dice di fare attenzione riguardo l'utilizzo delle relazioni matematiche correlate alla resistenza meccanica del calcestruzzo che si trovano in letteratura e si basano sui risultati delle prove non distruttive: si può incorrere in gravi errori stima della resistenza se le correlazioni non sono calibrate sui risultati di un numero minimo di prove a compressione eseguiti su provini estratti dalle strutture da analizzare. Le prove non distruttive effettuate su un edificio devono essere di diverse tipologie così da eliminare eventuali errori sistematici che possono verificarsi effettuando un solo tipo di prova. La scelta degli elementi strutturali su cui eseguire le indagini va effettuata con particolare cautela, soprattutto per quanto riguarda gli elementi che verranno sottoposti al carotaggio. I campioni estratti con il carotaggio devono essere rappresentativi di tutto quanto l'edificio oggetto di indagine e devono cogliere le eventuali variazioni presenti.

Il carotaggio è una prova distruttiva alla quale vengono sottoposti alcuni elementi strutturali per estrarre un provino di calcestruzzo che poi verrà testato in laboratorio per determinare la resistenza a compressione. Prima di sottoporre l'elemento strutturale a questa prova, si utilizza uno strumento, il pacometro, che serve ad individuare la posizione delle armature longitudinali e delle staffe, in modo tale da poter eseguire correttamente il carotaggio. Il pacometro è sostanzialmente una sonda che contiene due bobine: quando ricevono un impulso di corrente creano un campo magnetico che magnetizza le armature inducendovi correnti parassite. Le correnti parassite si dissolvono creando un campo magnetico. Attraverso l'elaborazione del segnale prodotto dal campo magnetico è possibile individuare la posizione, il diametro e la profondità della barra di armatura. Quando la sonda individua la presenza delle armature emette un suono che si fa via via più acuto man mano che ci si avvicina ad una barra. In genere prima si individuano le staffe e poi i ferri longitudinali ed una volta individuate le loro posizioni si segnano sul pilastro, in modo tale da riprodurre all'esterno, su tutte le sue facce, la posizione delle armature. Una volta che sono state individuate le armature, si può procedere con il carotaggio che consiste nel prelievo di campioni cilindrici, detti carote, mediante carotatrici a corona diamantata (Norma UNI EN 12504-1). I provini cilindrici per essere rappresentativi devono avere



dimensioni minime pari almeno a 3 volte il diametro degli inerti, il rapporto tra diametro e lunghezza è compreso circa fra 1 e 2. Il numero di carote è funzione del volume del getto da analizzare, dell'importanza dell'edificio e può variare in base ad esigenze specifiche.

Le operazioni di carotaggio in genere vengono eseguite sui pilastri piuttosto che sulle travi, a circa metà altezza del pilastro in cui sono minime le sollecitazioni flessionali. La scelta degli elementi su cui effettuare questa prova dipende da [4]:

- ragioni pratiche e logistiche per l'esecuzione della prova stessa,
- diverse epoche di costruzione delle porzioni di edificio (i materiali potrebbero essere diversi);
- in funzione del calcolo di un parametro chiamato *tasso di lavoro* definito come il rapporto fra i carichi verticali agenti sull'area di influenza dell'elemento verticale considerato e il valore minimo ammissibile della tensione di compressione del calcestruzzo stimato per edifici esistenti pari a  $150 \text{ kg/cm}^2$ : se questo parametro risulta inferiore al 60/70% la prova può essere eseguita.

Le prove di laboratorio a cui vengono sottoposti i campioni sono [5]:

- esame visivo per valutare la qualità del getto e il tipo di inerti;
- determinazione densità e contenuto d'acqua;
- prova a schiacciamento;
- prova brasiliana per la determinazione della resistenza a trazione del calcestruzzo.

Prima dell'esecuzione della prova a schiacciamento, le carote vengono identificate in base al punto di prelievo, devono essere preparate eseguendo un taglio della carota alla lunghezza desiderata e una spianatura delle facce destinate a venire a contatto con i piatti della pressa. Una volta preparata, la carota viene sottoposta prima ad un test alla fenolftaleina, cioè si va a misurare la carbonatazione subita dal materiale. Questa sostanza viene spruzzata sulla carota, rimane incolore quando il materiale è carbonatato mentre assume una colorazione rossastra quando il materiale non è carbonatato. È fondamentale stabilire la profondità della carbonatazione perché oltre ad essere un fattore di degrado del materiale, può alterare i risultati delle prove non distruttive, come ad esempio la prova sclerometrica. La carota viene poi sottoposta alla prova di schiacciamento per la

determinazione della resistenza a compressione del calcestruzzo. Come spiegato da Manfredi et al. [6], la resistenza misurata sulle carote  $f_{car}$  risente di numerosi fattori che la differenziano da quella del calcestruzzo in-situ  $f_{cis}$ :

- 1) la posizione del prelievo nell'ambito dell'elemento strutturale (ad es. al piede o alla testa di un pilastro, parallelamente o ortogonalmente alla direzione di getto);
- 2) il disturbo che inevitabilmente consegue alle operazioni di prelievo (oltre che, anche se generalmente in misura ridotta, alle successive operazioni di preparazione eseguite per ottenere un provino idoneo per la prova);
- 3) le dimensioni delle carote (microcarote o carote con H/D diverso da 2);
- 4) la presenza di eventuali armature incluse.

Per questi motivi, per determinare l'effettiva resistenza a compressione del materiale devono essere usate delle correlazioni che tengono conto dell'influenza di questi fattori così da ottenere la resistenza del calcestruzzo in-situ. Dopo aver prelevato il materiale su cui svolgere la prova, si deve poi provvedere a ricostituire lo stato iniziale dell'elemento strutturale, nel senso il foro di un carotaggio dovrà poi essere riempito: in genere per queste applicazioni vengono utilizzati calcestruzzi espansivi che, altrimenti, a causa del ritiro magari non andrebbero a riempire completamente il vuoto lasciato dalla carota.

Contestualmente alla prova distruttiva, l'edificio viene sottoposto alle prove non distruttive. L'indagine sclerometrica (Norma UNI EN 12504-2) permette di valutare l'uniformità del calcestruzzo, delineare le zone o aree di calcestruzzo di scarsa qualità o deteriorato e di stimare la resistenza a compressione del calcestruzzo in opera correlando i risultati con le prove di laboratorio. Lo sclerometro è uno strumento costituito da una punta cilindrica che viene colpita da una massa pesante attraverso una molla che si carica nel momento in cui si preme la punta contro la superficie: si misura il rimbalzo che la massa subisce dopo l'impatto con la superficie. Il risultato della prova viene espresso in termini di indice di rimbalzo che viene correlato alla resistenza a compressione del calcestruzzo. La determinazione della resistenza del calcestruzzo può essere fatta soltanto a fronte della costruzione di una curva di taratura basata sui risultati delle prove distruttive eseguite nell'edificio: deve essere stabilita una relazione mediante la quale è possibile ricavare la

resistenza dalla conoscenza dell'indice di rimbalzo. Una volta ottenuta la curva di taratura, è possibile ricavare i valori di resistenza con la sola prova sclerometrica che viene fatta in altri punti. In alcuni casi le curve di taratura possono essere fornite dai produttori della strumentazione impiegata: sono curve ricavate per specifiche tipologie e qualità di calcestruzzo e per questo motivo il loro utilizzo è limitato.

L'utilizzo del solo indice di rimbalzo per la determinazione della resistenza a compressione, mediante l'utilizzo di correlazioni che si trovano in letteratura, comporta gravi errori di valutazione del parametro stesso perché i risultati di questa prova si riferiscono alla sola superficie dell'elemento e sono fortemente influenzati dal tipo di cemento, dal grado di compattazione, dalla carbonatazione della superficie, dagli inerti presenti sulla superficie, dall'età del calcestruzzo stesso.

Nella norma UNI EN 12504-2 si specifica che gli elementi di calcestruzzo sottoposti a prova sclerometrica devono avere uno spessore di 100 mm e un'area di 300x300 mm. Prima di effettuare la prova le superfici devono essere preparate rendendole lisce tramite l'utilizzo di una pietra abrasiva. Dopo una taratura dello strumento, si procede con la prova effettuando almeno 9 misure per ottenere una stima affidabile dell'indice sclerometrico: i punti di misura devono distare almeno 20 mm l'uno dall'altro, in genere in dotazione allo strumento c'è una griglia per individuare questi punti. Essenziale durante la prova verificare periodicamente la taratura dello strumento.

L'indagine ultrasonica (UNI EN 12504-4) permette di valutare il modulo elastico del calcestruzzo, l'uniformità del calcestruzzo, delineare le zone o le aree di calcestruzzo di scarsa qualità o deteriorato e di stimare la resistenza a compressione del calcestruzzo in opera correlando i risultati con quelli ottenuti da prove distruttive. La prova prevede l'utilizzo di due sonde, una emittente e una ricevente, che vengono posizionate sull'elemento da analizzare con diverse configurazioni (Figura 2-3):

- per trasparenza in cui l'emettitore e il ricevitore sono sulle due facce opposte dell'elemento;
- in diagonale dove le sonde sono posizionate a 90° l'una rispetto all'altra;
- in superficie in cui le sonde sono posizionate sulla stessa faccia dell'elemento.

Il posizionamento delle sonde dipende fortemente da come è configurato l'elemento da testare ma la massima precisione si ottiene con la lettura per trasparenza.

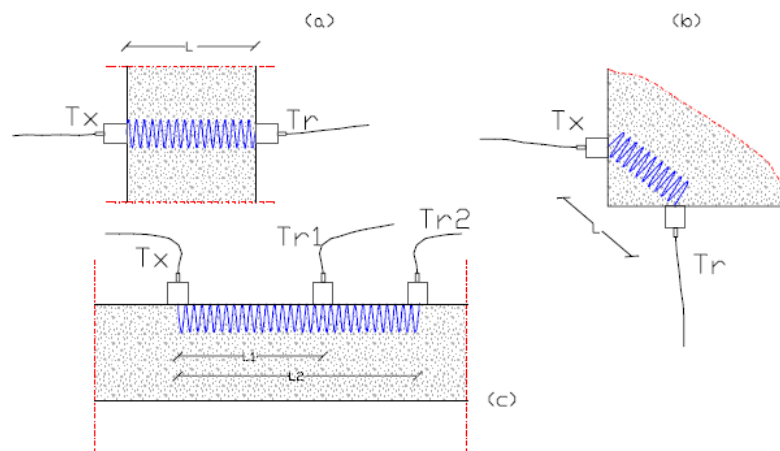


Figura 2-3 – Letture ultrasoniche per trasparenza (a), in diagonale (b) e in superficie (c) [6].

Si misura la velocità di transito del segnale dalla sonda emittitrice a quella ricevente e questo parametro può essere utilizzato per la determinazione del modulo elastico dinamico del calcestruzzo e della resistenza a compressione. Come nel caso dello sclerometro, per poter adeguatamente stimare questi parametri devono essere trovate delle relazioni con le quali calcolare la resistenza in funzione della velocità, riferite al calcestruzzo in esame e quindi ai risultati di prove di laboratorio eseguiti per il caso in esame. Anche in questo caso i produttori delle strumentazioni potrebbero fornire curve di taratura il cui utilizzo è però limitato al tipo di materiale testato in sede di determinazione della curva stessa. L'utilizzo della prova per la determinazione della resistenza a compressione del calcestruzzo non è del tutto affidabile in quanto la velocità di propagazione delle onde è influenzata dall'umidità, dal grado di maturazione, dalla composizione della miscela, dalla presenza delle armature e dalla presenza di difetti che possono alterare il percorso delle onde. Per poter stimare quindi le proprietà meccaniche si deve tener conto delle reali proprietà fisiche e chimiche del materiale. Questo metodo di prova è molto più affidabile per controllare l'uniformità dei materiali e monitorare il degrado, per individuare la presenza di difetti, danni e fessure e stimare la profondità della fessura stessa.

Per stimare la resistenza a compressione, si accoppia l'indagine ultrasonica a quella sclerometrica: questo tipo di prova viene chiamato metodo SonReb. Questa metodologia permette di limitare gli errori che possono essere commessi utilizzando le procedure singolarmente. A partire dai dati ottenuti con l'indagine ultrasonica e con l'indagine sclerometrica, è possibile ricavare la resistenza a compressione del calcestruzzo con relazioni del tipo:

$$R_c = a V^b S^c \quad (2.1)$$

in cui  $R_c$  indica la resistenza a compressione in [MPa],  $V$  indica la velocità di propagazione dell'impulso in [m/s],  $S$  è l'indice di rimbalzo. Partendo da questa espressione generale è possibile ricavare una correlazione specifica per il caso in esame e basata sui risultati di alcuni carotaggi. In letteratura sono presenti molte altre correlazioni e un grafico (Figura 2-4) che correla l'indice di rimbalzo e la velocità di propagazione alla resistenza a compressione ma per una maggiore affidabilità la correlazione deve essere ottenuta per il caso specifico.

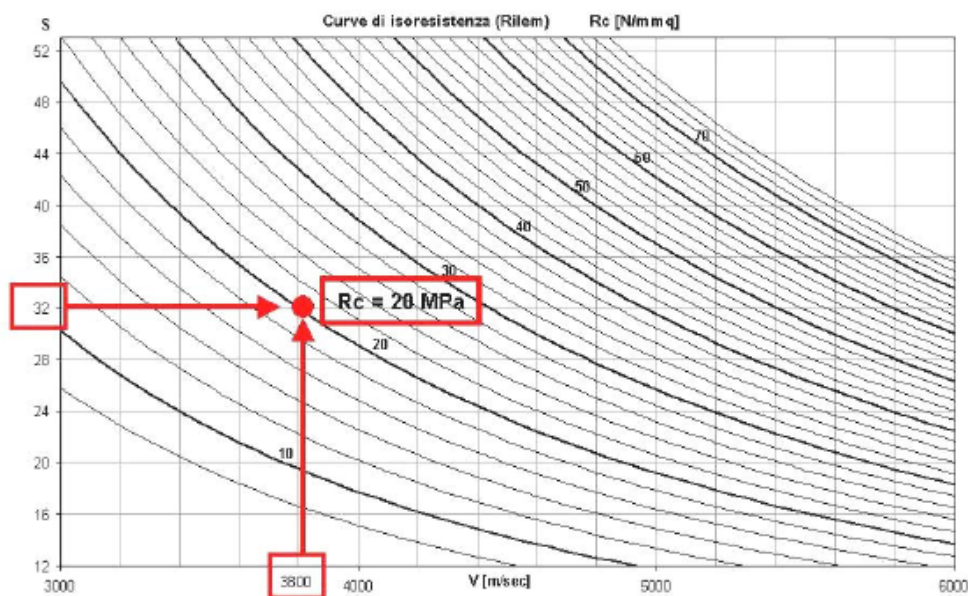


Figura 2-4 – Curve di iso-resistenza [6].

Per quanto riguarda la caratterizzazione dell'acciaio, non esistono tutt'ora prove non distruttive per la determinazione della resistenza a trazione. Alcune volte, laddove siano disponibili le relazioni tecniche dell'edificio, è possibile verificare quanto riportato nel progetto andando semplicemente a fare un esame visivo dell'armatura: si opera uno scasso, si osserva l'armatura e si verifica la corrispondenza con quanto riportato nelle documentazioni. Nel caso in cui non sia disponibile la relazione tecnica, devono essere eseguite delle prove di trazione su spezzoni di armature longitudinali prelevati dagli elementi strutturali: si preleva la barra in un punto in cui lavora di meno, quindi chiaramente non in mezzeria. Le modalità della prova sono identiche a quelle per gli edifici nuovi.

Nel campo delle indagini sperimentali, negli ultimi tempi, stanno prendendo sempre più largo uso le prove dinamiche che servono all'identificazione dinamica dell'edificio: significa che si individuano le frequenze proprie, le forme modali e rapporti di smorzamento degli edifici che vengono testati. Questi parametri costituiscono la cosiddetta "impronta digitale" dell'edificio. Le prove dinamiche si basano sull'utilizzo di accelerogrammi che vengono posizionati ai vari piani della struttura per cogliere il moto rigido del piano: servono almeno 3 accelerogrammi, due per cogliere il moto traslazionale del piano e uno per cogliere la rotazione. La struttura viene sottoposta a input diversi, a seconda del tipo di prova si può avere una forzante di tipo sinusoidale, di tipo impulsivo o ambientale e l'accelerogramma misura una tensione. In base al tipo di input, il sensore restituirà un segnale che attraverso l'utilizzo di alcune tecniche di rielaborazione dei segnali può essere correlato ai parametri modali. Nel caso in cui l'input è misurabile si procede con un'analisi modale sperimentale, mentre con la forzante di tipo ambientale non misurabile si procede con un'analisi modale operativa. Nel caso degli edifici esistenti questa prova può essere di aiuto nella definizione del modello matematico con quale effettuare la valutazione di sicurezza dell'edificio. Conoscendo i parametri modali reali della struttura, è possibile calibrare i modelli, valutare la capacità della struttura e successivamente progettare un intervento di riabilitazione e verificarne la sua efficacia. Il problema insito in questa campagna di indagine è il fatto che nella determinazione dei parametri modali vengono anche presi in considerazione anche gli elementi non strutturali, quali tamponature e tramezzi interni oppure gli infissi, che

contribuiscono alla rigidità globale del sistema. Nella pratica progettuale, laddove venga verificato che il drift di piano sia inferiore a 0.005 l'altezza di interpiano, si modella solo il telaio, trascurando le tamponature: per poter aver un confronto tra i dati misurati in sito e il modello, deve essere inserita anche la rigidità delle tamponature valutata sperimentalmente o con valori di letteratura.

#### 2.2.4 Azioni

Sempre in riferimento alla valutazione della sicurezza dell'edificio, la Norma, al Paragrafo 8.5.5 [1], definisce le azioni che devono essere considerate nel calcolo e applicate al modello matematico della struttura. La Norma dice: *“i valori delle azioni e le loro combinazioni da considerare nel calcolo, sia per la valutazione della sicurezza sia per il progetto degli interventi, sono quelle definite dalla presente norma per le nuove costruzioni, salvo quanto di seguito precisato. Per i carichi permanenti, un accurato rilievo geometrico strutturale e dei materiali potrà consentire di adottare coefficienti parziali modificati, assegnando valori di  $\gamma_g$  adeguatamente motivati.”*

Per quanto riguarda le azioni, quindi, vanno seguite le prescrizioni che riguardano gli edifici nuovi. L'unico sconto che la norma fa è sui coefficienti parziali per i carichi permanenti perché nelle nuove costruzioni, tali coefficienti servono a tenere conto di incertezze legate alle incongruenze tra progettazione e realizzazione, mentre in edifici esistenti non ha senso tenere conto di questi coefficienti dato che il materiale costituente la struttura è noto ed è possibile valutarne il peso specifico.

La valutazione delle azioni prevede il calcolo di [4]:

- pesi propri di tutti gli elementi strutturali ( $G_1$ );
- pesi permanenti portati dagli elementi non strutturali ( $G_2$ );
- azioni variabili (Q);
- azione sismica (E).

Dalla fase di rilievo dell'edificio devono essere valutati i carichi che derivano dai solai e dalla copertura, dai tramezzi, dai tamponamenti, dagli impianti, dai massetti e dalle pavimentazioni che sono essenziali per la definizione della massa sismica dell'edificio e

delle combinazioni di carico. Per la definizione della combinazione di carico agli SLU, ai quali si farà riferimento per le verifiche sia per la valutazione dell'indice di rischio e sia per la progettazione degli interventi, devono essere valutati i carichi accidentali. Per quanto riguarda l'azione sismica, la sua definizione dipende dal tipo di analisi che viene scelta: nel caso in cui si faccia riferimento ad un'analisi statica lineare o ad una dinamica lineare, l'azione sismica è definita tramite lo spettro di risposta in accelerazione (Paragrafo 3.2 della Norma [1]). La Norma fornisce gli spettri in pseudo-accelerazione che fanno riferimento agli studi di pericolosità sismica condotti dall'INGV (Istituto Nazionale di Vulcanologia e Geofisica): "la pericolosità sismica di base" viene definita in termini di accelerazione massima attesa in condizioni ideali di sito di riferimento rigido e superficie topografica orizzontale.

Lo spettro è definito in base ai seguenti parametri, desunti dalla pericolosità di riferimento:

- $a_g$ : accelerazione massima al sito;
- $F_o$ : fattore di amplificazione dello spettro in pseudo accelerazione orizzontale;
- $T_c^*$ : periodo di fine tratto accelerazione orizzontale.

La forma spettrale e il valore dell'accelerazione massima attesa al sito di riferimento variano al variare della probabilità di superamento ( $P_{VR}$ ), che viene definita in base allo stato limite per il quale vuole essere definita la corrispondente azione sismica. Prima si fissa il periodo di riferimento della struttura definito come:

$$V_R = V_N C_U \quad (2.2)$$

dove

$V_N$ : vita nominale della costruzione definita al Paragrafo 2.4.1 della Norma [1];

$C_U$ : coefficiente d'uso definito al Paragrafo 2.4.2 della Norma [1].

Poi si definisce la probabilità di superamento  $P_{VR}$  nel periodo di riferimento associata allo stato limite considerato (Tabella 3.2.I della Norma in Figura 2-5).

Tab. 3.2.I – Probabilità di superamento  $P_{VR}$  in funzione dello stato limite considerato

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

Figura 2-5 – Probabilità di superamento  $P_{VR}$  [1].



Ad ogni stato limite è associata un'intensità del sisma e i livelli di prestazione che la struttura deve soddisfare:

- lo Stato Limite di Operatività (SLO) è caratterizzato da un evento sismico frequente ( $P_{VR}=81\%$ ) e il livello prestazionale richiesto è quello della “*completa operatività*”: le attività non vengono interrotte e i danni sono trascurabili;
- lo Stato Limite di Danno (SLD) è caratterizzato da un evento sismico occasionale ( $P_{VR}=63\%$ ) e il livello di prestazione richiesto è quello “*dell’operatività*”: le attività non vengono interrotte e i danni sono marginali.
- Lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) è caratterizzato da un sisma raro ( $P_{VR}=10\%$ ) e il livello prestazionale richiesto è la “*riparabilità*”: le attività vengono interrotte ma i danni sono riparabili;
- lo Stato Limite di Collasso (SLC) è caratterizzato da un sisma molto raro ( $P_{VR}=5\%$ ) e il livello prestazionale richiesto è la “*salvaguardia della vita umana*”: si verificano danni ingenti ma la vita umana è salvaguardata.

Stabiliti questi parametri, è possibile calcolare il tempo di ritorno del sisma associato a uno stato limite necessario alla determinazione dello spettro di risposta.

$$T_R = - \frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} \quad (2.3)$$

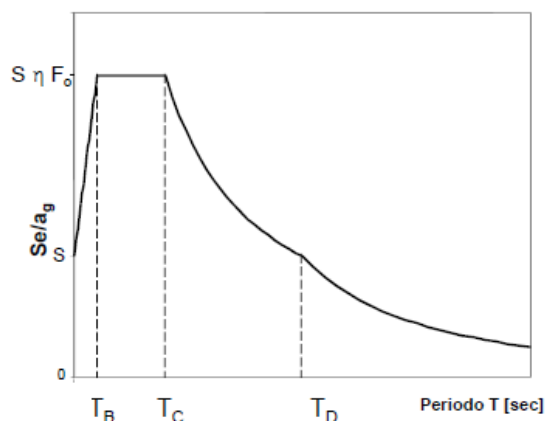


Figura 2-6 – Spettro di risposta elastico.

Lo spettro di risposta, rispetto a quello definito nello studio di pericolosità condotto dall'INGV, è approssimato con 4 tratti rettilinei ognuno definito da una equazione (Figura 2-6):

$$S_e(T) = a_g S \eta F_o \left( \frac{T}{T_B} + \frac{1}{F_o \eta} \left( 1 - \frac{T}{T_B} \right) \right) \quad T < T_B \quad (2.4)$$

$$S_e(T) = a_g S \eta F_o \quad T_B \leq T < T_C \quad (2.5)$$

$$S_e(T) = a_g S \eta F_o \left( \frac{T_C}{T} \right) \quad T_C \leq T < T_D \quad (2.6)$$

$$S_e(T) = a_g S \eta F_o \left( \frac{T_C T_D}{T^2} \right) \quad T_D \leq T \quad (2.7)$$

dove

- $\eta$  tiene conto degli effetti dello smorzamento: quello della Norma è definito per uno smorzamento  $\xi$  del 5% altrimenti si deve tener conto della seguente formula:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} \geq 0.55 \quad (2.8)$$

- $S$  è il fattore che tiene conto delle amplificazioni locali che è dato dal prodotto fra  $S_S$  e  $S_T$ . Il parametro  $S_S$  è il parametro di amplificazione stratigrafica che è definito in base alla categoria di sottosuolo descritte in Figura 2-1, mentre  $S_T$  è il parametro di amplificazione topografica, definito anche questo in base alla categoria topografica descritta in Figura 2-2.
- $T_C$  è il periodo di fine del tratto ad accelerazione costante dato dal prodotto fra  $C_c$  (coefficiente che dipende dalla categoria di sottosuolo Figura 2-7) e  $T_C^*$ ;
- $T_B$  è il periodo di inizio del tratto ad accelerazione costante dato da  $T_C/3$ .

Tab. 3.2.IV – Espressioni di  $S_s$  e di  $C_c$

Categoria sottosuolo	$S_s$	$C_c$
A	1,00	1,00
B	$1,00 \leq 1,40 - 0,40 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,20$	$1,10 \cdot (T_C^*)^{-0,20}$
C	$1,00 \leq 1,70 - 0,60 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,50$	$1,05 \cdot (T_C^*)^{-0,33}$
D	$0,90 \leq 2,40 - 1,50 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,80$	$1,25 \cdot (T_C^*)^{-0,50}$
E	$1,00 \leq 2,00 - 1,10 \cdot F_0 \cdot \frac{a_g}{g} \leq 1,60$	$1,15 \cdot (T_C^*)^{-0,40}$

Figura 2-7 – Espressioni di  $S_s$  e  $C_c$  [1].

Tab. 3.2.V – Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$

Categoria topografica	Ubicazione dell'opera o dell'intervento	$S_T$
T1	-	1,0
T2	In corrispondenza della sommità del pendio	1,2
T3	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media minore o uguale a 30°	1,2
T4	In corrispondenza della cresta di un rilievo con pendenza media maggiore di 30°	1,4

Figura 2-8 – Valori di  $S_T$  [1].

La Norma al Paragrafo 8.3 [1] dice che le verifiche sismiche negli edifici esistenti devono essere eseguite rispetto allo Stato Limite di Salvaguardia della vita (SLV) o in alternativa allo Stato Limite di Collasso (SLC).

## 2.2.5 Livelli di conoscenza

I livelli di conoscenza è inteso come il grado di approfondimento che si è raggiunto nell'analisi dello stato di fatto dell'edificio: è sostanzialmente il grado di conoscenza che riguarda la geometria, i dettagli costruttivi e le proprietà dei materiali. Per ogni livello di conoscenza (LC) sono definiti: il tipo di analisi che può essere utilizzata e il fattore di confidenza (FC) che deve essere assunto per la verifica degli elementi strutturali. Il fattore di confidenza è un coefficiente da utilizzare per la riduzione delle resistenze dei materiali, ottenute nella fase di indagine.

**Tabella C8.5.IV** – Livelli di conoscenza in funzione dell'informazione disponibile e conseguenti metodi di analisi ammessi e valori dei fattori di confidenza, per edifici in calcestruzzo armato o in acciaio

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

(\*) A meno delle ulteriori precisazioni già fornite nel § C8.5.4.

Figura 2-9 -Livelli di conoscenza definiti dalla Circolare [2].

I livelli di conoscenza definiti per un edificio in c.a. sono 3 (Figura 2-10):

- LC1 conoscenza limitata a cui è associato un FC pari a 1.35;
- LC2 conoscenza adeguata a cui è associato un FC pari a 1.2;
- LC3 conoscenza estesa a cui è associato un FC pari a 1.

In ogni livello di conoscenza, la geometria deve essere nota e si può fare riferimento ai disegni di carpenteria originali, se disponibili, o ad un rilievo visivo completo. Il rilievo visivo a campione è necessario quando si dispone dei disegni originali del progetto per verificare se c'è perfetta corrispondenza oppure se ci sono state modifiche nel corso del tempo.

**Tabella C8.5.V** – Definizione orientativa dei livelli di rilievo e prova per edifici di c.a.

Livello di Indagini e Prove	Rilievo(dei dettagli costruttivi) <sup>(a)</sup>	Prove (sui materiali) <sup>(b)(c)(d)</sup>
	Per ogni elemento "primario" (trave, pilastro)	
<i>limitato</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
<i>esteso</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
<i>esaustivo</i>	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m <sup>2</sup> di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Figura 2-10 – Livelli di rilievo e indagini per edifici in c.a. definiti nella Circolare [2].

Il livello di conoscenza LC1 è il minimo livello di conoscenza che può essere conseguito: in questo caso gli elaborati progettuali non sono disponibili, quindi per quanto riguarda i dettagli costruttivi si deve procedere con un progetto simulato (descritto nel Paragrafo 2.2.5.1), in accordo con le norme e le pratiche costruttive dell'epoca. In questo livello di conoscenza sono richieste verifiche e prove limitate in situ, specificate in Figura 2-10.

Il livello di conoscenza LC2 riguarda il caso in cui o gli elaborati progettuali sono disponibili ma incompleti e quindi sono richieste prove e verifiche in situ limitate, oppure se gli elaborati non sono disponibili, per evitare un progetto simulato, sono richieste verifiche e prove in situ estese. La definizione delle prove e delle verifiche estese riguardanti i materiali e i dettagli costruttivi è riportata in Figura 2-10.

Il livello di conoscenza LC3, come per il caso LC2, richiede indagini e prove limitate se gli elaborati progettuali sono disponibili e completi, altrimenti per ottenere questo livello di conoscenza, devono essere svolte indagini e prove esaustive, come specificato nella Figura 2-10.

Nei casi in cui si consegua un livello di conoscenza pari a LC2 o a LC3, sono ammessi tutti i tipi di analisi da applicare al modello matematico della struttura: solo nel caso LC1 le analisi che possono essere svolte sono la statica lineare o la dinamica lineare. Il fattore di confidenza specifico per ogni livello di conoscenza viene impiegato per la riduzione della resistenza a compressione del calcestruzzo e a trazione dell'acciaio: questi valori sono poi utilizzati in sede di verifica. Nelle costruzioni in cemento armato si distinguono due tipi di verifiche:

- una relativa ai "meccanismi duttili" in cui la resistenza del materiale media ottenuta in fase di caratterizzazione del materiale è divisa solo con il valore FC;

- una relativa agli “elementi fragili” in cui la resistenza deve essere divisa per il fattore di confidenza e per il valore del coefficiente parziale di sicurezza del materiale considerato.

Per le verifiche degli elementi strutturali, si rimanda al Paragrafo 2.4.

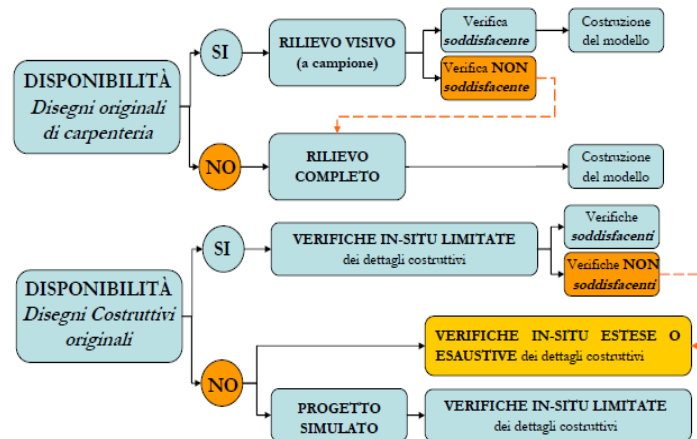


Figura 2-11 – Programmazione della campagna di indagine [6].

In Figura 2-11 è riportato un diagramma che riassume le fasi di programmazione della campagna di indagine. La disponibilità dei disegni di carpenteria, dei disegni costruttivi, delle relazioni tecniche e di collaudo sono alla base della pianificazione delle indagini in sito e di laboratorio.

### 2.2.5.1 Il progetto simulato

Il progetto simulato viene richiesto in mancanza dei disegni costruttivi originali dell'edificio per il quale si voglia eseguire una valutazione di sicurezza. Tramite il progetto simulato, redatto in base alla Norma e alle pratiche costruttive dell'epoca dell'edificio, è possibile calcolare la quantità di armature negli elementi primari e definirne la loro posizione. Il punto di partenza per la redazione del progetto simulato è la conoscenza del periodo di progettazione e costruzione dell'edificio: in base a questo dato è possibile risalire alla normativa vigente che fornisce un quadro dei requisiti prestazionali richiesti all'edificio ma anche prescrizioni su carichi, resistenze dei materiali e requisiti minimi degli elementi strutturali. Oltre alla norma, è consigliato anche l'utilizzo della manualistica tecnica riferita all'epoca della costruzione, dove vengono riportati gli approcci di calcolo per le armature e la loro disposizione: il manuale di Luigi Santarella "Il Cemento Armato" e il manuale Michele Pagano "Teoria degli Edifici" erano volumi tecnici consolidati e molto utilizzati dai progettisti. È possibile, inoltre, consultare progetti reperibili nelle strutture tecniche pubbliche, nelle imprese edili e negli studi professionali che riguardano edifici simili a quello in esame, progettati e costruiti nella stessa zona e nella stessa epoca dell'edificio in esame. Per il progetto simulato è richiesta una fase rilievo, mediante la quale è possibile definire l'organizzazione geometrica dell'edificio, la dimensione di travi e pilastri, il tipo di solaio e la sua orditura, il tipo di copertura, i tamponamenti e i tramezzi per poter eseguire poi una corretta analisi dei carichi gravanti sulla struttura. I valori dei carichi da assumere per il calcolo delle sollecitazioni erano prescritti dalla norma. Per il calcolo delle sollecitazioni è ammesso l'utilizzo di modellazioni semplificate che riproducono quelle della pratica progettuale dell'epoca. Nell'ambito della progettazione delle armature deve essere considerata una resistenza di riferimento che dipende dal tipo di materiale e non una resistenza ottenuta dalle indagini in situ. Il valore di questa resistenza può essere dedotto dai manuali che risalgono all'epoca dell'edificio in esame. Le indagini in situ richieste sono quelle corrispondenti ad un livello di conoscenza LC1: devono essere individuati a campione degli elementi strutturali nei quali controllare se il progetto simulato è stato redatto in maniera corretta e sia rappresentativo dello stato di fatto dell'edificio. Alla fine vengono redatte le tavole degli elementi strutturali necessarie alla valutazione della sicurezza dell'edificio.

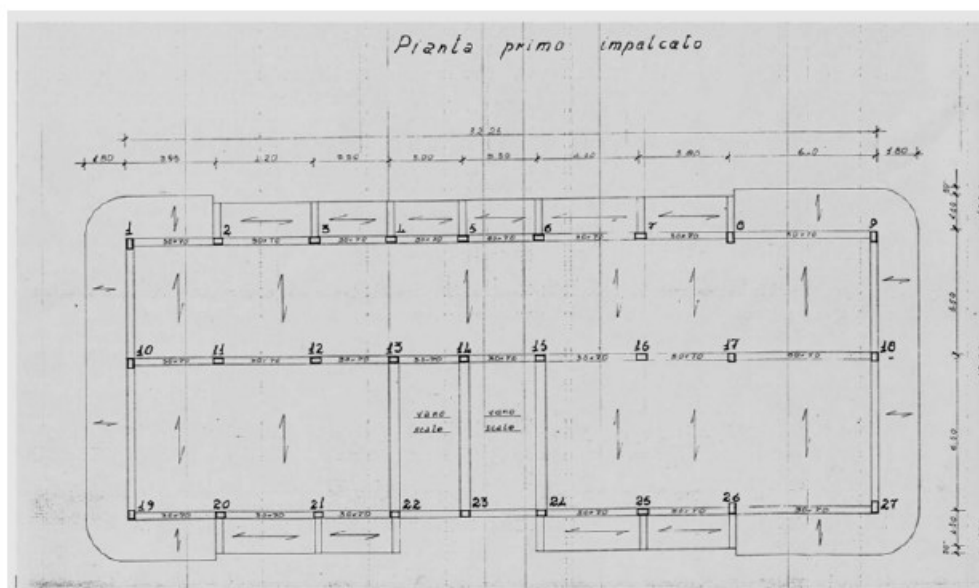


Figura 2-12 – Esempio di concezione strutturale [6].

Gli edifici hanno una forma rettangolare ed il sistema resistente è concepito con telai portanti in una sola direzione, ortogonali all'orditura dei solai. In questi telai le travi, generalmente, sono calate ma in qualche caso possono essere a spessore o a "veletta": queste travi hanno una sezione ad L, hanno gli assi principali d'inerzia inclinati e per carichi verticali hanno una flessione deviata e un po' di torsione. In direzione parallela all'orditura del solaio, il collegamento tra gli elementi verticali spesso è affidato solo al solaio. Gli elementi strutturali sono progettati solo per carichi verticali: le norme molto antiche accennavano alla questione sismica, però non venivano mai date indicazioni prescrittive, non era definito un valore di forza orizzontale da considerare e quindi i progettisti la maggior parte delle volte non ne tenevano conto. Per il calcolo delle sollecitazioni agenti sugli elementi strutturali venivano adottate modellazioni semplici: nelle epoche passate, quando ancora non esistevano i computer, la risoluzione dei telai veniva drasticamente semplificata perché il calcolo veniva fatto a mano. Nel caso, ad esempio, di strutture di particolare importanza, i telai venivano progettati tramite il metodo di Cross: è un metodo iterativo che permette il calcolo delle sollecitazioni sui telai. Il calcolo strutturale era basato su:

- calcolo elastico lineare;
- metodo di verifica alle tensioni ammissibili.



Il calcolo lineare è basato sull'ipotesi di comportamento elastico dei materiali costituenti il calcestruzzo fino a rottura. La verifica di sicurezza consiste nel controllare che i valori delle tensioni, in corrispondenza dei punti più sollecitati della struttura, siano lontani da quelli che danno luogo all'inizio della plasticizzazione (materiali duttili) o alla rottura (materiali fragili). La tensione ammissibile  $\sigma_{amm}$  è definita come:

$$\sigma_{amm} = \frac{f_y}{\gamma} \quad \text{per i materiali duttili} \quad (2.9)$$

$$\sigma_{amm} = \frac{f_R}{\gamma'} \quad \text{per i materiali fragili} \quad (2.10)$$

dove

$f_y$  è la tensione di snervamento dei materiali metallici;

$f_R$  è la tensione di rottura dei materiali fragili;

$\gamma$  e  $\gamma'$  sono coefficienti di sicurezza che tengono conto di tutte le incertezze riferite ai carichi, ai materiali e ad errori esecutivi e garantiscono il comportamento elastico dei materiali.

Le tensioni agenti nel punto più sollecitato della struttura si calcolano con un'analisi sezionale elastica e le sollecitazioni si ottengono con il calcolo elastico della struttura. Il metodo delle tensioni ammissibili non permette una stima precisa del livello di sicurezza, non distingue tra condizioni di esercizio e condizioni ultime, non considera il carattere aleatorio delle grandezze in gioco.

Il solaio veniva modellato come trave continua su più appoggi alla quale veniva applicato un carico distribuito relativo ai pesi propri e ai sovraccarichi permanenti combinati con il sovraccarico accidentale per determinare i massimi momenti positivi e negativi nella condizione più sfavorevole. In campata veniva considerato un momento di  $qL^2/8$ , agli appoggi di estremità veniva considerato un momento di incastro perfetto ( $qL^2/12$ ) o di semincastro ( $qL^2/16$ ).

Tuttavia, era pratica comune considerare le singole travi come incastrate-incastrate e applicare un momento positivo pari a  $qL^2/8$  in campata, oppure considerarle appoggiate

applicando agli appoggi un momento negativo pari a  $qL^2/12$ , infatti, così facendo le sollecitazioni ottenute non erano precise ma più elevate e quindi a favore di sicurezza, ovviamente considerando come  $q$  il carico lordo, ovvero i permanenti più il sovraccarico accidentale. L'armatura veniva disposta secondo l'andamento delle sollecitazioni flettenti e delle sollecitazioni di taglio: oltre ai ferri longitudinali, venivano predisposte nel getto delle armature piegate che venivano ancorate alle travi che oltre a supportare il taglio fungevano anche da armatura tesa. Nella soletta veniva predisposta un'armatura di ripartizione e per luci importanti venivano inseriti dei cordoli centrali rompitratta.

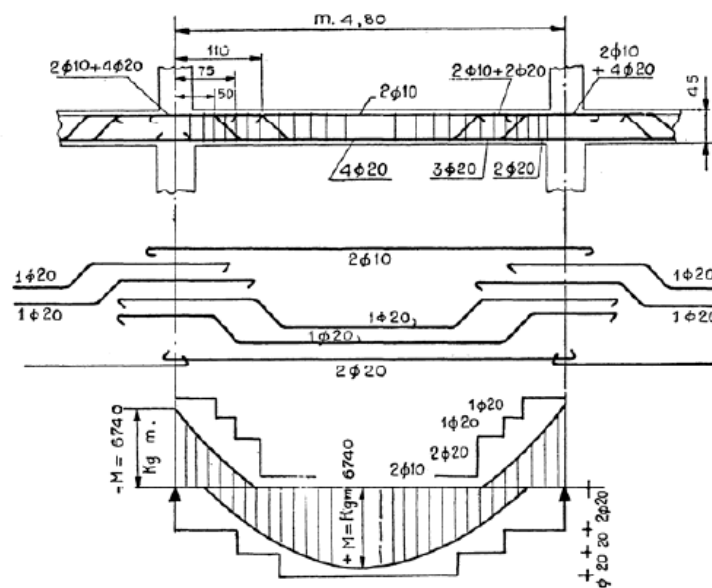


Figura 2-13 – Armature nelle travi (Santarella) [6].

Il modello di calcolo delle travi è uguale a quello utilizzato per i solai: trave continua su più appoggi o travi incastrate con applicazione dei carichi permanenti e accidentali, combinati in modo tale da avere le massime sollecitazioni. Le armature venivano disposte seguendo il diagramma di momento (Figura 2-13): ai vertici venivano inserite delle barre chiamate "reggistaffa" di diametro  $\phi 8$  o  $\phi 12$ , che erano le uniche poi al lembo inferiore. Il taglio era portato in parte dalle staffe e in parte dai ferri piegati: il diametro delle staffe era di 6 o 8 mm e avevano un passo di 20 cm.

I pilastri erano dimensionati con uno sforzo normale centrato: le sezioni erano ridotte e poco armate, tipicamente di forma quadrata ma possono anche essere rettangolari. Veniva comunque considerata una sollecitazione flessionale dovuta alla monoliticità dei nodi trave-pilastro e all'azione del vento, che non era considerata esplicitamente nei calcoli. Le verifiche di resistenza con le formule della flessione composta erano considerate per azioni assiali non centrate che spesso venivano riscontrate nei pilastri di estremità.

Le formule del carico di punta venivano utilizzate per verificare i pilastri laddove il rapporto tra la lunghezza libera "l" del pilastro e la minima dimensione "a" superava 15. Le percentuali di armatura venivano prescritte dalla normativa vigente dell'epoca: si disponevano i ferri longitudinali sui quattro vertici della sezione, le staffe di diametro 6 mm avevano in genere un passo di 20 cm ed erano prive di piegature, servivano solo per evitare l'instabilità delle barre longitudinali (Figura 2-14). Le giunzioni fra le barre avevano un valore di  $40d$  e venivano fatte alla base del pilastro.

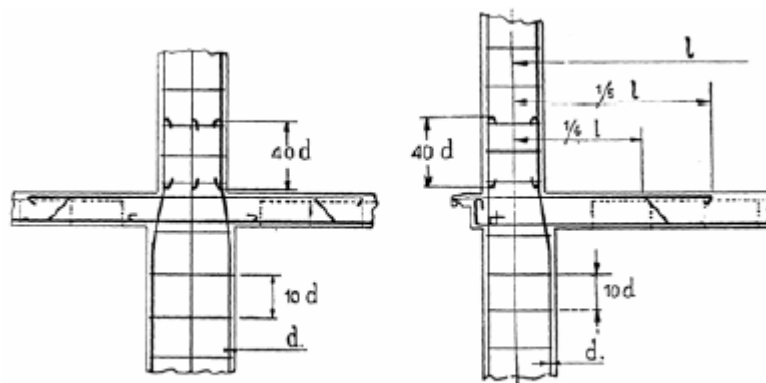


Figura 2-14 – Disposizione delle armature nei pilastri (Santarella) [6].

Le zone nodali non avevano delle prescrizioni in merito al numero di staffe e quindi spesso sono scarse o del tutto assenti.

Queste informazioni riguardo la modellazione la disposizione delle armature si trovano nei manuali dell'epoca: sono degli schemi usuali di progettazione ma nella realtà possono essere trovate diverse situazioni. Il rilievo dei dettagli strutturali negli edifici in esame per la valutazione della sicurezza o anche il rilievo dei danni subiti dagli edifici a seguito di un sisma possono essere utili al progettista alla comprensione delle carenze progettuali o degli

errori esecutivi che rendono l'edificio molto vulnerabile nei confronti dell'azione sismica. Come specificato da Manfredi et al. [6], gli errori più ricorrenti che possono essere riscontrati negli edifici esistenti riguardano la disposizione e l'errata progettazione degli elementi strutturali, la presenza di solai con luci importanti senza cordoli rompitratta, solai troppo sottili, presenza di fori passanti all'interno degli elementi strutturali ma anche errori durante la fase di getto del calcestruzzo.

### 2.3 Metodi di Analisi

La valutazione della vulnerabilità degli edifici esistenti, come detto in precedenza, consiste nella determinazione dell'indice di rischio sismico associato alla struttura in esame. Questo parametro viene determinato sottoponendo il modello dell'edificio ad un metodo di analisi che viene prescritto dalla Norma [1]. La Norma definisce 4 tipi di analisi:

- l'analisi statica lineare;
- l'analisi dinamica lineare;
- l'analisi statica non lineare;
- l'analisi dinamica non lineare.

In riferimento al livello di conoscenza conseguito in fase di rilievo ed indagine dell'edificio, descritto al Paragrafo 2.2.5, viene specificata il tipo di analisi che può essere utilizzata (Figura 2-9):

- con un livello di conoscenza LC1 può essere eseguita un'analisi statica lineare o dinamica lineare;
- con un livello di conoscenza LC2 o LC3 possono essere eseguiti tutti i tipi di analisi.

Questa differenza è dovuta al fatto che per una modellazione non lineare dell'edificio sono necessarie informazioni riguardo ai dettagli costruttivi, che devono essere poi inseriti nel modello: nel caso di un livello di conoscenza LC2 o LC3 queste informazioni sono disponibili sia per la disponibilità degli elaborati di progetto sia per la quantità di indagini eseguite in situ, nel caso di un LC1 la conoscenza dell'edificio è molto limitata e si deve ricorrere al progetto simulato.

### 2.3.1 Modellazione

La Norma [1] afferma che le costruzioni soggette all'azione sismica possono manifestare due diversi tipi di comportamento:

- non dissipativo;
- dissipativo.

Il comportamento non dissipativo riguarda sostanzialmente quelle strutture che sotto l'azione sismica rimangono in campo elastico: per questo tipo di strutture è ammessa una modellazione lineare. Il comportamento dissipativo riguarda invece quelle strutture che sotto l'azione sismica, in base alla sua intensità definita dallo stato limite preso in esame, manifestano sia un comportamento elastico sia un comportamento plastico che dipende dalla tipologia della struttura e dalle proprietà non lineari dei materiali. In questo caso è ammessa sia una modellazione lineare dove le capacità dissipative sono tenute in conto implicitamente tramite il fattore di comportamento  $q$  (definito al Paragrafo 2.3.2) con il quale si va ad abbattere lo spettro di risposta che simula l'azione sismica, oppure è ammessa una modellazione non lineare dove le non linearità geometriche e di materiale sono tenute in conto esplicitamente. Le strutture a comportamento dissipativo possono essere progettate o in *Classe di Duttività Alta (CD"A")* con elevate capacità dissipative o in *Classe di Duttività Media (CD"B")* a media capacità dissipativa. I fondamenti di progettazione sismica dettati dalla Norma stabiliscono per ogni stato limite considerato sia l'intensità del sisma da considerare sia il livello prestazionale richiesto: la Norma stabilisce che la struttura risponda a eventi sismici frequenti e occasionali in maniera elastica senza subire danni ingenti invece per eventi sismici rari e molto rari la struttura può danneggiarsi entrando quindi in campo plastico salvaguardando però la vita umana. Quando la struttura entra in campo plastico attiva dei meccanismi di dissipazione dell'energia: sono delle rotture duttili, quindi dovute a sollecitazioni flessionali, concentrate alle estremità delle travi chiamate "*cerniere plastiche*". Il parametro fondamentale in campo plastico è la duttilità ovvero la capacità della struttura di subire delle deformazioni senza perdite di resistenza. In questo modo la struttura risponderà all'evento sismico dissipando quanta più energia possibile: per far questo però devono essere scongiurati meccanismi di rottura fragile prima che si manifestino i meccanismi duttili. Il rispetto delle regole di gerarchia delle resistenze fa in modo che possa attivarsi un meccanismo plastico globale con la

formazione di quante più cerniere plastiche possibili alle estremità delle travi che sono elementi più duttili rispetto ai pilastri che, essendo sollecitati a sforzo normale di compressione, sono meno duttili. La situazione ideale a cui tendere è sostanzialmente la formazione di tutte le cerniere plastiche alle estremità delle travi e solo alla fine la formazione delle cerniere plastiche alla base dei pilastri del primo livello arrivando così al collasso della struttura. Devono essere scongiurati quindi meccanismi di rottura fragile prima dei meccanismi duttili e meccanismi di plasticizzazione locale evitando rotture tipo “piano soffice”. La prima regola di gerarchia delle resistenze prevede quindi la progettazione del pilastro in sovreresistenza rispetto alle travi in modo da pilotare la formazione della cerniera plastica all'estremità della trave; la seconda regola di gerarchia delle resistenze prevede la sovreresistenza a taglio di tutti gli elementi in modo da scongiurare rotture fragili. La capacità della struttura è associata quindi a quanto la struttura riesce a deformarsi in campo plastico. I metodi di analisi definiti dalla Norma si differenziano per il tipo di input sismico ma anche per il tipo di modellazione utilizzata per la struttura. La Norma dice che il modello della struttura deve essere tridimensionale e deve rappresentare in modo adeguato la distribuzione di massa, rigidità e resistenza. Un modello lineare è un modello nel quale vengono definiti geometria e materiali degli elementi strutturali quindi si tiene conto solo del comportamento elastico e della fessurazione dei materiali fragili: quindi nel caso del cemento armato il modulo elastico del calcestruzzo può essere considerato al 50% per tutti gli elementi strutturali o definito in maniera diversa per travi e pilastri (50% nelle travi, nei pilastri dipende dal carico assiale ma in maniera semplificata può essere assunto al 70%). Vengono trascurate le non linearità geometriche e di materiale che invece vengono tenute in considerazione nel modello non lineare. Con il modello lineare viene analizzato il comportamento della struttura al limite elastico, quello che succede nel campo post elastico viene garantito rispettando le prescrizioni della norma. Con il modello non lineare, essendo una modellazione più raffinata, è possibile studiare il comportamento della struttura nel campo post elastico ed è possibile valutare la sua capacità e quindi se è in grado o meno di poter far fronte alla domanda sismica manifestando un comportamento duttile. Per gli edifici esistenti, dove le regole di gerarchia delle resistenze non sono rispettate e spesso l'azione sismica non veniva presa in considerazione nel computo delle azioni, è essenziale lo studio nel campo post elastico per una valutazione della sicurezza e per individuare le sue vulnerabilità.

### 2.3.2 Analisi statica lineare

L'analisi statica e equivalente consiste nell'applicazione di forze statiche orizzontali equivalenti alle forze d'inerzia indotte dall'azione sismica che crescono monotonamente alle varie elevazioni dell'edificio. La Norma dice che la domanda sismica per strutture a comportamento sia non dissipativo, sia dissipativo, può essere ridotta utilizzando un opportuno fattore di comportamento  $q$ . I valori attribuibili a  $q$  variano in funzione del comportamento strutturale (dissipativo o non dissipativo) e dello stato limite considerati, legandosi all'entità delle plasticizzazioni, che a ciascuno stato limite si accompagnano.

Tab. 7.3.I – Limiti su  $q$  e modalità di modellazione dell'azione sismica

STATI LIMITE		Lineare (Dinamica e Statica)		Non Lineare	
		Dissipativo	Non Dissipativo	Dinamica	Statica
SLE	SLO	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	$q = 1.0$ § 3.2.3.4	§ 7.3.4.1	§ 7.3.4.2
	SLD	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
SLU	SLV	$q \geq 1,5$ § 3.2.3.5	$q \leq 1,5$ § 3.2.3.5		
	SLC	---	---		

Figura 2-15- Definizione del fattore di struttura e dell'azione sismica per ogni stato limite [1].

Nel caso di comportamento strutturale dissipativo, il valore del fattore di comportamento  $q$ , da utilizzare per lo stato limite considerato e nella direzione considerata per l'azione sismica, dipende dalla tipologia strutturale, dal suo grado di iperstaticità e dai criteri di progettazione adottati e tiene conto, convenzionalmente, delle capacità dissipative del materiale. Il fattore di comportamento  $q$  è definito tramite la seguente formula:

$$q = q_0 K_R K_W \quad (2.11)$$

dove

$q_0$ : è il fattore di comportamento allo SLV i cui valori sono riportati nella Tabella 7.3.II della Norma [1] e dipendono dalla classe di duttilità dell'edificio, dalla tipologia strutturale dal coefficiente  $\lambda$  definito al Paragrafo 7.9.2.1 della Norma [1] e dal rapporto  $\alpha_u/\alpha_1$  (Paragrafo 7.4.3.2 della Norma [1]) che dipende dal numero di campate e dal numero di piani

dell'edificio, nel caso di strutture non regolari in pianta questo rapporto deve essere mediato con 1;

$K_R$ : è pari a 1 per strutture regolari in altezza e pari a 0,8 per strutture non regolari in altezza;

$K_W$ : tiene conto della presenza di pareti in c.a. nella struttura.

Per le strutture con comportamento strutturale non dissipativo si adotta il seguente valore del fattore di comportamento:

$$1 \leq q_{ND} = \frac{2}{3} q_{CD''B''} \leq 1.5 \quad (2.12)$$

dove

$q_{CD''B''}$  è il valore minimo relativo alla classe di duttilità  $CD''B''$ , definito nella Tabella 7.3. II della Norma [1].

L'analisi statica lineare può essere applicata per costruzioni regolari in altezza, a condizione che il primo periodo di vibrazione, nella direzione in esame, non superi  $2,5T_c$  ovvero il periodo di fine pianerottolo definito al Paragrafo 2.2.4. La regolarità in altezza permette di assumere che il primo modo di vibrare sia rappresentativo del comportamento della struttura interessata dal sisma. Il primo periodo della struttura può essere valutato o mediante un'analisi dinamica modale oppure, o in prima istanza può essere calcolato con la seguente formula:

$$T_1 = 2\sqrt{d} \quad (2.13)$$

dove  $d$  è lo spostamento laterale elastico del punto più alto dell'edificio, espresso in metri, dovuto alla combinazione di carichi [2.5.7] della Norma [1] applicata nella direzione orizzontale. La determinazione di  $d$  richiede un modello di calcolo o un'analisi statica specifica. Nella Circolare, al Paragrafo C7.3.3.2 [2], si specifica che in via di prima approssimazione il periodo  $T_1$  della struttura in esame può essere calcolato tramite questa relazione semplificata

$$T_1 = C_1 H^{3/4} \quad (2.14)$$

dove  $H$  è l'altezza della costruzione in metri dal piano di fondazione e  $C_1$  vale 0.085 per costruzioni in acciaio, 0.075 per costruzioni in c.a. e 0.050 per costruzioni in muratura o di qualsiasi altra tipologia.



L'entità delle forze si ottiene dall'ordinata dello spettro di progetto (definito in base allo stato limite considerato) corrispondente al periodo  $T_1$  e la loro distribuzione sulla struttura segue la forma del modo di vibrare principale nella direzione in esame, valutata in modo approssimato. La forza da applicare al piano  $i$ -esimo è uguale alla seguente formula (Paragrafo 7.3.3.2 della Norma [1]):

$$F_i = F_h z_i \frac{W_i}{\sum_j z_j W_j} \quad (2.15)$$

dove:

$F_h = \frac{S_d(T_1)W\lambda}{g}$  è il taglio alla base;

$F_i$  è la forza da applicare alla massa  $i$ -esima;

$W_i$  e  $W_j$  sono i pesi, rispettivamente, della massa  $i$  e della massa  $j$ ;

$z_i$  e  $z_j$  sono le quote, rispetto al piano di fondazione (Paragrafo 3.2.3.1 della Norma [1]), delle masse  $i$  e  $j$ ;

$S_d(T_1)$  è l'ordinata dello spettro di risposta di progetto definito al Paragrafo 3.2.3.5 della Norma [1];

$W$  è il peso complessivo della costruzione;

$\lambda$  è un coefficiente pari a 0,85 se  $T_1 < 2T_c$  ( $T_c$  definito al Paragrafo 2.2.4) e la costruzione ha almeno tre orizzontamenti, uguale a 1,0 in tutti gli altri casi;

$g$  è l'accelerazione di gravità.

Questo tipo di analisi è consigliata per strutture regolari dove effettivamente la risposta dell'edificio è governata dal primo modo di vibrare, con una massa partecipante di almeno l'85%, e non è influenzata dai modi di vibrare superiori. L'applicabilità di questo metodo molto semplificato è quindi rivolta ad edifici regolari in pianta, in altezza e in elevazione e dove effettivamente possono essere ritenuti trascurabili gli effetti delle non linearità geometriche, definiti al Paragrafo 7.3.1 della Norma [1].

Per quanto riguarda gli edifici esistenti, la Circolare [2] dice che l'analisi statica lineare può essere effettuata laddove siano soddisfatte le condizioni prescritte dalla Norma al Paragrafo 7.3.3.2 [1] ma inoltre deve essere calcolato per gli elementi primari il coefficiente

$$\rho_i = \frac{D_i}{C_i} \quad (2.16)$$

dato dal rapporto fra  $D_i$  che corrisponde al momento flettente dovuto alla combinazione di carico sismica e  $C_i$  il momento resistente corrispondente, calcolato in presenza dello sforzo normale relativo ai carichi gravitazionali. Il coefficiente di variazione di tutti i  $\rho_i \geq 1$  non deve superare il valore 0.5. Inoltre la capacità  $C_i$  deve essere maggiore della domanda  $D_i$  calcolata sulla base della capacità degli elementi duttili adiacenti se il  $\rho_i$  degli elementi fragili è maggiore di 1 oppure sulla base dei risultati dell'analisi se il  $\rho_i$  degli elementi fragili è minore di 1.

Sempre nella Circolare, al Paragrafo C8.7.2.2.1 [2], specifica che l'analisi statica lineare nel caso degli edifici esistenti con spettro elastico può essere svolta in maniera coerente alle prescrizioni del Capitolo 7 della Norma [1] per le costruzioni non dissipative; per quanto riguarda invece l'utilizzo dello spettro ribassato del fattore di comportamento  $q$  dice che può essere assunto un fattore di comportamento compreso tra 1.5 e 3 sulla base della regolarità e delle sollecitazioni dovute ai carichi verticali della struttura oggetto di indagine.

### 2.3.3 Analisi dinamica lineare

L'analisi dinamica lineare, rispetto all'analisi statica, prevede la modellazione dell'azione sismica tramite lo spettro di risposta di progetto, così come definito al Paragrafo 2.2.4. con questo tipo di analisi è possibile:

- determinare i modi propri di vibrare della struttura con un'analisi modale;
- calcolare gli effetti dell'azione sismica per ciascun modo di vibrare individuato;
- combinare gli effetti dell'azione sismica per ciascun modo di vibrare.

L'analisi modale permette la determinazione dei modi naturali di vibrare della struttura in assenza di forzante esterna: ogni modo di vibrare è caratterizzato da un periodo  $T$ , da una forma e da un coefficiente di smorzamento  $\xi$  che in genere viene considerato uguale per tutti i modi di vibrare tranne nel caso in cui la struttura sia dotata di sistemi di dissipazione aggiuntivi. Quando viene applicata la forzante sismica, ogni modo di vibrare avrà una

partecipazione significativa o meno alla determinazione della configurazione deformata: questa misura è definita in termini di massa partecipante al modo di vibrare. Per poter cogliere gli effetti dell'azione sismica vanno considerati tutti i modi di vibrare che hanno una massa partecipante superiore al 5%: complessivamente il numero di modi di vibrare deve avere una massa partecipante dell'85%. Quando si verifica un terremoto, gli effetti massimi associati a un modo di vibrare non coincidono con quelli di un'altra modo di vibrare cioè avvengono in istanti diversi e per questo motivo per ottenere gli effetti massimi complessivi si deve ricorrere a delle regole di combinazione modale. Possono essere utilizzate due regole diverse:

- la regola di combinazione quadratica completa (CQC) data dalla seguente espressione:

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j E_i E_j \rho_{ij}} \quad (2.17)$$

dove

$E_i, E_j$  sono gli effetti associati al modo  $i$ -esimo e al modo  $j$ -esimo;

$\rho_{ij}$  coefficiente di correlazione tra il modo  $i$  e il modo  $j$  la cui formula è la 7.35.b della Norma [1].

- la regola di combinazione SRSS (Square Root of Sum of Square) è semplificata rispetto alla precedente perché è valida quando i contributi dei modi non sono correlati fra loro.

Come specificato dalla Circolare, al Paragrafo 8.7.2.2.2 [2], nel caso delle costruzioni esistenti, l'analisi dinamica lineare con spettro di risposta elastico o con fattore di comportamento  $q$  può essere applicata secondo quanto indicato dalla Norma al Paragrafo 7.3.3.1 [1].

#### 2.3.4 Analisi statica non lineare

L'analisi statica non lineare richiede una modellazione non lineare della struttura: nel modello quindi devono essere incluse le non linearità geometriche e di materiale. Come specificato al Paragrafo 7.3.4 della Norma [1], con questo tipo di analisi è possibile:

- valutare gli spostamenti allo stato limite di interesse;
- eseguire le verifiche di duttilità allo SLC;
- individuare la distribuzione della domanda inelastica nelle costruzioni progettate con il fattore di comportamento  $q$ ;
- valutare i rapporti di sovraresistenza  $\alpha_u/\alpha_1$ ;
- come metodo di progetto per gli edifici nuovi;
- come metodo di valutazione per la capacità degli edifici esistenti.

Questo tipo di analisi consiste nell'applicare alla struttura i carichi gravitazionali e un sistema di forze orizzontali, nella direzione considerata per il sisma, distribuite ad ogni livello della costruzione aventi risultante il taglio alla base. Questo sistema di forze orizzontali viene fatto crescere in maniera monotona crescente fino a raggiungere la condizione di collasso locale o globale: ad ogni incremento del carico orizzontale viene misurato lo spostamento di un punto di controllo che in genere coincide con il centro di massa dell'ultimo piano. La curva risultante che in ordinata il valore del taglio alla base  $F_b$  corrisponde alla distribuzione delle forze orizzontali e in ascissa lo spostamento  $d_c$  corrispondente del punto di controllo, è la curva di capacità della struttura. Questa curva di capacità viene poi confrontata con quelle che sono le domande in spostamento richieste per ogni stato limite: si va a verificare se la capacità della struttura è in grado di poter soddisfare le richieste in spostamento della domanda.

La curva di capacità mostra come il comportamento della struttura rimanga lineare fino all'apertura della prima cerniera plastica, poi con la progressiva apertura delle altre cerniere plastiche si ha una perdita progressiva di rigidità nella struttura fino a giungere al collasso. La lunghezza del tratto plastico della curva dipende dalla duttilità globale del sistema che è funzione della duttilità del materiale e della duttilità delle sezioni. La situazione alla quale si tende durante la fase di progetto è quella di pilotare la struttura ad un meccanismo plastico globale nel quale avviene l'apertura di tutte le cerniere plastiche

sulle travi ed infine, prima del collasso, le cerniere alla base dei pilastri del piano terra, per sfruttare quindi nella sua interezza tutta quanta la capacità della struttura. Questa situazione è molto difficile che avvenga nella realtà e quindi in genere la curva di capacità si ferma prima dell'apertura di tutte le cerniere plastiche.

Per quanto riguarda la distribuzione delle forze orizzontali, come specificato dalla Norma al Paragrafo 7.3.4.2 [1], si devono considerare almeno due distribuzioni delle forze di inerzia, ricadenti una nelle distribuzioni principali (Gruppo 1) l'altra nelle distribuzioni secondarie (Gruppo 2).

Gruppo 1 - Distribuzioni principali:

- se il modo di vibrare fondamentale nella direzione considerata ha una partecipazione di massa non inferiore al 75% si applica una delle due distribuzioni seguenti:

- distribuzione proporzionale alle forze statiche (Paragrafo 7.3.3.2 della Norma [1]), utilizzando come seconda distribuzione la a) del Gruppo 2;
- distribuzione corrispondente a un andamento di accelerazioni proporzionale alla forma del modo fondamentale di vibrare nella direzione considerata;

- in tutti i casi può essere utilizzata la distribuzione corrispondente all'andamento delle forze di piano agenti su ciascun orizzontamento calcolate in un'analisi dinamica lineare, includendo nella direzione considerata un numero di modi con partecipazione di massa complessiva non inferiore allo 85%. L'utilizzo di questa distribuzione è obbligatorio se il periodo fondamentale della struttura è superiore a  $1,3 T_c$  (periodo di fine pianerottolo dello spettro).

Gruppo 2 - Distribuzioni secondarie:

- a) distribuzione di forze, desunta da un andamento uniforme di accelerazioni lungo l'altezza della costruzione;
- b) distribuzione adattiva, che cambia al crescere dello spostamento del punto di controllo in funzione della plasticizzazione della struttura;
- c) distribuzione multimodale, considerando almeno sei modi significativi.

Quindi in un'analisi statica non lineare devono essere utilizzati due profili di forze orizzontali da applicare al centro di massa di ogni elevazione: la Norma però specifica che prima di poter applicare quest'analisi devono essere note le masse partecipanti relative ai modi di vibrare della struttura. Nel caso in cui la struttura ha una massa partecipante al primo modo di vibrare pari o superiore al 75%, l'analisi può essere condotta con una distribuzione di forze proporzionali alla forma del primo modo di vibrare della struttura, che risulta essere quello fondamentale nella risposta sismica dell'edificio o proporzionali alle forze statiche di piano. Questa distribuzione di forze viene denominata "Push Mode". La seconda distribuzione di forze è quella proporzionale alle accelerazioni di piano con andamento uniforme chiamata "Push Massa". Queste due distribuzioni di forze, applicate separatamente in direzione x e in direzione y, e vengono incrementate ad ogni step di carico, facendo però rimanere invariata la forma. Il vettore forma delle forze orizzontali può essere unico (*profilo uni-modale*) oppure una combinazione lineare di vettori forma fra loro ortogonali, quando, ad esempio, in una struttura contano anche i modi superiori al primo (*profilo multi-modale*). Quando la massa partecipante al primo modo è inferiore al 75%, deve essere svolta un'analisi lineare dinamica con la quale dedurre il profilo di forze da applicare alla struttura, considerando un numero di modi la cui somma delle masse partecipanti sia almeno pari all'85%. In questo caso non essendoci una forma modale prevalente, il profilo delle forze applicate viene modificato al crescere dello spostamento del punto di controllo e a seguito dell'apertura delle cerniere plastiche, che modifica la rigidità dell'edificio. È una distribuzione di forze adattiva.

Come specificato dalla Circolare al Paragrafo C7.3.4.2, l'analisi statica non lineare può sottostimare le deformazioni di strutture in cui il modo torsionale abbia un periodo superiore ad uno dei due modi principali traslazionali: per questo motivo occorre scegliere la distribuzione adattiva.

Prima di applicare la distribuzione di forze orizzontali, l'edificio viene sottoposto all'azione dei solo carichi gravitazionali secondo la combinazione "quasi permanente".

Per tenere conto dell'incertezza nella localizzazione del centro di massa nel qual applicare le forze orizzontali, viene considerata un'eccentricità accidentale rispetto alla posizione che viene determinata con il calcolo. L'eccentricità accidentale è pari a 0.05 volte la dimensione dell'edificio in direzione x e in direzione y. Una volta determinato il valore dell'eccentricità,

vengono calcolati i torcenti di piano dati dal prodotto della forza di inerzia per l'eccentricità accidentale. Nel caso del "Push massa" la forza di inerzia viene ottenuta come il prodotto della massa di piano per l'accelerazione di gravità g. Quindi i torcenti si ottengono come:

$$M_{Txi} = \pm F_i e_{yi} \quad (2.18)$$

$$M_{Tyi} = \pm F_i e_{xi} \quad (2.19)$$

Nel caso del "Push mode", la forza di inerzia viene ottenuta dall'analisi statica equivalente. Nel complesso quindi si considerano 16 casi di spinta, si considerano separatamente direzione x e direzione y, per ognuna viene considerata una direzione positiva e negativa della forza, con associati i torcenti positivi e negativi.

Una volta ottenuta la curva di capacità della struttura viene e quindi lo spostamento corrispondente alla rottura della prima cerniera plastica, viene effettuato il confronto con la domanda, rappresentata dallo spettro di risposta definito per un certo stato limite. Secondo quanto riportato nella Circolare al Paragrafo C7.3.4.2 [2], dalla curva di capacità devono essere individuate le proprietà dell'oscillatore equivalente al telaio. Il confronto tra la domanda e la capacità deve essere fatto fra oscillatori ad un grado di libertà perché lo spettro che rappresenta la domanda è riferito a sistemi ad un grado di libertà.

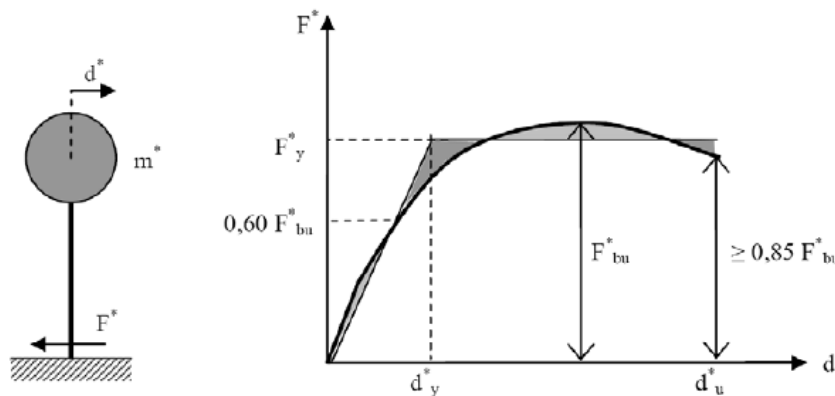


Figura 2-16 – Sistema e digramma bilineare equivalente [2].

Quindi nota la curva di capacità del telaio, per ricavare la curva riferita all'oscillatore equivalente, si deve dividere il taglio alla base e lo spostamento corrispondente per il fattore \$\Gamma\$ cioè il "fattore di partecipazione modale" definito come

$$\Gamma = \frac{\varphi^T M \tau}{\varphi^T M \varphi} \quad (2.20)$$

dove  $\tau$  è il vettore di trascinamento corrispondente alla direzione del sisma considerata, il vettore  $\psi$  è il modo di vibrare fondamentale del sistema reale normalizzato ponendo  $d_c = 1$ ,  $M$  è la matrice delle masse del sistema reale. Si ottengono quindi i seguenti valori appartenenti alla curva del sistema equivalente (Figura 2-16):

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad (2.21)$$

$$d^* = \frac{d_c}{\Gamma} \quad (2.22)$$

Per determinare in forma chiusa l'energia dissipata dal sistema e lo smorzamento equivalente alla curva di capacità del sistema equivalente, è utile sostituire alla curva una bilineare, imponendo l'uguaglianza fra le aree sottese. La Circolare [2] ammette due metodi per la determinazione del punto di prestazione della struttura:

- Metodo A, basato sull'individuazione della domanda anelastica attraverso il principio di uguali spostamenti e o uguale energia;
- Metodo B, basato sulla costruzione dello spettro di capacità.

#### Metodo A

Il metodo A consiste nell'individuare la bilineare alla curva di capacità del sistema equivalente imponendo il passaggio della curva per il punto  $0.6 F_{bu}^*$  (Figura 2-16) e individuando il punto corrispondente alla forza di plasticizzazione  $F_y^*$  imponendo l'uguaglianza delle aree sottese alla curva di capacità e alla bilineare. Il punto  $d_u^*$  corrisponde ad una riduzione della resistenza  $\leq 0.15 F_{bu}^*$ . La curva di capacità viene quindi sostituita da una bilineare avente un tratto elastico e un tratto perfettamente plastico.

Il periodo elastico del sistema bilineare è dato dall'espressione

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^*}{k^*}} \quad (2.23)$$



dove  $m^* = \tau M \varphi$  e  $k^*$  è la rigidezza del tratto elastico alla bilineare.

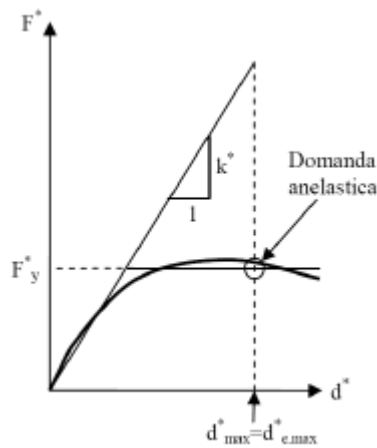


Figura 2-17 – Spostamento di riferimento per  $T^* > T_c$  [2].

Nel caso in cui  $T^* \geq T_c$  la domanda in spostamento del sistema anelastico è assunta uguale a quella del sistema elastico di ugual periodo (“equal displacement”), come mostrato in Figura 2-17:

$$d_{max}^* = d_{e,max}^* = S_{De}(T^*) \quad (2.24)$$

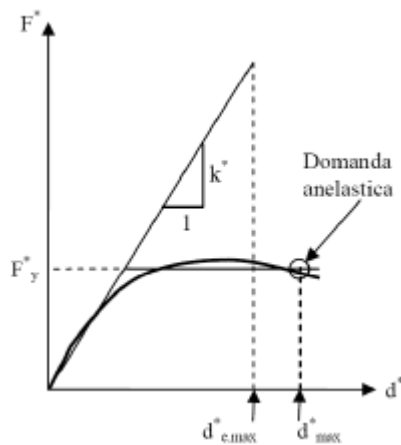


Figura 2-18 – Spostamento di riferimento per  $T^* < T_c$  [2].

Nel caso in cui  $T^* < T_c$  la domanda in spostamento del sistema anelastico è maggiore di quella del sistema elastico equivalente come mostrato in Figura 2-18 e lo spostamento massimo si ottiene dalla seguente espressione

$$d_{max}^* = \frac{d_{e,max}^*}{q} \left[ 1 + (q^* - 1) \frac{T_C}{T^*} \right] \geq d_{e,max}^* \quad (2.25)$$

dove  $q^* = \frac{S_e(T^*)m^*}{F_y^*}$  è il rapporto fra la forza di risposta elastica e la forza di snervamento del sistema equivalente. Una volta noto lo spostamento di domanda  $d_{max}^*$  per lo stato limite in esame si va a verificare che sia minore di  $d_u^*$ : nel caso in cui la verifica non risultasse soddisfatta la capacità della struttura è insufficiente a far fronte alla domanda.

#### Metodo B

In questo metodo il punto di prestazione e lo spostamento atteso per un dato livello di azione sismica sono valutati con un processo iterativo. Si converte lo spettro di domanda nel relativo spettro sul piano ADRS in cui le accelerazioni spettrali sono rappresentate in funzione degli spostamenti spettrali  $S_{De}$  ottenuti attraverso l'espressione 3.2.10 della Norma [1].

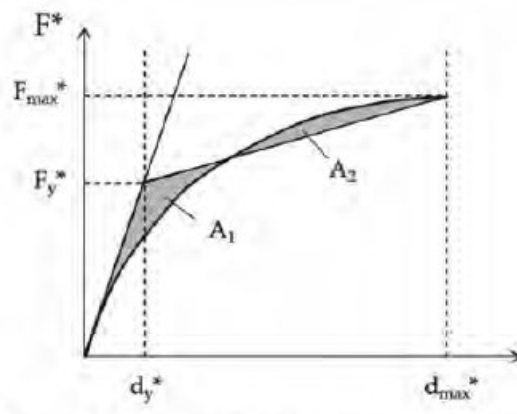


Figura 2-19 – Bilineare equivalente alla curva di capacità [2].

La curva di capacità ottenuta dall'analisi non lineare è riferita ad un sistema a più gradi di libertà: viene quindi riferita ad un sistema ad un grado di libertà equivalente, nelle stesse modalità definite per il Metodo A. Si effettua una prima stima del punto di prestazione, ipotizzando, generalmente, che lo spostamento massimo  $d_{max}^*$  sia pari a quello di una struttura elastica equivalente avente la stessa rigidità iniziale della struttura analizzata.

Stimato il punto di prestazione sulla curva di capacità del sistema equivalente, anche nel Metodo B la curva di capacità viene sostituita con una bilineare con un tratto elastico

iniziale pari alla rigidezza del sistema equivalente. Il secondo tratto della curva, non più plastico perfetto ma incrudente si ottiene uguagliando le due aree sottese come mostrato in Figura 2-19. Per rappresentare la bilineare  $F^* - d^*$  sul piano ADRS, occorre dividere le forze per  $m^*$ , definita come nel Metodo A. Dalla curva bilinearizzata si calcola lo smorzamento viscoso equivalente definito dalla seguente formula:

$$\xi_{eq}^{(1)} = k \frac{63.7 (F_y^{*(0)} d_{max}^{*(0)} - F_{max}^{*(0)} d_y^{*(0)})}{F_{ma}^{*(0)} d_{max}^{*(0)}} + 5 \quad (2.26)$$

dove il coefficiente  $k$  tiene conto della capacità dissipativa della struttura ed in particolare delle caratteristiche del ciclo di isteresi, i cui valori possono essere assunti pari a:

- 1 per strutture ad elevata capacità dissipativa (caratterizzate da cicli di isteresi stabili e ragionevolmente ampi);
- 0.66 per strutture a moderata capacità dissipativa (caratterizzate da cicli di isteresi con moderata riduzione dell'area);
- 0.33 per strutture a bassa capacità dissipativa (caratterizzate con cicli di isteresi con pinching elevato e da una sostanziale riduzione dell'area);
- Effettiva capacità di dissipazione per strutture dotate di appositi dispositivi di dissipazione.

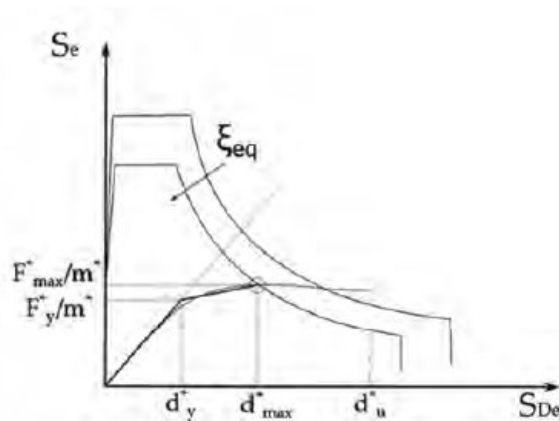


Figura 2-20 – Determinazione del punto di prestazione [2].

Con il coefficiente  $\xi_{eq}^{(1)}$  si abbatte lo spettro di domanda: l'intersezione sul piano ADRS fra lo spettro di domanda abbattuto e la curva di capacità del sistema equivalente fornisce il nuovo punto di prestazione, come mostrato in Figura 2-20: se il punto di prestazione trovato è caratterizzato da uno spostamento  $d_{max}^{*(1)}$  prossimo a quello stimato in partenza  $d_{max}^{*(0)}$ , la procedura iterativa è conclusa e si ha la soluzione. Nella Figura 2-21 è riassunta tutta la procedura per la determinazione del punto di prestazione, come prescritto dalla Circolare vigente [2].

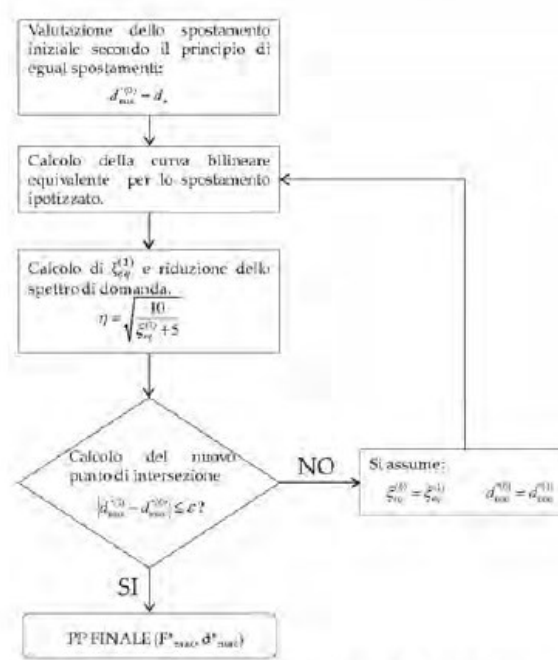


Figura 2-21 – Diagramma riassuntivo per la procedura iterativa di ricerca del punto di prestazione [2].

Una volta trovata la domanda in spostamento  $d_{max}^*$  per lo stato limite in esame si verifica la compatibilità degli spostamenti per i meccanismi duttili e delle resistenze per i meccanismi fragili.

### 2.3.5 Analisi dinamica non lineare

L'analisi non lineare dinamica, come specificato dalla Norma al Paragrafo 7.3.4.1 [1], consiste nel calcolo della risposta sismica della struttura mediante integrazione delle equazioni del moto, utilizzando un modello non lineare della struttura e le storie temporali del moto del terreno definite al Paragrafo 3.2.3.6 della Norma [1]. Essa ha lo scopo di

valutare il comportamento dinamico della struttura in campo non lineare, consentendo il confronto tra duttilità richiesta e duttilità disponibile allo SLC e le relative verifiche, nonché di verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili.

L'analisi non lineare dinamica deve essere confrontata con un'analisi modale con spettro di risposta di progetto, al fine di controllare le differenze in termini di sollecitazioni globali alla base della struttura.

Per eseguire questa analisi occorre un modello non lineare della struttura al quale vengono applicate storie temporali di accelerazioni che descrivono il moto del terreno: devono essere applicati al modello 3 accelerogrammi, due per le componenti orizzontale (direzione x e y), uno per la componente verticale. Questi accelerogrammi possono essere naturali, artificiali o simulati secondo quanto indicato dalla Norma ai Paragrafi 3.2.3.6 [1] e dalla Circolare al C3.2.3.6 [2]. Di solito si usa un'analisi basata sull'integrazione al passo cioè, se ad esempio l'accelerogramma dura 20 s, si discretizza questo arco temporale in modo da avere un numero di step nei quali è possibile ottenere i valori delle sollecitazioni per ogni sezione e degli spostamenti. Ha un onere computazionale molto elevato.

## 2.4 Metodi di verifica

Nelle costruzioni esistenti in cemento armato soggette ad azione sismica viene attivata la capacità di elementi e meccanismi resistenti che possono essere duttili o fragili.

I meccanismi duttili sono rotture che avvengono per flessione e possono avvenire in travi, pilastri e pareti inflesse con e senza sforzo normale: possono essere attivati in maniera diffusa su tutta la costruzione oppure in maniera non uniforme, localizzandosi in alcune parti critiche o su un unico piano. La plasticizzazione di un elemento in genere non comporta il collasso della struttura. Questi meccanismi vengono verificati controllando che la domanda non superi la corrispondente capacità in termini di deformazione (rotazione alla corda).

I meccanismi fragili sono rotture che avvengono per sollecitazioni di taglio e possono avvenire in travi, pilastri, pareti e nodi. I meccanismi fragili possono localizzarsi in qualsiasi punto della struttura e possono determinare dei meccanismi di collasso globali della

struttura: in questo caso la verifica viene svolta in termini di resistenza. La valutazione della domanda dipende dal tipo di analisi che dipende dal livello di conoscenza (Paragrafo 2.2.5) e dallo stato limite per il quale vengono svolte le verifiche. Le condizioni di applicabilità delle analisi sono state definite al Paragrafo 2.3.

#### 2.4.1 Verifiche di sicurezza con analisi lineari

Per le analisi lineari, sia statiche che dinamiche, svolte con uno spettro elastico la valutazione della domanda e le verifiche di sicurezza nei confronti dei meccanismi fragili sono condotte in accordo alle prescrizioni del Capitolo 7 della Norma [1] per quanto riguarda le strutture non dissipative. Nel caso in cui venga impiegato un fattore di comportamento  $q$ , applicabile se sono soddisfatte le condizioni del Paragrafo 7.3.3.2 della Norma [1] e quelle della Circolare al Paragrafo C8.7.2.2.1 [2], le verifiche devono essere eseguite in termini di resistenza, controllando che, per ciascun elemento strutturale, la domanda in termini di sollecitazioni sia inferiore o uguale alla corrispondente capacità. La domanda sugli elementi strutturali si ottiene dall'analisi con spettro di risposta elastico ridotto, rispettivamente, per gli elementi/meccanismi "duttili" del fattore di comportamento attribuito alla struttura, per gli elementi/meccanismi "fragili" del fattore di comportamento  $q = 1,5$ .

Per il calcolo della capacità dei meccanismi duttili si impiegano le proprietà medie dei materiali ottenute dalle prove in sito e di laboratorio diviso il fattore di confidenza, che dipende dal livello di conoscenza (Paragrafo 2.2.5). Per l'acciaio si adatterà una resistenza pari a  $f_{ym}/FC$  e per il calcestruzzo una resistenza pari a  $f_{cm}/FC$ .

Nel caso dei meccanismi fragili, le proprietà medie dei materiali vengono divise per il fattore di confidenza e per il corrispondente coefficiente parziale di sicurezza: per l'acciaio si adatterà una resistenza pari a  $f_{ym}/(FC\gamma_s)$  e per il calcestruzzo  $f_{cm}/(FC\gamma_c)$ .

#### 2.4.2 Verifiche di sicurezza con analisi non lineari

Le analisi non lineari possono essere applicate soltanto se il livello di conoscenza ottenuto è almeno pari a LC2 (Paragrafo 2.2.5). Come specificato dalla Circolare al Paragrafo C8.7.2.2.3 [2], le sollecitazioni indotte dall'azione sismica sono quelle derivanti dall'analisi

strutturale in cui si sono usati i valori medi delle proprietà dei materiali,  $f_{ym}$  per l'acciaio e  $f_{cm}$  per il calcestruzzo.

Inoltre, nel caso di analisi statica non lineare con ramo degradante e stati limite che si verificano su questo:

- nel caso di elementi duttili la domanda in termini di deformazione si calcola in corrispondenza di  $d_{max}$  per ciascuno stato limite;
- nel caso di elementi fragili la domanda in termini di sollecitazione di taglio si può calcolare utilizzando la seguente procedura:
  - a) si valuta il taglio massimo alla base  $V_{bu}$  sulla base dei risultati dell'analisi statica non lineare
  - b) si individua lo spostamento  $d_{cu}$  corrispondente al raggiungimento di tale sollecitazione di taglio;
  - c) se lo spostamento  $d_{max}$  relativo allo stato limite considerato è minore di  $d_{cu}$ , la domanda in termini di sollecitazione di taglio si calcola in corrispondenza di  $d_{max}$
  - d) se  $d_{max} > d_{cu}$ , la domanda in termini di sollecitazione di taglio si calcola in corrispondenza di  $d_{cu}$ .

Per il calcolo della capacità si seguono le stesse regole del caso lineare.

### 2.4.3 Verifica degli elementi duttili

La verifica degli elementi duttili viene svolta in termini di deformazione calcolando la rotazione alla corda, definita per ogni stato limite.

#### 2.4.3.1 Stato limite di esercizio

La capacità  $\theta_y$  in termini di rotazione totale rispetto alla corda al raggiungimento della tensione di snervamento può essere valutata mediante le seguenti espressioni (Paragrafo C8.7.2.3.4 della Circolare [2]):

- per travi e pilastri

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_v}{3} + 0.0013 \left( 1 + 1.5 \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \varphi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (2.27)$$

- per le pareti

$$\theta_y = \varphi_y \frac{L_v}{3} + 0.002 \left( 1 + 0.125 \frac{h}{L_v} \right) + 0.13 \varphi_y \frac{d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (2.28)$$

dove

$\varphi_y$  è la curvatura al raggiungimento della tensione di snervamento della sezione terminale;

$h$  è l'altezza della sezione;

$d_b$  è il diametro (medio) delle barre longitudinali;

$f_c$  e  $f_y$  sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo e la tensione di snervamento dell'acciaio longitudinale in [MPa], ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

#### 2.4.3.2 Stato limite di prevenzione del collasso

Allo stato limite di prevenzione del collasso (Paragrafo C8.7.2.3.2 della Circolare [2]), la capacità  $\theta_u$  in termini di rotazione totale rispetto alla corda può essere valutata alternativamente utilizzando modelli numerici che tengano in debito conto i contributi del calcestruzzo, dell'acciaio e dell'aderenza acciaio calcestruzzo, ovvero mediante formule di comprovata validità, come, ad esempio, quelle riportate nel seguito:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}} 0.016 0.3^v \left[ \frac{\max(0.01; \omega')}{\max(0.01; \omega)} f_c \right]^{0.225} \left( \frac{L_v}{h} \right)^{0.35} 25^{\left( \alpha_{\rho_{sx}} \frac{f_{yw}}{f_c} \right)} (1.25^{100 \rho_d}) \quad (2.29)$$



dove

$\gamma_{el} = 1.5$  per gli elementi primari ed  $1.0$  per gli elementi secondari (come definiti al Paragrafo 7.2.3 della Norma [1]);

$L_v$  è la luce di taglio;

$h$  è l'altezza della sezione;

$\nu = N/A_c f_c$  è lo sforzo assiale normalizzato di compressione agente su tutta la sezione  $A_c$ ;

$\omega = A_s f_y / (A_c f_c)$  e  $\omega' = A'_s f_y / (A_c f_c)$  sono le percentuali meccaniche di armatura longitudinale in trazione e compressione rispettivamente (nelle pareti tutta l'armatura longitudinale d'anima è da includere nella percentuale in trazione);

$f_c$ ,  $f_y$  e  $f_{yw}$  sono la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio, longitudinale e trasversale, ottenute come media delle prove eseguite in sito, eventualmente corrette sulla base di fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto;

$\rho_{sx} = A_{sx} / b_w s_h$  è la percentuale di armatura trasversale ( $s_h =$  interasse delle staffe nella zona critica);

$\rho_d$  è la percentuale di eventuali armature diagonali in ciascuna direzione;

$\alpha$  è un fattore di efficienza del confinamento dato da:

$$\alpha = \left(1 - \frac{s_h}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s_h}{2h_o}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2}{6b_o h_o}\right) \quad (2.30)$$

( $b_o$  e  $h_o$  dimensioni del nucleo confinato,  $b_i$  distanze delle barre longitudinali trattenute da tiranti o staffe presenti sul perimetro).

Per le pareti il valore dato dall'espressione precedente deve essere diviso per 1,6.

Negli elementi non dotati di adeguati dettagli di tipo antisismico o per i quali non sia stata effettuata una verifica di duttilità, quindi con percentuali di armatura trasversale e longitudinale diverse da quelle ottenibili utilizzando le indicazioni riportate per la

progettazione delle nuove costruzioni, il valore dato dall'eq. (2.29) deve essere moltiplicato per 0,85.

Il fattore di efficienza del confinamento  $\alpha$  dato dall' eq. (2.30) è definito nell'ipotesi che le staffe presenti nell'elemento abbiano ancoraggi idonei ad evitare l'apertura delle stesse, ad esempio se presentano una chiusura con ganci a 135°. Nel caso tale ipotesi non sia soddisfatta è opportuno assumere  $\alpha = 0$ .

Per gli elementi armati con barre longitudinali nervate continue, senza sovrapposizione in corrispondenza della regione plastica, la capacità di rotazione allo SLC è definita dalla formula (2.29). Viceversa, se le barre longitudinali nervate sono caratterizzate, a partire dalla sezione di estremità dell'elemento, da una sovrapposizione di lunghezza  $l_0$  il valore dato dall'espressione  $\theta_u$  (2.29) deve essere moltiplicato per il fattore:

$$0.025 \min \left( 40; l_0/d_{bL} \right) \quad (2.31)$$

dove  $d_{bL}$  è il diametro (medio) delle barre longitudinali. Questo fattore non tiene conto della riduzione connessa all'assenza di adeguati dettagli di tipo antisismico, in tal caso va moltiplicato per 0.85.

Per gli elementi armati con barre longitudinali lisce continue, senza sovrapposizione in corrispondenza della regione plastica, la capacità di rotazione in condizioni di collasso è definita dall'espressione precedente di  $\theta_u$  (2.29). Viceversa, se le barre longitudinali lisce sono caratterizzate, a partire dalla sezione di estremità dell'elemento, da una sovrapposizione di lunghezza  $l_0$  il valore dato dall'espressione precedente di  $\theta_u$  deve essere moltiplicato per il fattore:

$$0.02 \left[ 10 + \min \left( 40, l_0/d_{bL} \right) \right] \quad (2.32)$$

dove  $d_{bL}$  è il diametro medio delle barre longitudinali.

La decurtazione valutata con il fattore (2.32) è applicabile solo per sovrapposizioni costituite dalla presenza di ganci ad uncino di estremità; la lunghezza  $l_0$  è definita al netto delle dimensioni degli uncini. In assenza di ganci ad uncino di estremità il valore dato da (2.32) è opportuno sia assunto pari a zero. Inoltre, questo fattore (2.32) non tiene in conto

della riduzione connessa all'assenza di adeguati dettagli di tipo antisismico; in tal caso deve essere moltiplicato per 0,85.

Allo SLC può essere utilizzata anche la seguente espressione:

$$\theta_u = \frac{1}{\gamma_{el}}(\theta_y + \theta_p) = \frac{1}{\gamma_{el}}(\theta_y + (\varphi_u - \varphi_y)L_p)\left(1 - \frac{L_p}{2L_V}\right) \quad (2.33)$$

dove

$\theta_y$  è la rotazione rispetto alla corda allo snervamento;

$\varphi_u$  è la curvatura ultima valutata considerando le deformazioni ultime del calcestruzzo (tenuto conto del confinamento) e dell'acciaio (da stimare sulla base dell'allungamento uniforme al carico massimo, in mancanza di informazioni si può assumere che la deformazione ultima dell'acciaio sia pari al 4%);

$\varphi_y$  è la curvatura allo snervamento valutata considerando l'acciaio alla deformazione di snervamento;

$L_V$  è la luce di taglio

$L_{pl}$  è la lunghezza di cerniera plastica valutabile come:

$$L_{pl} = 0.1 L_V + 0.17 h + 0.24 \frac{d_{bL} f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (2.34)$$

dove  $h$  è l'altezza della sezione,  $d_{bL}$  è il diametro (medio) delle barre longitudinali, ed  $f_c$  e  $f_y$  sono rispettivamente la resistenza a compressione del calcestruzzo e la resistenza a snervamento dell'acciaio longitudinale (in MPa), ottenute come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

#### 2.4.3.3 Stato limite di salvaguardia della vita

Come specificato dalla Circolare al Paragrafo C8.7.2.3.3 [2], la capacità di rotazione totale rispetto alla corda allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV),  $\theta_{SD}$ , può essere assunta pari a 3/4 del valore  $\theta_u$  per lo SLC.

#### 2.4.4 Verifica degli elementi fragili

La verifica degli elementi fragili viene svolta in termini di resistenza: la domanda non deve superare la capacità in termini di resistenza.

##### 2.4.4.1 Valutazione della capacità di travi e pilastri

La valutazione della capacità di travi e pilastri è esposta al Paragrafo C8.7.2.3.5 della Circolare [2]. Per la valutazione delle resistenze ultime di elementi monodimensionali nei confronti di sollecitazioni taglianti dovute ai soli carichi gravitazionali, vale quanto indicato per le condizioni non sismiche al Paragrafo 4.1.2.3.5 della Norma [1], facendo in generale riferimento al Paragrafo 4.1.2.3.5.2, considerando per le travi il contributo delle barre di armatura piegate ove presenti.

La resistenza di progetto a taglio  $V_{Rd}$  di elementi strutturali dotati di specifica armatura a taglio deve essere valutata sulla base di una adeguata schematizzazione a traliccio. Gli elementi resistenti dell'ideale traliccio sono: le armature trasversali, le armature longitudinali, il corrente compresso di calcestruzzo e i puntoni d'anima inclinati. L'inclinazione  $\theta$  dei puntoni di calcestruzzo rispetto all'asse della trave deve rispettare i limiti seguenti:  $1 \leq \cot \theta \leq 2.5$ . La verifica di resistenza allo SLU si pone con  $V_{Rd} \geq V_{Ed}$ , dove  $V_{Ed}$  è il valore di progetto dello sforzo di taglio agente. Con riferimento all'armatura trasversale, la resistenza di progetto a "taglio trazione" si calcola con:

$$V_{Rsd} = 0.9 d \frac{A_{sw}}{s} f_{yd} (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha \quad (2.35)$$

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

$$V_{Rcd} = 0.9 d b_w \alpha_c v f_{cd} (\cot \alpha + \cot \theta) / (1 + \cot^2 \theta) \quad (2.36)$$

dove

$d$  è l'altezza utile della sezione (in mm);

$b_w$  è la larghezza minima della sezione (in mm);

$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c$  [MPa] è la tensione media di compressione nella sezione ( $\leq 0.2 f_{cd}$ );

$A_{sw}$  area dell'armatura trasversale;

s interasse fra due armature trasversali consecutive;

$\alpha$  angolo di inclinazione dell'armatura trasversale rispetto all'asse della trave;

$\nu f_{cd}$  resistenza di progetto a compressione ridotta del calcestruzzo d'anima ( $\nu = 0.5$ )

$\alpha_c$  coefficiente maggiorativo pari a:

- 1 per membrature non compresse;
- $1 + \sigma_{cp}/f_{cd}$  per  $0 \leq \sigma_{cp} < 0.25 f_{cd}$ ;
- 1.25 per  $0.25 f_{cd} \leq \sigma_{cp} \leq 0.5 f_{cd}$ ;
- $2.5 (1 - \sigma_{cp}/f_{cd})$  per  $0.5 f_{cd} < \sigma_{cp} < f_{cd}$ .

La resistenza di progetto a taglio della trave è la minor delle due definite sopra:  $V_{Rd} = \min(V_{Rsd}; V_{Rcd})$

Per le azioni sismiche, occorre considerare la riduzione di resistenza a taglio in condizioni cicliche in funzione della domanda di duttilità sull'elemento, per il livello di azione considerato. La domanda massima a taglio nell'elemento può essere determinata, indipendentemente dal livello di azione considerato, a partire dai momenti resistenti nelle sezioni di estremità, valutati amplificando le resistenze medie dei materiali tramite il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto.

La resistenza a taglio  $V_R$  in condizioni cicliche, quali quelle sismiche, può essere valutata sulla base dei tre contributi dovuti all'entità dello sforzo normale  $N$ , al calcestruzzo e all'acciaio, nonché dell'interazione con la rotazione flessionale dell'elemento in funzione della parte plastica della domanda di duttilità,  $\mu_{\Delta,pl}$ .

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[ \frac{h-x}{2LV} \min(N; 0.55A_c f_c) + (1 - 0.05 \min(0.5; \mu_{\Delta,pl})) \left[ 0.16 \max(0.5; 100\rho_{tot}) \left( 1 - 0.16 \min\left(5; \frac{LV}{h}\right) \right) \sqrt{f_c} A_c + V_w \right] \right] \quad (2.37)$$

(unità di misura MN, m) dove:

$\gamma_{el}$  è pari a 1.15 per gli elementi primari ed 1 per gli elementi secondari (come definiti al Paragrafo 7.2.3 della Norma [1]);

$h$  è l'altezza totale della sezione;

$x$  è l'altezza della zona compressa della sezione (profondità dell'asse neutro);

$N$  è lo sforzo normale di compressione (assunto pari a 0 se di trazione);

$L_v$  è la luce di taglio;

$A_c$  è l'area della sezione pari a  $(b \times d)$  per la sezione rettangolare e  $\pi D_c^2/4$  per quella circolare (dove  $D_c = D - 2c - d_{bw}$ , essendo  $D$  il diametro della sezione,  $c$  il copriferro,  $d_{bw}$  il diametro delle staffe);

$f_c$  è la resistenza a compressione del calcestruzzo ottenuta come media delle prove eseguite in sito, eventualmente corretta sulla base di fonti aggiuntive di informazione, divisa per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto; per gli elementi sismici primari il valore di  $f_c$  deve essere ulteriormente diviso per il relativo coefficiente parziale;

$\rho_{tot}$  è la percentuale totale di armatura longitudinale;

$V_w$  è il contributo dell'armatura trasversale per la resistenza a taglio definito come segue:

- sezioni rettangolari

$$V_w = \rho_{sx} b_w z f_y$$

dove, oltre al significato dei simboli già noti,  $z$  è il braccio delle forze interne.

- sezioni circolari

$$V_w = \frac{\pi}{2} \frac{A_{sw}}{s} f_{yw} (D - 2c)$$

Il valore della resistenza a taglio fornito dalla formula del taglio ciclico non può essere assunto maggiore del valore della resistenza a "taglio compressione", valutata come per le condizioni non sismiche, utilizzando  $\theta = 45^\circ$  ed assumendo  $f_{cd}$  pari alla resistenza media del calcestruzzo divisa per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e per il coefficiente parziale del materiale.

Nella formula del taglio ciclico,  $\mu_{\Delta,pl}$  rappresenta la parte plastica della domanda di duttilità ed è espressa dalla relazione:  $\mu_{\Delta,pl} = \mu_{\Delta} - 1$  dove  $\mu_{\Delta}$  è la domanda di duttilità espressa come rapporto tra la rotazione massima  $\theta_m$  per il livello di azione sismica considerato e la rotazione di prima plasticizzazione  $\theta_y$ . Ove necessario, la relazione tra duttilità di rotazione e duttilità di curvatura si ottiene dalle (2.27) e (2.28), con  $\phi_m$  al posto di  $\phi_u$ , essendo  $\phi_m$  la domanda di curvatura massima per il livello di azione considerato.

Nella (2.37), in assenza di specifiche valutazioni, l'altezza della zona compressa della sezione può essere calcolata in maniera semplificata attraverso la relazione:

$$\frac{x}{h} = 0.25 + 0.85 \frac{N}{(A_c f_c)} \leq 1$$

La resistenza a taglio in condizioni sismiche può essere valutata come indicato nel seguito. Quando la domanda di duttilità dell'elemento  $\mu_{\Delta}$  è inferiore a 2, la resistenza a taglio è data dalla maggiore tra la resistenza a taglio con armatura trasversale per le condizioni non sismiche (Eq. [4.1.29] delle NTC [1]) e la resistenza a taglio ciclica fornita dalla (2.37). Quando  $\mu_{\Delta} > 3$ , la resistenza a taglio è quella relativa alle condizioni cicliche, valutata attraverso la (2.37). Per le situazioni intermedie, si interpola linearmente tra la resistenza a taglio per  $\mu_{\Delta} = 2$  e quella ottenuta in base alla (2.37) per  $\mu_{\Delta} = 3$ .

Per i carichi gravitazionali e, in generale, quando la domanda di duttilità  $\mu_{\Delta}$  dell'elemento è inferiore a 1, la resistenza a taglio può essere valutata, alternativamente, come per gli elementi senza armature trasversali resistenti a taglio (Paragrafo 4.1.2.3.5.1 delle NTC [1]).

In questo caso si deve verificare che, per l'azione considerata, la domanda a flessione o a pressoflessione non superi la corrispondente capacità al limite elastico (momento di prima plasticizzazione come definito al Paragrafo 4.1.2.3.4.2 delle NTC [1]) in entrambe le direzioni principali della sezione. Nel caso in cui si adottino metodi di analisi lineari, la domanda dovuta alle azioni sismiche deve essere valutata con riferimento al fattore di comportamento  $q \leq 1.5$ .

In condizioni sismiche, un approccio prudentiale suggerisce che la resistenza a taglio valutata con riferimento agli elementi senza armature trasversali venga considerata esclusivamente per le strutture in cui la domanda plastica sia in ogni caso contenuta, ad es. grazie all'uso di tecniche di protezione passiva quali i controventi (elastici o dissipativi) o l'isolamento sismico.

Nel caso di rinforzi di edifici esistenti, la messa in opera dei controventi dissipativi comporta problematiche e difficoltà differenti a seconda del tipo di struttura. Particolarmente negli edifici in cemento armato occorre curare la connessione con i telai, verificando correttamente le sollecitazioni trasmesse alle membrature esistenti e eventualmente

predisponendo sistemi di redistribuzione degli sforzi di taglio nei pilastri e di trazione nelle travi e negli orizzontamenti, utilizzando opportuni tiranti e piastre di ancoraggio.

La formula del taglio ciclico (2.37) è stata ripresa dall'Eurocodice 8, parte 3, relativo agli edifici esistenti. Nella formula dell'Eurocodice [3], il termine  $\min(0.5; \mu_{\Delta,pl})$  è definito come  $\min(5; \mu_{\Delta,pl})$ . Nella verifica degli elementi fragili si farà riferimento alla formulazione dell'Eurocodice.

#### 2.4.4.2 Valutazione della capacità dei nodi trave-pilastro

Al Paragrafo C8.7.2.3.5 della Circolare [2] viene inoltre definita la valutazione della capacità dei nodi. Questa verifica deve essere fatta solo per i nodi non interamente confinati, così come definiti nella Norma al Paragrafo 7.4.4.3 [1]:

- si definiscono nodi interamente confinati *“quando in ognuna delle quattro facce verticali si innesta una trave; il confinamento si considera realizzato quando, su ogni faccia del nodo, la sezione della trave copre per almeno i 3/4 la larghezza del pilastro e, su entrambe le coppie di facce opposte del nodo, le sezioni delle travi si ricoprono per almeno i 3/4 dell'altezza”*;

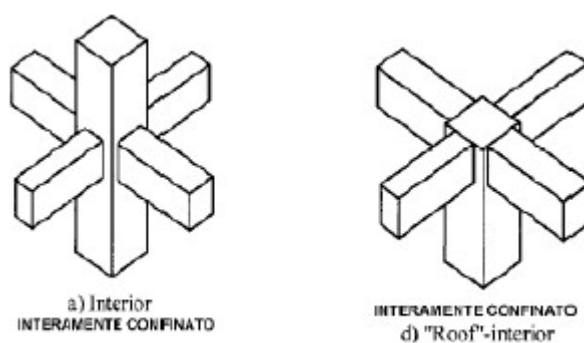


Figura 2-22 – Esempi di nodo interamente confinato.



- si definiscono nodi non interamente confinati quando non appartenenti alla categoria precedente.

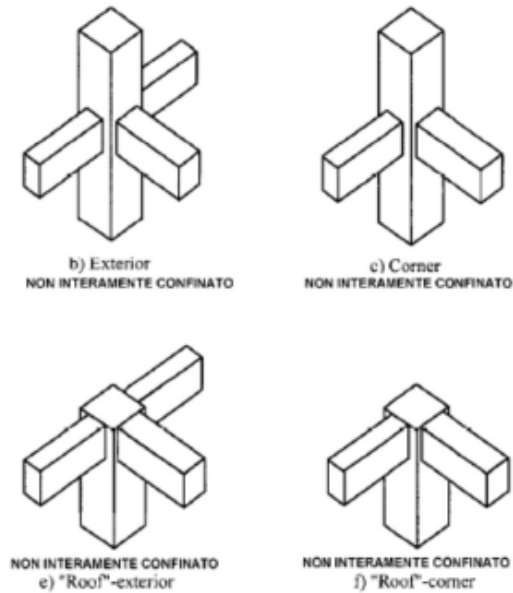


Figura 2-23 – Esempi di nodo non interamente confinato.

La verifica di resistenza deve essere fatta per la diagonale tesa sia per diagonale compressa secondo le seguenti formule:

- resistenza a trazione

$$\sigma_{jt} = \left| \frac{N}{2A_j} - \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \right| \leq 0.3 \sqrt{f_c} \quad (f_c \text{ in MPa}) \quad (2.38)$$

- resistenza a compressione

$$\sigma_{jc} = \frac{N}{2A_j} + \sqrt{\left(\frac{N}{2A_j}\right)^2 + \left(\frac{V_j}{A_j}\right)^2} \leq 0.5 f_c \quad (f_c \text{ in MPa}) \quad (2.39)$$

dove

$N$  indica l'azione assiale presente nel pilastro superiore;

$V_j$  indica il taglio totale agente sul nodo, ottenuto come somma algebrica del taglio trasmesso dal pilastro superiore e dagli sforzi orizzontali trasmessi dalle parti superiori delle travi ottenuto come:

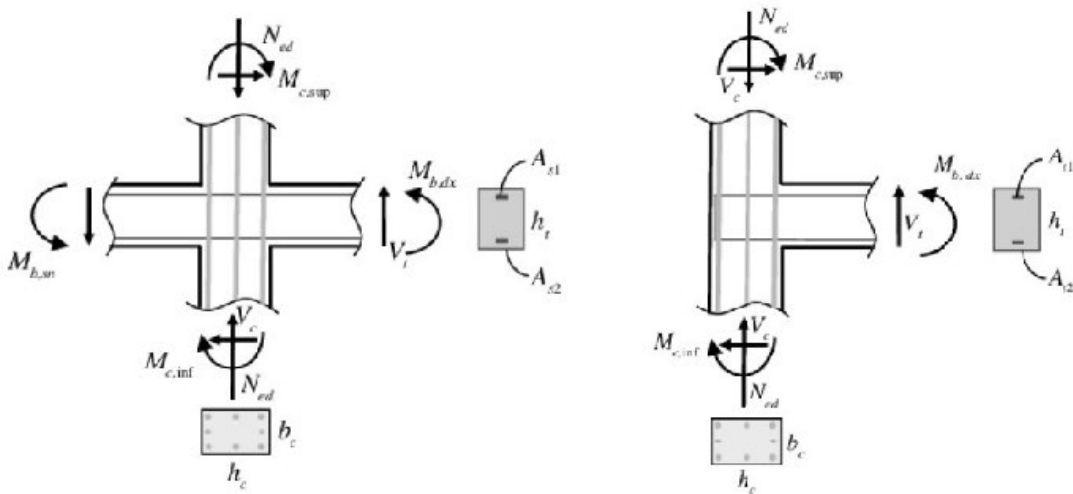


Figura 2-24 – Sollecitazioni sul nodo interno e sul nodo esterno [7].

$$V_j = (A_{s1} + A_{s2}) f_{yd} - V_c \quad \text{per nodi interni}$$

$$V_j = (A_{s1}) f_{yd} - V_c \quad \text{per nodi esterni}$$

dove  $A_{s1}$  e  $A_{s2}$  sono rispettivamente l'area dell'armatura superiore ed inferiore della trave e  $V_c$  è la forza di taglio nel pilastro al di sopra del nodo derivante dall'analisi in condizioni sismiche.

$A_j = b_j h_{cj}$  è l'area orizzontale del nodo dove  $h_{cj}$  è la distanza fra le armature del pilastro e  $b_j$  individua la zona efficace del nodo ai fini del trasferimento delle sollecitazioni ed è definito per le due direzioni ortogonali (Figura 2-25).

Le resistenze dei materiali a cui si fa riferimento per la valutazione della capacità dei nodi sono ottenute come media delle prove eseguite in situ e da fonti aggiuntive di informazione, divise per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto per il coefficiente parziale del materiale.

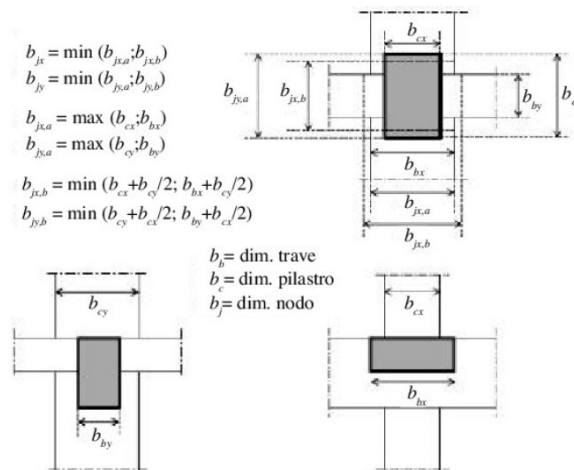


Figura 2-25 – Dimensione efficace del nodo [2].

## 2.5 Valutazione dell'indice di rischio

Una volta definito il modello della struttura e svolte le analisi con uno dei metodi definiti dalla Norma, in base alle loro condizioni di applicabilità, è possibile definire l'indice di rischio sismico definito come il rapporto fra la capacità della struttura e la domanda sismica di uno specifico stato limite. La Norma al Paragrafo 8.3 [1], specifica che la valutazione della sicurezza degli edifici esistenti può essere eseguita con riferimento agli SLU, ad eccetto per le costruzioni in classe IV dove è richiesta anche la verifica agli SLE. Per le combinazioni sismiche, le verifiche possono essere eseguite rispetto allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita o in alternativa allo Stato limite di Collasso. Quindi, nella valutazione dell'indice di rischio si può far riferimento allo SLV o allo SLC in riferimento alla determinazione dell'intensità sismica con cui valutare la domanda.

Si definiscono due tipi di indicatori di rischio:

- $I_{PGA\_SL}$  dato dal rapporto fra la capacità e la domanda in termini di PGA

$$I_{PGA\_SL} = \frac{PGA_c}{PGA_d} \quad (2.40)$$

- $I_{TR\_SL}$  dato dal rapporto fra la capacità e la domanda in termini di tempo di ritorno dell'azione sismica

$$I_{TR\_SL} = \left( \frac{T_{RC\_SL}}{T_{RD\_SL}} \right)^{0.41} \quad (2.41)$$

La  $PGA_d$  è l'accelerazione orizzontale massima relativa alla domanda sismica e dipende dal periodo di riferimento della struttura, dal sito in cui si trova la struttura e dallo stato limite di riferimento, la  $PGA_c$  è, invece, l'accelerazione orizzontale relativa alla capacità della struttura cioè l'accelerazione che può sostenere la struttura senza che si attivi alcun meccanismo di crisi. Per ricavare lo spettro relativo alla capacità della struttura si deve procedere per tentativi, scalando lo spettro di domanda finché non interseca il punto di prestazione definito dalla curva di capacità della struttura: la PGA relativa a questo spettro sarà quella corrispondente alla capacità.

Per scalare lo spettro ci sono diverse procedure:

- la prima procedura è quella di scalare lo spettro in maniera iterativa fino al punto di prestazione dettato dalla curva di capacità;
- la seconda procedura è quella invece che prevede di scalare lo spettro tenendo conto dei parametri  $a_g$ ,  $F_o$  e  $T^*$  legati al sito in cui sorge la struttura e al tempo di ritorno.

Nell'Allegato A alle NTC 2008 [8] c'è la correlazione tra il periodo di ritorno e l'accelerazione al suolo:

$$\log(p) = \log(p_1) + \log\left(\frac{p_2}{p_1}\right) \log\left(\frac{T_R}{T_{R1}}\right) \left[\log\left(\frac{T_{R2}}{T_{R1}}\right)\right]^{-1} \quad (2.42)$$

nella quale

$p$  è il valore del parametro di interesse corrispondente al periodo di ritorno desiderato;

$T_{R1}$ ,  $T_{R2}$  sono i periodi di ritorno più prossimi a  $T_R$  per i quali si dispone dei valori  $p_1$  e  $p_2$  del generico parametro  $p$ .

Se l'indice di rischio supera l'unità, la capacità della struttura supera la domanda; se invece è sotto l'unità la capacità non è in grado di soddisfare la domanda e sono richiesti degli interventi per aumentare la sicurezza nei confronti di quell'intensità sismica.

### 3 Interventi sugli edifici esistenti in c.a.

#### 3.1 Tipologia di interventi

Una volta eseguito l'iter prescritto dalla Norma [1] per la valutazione della sicurezza dell'edificio oggetto di studio, come descritto al Capitolo 2, è possibile stabilire se sono necessari interventi strutturali affinché l'edificio raggiunga il livello minimo di sicurezza richiesto. I livelli di sicurezza richiesti sono gli stessi che si richiedono alle nuove costruzioni.

Si distinguono tre diverse categorie di interventi (Paragrafo 8.4 della Norma [1]):

- *interventi di riparazione o locali*, che interessano solo singoli elementi strutturali e che non riducono le condizioni di sicurezza già esistenti;
- *interventi di miglioramento*, che aumentano la sicurezza strutturale senza raggiungere i livelli di sicurezza fissati;
- *interventi di adeguamento*, che aumentano la sicurezza strutturale preesistente raggiungendo i livelli di sicurezza fissati.

Solo gli interventi di adeguamento e di miglioramento sono sottoposti a collaudo statico. Il progetto degli interventi deve essere poi seguito da una valutazione del livello di sicurezza raggiunto per verificare se sono stati raggiunti i livelli prescritti da Norma.

Il livello di sicurezza della costruzione è quantificabile attraverso il rapporto  $\zeta_E$  (definito Paragrafo 8.3 della Norma [1]) tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione. Lo stesso parametro è definito in termini di carico variabile per definire la destinazione d'uso degli edifici. Con la valutazione del parametro  $\zeta_E$  si classificano gli interventi di adeguamento e di miglioramento.

Gli interventi locali riguardano soltanto porzioni dell'edificio che hanno subito dei danni o che costituiscono delle vulnerabilità locali. Come specificato al Paragrafo 8.4.1 della Norma [1], con questi interventi non deve essere cambiato significativamente il comportamento globale della struttura ma è comunque richiesta una valutazione della sicurezza locale post intervento quando quest'ultimo è finalizzato alla limitazione di meccanismi di collasso o al miglioramento della duttilità locale degli elementi strutturali che concorre alla duttilità globale.

Gli interventi di miglioramento aumentano la sicurezza degli edifici ma il valore del parametro  $\zeta_E$  può essere inferiore all'unità:

- non deve essere inferiore a 0.6 nel caso di costruzioni in classe III ad uso scolastico e in classe IV;
- per le altre costruzioni in classe III e per quelle in classe II, il valore di  $\zeta_E$  deve essere incrementato di un valore non minore di 0.1.

In questo caso la valutazione di sicurezza post intervento è necessaria non solo per la determinazione del parametro  $\zeta_E$  ma anche per la verifica del comportamento strutturale globale o locale perché possono determinare variazioni di rigidità, resistenza o capacità deformativa.

L'intervento di adeguamento è quello con il quale si devono raggiungere i livelli di sicurezza prescritti per gli edifici di nuova costruzione e sono necessari quando (Paragrafo 8.4.3 della Norma [1]):

- a) si vuole sopraelevare o ampliare la costruzione;
- b) si vuole apportare un cambio di destinazione d'uso dell'edificio con un incremento del carico globale verticale in fondazione superiore al 10%;
- c) si vogliono effettuare interventi strutturali che modificano il sistema strutturale precedente;
- d) si vuole apportare una modifica di classe d'uso che porti strutture in Classe III ad uso scolastico o in Classe IV.

La valutazione di sicurezza post intervento è necessaria e deve coinvolgere l'intera costruzione: si deve verificare che il parametro  $\zeta_E$  raggiunga un valore unitario nei casi a e c, mentre deve essere almeno pari a 0.8 nei casi b e d.

### 3.2 Tecniche di intervento convenzionali

Le tecniche di intervento convenzionali di protezione sismica degli edifici riguardano interventi atti ad aumentare la rigidezza e la resistenza degli edifici e comprendono interventi locali o interventi globali: questa distinzione è necessaria perché nel caso in cui si esegua un intervento locale non c'è necessità di una valutazione di sicurezza globale dell'edificio post intervento ma è limitata alla porzione di struttura coinvolta. Ovviamente, se il numero di interventi locali coinvolge una buona parte dell'edificio, diventa un intervento globale che ha quindi effetti nella risposta sismica di tutto l'edificio: in questo caso è necessaria una valutazione di sicurezza globale post intervento.

La scelta del tipo di intervento dipende dalla fase di valutazione e rilievo dell'edificio: una volta nota la curva di capacità dell'edificio è possibile stabilire l'indice di rischio, come descritto nel Paragrafo 2.5. Essendo questo parametro dato dal rapporto fra la capacità e la domanda, per aumentarlo è possibile o aumentare la capacità o ridurre la domanda. Con l'utilizzo delle tecniche convenzionali è possibile incrementare la capacità della struttura.

#### 3.2.1 Interventi locali

##### 3.2.1.1 Rinforzo dei pilastri

###### 3.2.1.1.1 *Incamiciatura*

L'incamiciatura dei pilastri è una tecnica di intervento locale che può essere eseguita con diversi tipi di materiale:

- calcestruzzo armato;
- acciaio.

L'incamiciatura in calcestruzzo armato, come specificato dalla Circolare al paragrafo C8.7.4.2.1 [2], è una tecnica che permette di:

- aumentare la capacità portante verticale;
- aumentare la resistenza a flessione e a taglio;
- aumentare la capacità in termini di deformazione;
- migliorare l'efficienza delle giunzioni per sovrapposizione.

Innanzitutto il pilastro viene scaricato: vengono quindi messi dei puntelli alle travi e ai solai che insistono sul pilastro oggetto di intervento. Successivamente, viene rimosso il copriferro e quindi il pilastro viene scarnito in modo da ottenere una superficie scabra per poter favorire l'aderenza del calcestruzzo che verrà poi gettato in superficie. Quando il pilastro è scarnito, si controlla che non ci siano fessure nel nucleo di calcestruzzo: laddove siano presenti, si procede alla loro sigillatura tramite resine epossidiche [5]. Vengono poi aggiunte le barre longitudinali e le staffe aggiuntive, viene bagnata tutta quanta la superficie, posizionata la cassaforma e successivamente si esegue il nuovo getto con un betoncino a ritiro compensato. Il pilastro sarà quindi costituito da una sezione maggiore: in questo modo, essendo la sezione resistente del pilastro maggiore, si riesce a spostare la domanda plastica sulle travi, cosa che nelle strutture esistenti non si verifica molto spesso, essendo progettate solo a carichi verticali. Con questa pratica progettuale molto spesso le sezioni dei pilastri sono inferiori a quelle delle travi, essendo quest'ultime progettate a carichi verticali e a flessione. Spostando però la domanda plastica alle travi, si deve verificare che le travi non si rompano a taglio e quindi in maniera fragile: per evitare questo possono essere eseguiti anche degli interventi sulle travi.

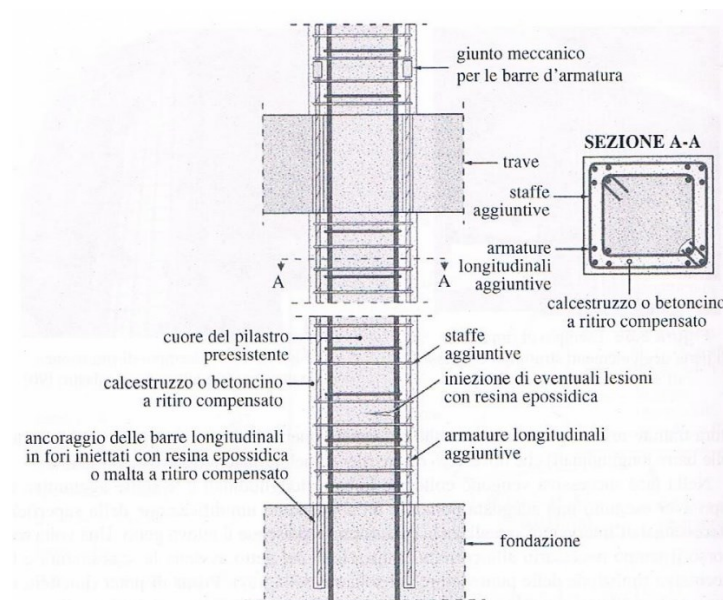


Figura 3-1 – Incamiciatura in c.a. di un pilastro [5].

L'armatura longitudinali aggiuntiva deve essere passante attraverso gli orizzontamenti e le giunzioni sono di tipo meccanico: il ringrosso della sezione arriva fin sotto l'orizzontamento, all'interno passeranno soltanto le armature. Inoltre, deve essere



adeguatamente ancorata alle fondazioni, attraverso un ancoraggio chimico: si producono dei fori in corrispondenza delle fondazioni e viene iniettata o resina epossidica o malta a ritiro compensato. La staffatura aggiuntiva deve seguire le regole per i nuovi edifici: devono essere previste delle piegature a 135° con una lunghezza di almeno 10 diametri. Laddove non è possibile garantire questo, è possibile eseguire l'ancoraggio delle staffe tramite delle giunzioni meccaniche. Lo spessore del getto non deve essere inferiore a 10 cm, al fine di avere un adeguato ricoprimento delle armature longitudinali e delle staffe.

Questa tecnica di intervento è largamente utilizzata per diversi motivi:

- la familiarità con il materiale;
- l'adattabilità anche nel caso di elementi seriamente danneggiati a seguito di eventi sismici;
- la versatilità tipica del cemento armato;
- la possibilità di intervenire su più parametri perché l'incamiciatura consente di incrementare allo stesso tempo la rigidità, la resistenza flessionale, la resistenza a taglio, la capacità deformativa, l'ancoraggio e la continuità dell'armatura nelle zone critiche. I primi due effetti sono legati all'aumento della sezione trasversale e dell'armatura longitudinale, mentre gli ultimi tre sono dovuti all'incremento dell'armatura trasversale, che agisce contro il taglio ed aumenta il confinamento;
- è un sistema efficace per trasformare un sistema strutturale caratterizzato tra trave forte e pilastro debole, con scarse prestazioni sismiche, in uno più in linea con le regole di gerarchia delle resistenze, che prevede pilastro forte e trave debole;
- consente di estendere l'armatura oltre l'elemento ed attraverso i nodi.

È una tecnica però molto invasiva ed onerosa dal punto di vista esecutivo: oltre ai tempi per la messa in opera e il costo dei materiali, deve essere garantita un'esecuzione a regola d'arte per garantire l'efficacia dell'intervento.

Nella Circolare, al Paragrafo C8.7.4.2.1 [2], per la valutazione della resistenza e della deformabilità di elementi incamiciati possono essere fatte le seguenti ipotesi:

- l'elemento incamiciato si comporta monoliticamente, con piena aderenza tra il calcestruzzo vecchio e il nuovo;

- il carico assiale si considera applicato alla sola porzione preesistente dell'elemento per i soli carichi permanenti, all'intera sezione incamiciata per i carichi variabili e per le azioni sismiche;
- le proprietà meccaniche del calcestruzzo della camicia si considerano estese all'intera sezione se le differenze fra i due materiali non sono eccessive.

I valori della capacità da adottare nelle verifiche sono quelli calcolati con riferimento all'intera sezione incamiciata nelle ipotesi semplificative e sono ridotte secondo le espressioni seguenti:

- capacità in termini di resistenza a taglio:  $\tilde{V}_R = 0.9 V_R$
- capacità in termini di resistenza a flessione:  $\tilde{M}_y = 0.9 M_y$
- capacità in termini di deformabilità allo snervamento:  $\tilde{\theta}_y = 0.9 \theta_y$
- capacità in termini di deformabilità ultima:  $\tilde{\theta}_u = \theta_u$

I valori da impiegare per le resistenze dei materiali sono:

a) per l'acciaio delle strutture esistenti, la resistenza ottenuta come media tra le prove eseguite in sito e quanto ricavato da fonti aggiuntive di informazione, divisa per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto e, solo nel calcolo di  $\tilde{V}_R$ , divisa anche per il coefficiente parziale;

b) per i materiali aggiunti, calcestruzzo ed acciaio, la resistenza di progetto.

I valori da impiegare per le resistenze dei materiali nel calcolo del valore della capacità in termini di resistenza a flessione da usare per la valutazione della sollecitazione di taglio agente su elementi/meccanismi fragili sono:

c) per l'acciaio delle strutture esistenti, la resistenza ottenuta come media tra le prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione moltiplicata per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto;

d) per i materiali aggiunti, calcestruzzo ed acciaio, il valore caratteristico della resistenza.

Per evitare di aumentare troppo la sezione si possono utilizzare materiali con un'armatura diffusa che sono i calcestruzzi fibrorinforzati. A differenza dell'intervento in c.a., che è più diffuso, la Norma non fornisce indicazioni. Lo spessore del calcestruzzo fibrorinforzato è

più piccolo rispetto a quello del c.a. e consente di realizzare un rinforzo omogeneo, garantendo un adeguato effetto di confinamento oltre che un incremento della resistenza flessionale associato ad un aumento della duttilità di sezione. I limiti di questa applicazione riguardano quindi il fatto che non vi siano indicazioni per il calcolo della resistenza a flessione e a taglio.

L'incamiciatura in acciaio è viene eseguita per ottenere gli stessi effetti dell'incamiciatura in c.a. ma più costosa: viene utilizzata laddove si ha necessità di utilizzare subito una struttura danneggiata dal sisma o si tema un collasso strutturale, essendo una tecnica più veloce a livello esecutivo. Nel caso di pilastri quadrati o rettangolari, si fa ricorso a profili angolari disposti sugli angoli sui quali poi vengono saldati o una piastra continua in acciaio o elementi orizzontali in acciaio saldati secondo lo schema tipico delle aste calastrellate. I calastrelli possono essere saldati direttamente sugli angolari oppure collegati tramite tiranti.

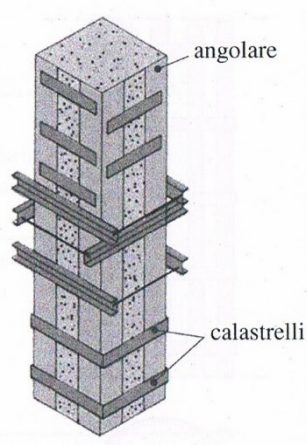


Figura 3-2 – Incamiciatura in acciaio [5].

Il pilastro viene scarnito e viene preparata la superficie tramite una rasatura e una successiva pulizia: gli angolari vengono incollati tramite una malta cementizia (non è il caso di usare le resine perché potrebbero volatilizzarsi durante la fase di saldatura [5]). Si procede poi al montaggio dei calastrelli. Alla fine il tutto viene sigillato con un getto di malta tixotropica. L'intervento si estende fino in fondazione, dove si collega il tutto con dei piatti che vengono fissati alla fondazione tramite dei tirafondi iniettati con resine epossidiche ad esempio.

Per le verifiche in termini di resistenza si fa riferimento alla Circolare, al Paragrafo C8.7.4.2.2 [2]. Il contributo della camicia alla capacità in termini di resistenza a taglio può essere considerato aggiuntivo alla resistenza preesistente purché la camicia rimanga interamente in campo elastico. Tale condizione è necessaria affinché essa limiti l'ampiezza delle fessure e assicuri l'integrità del conglomerato, consentendo il funzionamento del meccanismo resistente dell'elemento preesistente. Se la tensione nella camicia è limitata al 50% del valore di snervamento l'espressione della resistenza a taglio aggiuntiva  $V_j$  offerta dalla camicia vale:

$$V_j = 0.5 \frac{2t_j}{s} b f_{yw} 0.9d \cot \theta \quad (3.1)$$

nella quale  $d$ ,  $t_j$ ,  $b$  e  $s$  sono rispettivamente l'altezza utile della sezione trasversale dell'elemento incamiciato, lo spessore, la larghezza e interasse delle bande ( $b/s=1$  nel caso di camicie continue), e  $f_{yw}$  è la resistenza di calcolo a snervamento dell'acciaio,  $\theta$  è l'inclinazione delle fessure per taglio.

L'effetto di confinamento di una camicia di acciaio si valuta, come per le staffe, con riferimento alla percentuale geometrica di armatura presente in ciascuna delle direzioni trasversali.

Per le proprietà del calcestruzzo confinato possono essere impiegate espressioni di comprovata validità, come ad esempio le seguenti:

- per la resistenza del calcestruzzo confinato:

$$f_{cc} = f_c \left[ 1 + 3.7 \left( \frac{0.5 \alpha_n \alpha_s \rho_s f_y}{f_c} \right)^{0.86} \right] \quad (3.2)$$

dove

$\rho_s$  è il rapporto volumetrico di armatura trasversale

$$\rho_s = \frac{2(b+h)t_s}{bh} \quad \text{nel caso di camicie continue} \quad (3.3)$$

$t_s$  spessore della camicia e  $b, h$  sono le dimensioni della sezione.

$$\rho_s = \frac{2(b+h)A_s}{(bhs)} \quad \text{nel caso di bande discontinue} \quad (3.4)$$

$A_s$  area trasversale della banda e  $s$  passo della bande.

$\alpha_n$  e  $\alpha_s$  sono i fattori di efficienza del confinamento dati da

$$\alpha_n = 1 - \frac{(b-2R)^2 + (h-2R)^2}{3bh} \quad (3.5)$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s-hs}{2b}\right) \left(1 - \frac{s-hs}{2h}\right) \quad (3.6)$$

dove  $R$  è il raggio di arrotondamento (eventuale) degli spigoli della sezione (in presenza di angolari  $R$  può essere assunto pari al minore tra la lunghezza del lato degli angolari e 5 volte lo spessore degli stessi),  $b$ ,  $h$  sono le dimensioni della sezione ed  $h_s$  è l'altezza delle bande discontinue (se la camicia e continua si assume  $h_s=s$ ).

- per la deformazione ultima del calcestruzzo confinato

$$\varepsilon_{cu} = 0.0035 + 0.5 \frac{0.5 \alpha_n \alpha_s \rho_s f_y}{f_{cc}} \quad (3.7)$$

Nelle due equazioni precedenti i valori da impiegare per le resistenze dei materiali sono:

- a) per il calcestruzzo esistente, la resistenza ottenuta come media delle prove eseguite in sito e da fonti aggiuntive di informazione, divisa per il fattore di confidenza appropriato in relazione al Livello di Conoscenza raggiunto;
- b) per l'acciaio della camicia, la resistenza di calcolo.

Le camicie di acciaio possono fornire un'efficace azione di "serraggio" nelle zone di giunzione per aderenza. Per ottenere questo risultato occorre che:

- la camicia si prolunghi oltre la zona di sovrapposizione per una lunghezza pari almeno al 50% della lunghezza della zona di sovrapposizione;

- nella zona di sovrapposizione la camicia sia mantenuta aderente in pressione contro le facce dell'elemento mediante almeno due file di bulloni ad alta resistenza;
- nel caso in cui la sovrapposizione sia alla base del pilastro, le file di bulloni siano disposte una alla sommità della zona di sovrapposizione, l'altra ad un terzo dell'altezza di tale zona misurata a partire dalla base.

#### 3.2.1.1.2 Fasciatura con tessuti in FRP

L'azione di confinamento sui pilastri può anche essere attenuata tramite l'utilizzo di materiali compositi o materiali resistenti a trazione, come specificato nel Paragrafo C8.7.4.2.3 della Circolare [2], per ottenere i seguenti obiettivi:

- aumento della resistenza a taglio di pilastri, travi, nodi trave-pilastro e pareti mediante applicazione di fasce con le fibre disposte secondo la direzione delle staffe;
- aumento della resistenza nelle parti terminali di travi e pilastri mediante applicazione di fasce con le fibre disposte secondo la direzione delle barre longitudinali ed opportunamente ancorate, purché si garantisca l'efficacia dell'ancoraggio nel tempo;
- un aumento della duttilità degli elementi monodimensionali, per effetto dell'azione di confinamento passivo esercitata dalle fasce con le fibre disposte secondo la direzione delle staffe.

Per le verifiche di sicurezza degli elementi rinforzati con FRP si possono adottare le istruzioni del CNR-DT 200/04 [9].

Gli FRP ("*Fiber Reinforced Polymer*") sono materiali compositi costituiti da fibre immerse in una matrice polimerica (organica): le fibre possono essere di materiali di diverso tipo (vetro, carbonio, acciaio etc.) e forniscono le caratteristiche meccaniche al composito mentre la matrice è necessaria per trasmettere le azioni tra le fibre. Le fibre hanno un comportamento elasto-fragile per il quale si è verificato che, a parità di area totale, resiste

di più una sezione formata da più fibre sottili piuttosto che una con un numero di fibre minore [5]. Questo materiale viene utilizzato in ambito edilizio sottoforma di tessuti caratterizzati da una certa direzionalità delle fibre, possono essere unidirezionali o multidirezionali, e sono preparati in sito o di lamine preparate in stabilimento. Oltre agli FRP ci sono anche gli FRCM (*"Fiber Reinforced Cementitious Matrix"*) che sono materiali compositi a matrice inorganica. Gli FRP sono materiali fortemente anisotropi, molto resistenti nella direzione delle fibre: il valore minimo della resistenza si ha quando questo materiale viene caricato ortogonalmente rispetto alla direzione della fibra. Quindi, spesso, per cercare di avere un comportamento isotropo si sovrappongono più lamine: per rendere efficiente il rinforzo con questo materiale, è necessario orientare le fibre nel verso dei carichi.

L'azione di confinamento generata da una fasciatura in FRP migliora la capacità portante dei pilastri, incrementa la deformazione ultima del calcestruzzo, quindi comporta un miglioramento della duttilità locale, incrementa la resistenza a taglio e a flessione ed elimina il pericolo di svergolamento delle barre longitudinali dovuto ad una staffatura insufficiente. La rigidità in questo caso non viene incrementata ma l'azione di confinamento genera un incremento della deformazione ultima del calcestruzzo e questo comporta un aumento della resistenza.

La resistenza a taglio aumenta in quanto la fasciatura è come se fosse una staffatura: è continua e si trova nella parte corticale, pertanto lavora a taglio. Il contributo di questa fascia alla resistenza a taglio è considerato come se fosse una staffa distribuita, con le caratteristiche del materiale costituente la fascia. Il costo è elevato in quanto il materiale in sé è molto costoso ma è poco invasivo: si regolarizza la superficie del pilastro con una rasatura e si smussano gli angoli, viene applicata la resina epossidica, le fibre vengono impregnate e poi vengono stese sul pilastro. Il livello tecnologico è alto in quanto l'intervento funziona solo se i tessuti sono incollati bene perché una perdita di aderenza fra materiale e substrato genera una rottura di tipo fragile. Inoltre gli angoli dei pilastri devono essere smussati per evitare un accumulo degli sforzi: ci deve essere un raggio di curvatura di almeno 20 mm. Su questo tipo di intervento c'è una limitazione: i pilastri devono avere una resistenza media a compressione di almeno 15 MPa. Se il calcestruzzo è troppo

scadente, l'incollaggio non funziona bene e si andrebbero ad accoppiare materiali troppo diversi fra loro.

Tra i principali vantaggi di questo intervento ci sono la bassa densità e l'elevata resistenza a trazione, elevata resistenza alla corrosione e a fatica ma l'intervento risulta costoso sia per i costi del materiale sia per i costi della manodopera che deve essere specializzata, mostra, inoltre, cattiva resistenza ad alte temperature ma soprattutto non hanno un buon comportamento a compressione perché tendono ad instabilizzarsi. Particolare attenzione va quindi posta al loro posizionamento e al loro ancoraggio con il substrato.

### 3.2.1.2 Rinforzo delle travi

#### 3.2.1.2.1 *Placcaggio con piatti metallici*

Il placcaggio è un intervento di rinforzo delle travi che viene eseguito laddove si riscontrino delle carenze in termini di resistenza flessionale per un aggravio dei carichi agenti. L'aumento delle sollecitazioni flessionali comporta un incremento delle sollecitazioni taglianti e per questo motivo nel rispetto delle gerarchie delle resistenze deve essere eseguito anche un intervento per incrementare la resistenza a taglio. Questo intervento serve anche nel caso in cui le armature longitudinali siano corrose e devono essere sostituite.

La lamina metallica viene fatta aderire al calcestruzzo: il collegamento fra questi due elementi è garantito grazie all'utilizzo degli adesivi epossidici ma anche grazie all'utilizzo di connettori metallici. Quindi prima viene steso uno strato di adesivo sul quale viene posta la lamina metallica e successivamente vengono messi dei connettori metallici che garantiscono l'efficacia dell'intervento allo stato limite ultimo perché trasmettono le azioni taglianti e conferiscono una maggiore resistenza al fuoco. Per poter eseguire questo intervento, prima di tutto viene demolito il calcestruzzo degradato o danneggiato, vengono fatte iniezioni di resina epossidica molto fluida per sanare eventuali lesioni, vengono ricostruite le parti ammalorate con malta a ritiro compensato, viene steso l'adesivo sulla superficie e poi aggiunta la lamina. Successivamente vengono eseguite delle perforazioni sulla trave per inserire i connettori: la perforazione deve essere fatta dopo l'utilizzo del



pacometro per rilevare la posizione delle armature longitudinali. I connettori a taglio entreranno in funzione fino a che non avviene lo scorrimento fra la lamina e il calcestruzzo.

#### 3.2.1.2.2 Placcaggio con CFRP

Il placcaggio può essere eseguito anche con l'utilizzo di CFRP che sono sostanzialmente dei materiali compositi con delle fibre di carbonio, migliorano il comportamento a flessione e la resistenza a taglio. Quando si rafforza la trave per un incremento delle sollecitazioni di flessione bisogna verificare che siano comunque rispettate le regole di gerarchia delle resistenze: la crisi fragile deve verificarsi dopo la crisi duttile. Tutto questo comporta il fatto che un rinforzo della trave a flessione deve essere accompagnato da un rinforzo a taglio nel caso in cui l'incremento dei carichi agenti comporti un incremento delle sollecitazioni flettenti e di conseguenza delle sollecitazioni taglianti. La lamina in materiale composito viene quindi posta sul bordo teso tramite dei connettori adesivi visto che quelli meccanici, in questo caso, sono poco efficienti. La buona riuscita di questo intervento verte proprio sull'adesione fra il materiale e il substrato: evidenze sperimentali hanno mostrato, infatti, problemi di delaminazione [5]. Per questo motivo, laddove sono richiesti incrementi di resistenza considerevoli, si utilizzano lamine di metallo (placcaggio metallico) o l'incamiciatura. La verifica a delaminazione è basata sulla determinazione della tensione massima che il substrato e il materiale riescono a trasmettersi prima del distacco.

Il rinforzo a taglio è fatto alle estremità delle travi dove lo sforzo di taglio è più gravoso: nella Figura 3-3 e nella Figura 3-4 sono mostrati esempi di posizionamento del rinforzo.

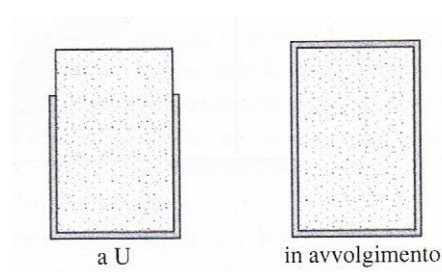


Figura 3-3 – Fasciatura a taglio della trave [5].

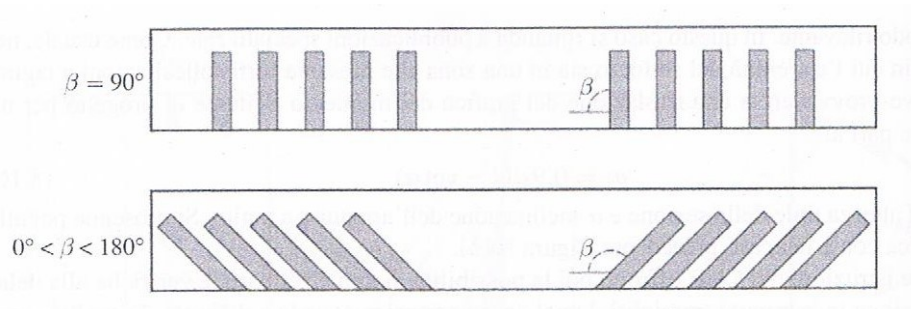


Figura 3-4 – Posizione dei rinforzi a taglio [5].

Le modalità di installazione di queste lamine sono le stesse dell'intervento tramite piatti d'acciaio con la differenza che in questo caso, dato il carattere fragile della matrice del composito, non possono essere installati connettori metallici e gli angoli devono essere smussati per evitare concentrazione degli sforzi. Il rinforzo in avvolgimento (Figura 3-3) è più efficiente ma spesso non è applicabile per la presenza della soletta sopra alla trave. Questo tipo di rinforzo va verificato allo stato limite ultimo: il taglio resistente viene calcolato come il minimo fra la somma dei singoli contributi dei materiali costituenti e la resistenza della biella compressa in calcestruzzo.

### 3.2.1.2.3 Incamiciatura

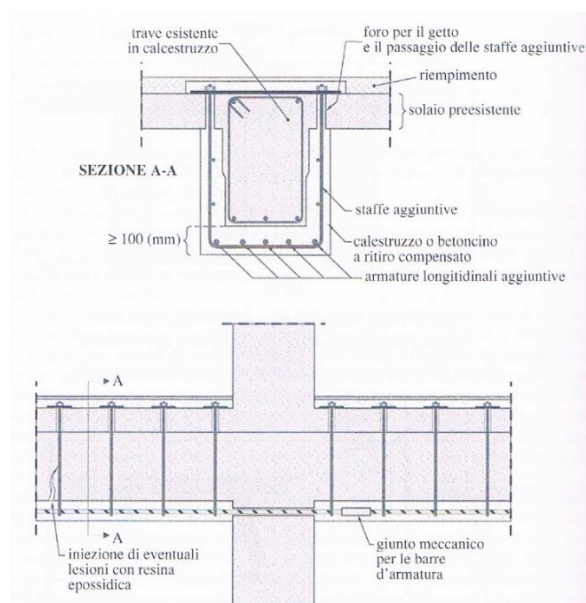


Figura 3-5 – Incamiciatura delle travi [5].

L'incamiciatura è un intervento mediante il quale si incrementa la capacità portante della trave laddove ci sono evidenti carenze progettuali sia a livello dell'area di calcestruzzo sia a livello di armature. Questo intervento consiste nell'avvolgere la sezione resistente con una sezione cava nella quale vengono aggiunte le nuove armature. Le fasi esecutive prevedono il puntellamento del solaio che grava sulla trave, viene rimosso il copriferro e vengono fatti dei fori a livello di solaio per permettere l'alloggiamento delle nuove staffe. Successivamente, dopo aver posizionato le armature aggiuntive, viene posizionata la cassaforma e poi viene eseguito il getto. Per garantire l'efficacia di questo intervento, deve essere fatta una fase di rilievo preliminare in modo tale da poter eseguire i fori senza creare disturbi alle armature del solaio. Lo spessore della camicia deve garantire un adeguato copriferro, evitare il contatto fra le nuove e le vecchie armature e permettere l'ancoraggio delle staffe: per questo non si scende al di sotto dei 10 cm. Gli effetti di questo intervento sono gli stessi dell'incamiciatura dei pilastri.

#### 3.2.1.3 Rinforzo dei nodi

La crisi dei nodi trave-pilastro rappresenta una delle problematiche che maggiormente si riscontra negli edifici esistenti: la zona nodale è fortemente sollecitata sia per la presenza dei carichi verticali sia per la presenza dei carichi orizzontali, come ad esempio il sisma. Le consuetudini progettuali di un tempo non prevedevano alcuna prescrizione per i nodi che quindi molto spesso risultano non staffati adeguatamente e laddove siano presenti le armature trasversali spesso non sono nervate. La crisi del pannello nodale può avvenire per l'insorgere di meccanismi fragili oppure può essere una crisi causata dalla perdita di aderenza delle barre d'armatura con il calcestruzzo causata dal tipo di barre, che molto spesso sono lisce, e da un'inadeguata lunghezza di ancoraggio.

L'obiettivo di un intervento di rinforzo su nodi trave-pilastro è quello di prevenire i possibili meccanismi fragili legati alla rottura per taglio, in modo tale da favorire l'innescò di meccanismi duttili, localizzando la formazione delle cerniere plastiche alle estremità delle travi, necessarie alla dissipazione di energia.

Tra i nodi, quelli che presentano le maggiori criticità dal punto di vista del comportamento sismico, sono i nodi esterni, in particolare i nodi d'angolo, principalmente a causa della mancanza di confinamento su almeno una o due facce, alla spinta non equilibrata dei

tamponamenti e a una maggiore domanda in termini di spostamento legata a effetti torsionali globali.

Nei metodi proposti dalle linee guida di Reluis [10] il rinforzo dei pannelli nodali viene eseguito insieme al rinforzo delle estremità dei pilastri e delle travi convergenti nel nodo al fine di garantire un incremento della duttilità globale.

Il rinforzo del pannello nodale può essere fatto tramite incamicciature in acciaio, placcaggio con lamine in acciaio e fasciature di materiale composito

Le fasciature in materiale composito, come mostrato nella Figura 3-6, sono disposte in diagonale in modo tale da orientare le fibre del tessuto nella direzione delle isostatiche di compressione e trazione che costituiscono il meccanismo resistente all'interno del nodo.

Oppure le fasce possono essere disposte lungo tutto il pilastro, in modo da incrementare la portanza per i carichi verticali e la resistenza al taglio, possono essere poi aggiunte fasce quadriassiali lungo il pannello nodale ed infine delle fasce ad U alle estremità delle travi (Figura 3-7).

Secondo le Istruzioni del CNR [9], il calcolo dell'incremento della resistenza a trazione conseguibile nei nodi non confinati va eseguito tenendo conto del contributo dell'FRP nella direzione delle tensioni principali di trazione e limitando la massima deformazione di quest'ultimo al valore del 4 ‰. L'intervento risulterà efficace solo se le estremità del rinforzo sono perfettamente ancorate attraverso opportuni particolari costruttivi.

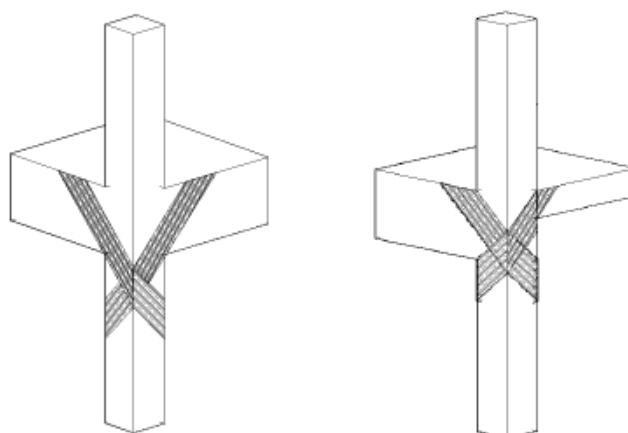


Figura 3-6 – Fasciatura diagonale dei nodi con materiale composito [10].

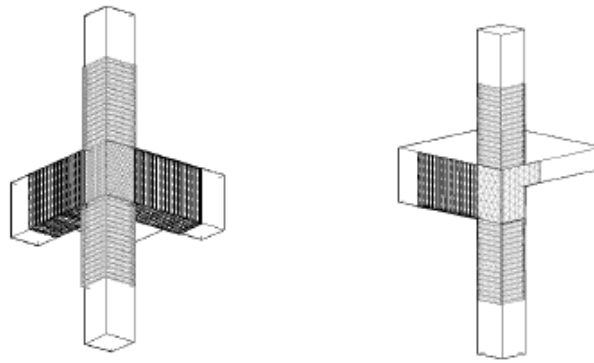


Figura 3-7 – Fasciatura in materiale composito del pannello nodale, del pilastro e delle estremità delle travi [10].

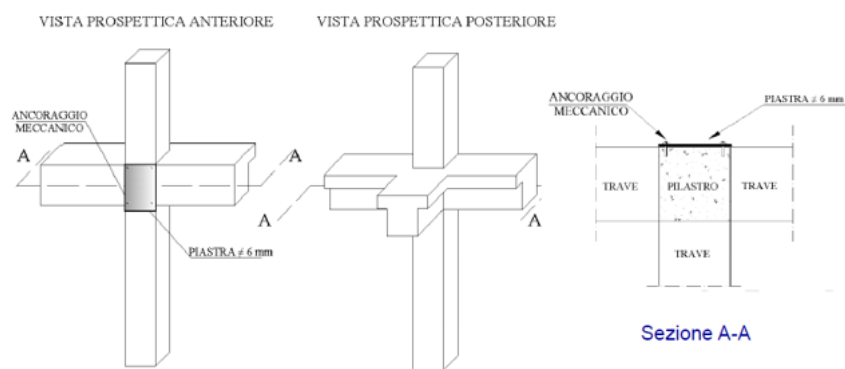


Figura 3-8 – Placcaggio del nodo con lamina di acciaio [10].

La placcatura (Figura 3-8) prevede l'applicazione di una piastra di acciaio che viene fissata con dei connettori nei fori predisposti. Il problema è liberare la faccia del nodo: la placca sostituisce le staffe che devono essere messe nel nodo.

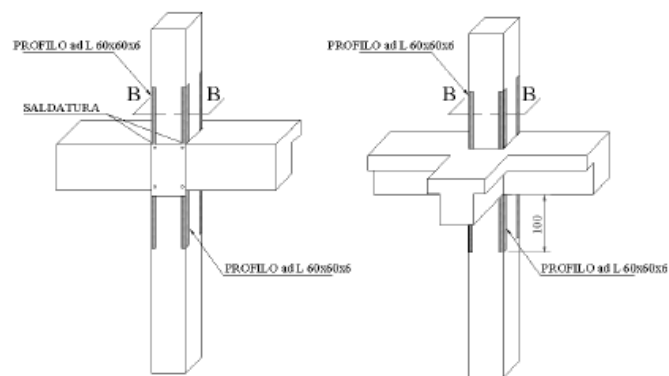


Figura 3-9 – Angolari in acciaio ad L e placcaggio di un nodo intermedio [10].

### 3.2.2 Interventi globali

#### 3.2.2.1 Pareti in c.a.

Uno degli interventi convenzionali maggiormente eseguiti negli edifici esistenti in c.a. è l'inserimento di pareti in c.a.: è una tecnica di tipo globale che va ad aumentare la rigidità del telaio esistente e serve a migliorare la risposta sismica dell'edificio laddove si verificano accoppiamenti roto-traslazionali nei modi di vibrare. L'accoppiamento dei modi di vibrare comporta la nascita di sollecitazioni non uniformi nei telai comportando una riduzione della duttilità globale del sistema.

L'edificio ideale in zona sismica dovrebbe avere le rigidità traslazionali nelle due direzioni di orditura dei telai, x e y, più simili possibile e molto elevate con i primi periodi traslazionali circa uguali fra loro, bassi accoppiamenti e se non è possibile garantire questo l'edificio deve avere un'adeguata rigidità torsionale e per ottenere questo devono essere centrifugate il più possibile le rigidità in pianta: le pareti vanno disposte nei telai perimetrali e in maniera simmetrica per evitare di sbilanciare l'edificio. L'edificio in questo modo risponderà in maniera più regolare al sisma e sarà più rigido, subirà quindi meno spostamenti ma le accelerazioni a livello di piano tenderanno ad aumentare.

L'impatto di un intervento di questo tipo dipende dal numero di pareti che vengono inserite all'interno della maglia strutturale: nella Norma, al Paragrafo 7.4.3.1 [1], vengono definiti i sistemi sismo-resistenti in base alla percentuale di taglio alla base assorbita dal telaio e dalle pareti presenti. Sono definite quindi:

- *“strutture a telaio”* quelle in cui la resistenza alle azioni verticali e orizzontali è affidata principalmente ai telai, aventi resistenza a taglio alla base  $\geq 65\%$  della resistenza a taglio totale;
- *“strutture a pareti”* quelle in cui la resistenza alle azioni verticali e orizzontali è affidata principalmente alle pareti, aventi resistenza a taglio  $\geq 65\%$  della resistenza a taglio totale;
- *“strutture miste telaio-pareti”* quelle in cui la resistenza alle azioni verticali è affidata prevalentemente ai telai mentre la resistenza alle azioni orizzontali è affidata in parte ai telai e in parte alle pareti.

Gliese edifici a telaio hanno una deformata tendente ad una parabola se viene aggiunta una parete, la cui deformata è a mensola, si ottiene un sistema che se correttamente dosato, è caratterizzato da deformata circa rettilinea. Una deformata del primo modo rettilinea permette di avere spostamento di interpiano costante generando quindi anche una regolarizzazione del telaio in altezza.

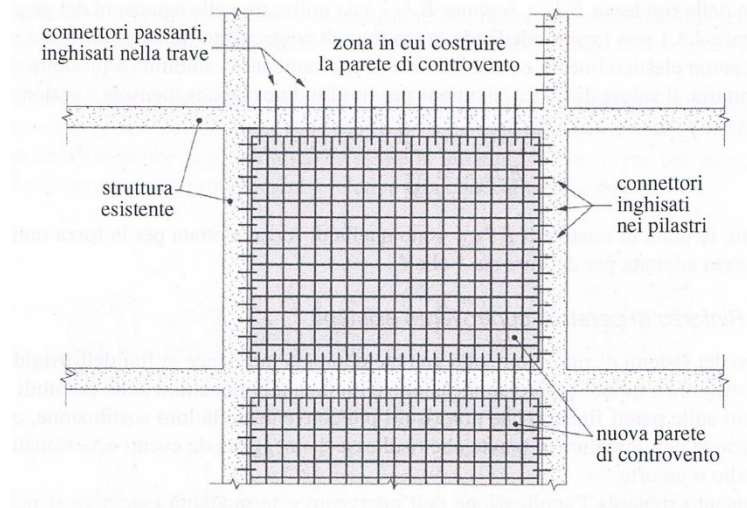


Figura 3-10 – Inserimento di una parete di controventamento [5]

Generalmente la nuova parete viene inserita fra i due pilastri esistenti: la sezione trasversale sarà quindi costituita dai due pilastri nelle zone di estremità e da una nuova sezione centrale in calcestruzzo. Devono essere disposte delle armature longitudinali e trasversali opportune per il setto, collegate con appositi ganci trasversali. La parete va dalla fondazione a cielo con una sezione costante, quindi l'armatura dovrà essere continua su tutti i piani, attraversando i solai e giuntandosi opportunamente alla fondazione.

Questo tipo di intervento però comporta anche un adeguamento della fondazione al di sotto della parete e delle travi che convergono nella parete stessa perché potrebbero diventare tozze se non è rispettata la condizione per la quale la lunghezza deve essere superiore di circa 4 l'altezza della sezione. Se le travi di collegamento non diventano tozze, comunque vengono sollecitate diversamente rispetto alle altre e per questo vanno adeguate. Quindi le travi di collegamento devono essere rinforzate a taglio per evitare fenomeni di rottura fragile mentre, e siccome la nuova parete prenderà gran parte del taglio alla base, deve essere garantito un incastro alla base adeguato per evitare fenomeni di rotazione. L'incastro della parete può essere garantito in diversi modi:

- può essere allargata la fondazione;
- possono essere aggiunti dei cordoli;
- possono essere fatti dei micropali al di sotto della fondazione esistente.

### 3.2.2.2 Controventi elastici

Le stesse finalità dell'intervento globale con le pareti possono essere ottenute con l'utilizzo dei controventi elastici. I controventi sono delle aste in acciaio che possono essere realizzate con profili tubolari o, ad esempio, sezioni ad H che vengono inseriti nell'inquadratura fra due pilastri, in genere nei telai perimetrali dell'edificio, oppure esternamente con lo scopo di regolarizzare la risposta sismica dell'edificio e renderlo più rigido. Il collegamento dei controventi con il telaio può essere fatto direttamente oppure tramite l'affiancamento di un telaio in acciaio. Nel caso si decida di effettuare un collegamento diretto, gli elementi strutturali in c.a. devono essere rinforzati. La disposizione dei controventi anche in altezza permette di regolarizzare la risposta dell'edificio: variando la rigidità dei controventi fra un piano e l'altro è possibile. Rispetto all'intervento con le pareti in c.a., l'utilizzo dei controventi offre diversi vantaggi:

- velocità di esecuzione dell'intervento perché molti lavori sono realizzati in officina;
- costi più contenuti;
- facile rimozione;
- maggior libertà architettonica.

L'utilizzo di questi controventi non comporta un aumento della duttilità del sistema: il progetto, condotto in accordo con lo Stato Limite di Salvaguardia della Vita, deve garantire un comportamento elastico di questi elementi strutturali nei confronti all'azione orizzontale, la struttura invece può entrare in campo plastico danneggiandosi. La curva di capacità di una struttura controventata mostrerà quindi un aumento della rigidità, la curva tenderà ad innalzarsi ma il ramo plastico rimarrà invariato.



### 3.3 Tecniche di intervento non convenzionali

Le tecniche di intervento non convenzionali di protezione sismica degli edifici permettono di aumentare la dissipazione dell'energia in ingresso negli edifici. Questa filosofia di progetto permette di incrementare i livelli prestazionali degli edifici anche a fronte di un'intensità sismica elevata: i progetti convenzionali ammettono che per alti livelli dell'azione sismica l'edificio possa danneggiarsi per dissipare energia nel rispetto della salvaguardia della vita umana, invece, con queste tecniche di intervento quello che si vuole ottenere è una diminuzione se non un'eliminazione totale del danno strutturale. L'utilizzo di queste tecniche oltre a ridurre o ad eliminare i danni che si manifestano sulle strutture a seguito di un terremoto, riducono drasticamente i costi di riabilitazione e i periodi di inagibilità dell'edificio. Per ottenere questi livelli prestazionali devono essere inseriti nell'edificio dei controventi dissipativi, cioè dei controventi in acciaio che hanno dei dispositivi in grado di dissipare l'energia in ingresso, oppure viene inserito l'isolamento alla base con quale è possibile abbattere totalmente l'energia in ingresso all'edificio. Le prescrizioni della Norma che riguardano queste tecniche di intervento sono al Paragrafo 7.10 [1].

#### 3.3.1 Controventi dissipativi

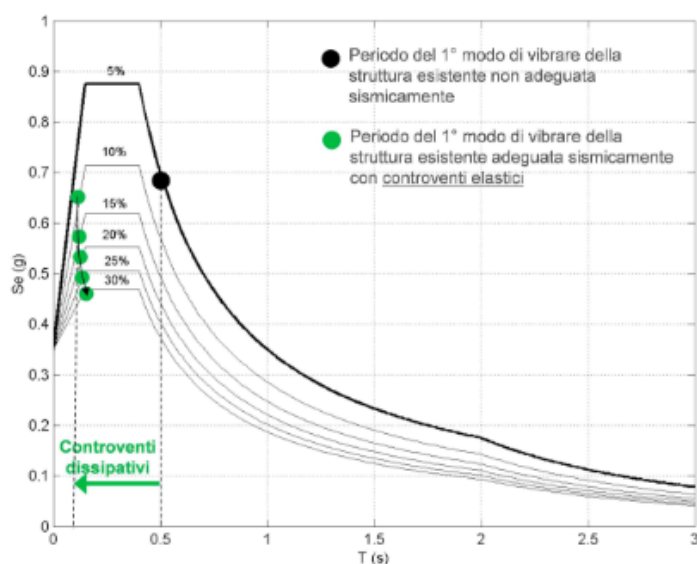


Figura 3-11 – Effetto delle dissipazione aggiuntiva introdotta dai controventi [4].

L'introduzione dei controventi in acciaio all'interno di una struttura esistente comporta una riduzione degli spostamenti ma per poter limitare l'aumento delle accelerazioni di piano e quindi delle sollecitazioni che si generano negli elementi strutturali devono essere inseriti dei dispositivi di dissipazione energetica in corrispondenza degli stessi controventi. L'introduzione dei controventi dissipativi abbassa l'energia sismica in ingresso comportando quindi una riduzione delle forze sismiche agenti complessivamente sulla struttura: nella Figura 3-11 è messo in evidenza l'effetto dell'introduzione dei controventi dissipativi nella struttura. Gli effetti in termini di smorzamento e rigidità dei dispositivi dipendono dalle loro proprietà dissipative e dal loro legame costitutivo.

I dispositivi di dissipazione energetica possono essere raggruppati in due macro categorie:

- *“dispositivi a dissipazione dipendenti dallo spostamento”* nei quali la risposta sismica è indipendente dalla velocità relativa tra le due estremità del dispositivo e dalla frequenza di eccitazione; il legame costitutivo dipende dallo spostamento relativo fra le due estremità del dispositivo. I dissipatori appartenenti a questa categoria sono gli elasto-plastici e gli attritivi.
- *“dispositivi a dissipazione dipendente dalla velocità”* nei quali la risposta ciclica è dipendente dalla velocità relativa fra le due estremità del dispositivo e dalla frequenza di eccitazione; i dissipatori appartenenti a questa categoria sono basati su fluido visco-elastici, fluidi viscosi e su solidi visco-elastici.

### 3.3.1.1 Dispositivi viscosi e visco-elastici

I dispositivi viscosi dipendono dalla velocità: la forza reattiva che rappresenta il loro funzionamento è data dalla seguente formula

$$F_d = c_v \dot{x}(t)$$

dove  $c_v$  è una costante e  $\dot{x}(t)$  è la velocità di deformazione.

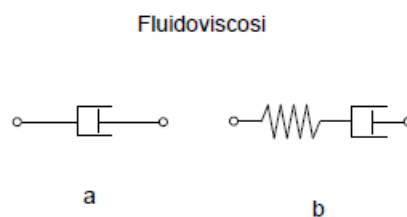


Figura 3-12 – Modelli reologici dei dispositivi fluido- viscosi: a) modello di Newton, b) modello di Maxwell [4].

Sotto ponendo questo dispositivo ad un ciclo di prova che prevede l'applicazione di una forza variabile nel tempo, mantenendo un'estremità ferma e muovendo l'altra, vengono misurati lo spostamento relativo fra le due estremità e la velocità di allontanamento: al termine dell'applicazione della forza il dispositivo si ferma nella sua configurazione finale, non riacquistando la posizione iniziale segno che durante i cicli di prova ci sia stata una dissipazione dell'energia. Questa prova elementare permette di capire quale sia l'effetto del dispositivo in termini di dissipazione energetica. I dispositivi viscosi utilizzati nella protezione sismica degli edifici sono ottenuti immergendo una lamina all'interno di una parete riempita di un fluido viscoso (Figura 3-13) oppure dispositivi più sofisticati costituiti da un cilindro riempito da un fluido viscoso (olio siliconico) all'interno del quale scorre un pistone dotato di un orificio che permette il passaggio del fluido (Figura 3-14).

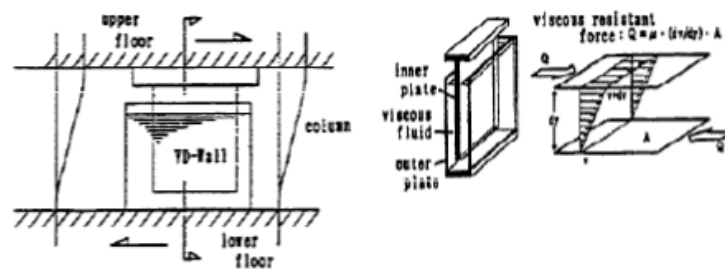


Figura 3-13 – Dissipatore prodotto da Sumitomo Constructon Company [4].

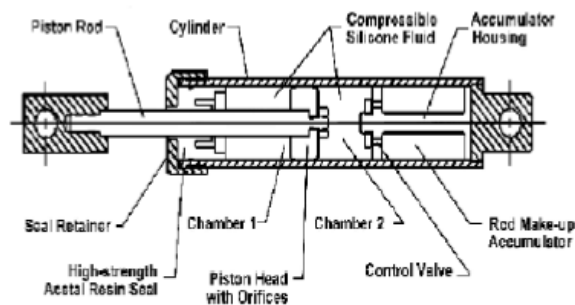


Figura 3-14 – Dispositivo diffuso da Taylor Devices Inc. [4].

Questi dispositivi più sofisticati possono assumere diverse configurazioni con le quali è possibile ottenere una risposta non lineare:  $|F_d| \propto |\dot{x}|^\alpha$  la forza reattiva è proporzionale ad una potenza della velocità.

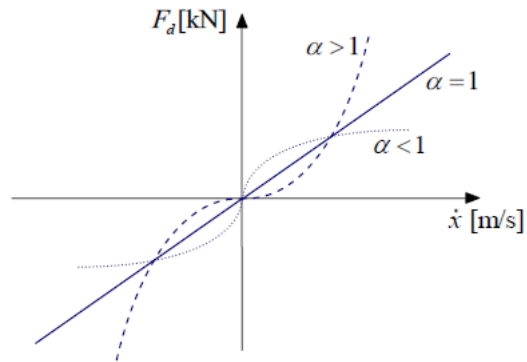


Figura 3-15 – Relazione tra forza e velocità per dissipatori non lineari [4].

Al diminuire di  $\alpha$  le capacità dissipative migliorano e le forze massime che possono nascere in seguito a velocità elevate si riducono. L'azione dinamica in parte è fronteggiata dalla reazione del telaio, proporzionale agli spostamenti, in parte dalla reazione del controvento dissipativo che dipende dalla velocità: quando il sistema globale deve far fronte ad un sisma, che è un moto oscillatorio, c'è uno sfasamento fra forza e velocità massima agenti nei due sistemi, quindi i dissipatori non alterano il periodo della struttura in maniera significativa perché non c'è interazione tra la rigidezza e la capacità dissipativa. Sono quindi facili da progettare ma sono sistemi assolutamente dissipativi e non ricentrati: non possono essere usati senza un sistema che poi permetta il ricentraggio, funzione che può essere assolta dal telaio.

La loro capacità di produrre una forza reattiva è legata alla velocità, alla pulsazione, al periodo dell'edificio. Sono sistemi costosi, esistono di più economici ma sono sistemi che funzionano sempre cioè se arriva il terremoto, il sistema dissipa energia, finito il terremoto, arriva un'altra scossa, l'edificio non ha perso nessuna delle sue capacità di protezione nei confronti del sisma, non è necessaria quindi la loro sostituzione.

I dispositivi visco-elastici dissipano energia sempre in dipendenza dalla velocità ma sono ricentranti: dopo l'applicazione della forza esterna tornano alla posizione iniziale.

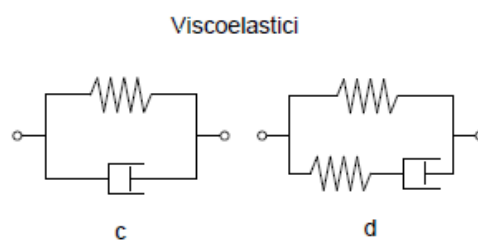


Figura 3-16 – Modelli reologici di comportamento dei dispositivi visco-elastici: c) modello di Kelvin, d) modello a tre elementi elasto-viscoso [4].

Lo schema più semplice comprende uno stantuffo e una molla disposti in parallelo, poi ci sono schemi più complessi a tre elementi (Figura 3-16).

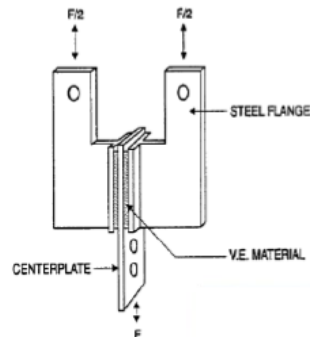


Figura 3-17 – Dissipatore visco-elastico [4].

Questi dispositivi sfruttano, a differenza del caso precedente, le capacità dissipative di un materiale solido e il loro legame costitutivo deriva dalla deformazione a taglio dei due strati di materiale (Figura 3-17). In base alla massima deformazione a taglio sopportabile dal materiale, è possibile calibrare il dispositivo variando lo spessore degli strati e la rigidezza può essere controllata variando l'area. I materiali utilizzati in questi dispositivi sono di tipo polimerico e per questi va posta particolare attenzione perché le prestazioni variano a seconda della temperatura e della velocità. Con questi dispositivi è possibile avere un incremento della rigidezza e della dissipazione e per questo motivo, rispetto ai fluido-viscosi, possono alterare il periodo della struttura originaria. Quindi l'applicazione di questi dispositivi in un telaio esistente comporta non solo l'incremento della dissipazione dell'energia ma anche un incremento di rigidezza del sistema globale, per questo la loro progettazione è più complessa. Sono comunque sistemi che riescono a sopportare un gran numero di cicli e questo assicura la protezione sismica anche dopo eventi di elevata intensità.

### 3.3.1.2 Dispositivi isteretici


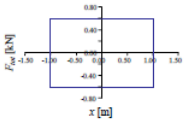
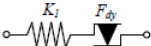
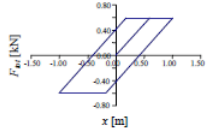
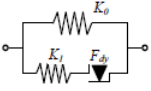
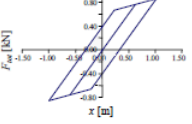
	Schema	Ciclo isteretico
Attritivo		
Elastoplastico		
Elastoplastico includente		

Figura 3-18 – Schematizzazione dei sistemi isteretici e ciclo di risposta [4].

I dispositivi isteretici sono quei dispositivi la cui risposta è influenzata dallo spostamento. I dispositivi più semplici sono quelli caratterizzati da una risposta rigido-plastica: è un sistema puramente dissipativo che si deforma solo dopo che si è raggiunta una certa soglia della forza applicata. Superata questa soglia tutta quanta la forza viene trasformata in energia dissipata. I dispositivi di questo tipo sono realizzati mediante componenti meccanici: la forza d'attrito dipende dalla forza di contatto fra le superfici ed è controllabile nel senso che in fase di manutenzione può essere ricalibrata. La forza trasmessa dalle superfici dipende dal materiale utilizzato, dalle superfici delle parti a contatto, dalla forza di coazione normale al piano di scorrimento dalle condizioni ambientali: nel tempo infatti potrebbero esserci variazioni del coefficiente d'attrito. Il piano di manutenzione deve essere effettuato regolarmente per evitare malfunzionamenti e la totale inefficacia del dispositivo.

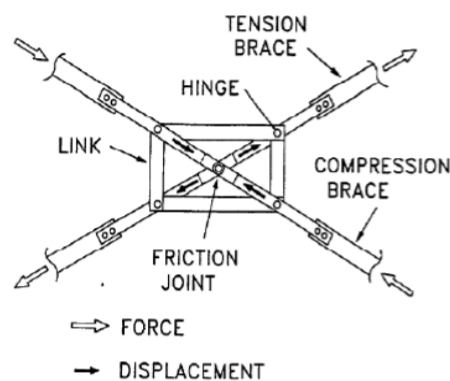


Figura 3-19 – Dispositivo ad attrito (Pall e Marsh 1982) [4].

In Figura 3-19 è riportato l'esempio di uno dei primi dispositivi ad attrito: la dissipazione dell'energia avviene per mezzo della parte centrale dei diagonali in movimento.

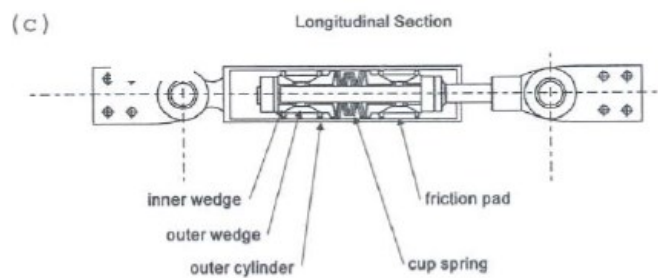


Figura 3-20 – Dispositivo ad attrito della Sumitomo Metal Industry (1990) [4].

Il dispositivo in Figura 3-20 è uno dei più recenti, nato dalla necessità di avere una maggiore affidabilità della risposta nel tempo. In questo caso le superfici a contatto sono trattate con grafite

Altri dispositivi isteretici, invece, sono basati sulla duttilità del materiale che li costituisce: sono dei dispositivi metallici caratterizzati da un ramo elastico prima del raggiungimento della soglia di snervamento e superata questa possono anche mostrare un comportamento plastico incrudente. Il limite maggiore che riguarda questi dispositivi riguarda la limitata capacità di deformazione in campo plastico (fatica oligociclica): più l'ampiezza della deformazione è grande e meno cicli riescono a sostenere. A differenza degli attritivi, questi dispositivi devono essere sostituiti una volta che è finito un ciclo di dissipazione dell'energia. Per poter utilizzare questi dispositivi è importante la compatibilità di spostamento fra dissipatore e telaio: la plasticizzazione del dispositivo deve interessare zone sufficientemente lunghe.

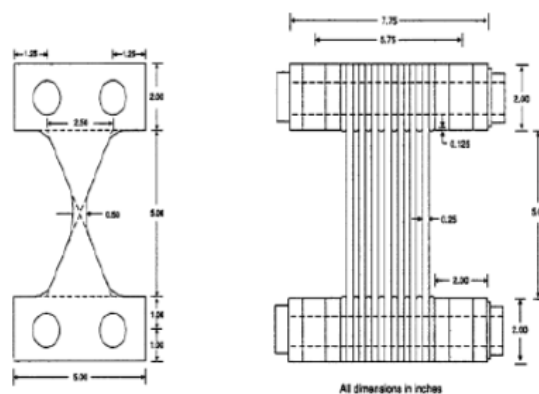


Figura 3-21 – Esempio di dispositivo elasto-plastico, Bechtel Power Corporation (1991) [4].

In Figura 3-21 è riportato un esempio di dispositivo elasto-plastico composto da elementi a farfalla sollecitati a flessione nel piano della lamina: la forza a snervamento e la rigidezza sono controllate variando l'altezza della lamina e il numero degli elementi.

Negli edifici esistenti molto spesso vengono adottati i controventi dissipativi ad instabilità impedita o BRB, "Buckling Restrained Braces", sono dei controventi concentrici che hanno un nucleo in acciaio racchiuso in una "scatola" sempre in acciaio riempita con una malta. L'elemento centrale non è collegato all'involucro esterno così può deformarsi liberamente in direzione assiale.

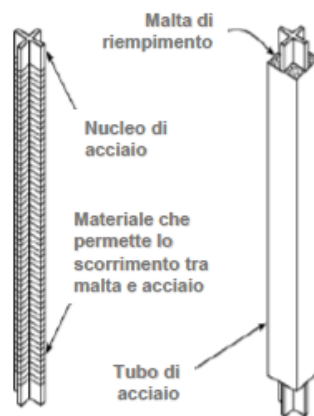


Figura 3-22 – Controvento ad instabilità impedita [4].

I controventi sono molto efficaci a trazione ma a compressione tendono ad instabilizzarsi: da qui nasce l'esigenza di poter progettare un controvento che avesse un legame simmetrico a trazione e a compressione, in modo da renderlo efficace nella dissipazione di energia anche sotto azioni di compressione, dato che l'azione sismica è ciclica. L'involucro in malta evita lo sbandamento del nucleo in acciaio che così può plasticizzarsi anche a compressione.

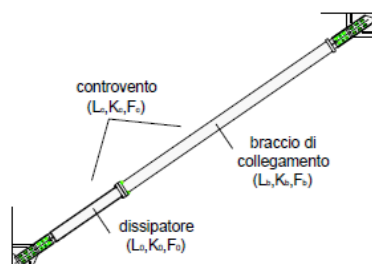


Figura 3-23 – Configurazione di un controvento ad instabilità impedita [4].



Il dispositivo in Figura 3-23 è nato per le esigenze da soddisfare nel campo degli edifici esistenti: il dissipatore che si plasticizza è solo contenuto in una parte del controvento. Con questa configurazione è possibile controllare in maniera separata la rigidità e la forza di snervamento. L'utilizzo di questi controventi comporta un incremento della rigidità del sistema globale con conseguente riduzione degli spostamenti e l'incremento del taglio alla base, dovuto all'aumento dell'accelerazione spettrale, è affidato ai controventi. La forza di snervamento con la quale vengono calibrati i dispositivi determina la soglia oltre la quale il dispositivo si plasticizza e dissipa energia.

### 3.3.2 Isolamento sismico

L'isolamento sismico è una tecnica di intervento mediante la quale è possibile abbattere totalmente l'energia in ingresso negli edifici.

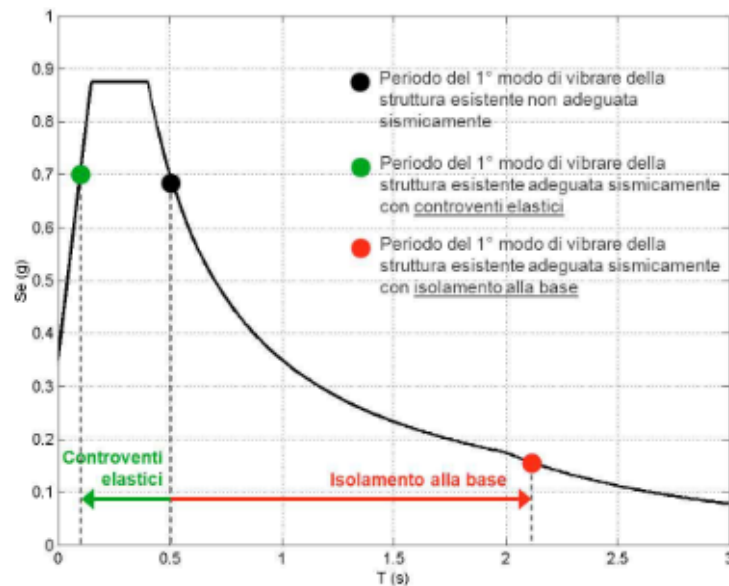


Figura 3-24- Confronto fra una struttura isolata e una struttura con controventi in acciaio [4].

Come si evince dalla Figura 3-24, una struttura con controventi in acciaio presenta un periodo più basso di una struttura isolata alla base: la struttura controventata è più rigida, subirà spostamenti minori ma le accelerazioni a livello di piano saranno più alte e questo è uno dei principali problemi legati all'utilizzo di questo intervento strutturale; invece, nel caso dell'isolamento, la struttura diventa più flessibile e quindi gli spostamenti saranno maggiori ma in realtà questi saranno assorbiti soltanto dal dispositivo di isolamento e la

struttura si muove rigidamente. L'isolamento provoca un allungamento del periodo ma l'edificio non presenta una deformabilità eccessiva, anzi la costruzione rimane rigida, è uno spostamento che si matura tutto su un unico livello dove ci sono questi dispositivi, mentre l'edificio sopra rimane più o meno indeformato e quindi più o meno scarico, senza sollecitazioni e senza deformazioni eccessive. Sicuramente è un sistema che riduce il danneggiamento in maniera drastica, sia della struttura che del contenuto, è un sistema che permette di regolarizzare la risposta, se l'edificio diventa un corpo rigido si riesce a controllare la risposta solo tramite la gestione, la progettazione, il dimensionamento dei dispositivi sul piano di base e ciò vuol dire che anche se l'edificio è strano in termini geometrici questo non determina un'irregolarità complessiva della risposta strutturale.

La progettazione è semplice, sicuramente più semplice di quella di un intervento con i dispositivi di dissipazione ma è sicuramente più semplice di una progettazione tradizionale, per certi versi è più economica perché l'edificio rimane in campo elastico, quindi il problema gerarchia delle resistenze, dettagli costruttivi, staffe, ecc. non è più così rilevante. I dispositivi vengono prodotti industrialmente, quindi l'affidabilità è maggiore per certi versi rispetto a quella dei materiali realizzati in opera in c.a. anche se alcuni tipi di dispositivi hanno un comportamento fragile e di questo se ne deve tener conto nella fase di progetto. L'edificio deve essere separato da quelli vicini altrimenti non ha la possibilità di spostamento. L'isolamento è la soluzione ottima, semplice, efficace, economica per edifici bassi, tozzi e pesanti (edifici in muratura, edifici in c.a. di non troppi piani, ecc.) perché questi edifici presentano un periodo fondamentale molto basso e con l'isolamento è possibile renderlo almeno 2, 3 volte superiore. Nel progetto, va posta particolare attenzione ai giunti: l'edificio si deve spostare però poi questo giunto è un dettaglio che a volte diventa costoso.

I dispositivi di isolamento sono degli appoggi, quindi hanno 2 requisiti fondamentali da rispettare:

- 1) il principale, devono essere sufficientemente resistenti e rigidi verticalmente perché devono funzionare portando a terra e trasferendo sulle fondazioni i carichi verticali;
- 2) nell'edificio in qualche maniera deve essere organizzata un'interfaccia di isolamento, che può essere piana ma può anche non essere piana, l'importante è che una parte possa

muoversi orizzontalmente e traslare rispetto a quella sottostante; devono avere una deformabilità orizzontale adeguata per poter raggiungere il periodo di isolamento previsto nel progetto.

Dopodiché ci possono essere altre funzioni ausiliarie, e sono quelle del:

- ricentraggio, ovvero i dispositivi, dopo essersi deformati sotto l'azione sismica devono tornare alla posizione iniziale;
- possono essere loro stessi dissipatori di energia o integrati con sistemi di dissipazione di energia;
- possono anche svolgere in alcuni casi, come spesso succede nei ponti, l'effetto di vincolo temporaneo.

Oggi ci sono sostanzialmente 2 grandi famiglie di isolatori, una varietà sicuramente più limitata rispetto a quella dei dissipatori:

- ci sono gli isolatori basati sui meccanismi di scorrimento tra superfici, quindi qualcosa che dovrà fondarsi sull'attrito;
- ci sono gli isolatori basati sulla deformabilità di materiali particolari, sostanzialmente gomme o materiali elastomerici, dove sostanzialmente la deformabilità è assicurata dalle caratteristiche del materiale.

## 4 Il caso studio: il complesso scolastico "Parozzani"

### 4.1 Descrizione dell'edificio

L'edificio oggetto di studio è il complesso scolastico "Parozzani" che si trova ad Isola del Gran Sasso, in Provincia di Teramo [11] : è un edificio scolastico in c.a. progettato tra gli anni '60 e gli anni '70, avente 2 elevazioni ma nella parte del vano scala eccentrico è presente anche un piano seminterrato, la copertura è piana. L'organizzazione in pianta dell'edificio è rappresentata in Figura 4-1: le elevazioni sono costanti e misurano tutte 3.75 m. I solai sono in latero-cemento con altezza 20 cm e le tamponature esterne sono realizzate con muratura a cassetta costituita da mattoni semipieni in laterizio per il paramento esterno e blocchi forati in laterizio per il paramento interno. I tramezzi interni sono realizzati con il classico forato in laterizio spessore 10 cm posto a coltello. I solai sono orditi tutti in una direzione, che nelle analisi è definita come direzione y. La scala è a soletta rampante.

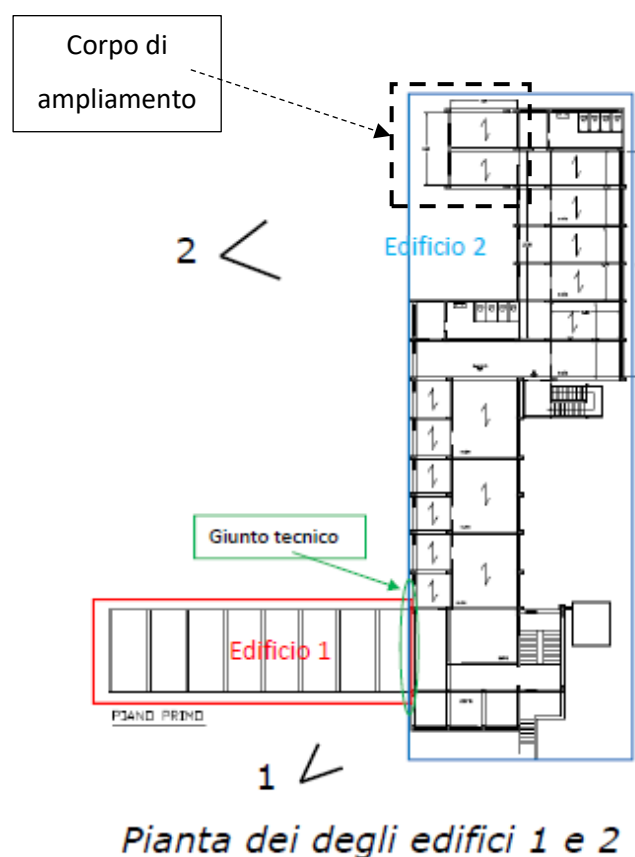


Figura 4-1 – Organizzazione in pianta del complesso "Parozzani" [11].

L'edificio ha riportato danni durante il sisma del Centro Italia del 2016, classificandosi con un livello di agibilità E: la parte di edificio che è stata analizzata nell'ambito di questo lavoro è la porzione 2, escluso il corpo di ampliamento, riportato in Figura 4-1, collegato all'edificio 2 tramite un giunto tecnico di 2-3 cm.



Figura 4-2 – Immagini del complesso scolastico [11].

## 4.2 Materiali e dettagli costruttivi

Il programma delle indagini svolto ha raggiunto un livello di conoscenza LC2 a cui è possibile associare un fattore di confidenza pari a 1.2, così come definito al Paragrafo 2.2.5.

### 4.2.1 Materiali

Le indagini svolte in laboratorio e in sito tramite metodo “SonReb” (descritto al Paragrafo 2.2.3.1), effettuate da terzi, restituiscono i seguenti valori di resistenza assegnati ai materiali per la valutazione sismica dell'edificio:

$f_{cm}$	$f_{ym}$
[MPa]	[MPa]
16.6	391

Tabella 4-1 – Resistenze medie dei materiali.

Nella Tabella 4-1 con  $f_{cm}$  è indicata la resistenza media a compressione del calcestruzzo, con  $f_{ym}$  la resistenza media a snervamento dell'acciaio. Questi valori di resistenza sono stati assunti come rappresentativi di tutto quanto il complesso. Le barre di armatura sono lisce, in linea con la consuetudine progettuale degli anni '60-'70.

Per quanto riguarda la verifica dei meccanismi duttili, i valori medi delle resistenze sono stati divisi per il fattore di confidenza, ottenendo i seguenti risultati:

$$f_{cd} = 16.6/1.2 = 13.83 \text{ MPa} \quad (4.1)$$

$$f_{yd} = 391/1.2 = 325.83 \text{ MPa} \quad (4.2)$$

Per quanto riguarda la verifica dei meccanismi fragili, i valori delle resistenze medie sono stati divisi per il fattore di confidenza moltiplicato per i coefficienti parziali di sicurezza relativi allo Stato Limite Ultimo di Salvaguardia della Vita per il quale sono state condotte le verifiche:

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} f_{cm}}{\gamma_c FC} = \frac{0.85 \times 16.6}{1.5 \times 1.2} = 7.84 \text{ MPa} \quad (4.3)$$

$$f_{yd} = \frac{f_{ym}}{\gamma_s FC} = \frac{391}{1.15 \times 1.2} = 283.33 \text{ MPa} \quad (4.4)$$

Il modulo elastico del calcestruzzo è stato calcolato mediante la formula definita al Paragrafo 11.2.10.3 della Norma [1], di seguito riportata

$$E_{cm} = 22000 (f_{cm}/10)^{0.3} \quad [\text{MPa}] \quad (4.5)$$

Nel modello della struttura, il modulo elastico è stato decurtato del 50% nelle travi e del 75% nei pilastri, per considerare lo stato fessurativo del materiale.

#### 4.2.2 Dettagli costruttivi

##### 4.2.2.1 Carpenteria di piano

Le sezioni degli elementi strutturali rilevate nell'edificio sono le seguenti:

- i pilastri hanno una sezione 60x20 cm costante per tutti gli impalcati, la maggior parte orientati con l'asse forte in direzione x, soltanto nella porzione di edificio con il piano seminterrato sono orientati con l'asse forte in y;
- le travi calate perimetrali hanno sezione 20x60 cm;
- le travi a spessore interne hanno sezione 30x20 cm.

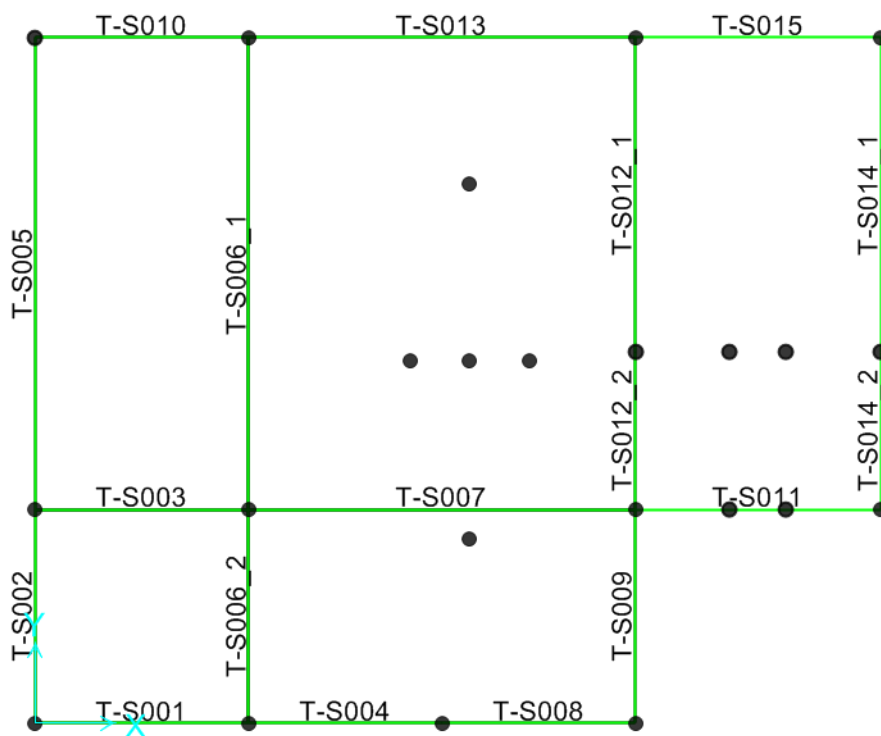


Figura 4-3 – Numerazione travi piano seminterrato, quota + 3.75 m.

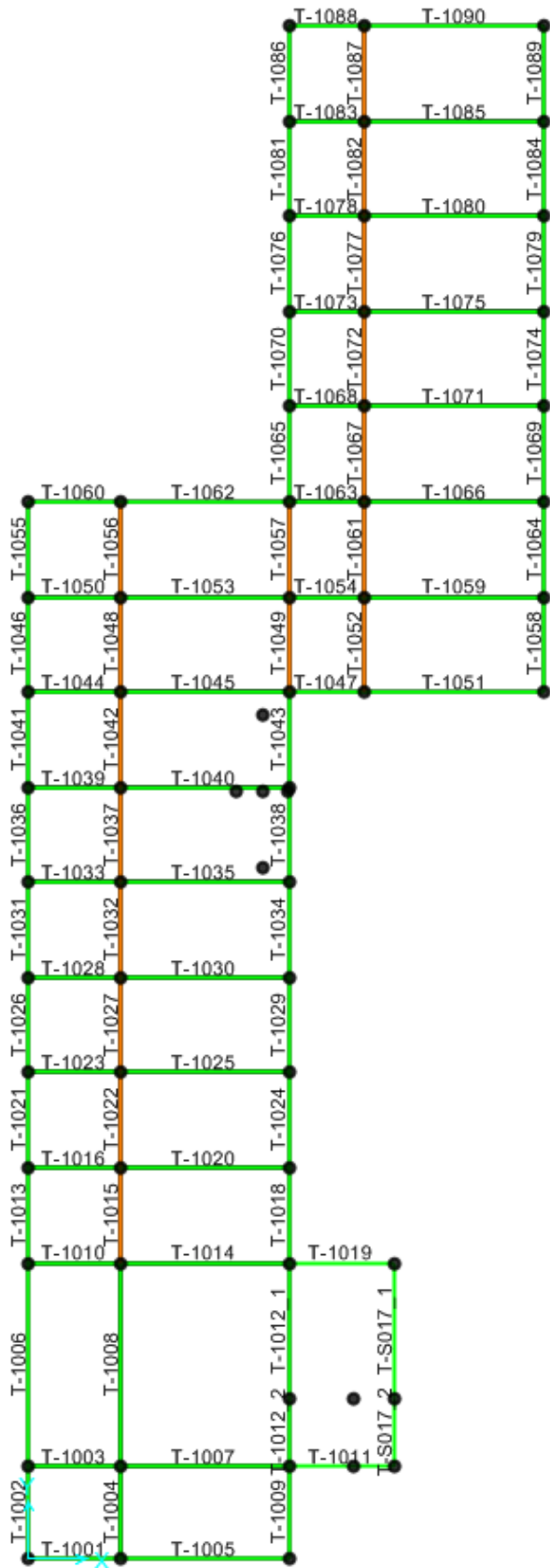


Figura 4-4 – Numerazione delle travi, quota +7.5 m.



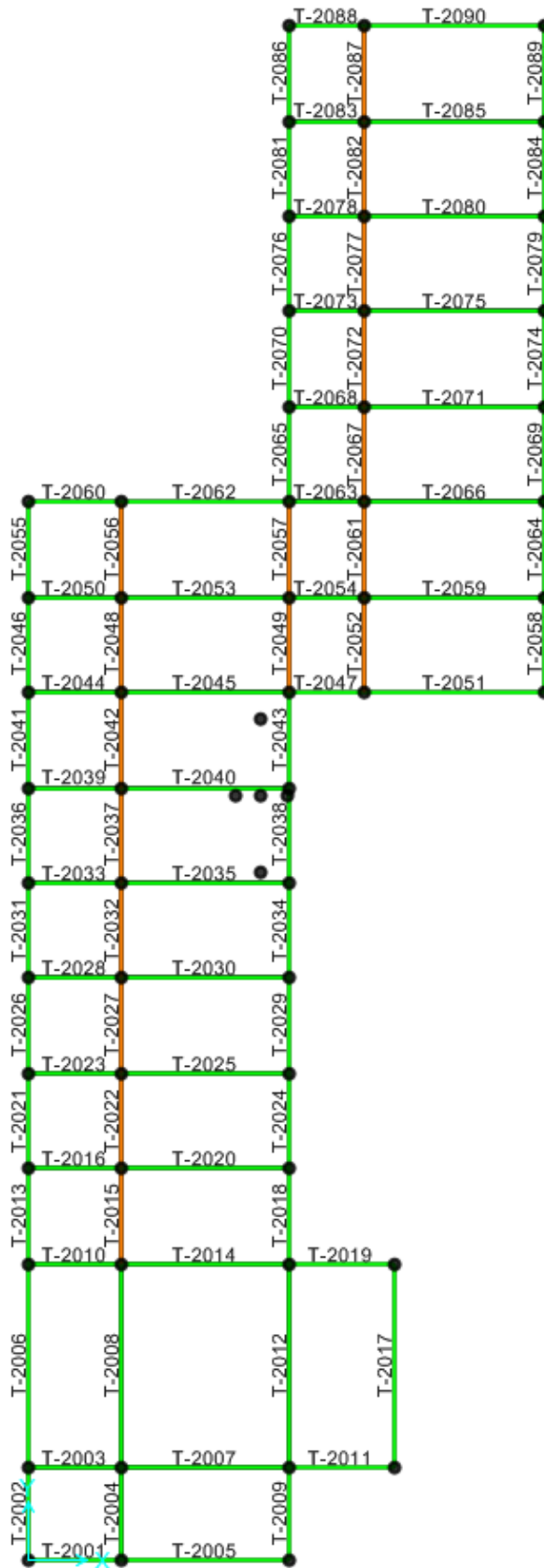


Figura 4-5 – Numerazione delle travi quota +11.25 m.

# Pianta

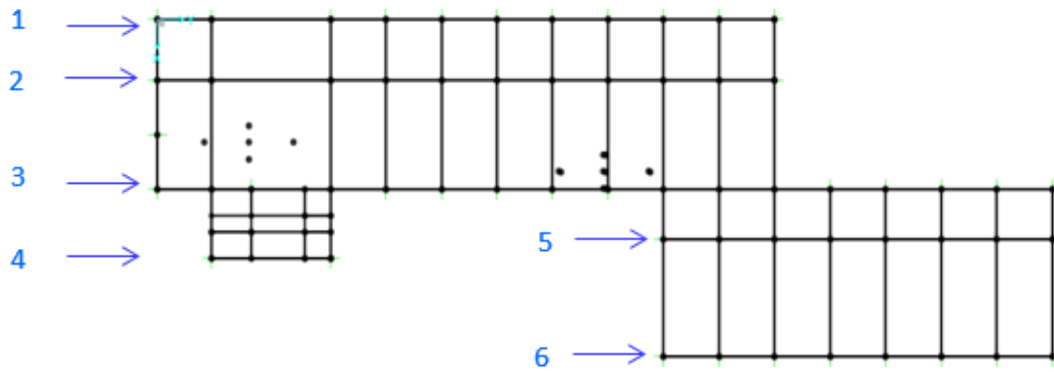


Figura 4-6 – Nomenclatura dei telai.

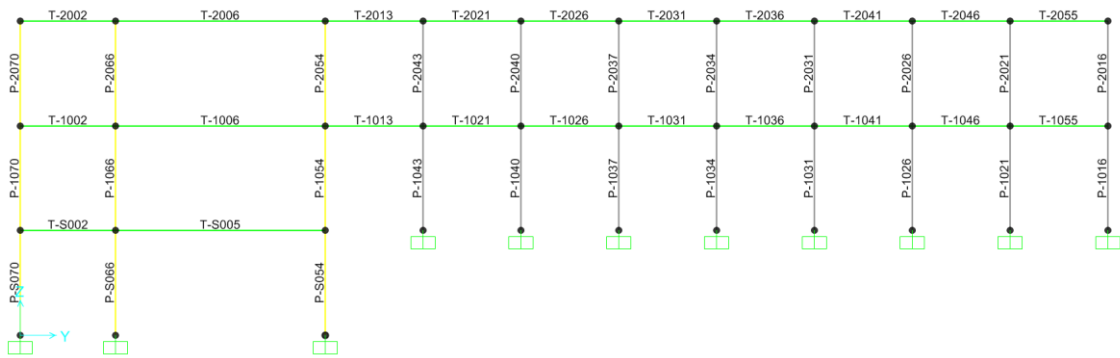


Figura 4-7 – Telaio 1.

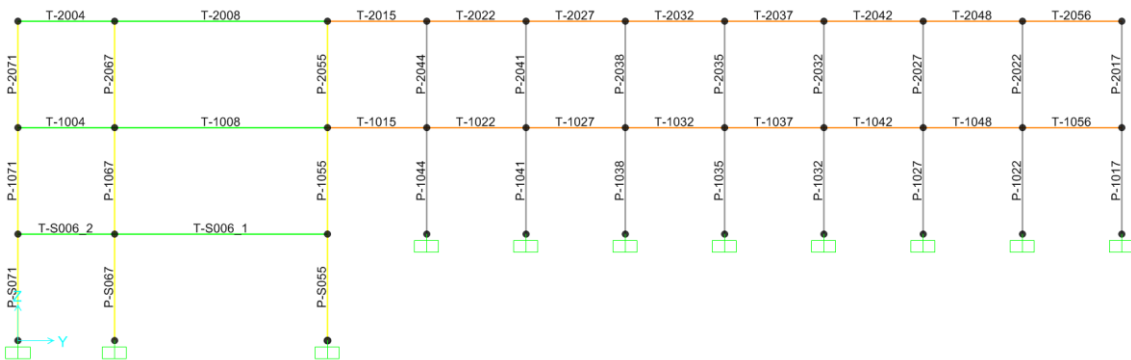


Figura 4-8 – Telaio 2.

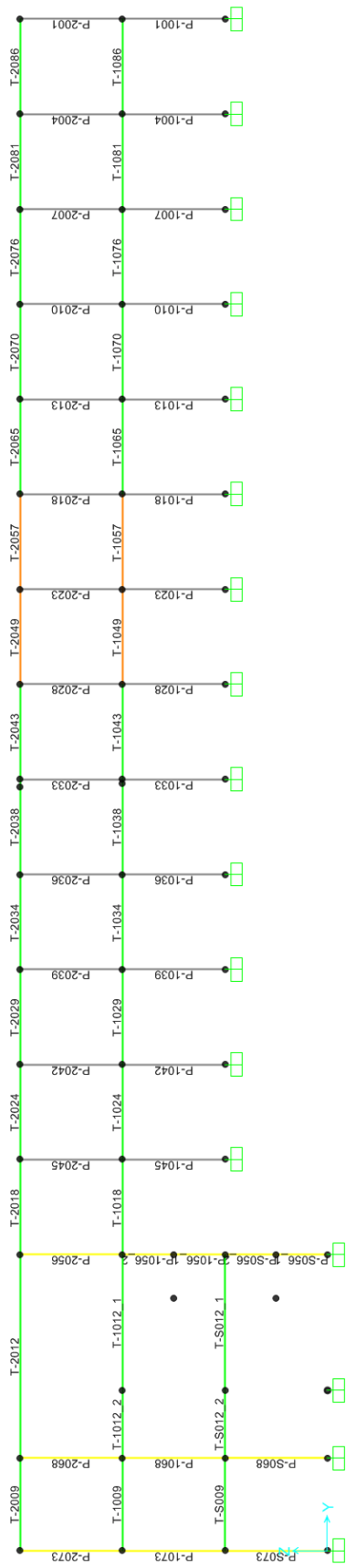


Figura 4-9 – Telaio 3.

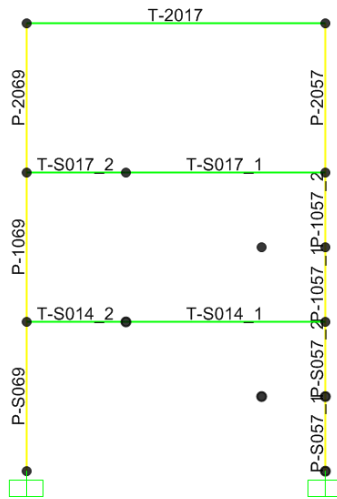


Figura 4-10 – Telaio 4.

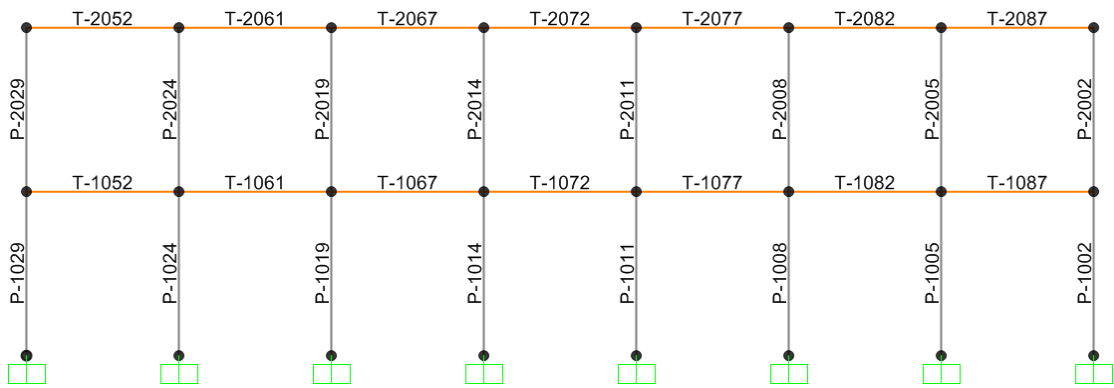


Figura 4-11 – Telaio 5.

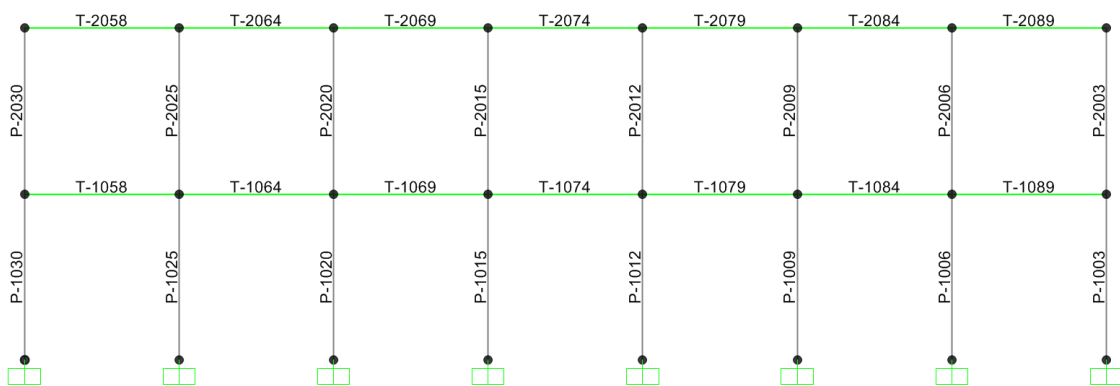


Figura 4-12- Telaio 6.

#### 4.2.2.2 Armature di travi e pilastri

Nelle tabelle seguenti sono riportati i dettagli costruttivi delle travi e dei pilastri, con la seguente nomenclatura:

- $A_{sT}$  fa riferimento all'armatura tesa superiore della trave,  $A_{sC}$  indica l'armatura inferiore compressa, nel caso dei pilastri si distingue l'asse di inflessione fra  $M_2$  e  $M_3$ ;
- $L$  è lunghezza dell'elemento in cm;
- cover è il copriferro;
- $\phi$  è il diametro delle barre longitudinali;
- $A_{staffe}$  è l'area delle staffe.

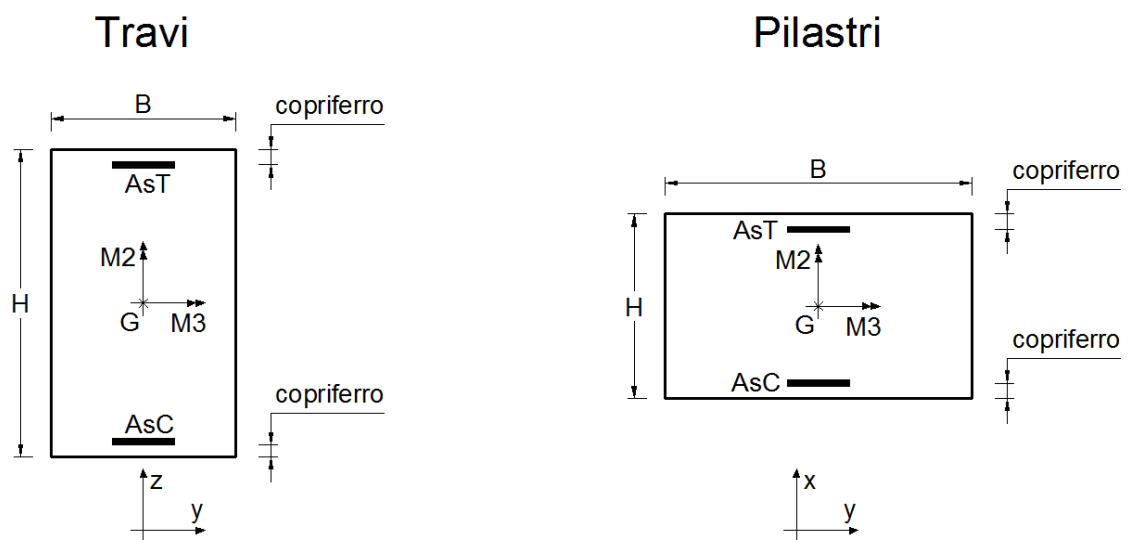


Figura 4-13 – Schema armature e simbologia per i pilastri e per le travi.

PILASTRI PIANO SEMINTERRATO												
PILASTRO	h (dir. x)	b (dir. y)	AsT (M2)	AsC (M2)	AsT (M3)	AsC (M3)	L	cover	db	AstAffe	bracci	passo
	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[-]	[cm]
P-S054	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	375	4.5	1.6	0.283	2	15
P-S055	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	375	4.5	1.6	0.283	2	15
P-S056_1	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	187.5	4.5	1.6	0.283	2	15
P-S056_2	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	187.5	4.5	1.6	0.283	2	15
P-S057_1	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	187.5	4.5	1.6	0.283	2	15
P-S057_2	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	187.5	4.5	1.6	0.283	2	15
P-S066	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	375	4.5	1.6	0.283	2	15
P-S067	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	375	4.5	1.6	0.283	2	15
P-S068	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	375	4.5	1.6	0.283	2	15
P-S069	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	375	4.5	1.6	0.283	2	15
P-S070	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	375	4.5	1.6	0.283	2	15
P-S071	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	375	4.5	1.6	0.283	2	15
P-S072	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	375	4.5	1.6	0.283	2	15
P-S073	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	375	4.5	1.6	0.283	2	15

Tabella 4-2 – Pilastri piano seminterrato.

PILASTRI PIANO PIANO PRIMO (DAL P-1001 AL P-1045)												
h (dir. x)	b (dir. y)	AsT (M2)	AsC (M2)	AsT (M3)	AsC (M3)	L	cover	db	AstAffe	bracci	passo	
[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[-]	[cm]	
60	20	4.02	4.02	4.02	4.02	375	4.5	1.6	0.283	2	15	

Tabella 4-3 – Pilastri piano primo (1).

PILASTRI PIANO PIANO PRIMO (DAL P-1054 AL P-1073)												
PILASTRO	h (dir. x)	b (dir. y)	AsT (M2)	AsC (M2)	AsT (M3)	AsC (M3)	L	cover	db	AstAffe	bracci	passo
	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[-]	[cm]
P-1054	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	375	4.5	1.6	0.283	2	15
P-1055	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	375	4.5	1.6	0.283	2	15
P-1056_1	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	187.5	4.5	1.6	0.283	2	15
P-1056_2	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	187.5	4.5	1.6	0.283	2	15
P-1057_1	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	187.5	4.5	1.6	0.283	2	15
P-1057_2	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	187.5	4.5	1.6	0.283	2	15
P-1066	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	375	4.5	1.6	0.283	2	15
P-1067	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	375	4.5	1.6	0.283	2	15
P-1068	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	375	4.5	1.6	0.283	2	15
P-1069	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	375	4.5	1.6	0.283	2	15
P-1070	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	375	4.5	1.6	0.283	2	15
P-1071	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	375	4.5	1.6	0.283	2	15
P-1073	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	375	4.5	1.6	0.283	2	15

Tabella 4-4 – Pilastri piano primo (2).

PILASTRI PIANO PIANO SECONDO (DAL P-2001 AL P-2045)												
h (dir. x)	b (dir. y)	AsT (M2)	AsC (M2)	AsT (M3)	AsC (M3)	L	cover	db	AstAffe	bracci	passo	
[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[-]	[cm]	
60	20	4.02	4.02	4.02	4.02	375	4.5	1.6	0.283	2	15	

Tabella 4-5 – Pilastri piano secondo (1).

PILASTRI PIANO PIANO SECONDO (DAL P-2054 AL P-2073)												
PILASTRO	h (dir. x)	b (dir. y)	AsT (M2)	AsC (M2)	AsT (M3)	AsC (M3)	L	cover	db	AstAffe	bracci	passo
	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[-]	[cm]
P-2054	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	375	4.5	1.6	0.283	2	15
P-2055	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	375	4.5	1.6	0.283	2	15
P-2056	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	375	4.5	1.6	0.283	2	15
P-2057	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	375	4.5	1.6	0.283	2	15
P-2066	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	375	4.5	1.6	0.283	2	15
P-2067	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	375	4.5	1.6	0.283	2	15
P-2068	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	375	4.5	1.6	0.283	2	15
P-2069	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	375	4.5	1.6	0.283	2	15
P-2070	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	375	4.5	1.6	0.283	2	15
P-2071	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	375	4.5	1.6	0.283	2	15
P-2073	20	60	4.02	4.02	4.02	4.02	375	4.5	1.6	0.283	2	15

Tabella 4-6 – Pilastri piano secondo (2).

TRAVI PIANO SEMINTERRATO													
TRAVE	h	b	AsT (M2)	AsC (M2)	AsT (M3)	AsC (M3)	L	cover	db	AstAffe	bracci	passo	Apiegati
	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[-]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]
T-S001	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-S001_S	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	390	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-S002	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	16	2.01
T-S003	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-S004	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	307.5	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-S005	60	20	3.08	3.08	15.13	11.12	750	4.5	1.4	0.283	2	12	2.01
T-S006_1	60	20	3.08	3.08	15.13	11.12	750	4.5	1.4	0.283	2	12	2.01
T-S006_2	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	16	2.01
T-S007	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	615	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-S008	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	307.5	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-S009	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	16	2.01
T-S010	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-S011	60	20	3.08	3.08	9.11	7.10	390	4.5	1.4	0.283	2	8	2.01
T-S012_1	60	20	3.08	3.08	15.13	11.12	500	4.5	1.4	0.283	2	12	2.01
T-S012_2	60	20	3.08	3.08	15.13	11.12	250	4.5	1.4	0.283	2	12	2.01
T-S013	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	615	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-S014_1	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	500	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-S014_2	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	250	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-S015	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	390	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-S017_1	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	500	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-S017_2	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	250	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01

Tabella 4-7 – Travi seminterrato.

TRAVI PIANO PRIMO													
TRAVE	h	b	AsT (M2)	AsC (M2)	AsT (M3)	AsC (M3)	L	cover	db	AstAffe	bracci	passo	Apiegati
	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[-]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]
T-1001	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1001 S	60	20	3.08	3.08	9.11	7.10	390	4.5	1.4	0.283	2	8	2.01
T-1002	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1003	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1004	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1005	60	20	3.08	3.08	9.11	7.10	615	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1006	60	20	3.08	3.08	11.10	7.10	750	4.5	1.4	0.283	2	15	2.01
T-1007	60	20	3.08	3.08	9.11	7.10	615	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1008	60	20	3.08	3.08	16.07	14.07	750	4.5	1.4	0.283	2	8	2.01
T-1009	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1010	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1011	60	20	3.08	3.08	9.11	7.10	390	4.5	1.4	0.283	2	8	2.01
T-1012 1	60	20	3.08	3.08	15.13	11.12	500	4.5	1.4	0.283	2	12	2.01
T-1012 2	60	20	3.08	3.08	15.13	11.12	250	4.5	1.4	0.283	2	12	2.01
T-1013	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1014	60	20	3.08	3.08	9.10	7.10	615	4.5	1.4	0.283	2	15	2.01
T-1015	20	30	3.08	3.08	4.02	4.02	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1016	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1018	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1019	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	390	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1020	60	20	3.08	3.08	9.10	7.10	615	4.5	1.4	0.283	2	15	2.01
T-1021	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1022	20	30	3.08	3.08	4.02	4.02	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1023	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1024	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1025	60	20	3.08	3.08	9.10	7.10	615	4.5	1.4	0.283	2	15	2.01
T-1026	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1027	20	30	3.08	3.08	4.02	4.02	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1028	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1029	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1030	60	20	3.08	3.08	9.10	7.10	615	4.5	1.4	0.283	2	15	2.01
T-1031	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1032	20	30	3.08	3.08	4.02	4.02	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1033	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1034	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1035	60	20	3.08	3.08	9.10	7.10	615	4.5	1.4	0.283	2	15	2.01
T-1036	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1037	20	30	3.08	3.08	4.02	4.02	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1038	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1039	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1040	60	20	3.08	3.08	9.10	7.10	615	4.5	1.4	0.283	2	15	2.01
T-1041	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1042	20	30	3.08	3.08	4.02	4.02	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1043	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1044	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1045	60	20	3.08	3.08	9.10	7.10	615	4.5	1.4	0.283	2	15	2.01

Tabella 4-8 – Travi piano primo (1).



TRAVI PIANO PRIMO													
TRAVE	h	b	AsT (M2)	AsC (M2)	AsT (M3)	AsC (M3)	L	cover	db	AstAffe	bracci	passo	Apiegati
	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[-]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]
T-1046	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1047	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	280	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1048	20	30	3.08	3.08	4.02	4.02	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1049	20	30	3.08	3.08	4.02	4.02	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1050	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1051	60	20	3.08	3.08	11.11	7.10	660	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1052	20	30	3.08	3.08	4.02	4.02	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1053	60	20	3.08	3.08	9.10	7.10	615	4.5	1.4	0.283	2	15	2.01
T-1054	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	280	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1055	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1056	20	30	3.08	3.08	4.02	4.02	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1057	20	30	3.08	3.08	4.02	4.02	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1058	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1059	60	20	3.08	3.08	11.11	7.10	660	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1060	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1061	20	30	3.08	3.08	4.02	4.02	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1062	60	20	3.08	3.08	9.10	7.10	615	4.5	1.4	0.283	2	15	2.01
T-1063	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	280	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1064	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1065	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1066	60	20	3.08	3.08	11.11	7.10	660	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1067	20	30	3.08	3.08	4.02	4.02	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1068	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	280	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1069	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1070	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1071	60	20	3.08	3.08	11.11	7.10	660	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1072	20	30	3.08	3.08	4.02	4.02	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1073	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	280	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1074	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1075	60	20	3.08	3.08	11.11	7.10	660	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1076	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1077	20	30	3.08	3.08	4.02	4.02	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1078	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	280	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1079	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1080	60	20	3.08	3.08	11.11	7.10	660	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1081	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1082	20	30	3.08	3.08	4.02	4.02	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1083	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	280	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1084	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1085	60	20	3.08	3.08	11.11	7.10	660	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1086	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1087	20	30	3.08	3.08	4.02	4.02	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1088	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	280	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1089	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-1090	60	20	3.08	3.08	11.11	7.10	660	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01

Tabella 4-9 – Travi piano primo (2).

TRAVI PIANO SECONDO													
TRAVE	h	b	AsT (M2)	AsC (M2)	AsT (M3)	AsC (M3)	L	cover	db	AstAffe	bracci	passo	Apiegati
	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[-]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]
T-2001	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2002	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2003	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2004	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2005	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	615	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2006	60	20	3.08	3.08	11.10	7.10	750	4.5	1.4	0.283	2	15	2.01
T-2007	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	615	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2008	60	20	3.08	3.08	18.81	13.12	750	4.5	1.4	0.283	2	8	2.01
T-2009	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2010	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2011	60	20	3.08	3.08	9.11	7.10	390	4.5	1.4	0.283	2	8	2.01
T-2012	60	20	3.08	3.08	15.13	11.12	500	4.5	1.4	0.283	2	12	2.01
T-2013	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2014	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	615	4.5	1.4	0.283	2	15	2.01
T-2015	20	30	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2016	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2017	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	750	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2018	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2019	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	390	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2020	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	615	4.5	1.4	0.283	2	15	2.01
T-2021	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2022	20	30	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2023	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2024	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2025	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	615	4.5	1.4	0.283	2	15	2.01
T-2026	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2027	20	30	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2028	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2029	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2030	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	615	4.5	1.4	0.283	2	15	2.01
T-2031	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2032	20	30	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2033	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2034	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2035	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	615	4.5	1.4	0.283	2	15	2.01
T-2036	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2037	20	30	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2038	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2039	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2040	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	615	4.5	1.4	0.283	2	15	2.01
T-2041	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2042	20	30	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2043	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2044	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2045	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	615	4.5	1.4	0.283	2	15	2.01

Tabella 4-10 – Travi piano secondo (1).

TRAVI PIANO SECONDO													
TRAVE	h	b	AsT (M2)	AsC (M2)	AsT (M3)	AsC (M3)	L	cover	db	AstAffe	bracci	passo	Apiegati
	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[-]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]
T-2046	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2047	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	280	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2048	20	30	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2049	20	30	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2050	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2051	60	20	3.08	3.08	11.11	7.10	660	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2052	20	30	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2053	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	615	4.5	1.4	0.283	2	15	2.01
T-2054	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	280	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2055	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2056	20	30	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2057	20	30	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2058	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2059	60	20	3.08	3.08	11.11	7.10	660	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2060	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	340	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2061	20	30	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2062	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	615	4.5	1.4	0.283	2	15	2.01
T-2063	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	280	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2064	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2065	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2066	60	20	3.08	3.08	9.10	7.10	660	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2067	20	30	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2068	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	280	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2069	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2070	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2071	60	20	3.08	3.08	9.10	7.10	660	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2072	20	30	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2073	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	280	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2074	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2075	60	20	3.08	3.08	9.10	7.10	660	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2076	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2077	20	30	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2078	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	280	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2079	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2080	60	20	3.08	3.08	9.10	7.10	660	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2081	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2082	20	30	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2083	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	280	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2084	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2085	60	20	3.08	3.08	9.10	7.10	660	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2086	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2087	20	30	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2088	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	280	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2089	60	20	3.08	3.08	7.10	7.10	350	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01
T-2090	60	20	3.08	3.08	9.10	7.10	660	4.5	1.4	0.283	2	20	2.01

Tabella 4-11 – Travi piano secondo (2).

### 4.3 Carichi ed azioni

L'analisi dei carichi e delle azioni è stata effettuata in conformità alle prescrizioni del Capitolo 3 della Norma [1]: sono stati quindi valutati i carichi permanenti e i carichi variabili agenti sui solai e sulla copertura. Nel modello i carichi sono stati assegnati agli elementi area che simulano la presenza del solaio. In particolare sono stati assegnati:

Piano	G	Q
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
P <sub>tetto</sub>	3.83	0.5
P <sub>1</sub>	4.23	3
P <sub>semint.</sub>	4.23	3
Scala	3.15	4

Tabella 4-12 – Carichi assegnati al modello.

L'azione sismica è stata valutata mediante la definizione dello spettro di risposta associato allo SLV (Stato limite di Salvaguardia della Vita).

#### 4.3.1 Azione sismica

La componente orizzontale dell'azione sismica è stata calcolata attraverso la definizione dei seguenti parametri:

Classe d'uso	III
Coefficiente d'uso C <sub>U</sub>	1.5
Vita nominale V <sub>N</sub>	50 anni
Vita di riferimento V <sub>R</sub>	75 anni
Categoria suolo	B

PARAMETRI INDIPENDENTI	
Stato Limite	SLV
T <sub>R</sub>	712 anni
a <sub>g</sub>	0.256g
F <sub>o</sub>	2.445
T <sub>C</sub> <sup>*</sup>	0.353 s
S <sub>S</sub>	1.15
C <sub>C</sub>	1.355
S <sub>T</sub>	1
q	1

PARAMETRI DIPENDENTI	
S	1.15
$\eta$	1
$T_B$	0.159 s
$T_c$	0.478 s
$T_D$	2.624 s

In Figura 4-14 è ripotato lo spettro elastico allo SLV utilizzato nelle analisi e nella valutazione della capacità della struttura in esame.

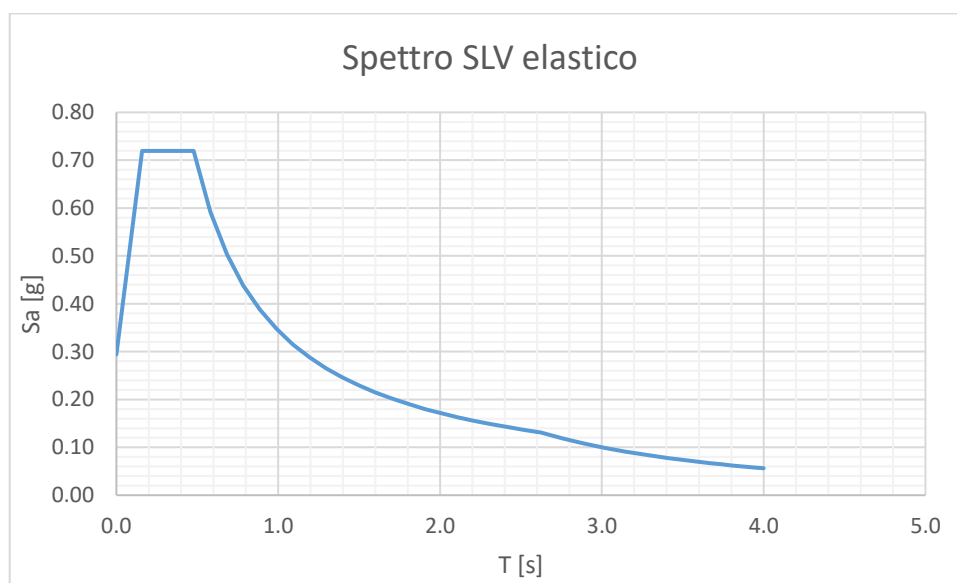


Figura 4-14 - Spettro in accelerazione elastico, componente orizzontale.

#### 4.4 Modellazione

La modellazione tridimensionale dell'edificio è stata eseguita tramite l'ausilio del programma "SAP2000" dal gruppo di lavoro dell'UNINA del Prof. Andrea Prota [11]: per poter eseguire la valutazione della capacità dell'edificio è stata scelta una modellazione non lineare. Le sezioni di travi e pilastri sono state modellate con elementi "frame": il materiale assegnato a ciascuna sezione è il calcestruzzo le cui proprietà sono state individuate durante la fase di rilievo ed indagine dell'edificio con un modulo elastico specifico per travi e pilastri, come descritto al Paragrafo 4.2.1. Gli elementi sono stati modellati dalla linea d'asse e per simulare la presenza dei nodi sono stati inseriti dei braccetti rigidi, in corrispondenza delle intersezioni con travi e pilastri. Il solaio è stato

modellato tramite elementi area (“shell”) e per tener conto della sua rigidezza a livello di piano, è stato assegnato un vincolo di tipo “constrain diaphragm”. I tamponamenti e le tramezzature sono stati modellati solo in termini di massa e quindi di carico trasmesso, trascurandone la loro rigidezza. Le fondazioni non sono state modellate: sono, quindi, stati inseriti degli incastri alla base.

È stata eseguita una modellazione a “plasticità concentrata” per tener conto delle non linearità meccaniche dei materiali. Le cerniere plastiche definite nel modello sono le seguenti:

- nei pilastri sono state modellate separatamente le cerniere che tengono conto della flessione  $M_2$  e della flessione  $M_3$ , per entrambi i casi senza interazione con lo sforzo assiale;
- nelle travi le cerniere tengono conto della flessione  $M_3$ .

Il legame costitutivo assegnato ad ogni cerniera tiene conto dell’armatura effettiva presente all’estremità di ogni elemento e per tener conto della presenza di barre lisce, tipiche degli edifici progettati nella stessa epoca dell’edificio in esame, c’è un effetto “pinching”: la barra scorre e poi riprende carico. Il legame costitutivo è di tipo “pivot” come implementato dal programma utilizzato per la modellazione.

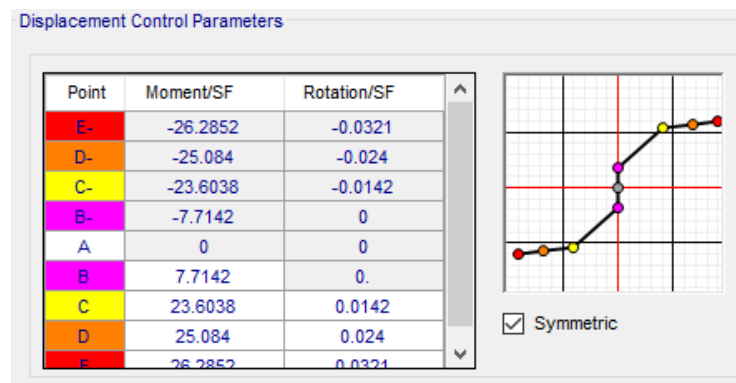


Figura 4-15 – Esempio del legame costitutivo modellato per le cerniere plastiche.

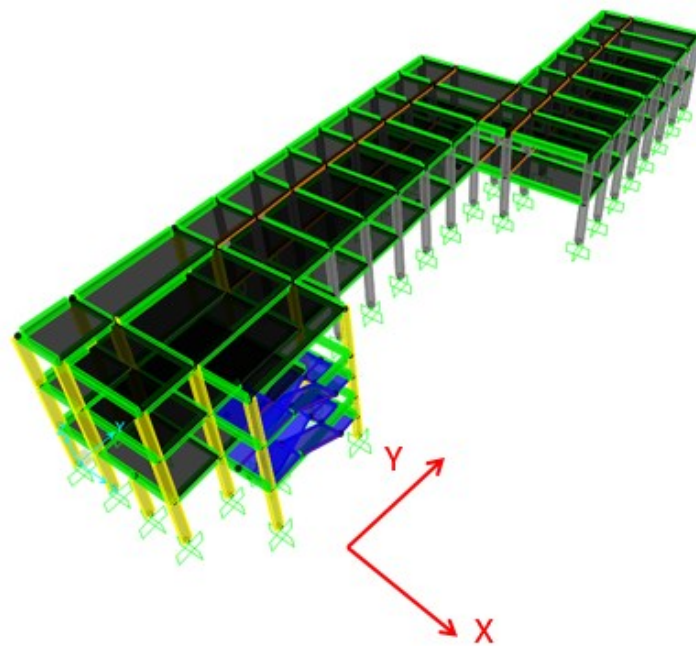
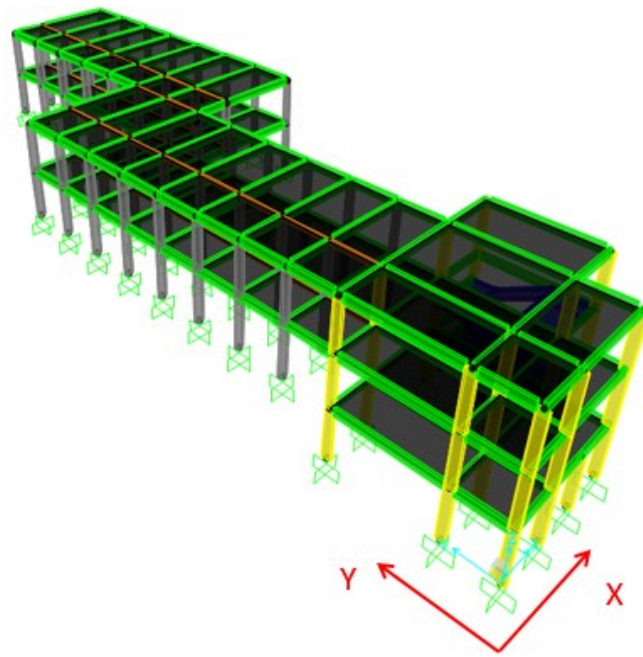


Figura 4-16 – Viste assonometriche dell'edificio.

#### 4.5 Analisi dello stato di fatto dell'edificio

Una volta definito il modello della struttura, è stata condotta un'analisi modale per valutare le masse partecipanti relative ai modi propri di vibrare della struttura. Di seguito si riporta la tabella riassuntiva relativa all'analisi modale:

MASSE PARTECIPANTI					
MODO	Periodo	UX	UY	UZ	RZ
	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	0.58	0.00	0.91	0.00	0.00
2	0.45	0.34	0.00	0.00	0.50
3	0.29	0.54	0.00	0.00	0.37
4	0.21	0.05	0.00	0.00	0.08
5	0.20	0.01	0.05	0.00	0.00
6	0.14	0.00	0.00	0.00	0.00
7	0.12	0.01	0.00	0.00	0.00
8	0.10	0.00	0.01	0.03	0.00
9	0.10	0.00	0.01	0.02	0.00
10	0.10	0.05	0.00	0.00	0.03
11	0.08	0.00	0.00	0.00	0.00
12	0.07	0.00	0.00	0.09	0.00

Tabella 4-13– Masse partecipante relative ai modi di vibrare della struttura.

Come si evince dalla Tabella 4-13, il primo modo di vibrare della struttura è prevalentemente in y, con una massa partecipante pari al 91% e un periodo di 0.58 s. La struttura però mostra un evidente accoppiamento roto-traslazionale in direzione x: infatti il secondo modo di vibrare è prevalentemente rotazionale, con una massa partecipante pari al 50% nella rotazione e pari al 34% in direzione x, mentre il terzo modo di vibrare è prevalentemente in direzione x, con una massa partecipante pari al 54% ed una massa partecipante pari al 37% nella rotazione. Con l'analisi modale si è già quindi messa in risalto una evidente vulnerabilità dell'edificio che mostra quindi modi accoppiati e scarsa rigidità torsionale in direzione x: ciò comporta una evidente perdita di duttilità da parte dell'edificio e quindi delle sollecitazioni disuniformi nei telai strutturali. Una ulteriore perdita di duttilità dell'edificio è causata anche dalla sua forma: l'edificio risulta essere non regolare in pianta, mostra delle rientranze e una forma molto allungata in direzione y ma è anche irregolare in altezza in quanto solo da un lato l'edificio ha un piano in più. La porzione dell'edificio con



un piano più risulta essere più deformabile e ciò corrisponde ad una irregolarità anche in altezza.

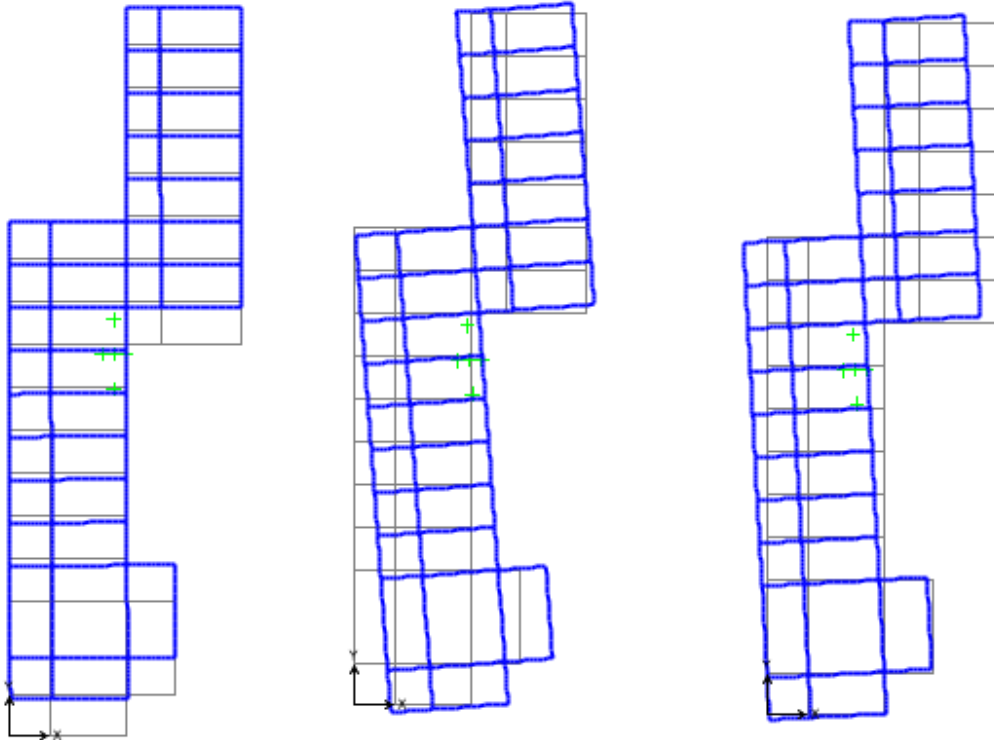


Figura 4-17 – Primi tre modi di vibrare della struttura.

#### 4.6 Metodo di analisi

Il metodo di analisi utilizzato nella valutazione della capacità della struttura è l'analisi statica non lineare (v. Paragrafo 2.3.4). Nel modello sono stati quindi definiti i casi di spinta relativi al "Gruppo 1" e al "Gruppo 2", sia in direzione x che in direzione y. La distribuzione di forze relativa al "Gruppo 1" è proporzionale al modo principale nella direzione considerata ed è definita nel modello come "Push Mode"; la distribuzione di forze relativa al "Gruppo 2" è invece proporzionale alle masse ed è definita "Push Massa". La distribuzione di forze per ciascuna direzione viene considerata sia in direzione positiva che negativa, in combinazione con le eccentricità accidentali: sono stati considerati nel complesso, quindi, 16 casi di spinta.

CASI DI SPINTA IN X	
1	POX+_e+_massa
2	POX+_e-_massa
3	POX-_e+_massa
4	POX-_e-_massa
5	POX+_e+_modo
6	POX+_e-_modo
7	POX-_e+_modo
8	POX-_e-_modo

Tabella 4-14 – Casi di spinta in X.

CASI DI SPINTA IN Y	
1	POY+_e+_massa
2	POY+_e-_massa
3	POY-_e+_massa
4	POY-_e-_massa
5	POY+_e+_modo
6	POY+_e-_modo
7	POY-_e+_modo
8	POY-_e-_modo

Tabella 4-15- Casi di spinta in Y.

#### 4.6.1 Risultati delle analisi di Push Over

Le analisi di Push Over condotte nell'edificio oggetto di studio hanno messo in evidenza l'incapacità della struttura nel soddisfare la domanda: una volta ricavata la curva di capacità (v. Paragrafo 2.3.4) per ogni caso di spinta e riferita poi al sistema equivalente ad un grado di libertà, è stata eseguita la verifica nel piano ADRS con lo spettro di domanda elastico allo Stato limite di Salvaguardia della Vita. La valutazione della sicurezza è stata condotta solo per questo stato limite, in accordo con quanto prescritto dalla Norma al Paragrafo 8.3 [1]. La domanda in spostamento in tutti i casi supera la capacità della struttura. Di seguito si riportano i casi di spinta per i quali sono stati ricavati i coefficienti di rischio più gravosi: con questi stessi casi di spinta sono state condotte le verifiche degli elementi fragili. Il coefficiente di rischio è stato ricavato in accordo al procedimento descritto al Paragrafo 2.5: è stato scalato iterativamente lo spettro di domanda fino all'intersezione con il punto di prestazione definito dalla curva di capacità.

Caso di spinta	$d_c$	$d_d$	C/D	Verifica	step $d_c$	$I_{(PGA)}$
	[m]	[m]	[%]	[-]	[-]	[%]
POX-_e-_massa	0.0492	0.0660	75	NO	12	74
POY+_e-_massa	0.0526	0.0843	62	NO	12	62

Tabella 4-16 – Step di verifica della capacità e indice di rischio.

#### 4.6.1.1 Caso di spinta: POY+\_e-\_massa

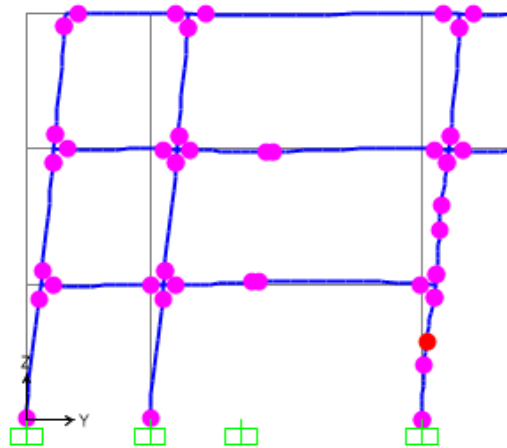


Figura 4-18 – Rottura della prima cerniera plastica pilastro P-S056\_2.

Per questo caso di spinta, la valutazione della curva di capacità si è interrotta allo step di carico 12, che corrisponde alla rottura della prima cerniera plastica all'interno dell'edificio. La cerniera che giunge a questo step di carico alla rotazione ultima è localizzata nel pilastro tozzo della scala, P-S056\_2. La curva di capacità in Figura 4-19, costruita tramite l'ausilio del programma di calcolo, è riferita al sistema a più gradi di libertà.

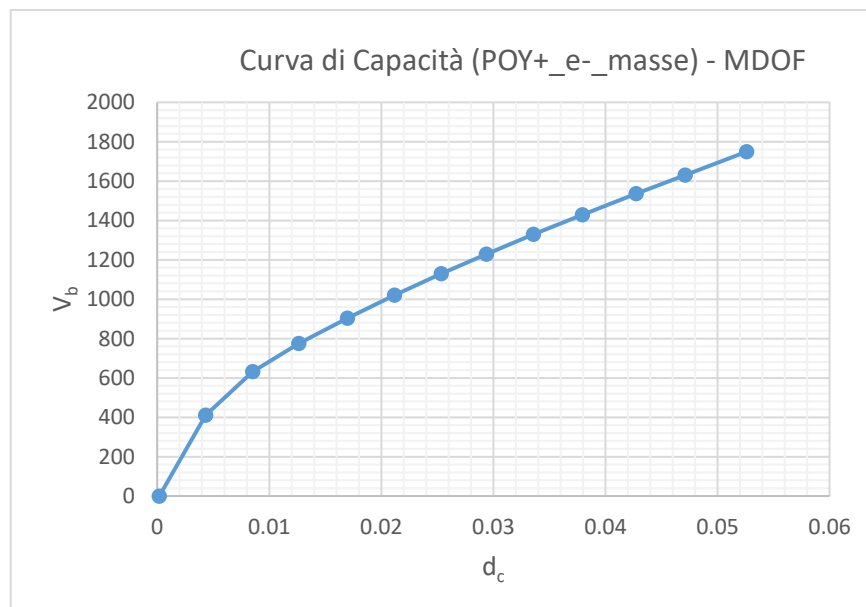


Figura 4-19 – Curva di capacità della struttura per il caso di spinta POY+\_e-\_masse.

Per poter effettuare il confronto con la domanda, la curva di capacità deve essere riferita al sistema ad un grado di libertà equivalente: per questo motivo sia il taglio alla base che lo spostamento del punto di controllo devono essere divisi per il fattore  $\Gamma$  (v. Paragrafo 2.3.4). Essendo il caso di spinta proporzionale alle masse,  $\Gamma = 1$ , come riportato in Tabella 4-17.

Piano	$m=m^*$	
[-]	[kNs <sup>2</sup> /m]	
$P_{\text{seminterrato}}$	129.665	
$P_1$	666.414	$\Gamma$
$P_{\text{tetto}}$	385.341	[-]
	1181.42	1

Tabella 4-17 – Parametri di calcolo per la curva di capacità SDOF.

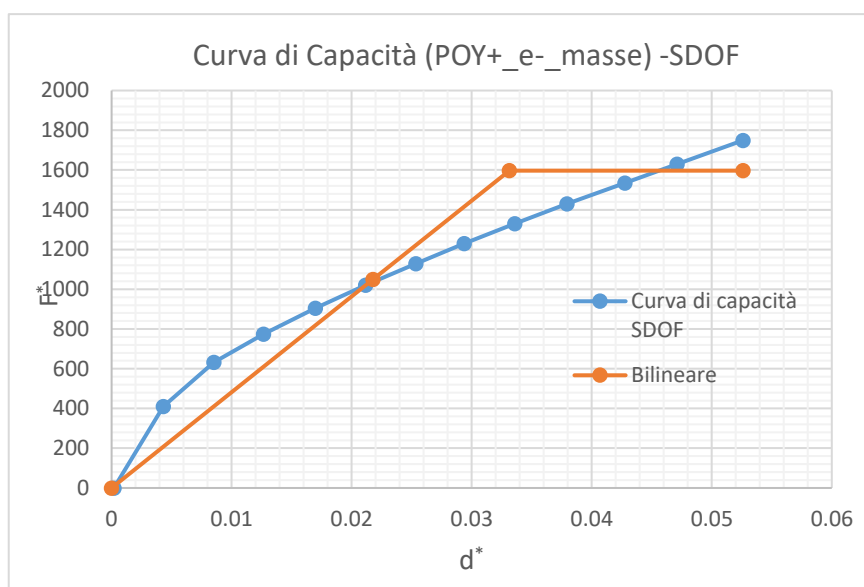


Figura 4-20 – Curva di capacità e bilineare equivalente SDOF.

La bilineare equivalente alla curva SDOF è stata ottenuta imponendo il passaggio del tratto elastico per 0.6 volte la forza ultima, che corrisponde allo step di rottura della prima cerniera plastica e successivamente si è imposta l'uguaglianza delle aree sottese per trovare  $F_y^*$ , forza di snervamento della bilineare.

Area della Curva	Area Bilineare
kNm	kNm
57.54	57.54

Tabella 4-18 – Uguaglianza aree sottese alla curva di capacità e alla bilineare.

$k^*$	$T^*$
[kN/m]	[s]
48206.82	0.98

Tabella 4-19- Rigidezza e periodo dell'oscillatore equivalente.

Una volta ricavata la bilineare equivalente alla curva del sistema a un grado di libertà, la verifica è stata condotta nel piano ADRS, nel quale è stato riportato lo spettro elastico allo SLV ed è stato ricavato anche lo spettro a duttilità costante, in funzione della duttilità del sistema a un grado di libertà.

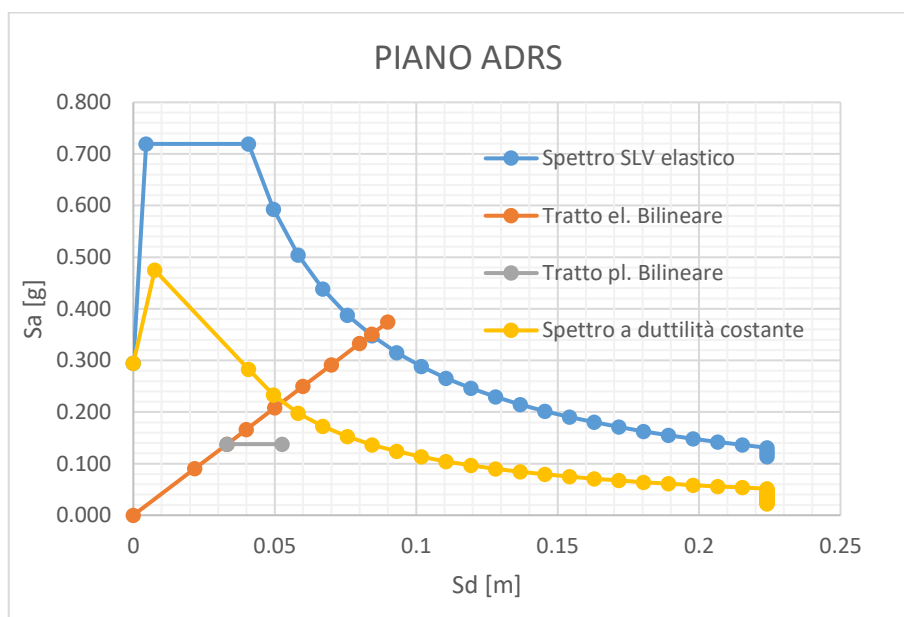


Figura 4-21 – Piano ADRS per il caso di spinta in esame.

In questo caso la verifica può essere fatta direttamente perché il periodo dell'oscillatore equivalente è superiore a  $T_c$ : lo spostamento elastico è uguale allo spostamento di domanda perché vale "l'equal displacement" e per ricavarlo basta semplicemente prolungare il tratto elastico della bilineare equivalente, retta che corrisponde a  $T^*$ , periodo dell'oscillatore equivalente. I risultati ottenuti sono riportati nella tabella seguente:

$d_u^*$	$S_d$	C/D	C/D
[m]	[m]	[-]	[%]
0.052598	0.0843	0.62	62

Tabella 4-20 – Risultati POY+\_e-\_massa.

La procedura per la determinazione dell'indice di rischio consiste nello scalare lo spettro di domanda fino a trovare il punto di prestazione dell'edificio, individuato dalla retta di inclinazione  $T^*$  e dalla retta che individua lo spostamento massimo della curva di capacità: l'intersezione di queste due rette rappresenta il punto di prestazione dell'edificio. Individuato lo spettro che intercetta il punto di prestazione dell'edificio, viene eseguito il rapporto fra la PGA dello spettro di domanda e la PGA dello spettro che rappresenta la capacità della struttura.

Domanda	Capacità	$I_{PGA}$	$I_{PGA}$
Sae (g)	Sae (g)	[-]	[%]
0.294	0.183	0.62	62

Tabella 4-21 – Indice di Rischio.

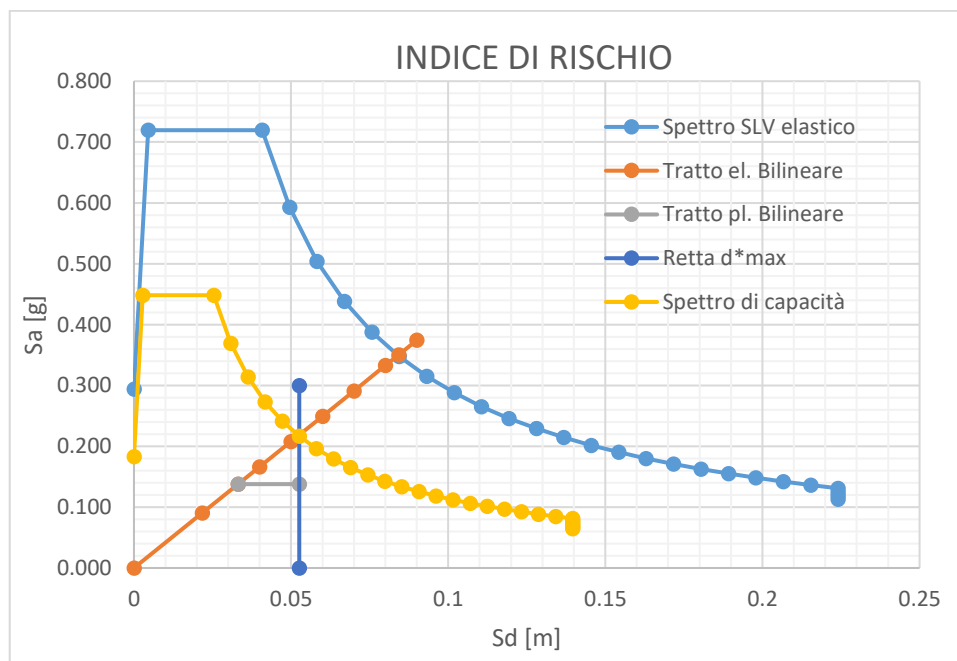


Figura 4-22 – Determinazione dell'indice di rischio.

#### 4.6.1.2 Caso di spinta: POX-\_e-\_massa

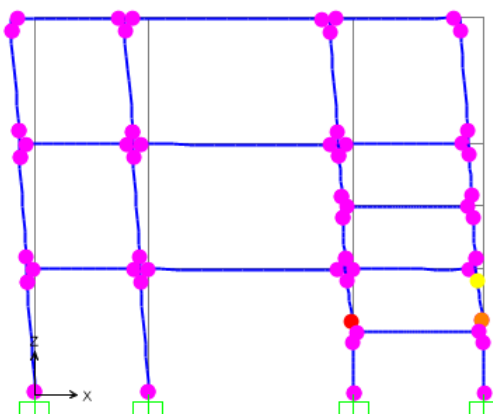


Figura 4-23 – Rottura della prima cerniera plastica pilastro P-S056\_2.

Per questo caso di spinta, la valutazione della curva di capacità si è interrotta allo step di carico 12, che corrisponde alla rottura della prima cerniera plastica all'interno dell'edificio. La cerniera che giunge a questo step di carico alla rotazione ultima è localizzata nel pilastro tozzo della scala, P-S056\_2. La curva di capacità in Figura 4-24, costruita tramite l'ausilio del programma di calcolo, è riferita al sistema a più gradi di libertà.

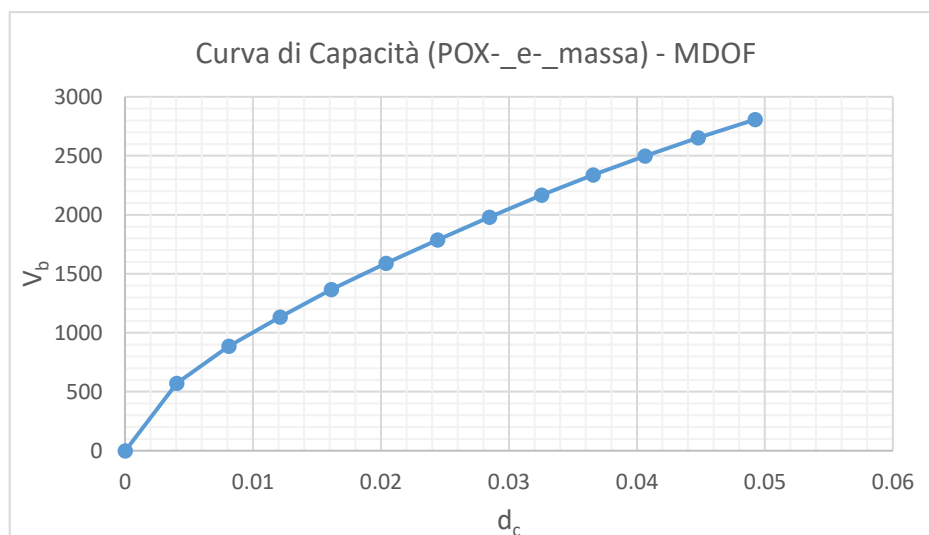


Figura 4-24 – Curva di Capacità MDOF, caso POX-\_e-\_massa.

Per poter effettuare il confronto con la domanda, la curva di capacità deve essere riferita al sistema ad un grado di libertà equivalente: per questo motivo sia il taglio alla base che lo spostamento del punto di controllo devono essere divisi per il fattore  $\Gamma$  (v. Paragrafo 2.3.4). Essendo il caso di spinta proporzionale alle masse,  $\Gamma = 1$ , come riportato in Tabella 4-17.

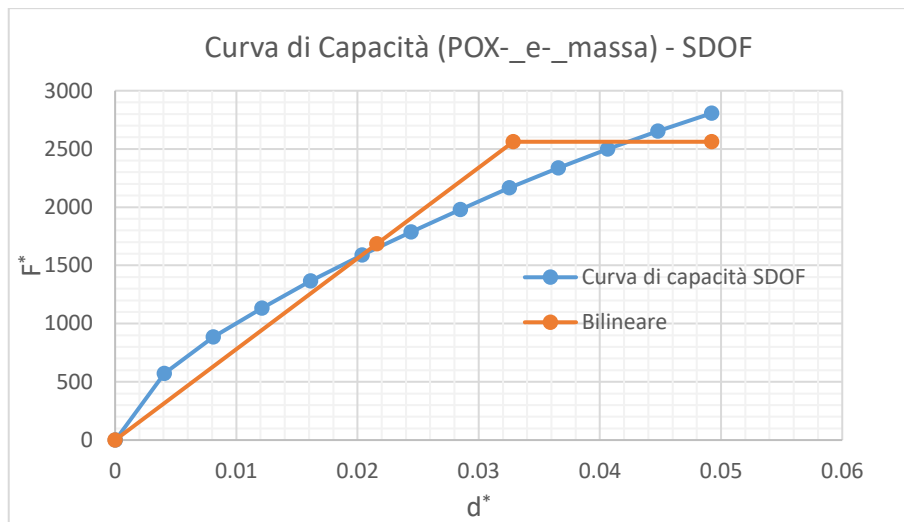


Figura 4-25 – Curva di Capacità SDOF e bilineare equivalente.

La bilineare equivalente alla curva SDOF è stata ottenuta imponendo il passaggio del tratto elastico per 0.6 volte la forza ultima, che corrisponde allo step di rottura della prima cerniera plastica e successivamente si è imposta l'uguaglianza delle aree sottese per trovare  $F_y^*$ , forza di snervamento della bilineare.

Area della curva	Area bilineare
[kNm]	[kNm]
84.064	84.064

Tabella 4-22– Uguaglianza delle aree sottese alla curva e alla bilineare.

$k^*$	$T^*$
[kN/m]	[s]
77978.57	0.77

Tabella 4-23 – Rigidezza e periodo dell'oscillatore equivalente.

Una volta ricavata la bilineare equivalente alla curva del sistema a un grado di libertà, la verifica è stata condotta nel piano ADRS, nel quale è stato riportato lo spettro elastico allo SLV ed è stato ricavato anche lo spettro a duttilità costante, in funzione della duttilità del sistema a un grado di libertà.



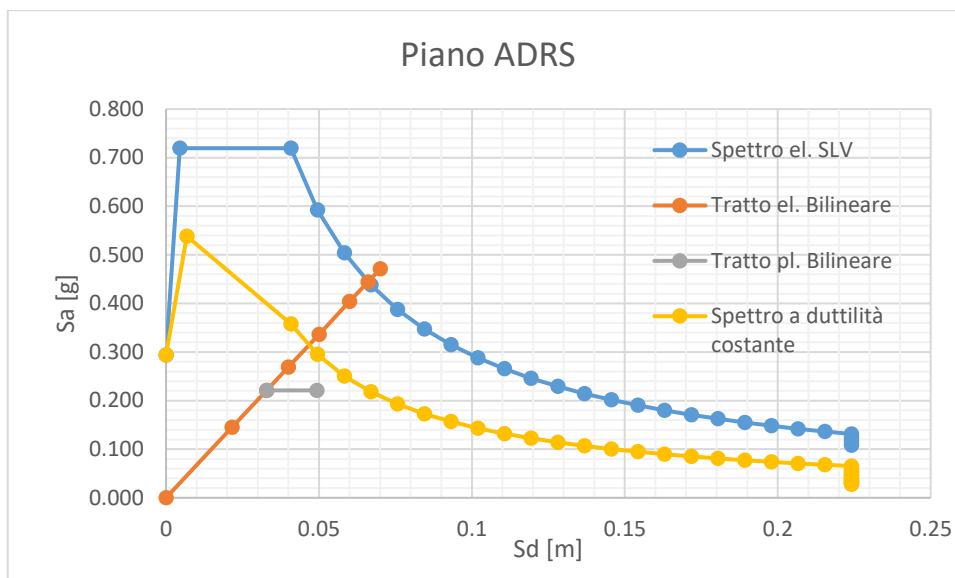


Figura 4-26 – Confronto fra lo spettro di domanda e la curva di capacità.

Anche in questo caso per effettuare la verifica in termini di spostamento basta prolungare il tratto elastico della curva di capacità in quanto vale "equal displacement". Sono stati quindi ottenuti i seguenti risultati:

$d_u^*$ [m]	$S_d$ [m]	C/D [-]	C/D [%]
0.049241	0.066	0.75	75

Tabella 4-24 – Risultati POX\_e\_massa.

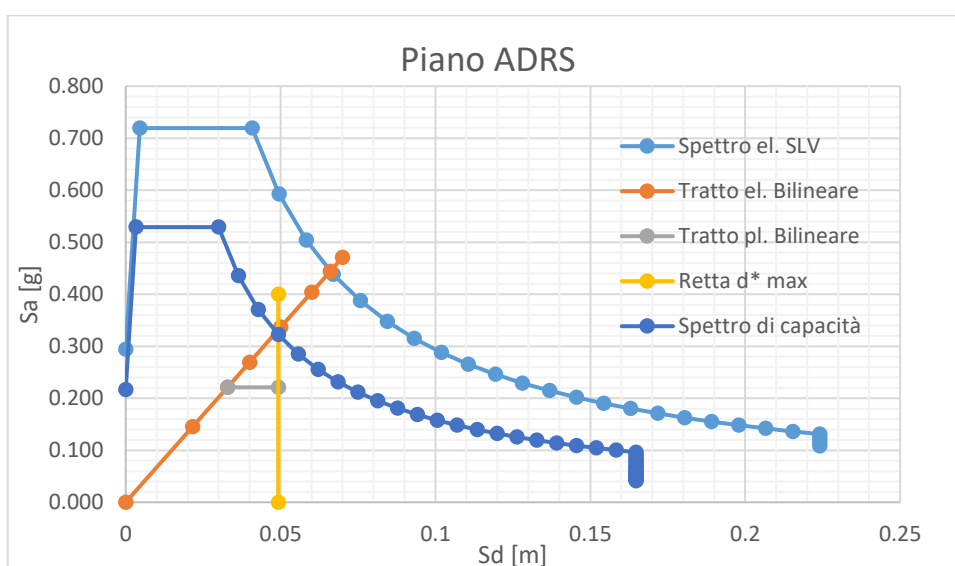


Figura 4-27 – Determinazione dell'indice di rischio.

È stato poi ricavato l'indice di rischio, con la stessa procedura descritta per il caso precedente.

Domanda	Capacità	$I_{PGA}$	$I_{PGA}$
Sae (g)	Sae (g)	[-]	[%]
0.294	0.216	0.74	74

Tabella 4-25 – Indice di Rischio POX-*e*-*massa*.

#### 4.7 Verifica degli elementi fragili

Una volta eseguite le analisi non lineari e determinato la capacità della struttura, sono state svolte, in telai presi a campione, le verifiche degli elementi fragili, in accordo con quanto prescritto dalla Norma e descritto al Paragrafo 2.4.4. Sono stati verificati, quindi, travi, pilastri e nodi non confinati, così come definiti dalla Norma, per controllare che effettivamente il meccanismo duttile avvenga prima del meccanismo fragile: laddove il meccanismo fragile anticipa quello duttile deve essere progettato un intervento locale per far sì che la struttura possa aumentare la sua capacità. Per ogni elemento è stata fatta una verifica per step di carico corrispondenti ai casi di spinta relativi alle analisi di push-over con indice di rischio più basso. Le formule utilizzate per la verifica sono quelle descritte al Paragrafo 2.4.4.1 per le travi e per i pilastri, mentre per i nodi sono quelle descritte al Paragrafo 2.4.4.2. Nelle travi, per quanto riguarda la verifica a  $\theta$  variabile e a  $\theta$  fisso, è stato considerato anche il contributo dei piegati presenti alle estremità, così come dichiarato dalla fase di rilievo. Per tener conto della presenza del piegato, si è presa in considerazione la seguente formula:

$$V_{RSp} = 0.9 d \frac{A_p}{s} f_{yd} (\cot \alpha + \cot \theta) \sin \alpha \quad (4.6)$$

dove  $\alpha = 45^\circ$  è l'inclinazione del piegato,  $A_p/s = A_p/(h - 2c)$  è il rapporto equivalente fra l'area del piegato e il passo dato dal rapporto fra l'area del piegato e l'altezza utile della sezione (  $h$  altezza della sezione e  $c$  è il copriferro),  $d$  è l'atezza utile della sezione e  $\theta$  è l'inclinazione delle bielle di calcestruzzo.

Questo contributo non è stato considerato nella formula del taglio ciclico perché il piegato agisce soltanto per una direzione della forza sismica. Nella formula del taglio ciclico (2.37)

il termine  $\mu_{\Delta pl}$  è stato considerato in tutte le verifiche eseguite pari ad 1, in accordo a quanto prescritto nell'Eurocodice [3], perché la verifica viene condotta fino alla prima plasticizzazione che si manifesta nella struttura.

#### 4.7.1 Verifiche dei telai in direzione x

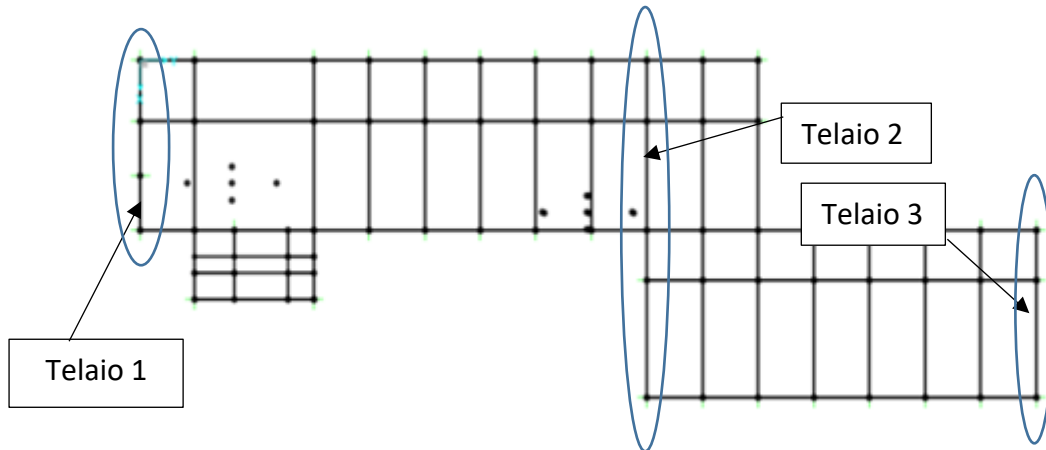


Figura 4-28 – Telai verificati in direzione x.

I telai verificati in direzione x sono quelli indicati in Figura 4-28: per ogni elemento strutturale del telaio in esame è stata eseguita la verifica ad ogni step di carico del caso di spinta POX\_e\_massa fino allo step per il quale si verifica la rottura della prima cerniera plastica: in questo caso le verifiche sono state eseguite fino allo step 12.

#### TELAIO 1

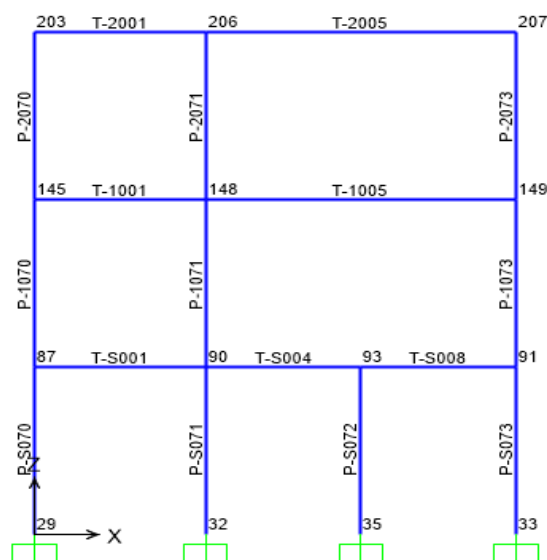


Figura 4-29 – Telaio 1 (Y=0).

In questo telaio le travi sono tutte calate con sezione 20x60 cm e i pilastri sono orientati con l'asse forte in y, quindi in questo caso la sezione dei pilastri è 20x60 cm: le armature di travi e pilastri sono riportate nelle tabelle al Paragrafo 4.2.2.2.

Per le travi e i pilastri, le verifiche sono state ampiamente soddisfatte per tutti gli step esaminati: nel caso delle travi non è stata considerata la formula del taglio ciclico in quanto fino allo step 12 l'andamento del diagramma del taglio è rimasto sempre nella forma lineare, quindi con un'azione prevalente da parte dei carichi gravitazionali (Figura 4-30).

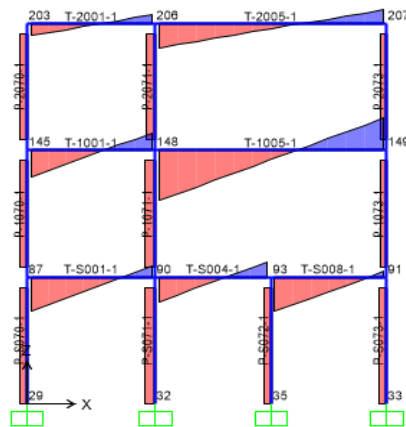


Figura 4-30 – Step 12: nelle travi non si verifica la condizione di taglio ciclico.

A titolo esplicativo si riportano le verifiche per lo step 12:

PILASTRO	STEP 12		Teta Fisso				Teta Variabile				EC8	
		[kN]	$V_{rsd}$ [kN]	$V_{rcd}$ [kN]	$V_r$ [kN]	$V_{ed} < V_r$	$V_{rsd}$ [kN]	$V_{rcd}$ [kN]	$V_r$ [kN]	$V_{ed} < V_r$	$V_r$ [kN]	$V_{ed} < V_r$
P-S070	$V_{22}(M_{33})$	10.547	14.90	190.24	14.90	SI	37.25	131.19	37.25	SI	25.61	SI
	$V_{33}(M_{22})$	22.151	53.35	227.06	53.35	SI	133.39	156.59	133.39	SI	87.37	SI
P-S071	$V_{22}(M_{33})$	13.576	14.90	205.04	14.90	SI	37.25	141.40	37.25	SI	27.17	SI
	$V_{33}(M_{22})$	27.123	53.35	244.72	53.35	SI	133.39	168.76	133.39	SI	93.79	SI
P-S072	$V_{22}(M_{33})$	9.446	14.90	178.27	14.90	SI	37.25	122.94	37.25	SI	24.09	SI
	$V_{33}(M_{22})$	6.961	53.35	212.78	53.35	SI	133.39	146.74	133.39	SI	82.37	SI
P-S073	$V_{22}(M_{33})$	10.758	14.90	195.50	14.90	SI	37.25	134.82	37.25	SI	26.12	SI
	$V_{33}(M_{22})$	6.585	53.35	233.33	53.35	SI	133.39	160.91	133.39	SI	89.16	SI
P-1070	$V_{22}(M_{33})$	9.4	14.90	178.41	14.90	SI	37.25	123.03	37.25	SI	24.11	SI
	$V_{33}(M_{22})$	4.794	53.35	212.94	53.35	SI	133.39	146.85	133.39	SI	82.43	SI
P-1071	$V_{22}(M_{33})$	13.135	14.90	201.03	14.90	SI	37.25	138.63	37.25	SI	26.55	SI
	$V_{33}(M_{22})$	10.168	53.35	239.94	53.35	SI	133.39	165.47	133.39	SI	90.78	SI
P-1073	$V_{22}(M_{33})$	8.595	14.90	187.97	14.90	SI	37.25	129.63	37.25	SI	25.36	SI
	$V_{33}(M_{22})$	5.68	53.35	224.35	53.35	SI	133.39	154.72	133.39	SI	86.52	SI
P-2070	$V_{22}(M_{33})$	9.567	14.90	169.08	14.90	SI	37.25	116.60	37.25	SI	22.57	SI
	$V_{33}(M_{22})$	13.138	53.35	201.81	53.35	SI	133.39	139.17	133.39	SI	77.66	SI
P-2071	$V_{22}(M_{33})$	11.497	14.90	176.77	14.90	SI	37.25	121.90	37.25	SI	23.86	SI
	$V_{33}(M_{22})$	12.042	53.35	210.98	53.35	SI	133.39	145.50	133.39	SI	81.65	SI
P-2073	$V_{22}(M_{33})$	7.892	14.90	173.11	14.90	SI	37.25	119.38	37.25	SI	23.27	SI
	$V_{33}(M_{22})$	12.03	53.35	206.62	53.35	SI	133.39	142.49	133.39	SI	79.82	SI

Tabella 4-26– Verifica dei pilastri allo step 12.

TRAVE	STEP 12	Teta Fisso					Teta Variabile				
	V <sub>22</sub> [kN]	V <sub>rsp</sub> [kN]	V <sub>rsd</sub> [kN]	V <sub>rcd</sub> [kN]	V <sub>r</sub> [kN]	V <sub>ed</sub> < V <sub>r</sub>	V <sub>rsp</sub> [kN]	V <sub>rsd</sub> [kN]	V <sub>rcd</sub> [kN]	V <sub>r</sub> [kN]	V <sub>ed</sub> < V <sub>r</sub>
T-S001	49.676	78.91	40.02	195.78	118.92	SI	136.23	100.05	135.01	135.01	SI
T-S004	36.555	78.91	40.02	195.78	118.92	SI	136.23	100.05	135.01	135.01	SI
T-S008	50.856	78.91	40.02	195.78	118.92	SI	136.23	100.05	135.01	135.01	SI
T-1001	39.561	78.91	40.02	195.78	118.92	SI	136.23	100.05	135.01	135.01	SI
T-1005	74.305	78.91	40.02	195.78	118.92	SI	136.23	100.05	135.01	135.01	SI
T-2001	17.41	78.91	40.02	195.78	118.92	SI	136.23	100.05	135.01	135.01	SI
T-2005	35.701	78.91	40.02	195.78	118.92	SI	136.23	100.05	135.01	135.01	SI

Tabella 4-27 – Verifica delle travi allo step 12.

In questo telaio, essendo perimetrale, la verifica si è resa necessaria per tutti quanti i nodi perché risultano essere non confinati: la direzione non confinata coincide con quella dove effettivamente manca una trave che confluisce nel nodo. La formula utilizzata per il calcolo del taglio agente nei nodi è quella riportata al Paragrafo 2.4.4.2, trascurando, a favore di sicurezza, il contributo del taglio  $V_c$  agente nel pilastro al di sopra del nodo. L'azione orizzontale delle armature longitudinali delle travi che confluiscono nel nodo, nella parte superiore del pannello nodale, è stata calcolata tenendo in considerazione l'andamento del diagramma dei momenti per ogni step: essendo l'azione sismica ciclica, nelle verifiche è sempre stata considerata l'armatura a trazione e laddove non si verificava l'inversione del diagramma dei momenti per la prevalenza dei carichi gravitazionali, si è considerata soltanto l'azione orizzontale generata dall'armatura nella trave più sollecitata perché sede di apertura della cerniera plastica. Lo sforzo assiale considerato nella formula di verifica deriva dallo step di carico in esame. Nei nodi sono state riscontrate criticità già a partire dallo step 1: di seguito si riportano le tabelle che descrivono la geometria dei nodi in esame e le verifiche del primo step per il quale si riscontrano delle criticità. Per la numerazione dei nodi si può far riferimento alla Figura 4-29.

NODO	PILASTRO	TRAVI	DIREZIONE	b <sub>j</sub>	h <sub>cj</sub>	h <sub>wj</sub>	A <sub>j</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>yd</sub>
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
87	P-1070	T-S001	X	30	11	51	330	7.84	283.3333
		T-S002	Y	20	51	51	1020	7.84	283.3333

STEP 1										
NODO			N	V <sub>j</sub>	σ <sub>jc</sub>	0.5f <sub>c</sub>		σ <sub>jt</sub>	0.3f <sub>c</sub> <sup>0.5</sup>	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
87	T-S001	V <sub>jx</sub>	89.785	201.06	7.603269	3.92	non verificato	4.882512	0.84	non verificato
	T-S002	V <sub>iy</sub>	89.785	201.06	2.459881	3.92	verificato	1.579636	0.84	non verificato

Tabella 4-28– Geometria e step di verifica nodo 87.

NODO	PILASTRO	TRAVI	DIREZIONE	b <sub>j</sub>	h <sub>cj</sub>	h <sub>wj</sub>	A <sub>j</sub>	A <sub>j</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>yd</sub>
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
90	P-1071	T-S001	X	30	11	51	330	33000	7.84	283.3333
		T-S004								
		T-S006_2	Y	20	51	51	1020	102000	7.84	283.3333

STEP 1										
NODO			N	V <sub>j</sub>	σ <sub>jc</sub>	0.5fc		σ <sub>jt</sub>	0.3fc <sup>0.5</sup>	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
90	T-S006_2	V <sub>jy</sub>	198.987	201.06	3.17	3.92	verificato	1.22	0.84	non verificato

Tabella 4-29 Geometria e step di verifica nodo 90.

NODO	PILASTRO	TRAVI	DIREZIONE	b <sub>j</sub>	h <sub>cj</sub>	h <sub>wj</sub>	A <sub>j</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>yd</sub>
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
91	P-1073	T-S008	X	30	11	51	330	7.84	283.3333
		T-S009	Y	20	51	51	1020	7.84	283.3333

STEP 1										
NODO			N	V <sub>j</sub>	σ <sub>jc</sub>	0.5fc		σ <sub>jt</sub>	0.3fc <sup>0.5</sup>	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
91	T-S008	V <sub>jk</sub>	136.689	201.06	8.506283	3.92	non verificato	4.364192	0.84	non verificato
	T-S009	V <sub>jy</sub>	136.689	201.06	2.752033	3.92	verificato	1.411944	0.84	non verificato

Tabella 4-30 - Geometria e step di verifica nodo 91.

NODO	PILASTRO	TRAVI	DIREZIONE	b <sub>j</sub>	h <sub>cj</sub>	h <sub>wj</sub>	A <sub>j</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>yd</sub>
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
145	P-2070	T-1001	X	30	11	51	330	7.84	283.3333
		T-1002	Y	20	51	51	1020	7.84	283.3333

STEP 1										
NODO			N	V <sub>j</sub>	σ <sub>jc</sub>	0.5fc		σ <sub>jt</sub>	0.3fc <sup>0.5</sup>	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
145	T-1001	V <sub>jk</sub>	27.643	201.06	6.526081	3.92	non verificato	5.688414	0.84	non verificato
	T-1002	V <sub>jy</sub>	27.643	201.06	2.111379	3.92	verificato	1.840369	0.84	non verificato

Tabella 4-31 - Geometria e step di verifica nodo 145.

NODO	PILASTRO	TRAVI	DIREZIONE	b <sub>j</sub>	h <sub>cj</sub>	h <sub>wj</sub>	A <sub>j</sub>	A <sub>j</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>yd</sub>
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
148	P-2071	T-1001	X	30	11	51	330	33000	7.84	283.3333
		T-1005								
		T-1004	Y	20	51	51	1020	102000	7.84	283.3333

STEP 1										
NODO			N	V <sub>j</sub>	σ <sub>jc</sub>	0.5fc		σ <sub>jt</sub>	0.3fc <sup>0.5</sup>	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
148	T-1004	V <sub>iy</sub>	70.501	201.06	2.35	3.92	verificato	1.66	0.84	non verificato

Tabella 4-32 - Geometria e step di verifica nodo 148.

NODO	PILASTRO	TRAVI	DIREZIONE	b <sub>j</sub>	h <sub>cj</sub>	h <sub>wj</sub>	A <sub>j</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>yd</sub>
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
149	P-2073	T-1005	X	30	11	51	330	7.84	283.3333
		T-1009	Y	20	51	51	1020	7.84	283.3333

STEP 1										
NODO			N	V <sub>j</sub>	σ <sub>jc</sub>	0.5fc		σ <sub>jt</sub>	0.3fc <sup>0.5</sup>	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
149	T-1005	V <sub>ix</sub>	51.272	258.00	8.633632	3.92	non verificato	7.079935	0.84	non verificato
	T-1009	V <sub>iy</sub>	51.272	201.06	2.238514	3.92	verificato	1.735847	0.84	non verificato

Tabella 4-33 - Geometria e step di verifica nodo 149.

NODO	PILASTRO	TRAVI	DIREZIONE	b <sub>j</sub>	h <sub>cj</sub>	h <sub>wj</sub>	A <sub>j</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>yd</sub>
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
203	P-2070	T-2001	X	30	11	51	330	7.84	283.3333
		T-2002	Y	20	51	51	1020	7.84	283.3333

STEP 1										
NODO			N	V <sub>j</sub>	σ <sub>jc</sub>	0.5fc		σ <sub>jt</sub>	0.3fc <sup>0.5</sup>	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
203	T-2001	V <sub>ix</sub>	18.193	201.06	6.374752	3.92	non verificato	5.823449	0.84	non verificato
	T-2002	V <sub>iy</sub>	18.193	201.06	2.06242	3.92	verificato	1.884057	0.84	non verificato

Tabella 4-34 - - Geometria e step di verifica nodo 203.

NODO	PILASTRO	TRAVI	DIREZIONE	b <sub>j</sub>	h <sub>cj</sub>	h <sub>wj</sub>	A <sub>j</sub>	A <sub>j</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>yd</sub>
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
206	P-2071	T-2001	X	30	11	51	330	33000	7.84	283.3333
		T-2005								
		T-2004	Y	20	51	51	1020	102000	7.84	283.3333

STEP 1										
NODO			N	V <sub>j</sub>	σ <sub>jc</sub>	0.5fc		σ <sub>jt</sub>	0.3fc <sup>0.5</sup>	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
206	T-2004	V <sub>iy</sub>	61.051	201.06	2.29	3.92	verificato	1.69	0.84	non verificato

Tabella 4-35 – Geometria e step di verifica nodo 206.

NODO	PILASTRO	TRAVI	DIREZIONE	b <sub>j</sub>	h <sub>cj</sub>	h <sub>wj</sub>	A <sub>j</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>yd</sub>
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
207	P-2073	T-2005	X	30	11	51	330	7.84	283.3333
		T-2009	Y	20	51	51	1020	7.84	283.3333

STEP 1										
NODO			N	V <sub>j</sub>	σ <sub>jc</sub>	0.5f <sub>c</sub>		σ <sub>rt</sub>	0.3f <sub>c</sub> <sup>0.5</sup>	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
207	T-2005	V <sub>x</sub>	41.822	201.06	6.759398	3.92	non verificato	5.492064	0.84	non verificato
	T-2009	V <sub>y</sub>	41.822	201.06	2.186864	3.92	verificato	1.776844	0.84	non verificato

Tabella 4-36 – Geometria e step di verifica del nodo 207.

## TELAIO 2

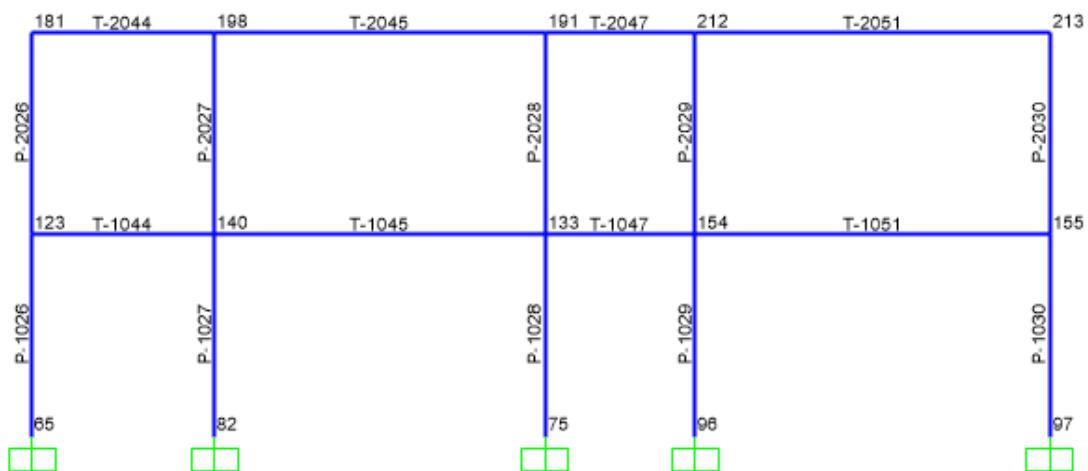


Figura 4-31 – Telaio 2 (Y=31.9 m).

Il telaio 2, rispetto al caso precedente, ha i pilastri orientati con l'asse forte in x, quindi hanno una sezione 60x20 cm, le travi sono tutte calate.

In questo telaio, i pilastri risultano ampiamente verificati, solo in tre pilastri (P-1027, P-1028, P-1029) non risulta soddisfatta la verifica a  $\theta$  fisso ma ai fini della valutazione della capacità si ritiene più significativa la formula del taglio ciclico. Per quanto riguarda le travi, viene riscontrata una criticità nella trave tozza T-1047 a partire dallo step 8, quando viene ad instaurarsi la condizione di taglio ciclico. In questa trave la verifica del taglio ciclico non risulta soddisfatta ed il meccanismo fragile viene ad instaurarsi prima della rottura della prima cerniera plastica per il caso di spinta considerato.



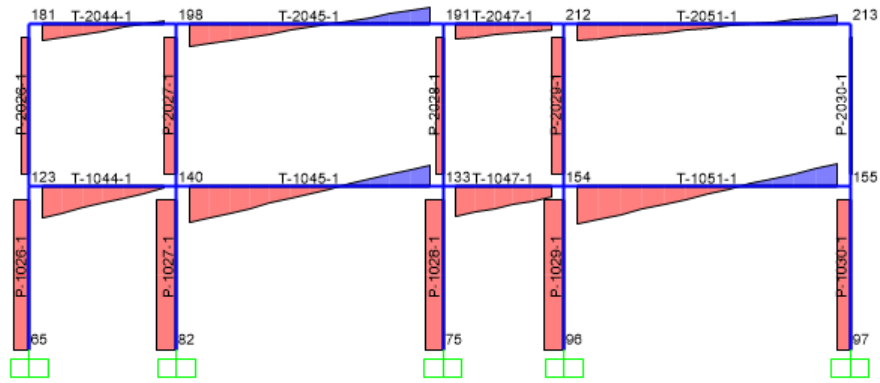


Figura 4-32 – Step 8: taglio ciclico nelle travi T-1047, T-2047.

PILASTRO	STEP 12		Teta Fisso				Teta Variabile				EC8	
		[kN]	$V_{rsd}$ [kN]	$V_{rcd}$ [kN]	$V_r$ [kN]	$V_{ed} < V_r$	$V_{rsd}$ [kN]	$V_{rcd}$ [kN]	$V_r$ [kN]	$V_{ed} < V_r$	$V_r$ [kN]	$V_{ed} < V_r$
P-1026	$V_{22}(M_{33})$	46.3	53.35	223.29	53.35	SI	133.39	153.99	133.39	SI	86.17	SI
	$V_{33}(M_{22})$	6.38	14.90	187.08	14.90	SI	37.25	129.02	37.25	SI	25.26	SI
P-1027	$V_{22}(M_{33})$	60.724	53.35	244.37	53.35	NO	133.39	168.52	133.39	SI	91.71	SI
	$V_{33}(M_{22})$	6.384	14.90	204.74	14.90	SI	37.25	141.19	37.25	SI	26.78	SI
P-1028	$V_{22}(M_{33})$	53.415	53.35	240.99	53.35	NO	133.39	166.19	133.39	SI	91.01	SI
	$V_{33}(M_{22})$	1.124	14.90	201.91	14.90	SI	37.25	139.24	37.25	SI	26.61	SI
P-1029	$V_{22}(M_{33})$	58.304	53.35	233.02	53.35	NO	133.39	160.69	133.39	SI	89.07	SI
	$V_{33}(M_{22})$	3.922	14.90	195.23	14.90	SI	37.25	134.64	37.25	SI	26.10	SI
P-1030	$V_{22}(M_{33})$	41.349	53.35	226.93	53.35	SI	133.39	156.49	133.39	SI	87.33	SI
	$V_{33}(M_{22})$	6.951	14.90	190.13	14.90	SI	37.25	131.12	37.25	SI	25.60	SI
P-2026	$V_{22}(M_{33})$	22.342	53.35	205.47	53.35	SI	133.39	141.69	133.39	SI	79.32	SI
	$V_{33}(M_{22})$	4.554	14.90	172.15	14.90	SI	37.25	118.72	37.25	SI	23.11	SI
P-2027	$V_{22}(M_{33})$	35.164	53.35	215.94	53.35	SI	133.39	148.92	133.39	SI	83.59	SI
	$V_{33}(M_{22})$	0.117	14.90	180.92	14.90	SI	37.25	124.77	37.25	SI	24.47	SI
P-2028	$V_{22}(M_{33})$	21.941	53.35	213.55	53.35	SI	133.39	147.27	133.39	SI	82.68	SI
	$V_{33}(M_{22})$	1.92	14.90	178.92	14.90	SI	37.25	123.39	37.25	SI	24.18	SI
P-2029	$V_{22}(M_{33})$	36.178	53.35	207.23	53.35	SI	133.39	142.91	133.39	SI	80.09	SI
	$V_{33}(M_{22})$	1.045	14.90	173.63	14.90	SI	37.25	119.74	37.25	SI	23.36	SI
P-2030	$V_{22}(M_{33})$	3.273	53.35	205.50	53.35	SI	133.39	141.72	133.39	SI	79.33	SI
	$V_{33}(M_{22})$	4.914	14.90	172.17	14.90	SI	37.25	118.74	37.25	SI	23.11	SI

Tabella 4-37 – Verifica dei pilastri allo step 12.

TRAVE	STEP 8		Teta Fisso				Teta Variabile				EC8		
	$V_{22}$ [kN]	$V_{rsp}$ [kN]	$V_{rsd}$ [kN]	$V_{rcd}$ [kN]	$V_r$ [kN]	$V_{ed} < V_r$	$V_{rsp}$ [kN]	$V_{rsd}$ [kN]	$V_{rcd}$ [kN]	$V_r$ [kN]	$V_{ed} < V_r$	$V_r$ [kN]	$V_{ed} < V_r$
T-1044	70.726	78.91	40.02	195.78	118.92	SI	136.23	100.05	135.01	135.01	SI		
T-1045	82.419	78.91	53.35	195.78	132.26	SI	136.23	133.39	135.01	135.01	SI		
T-1047	68.31	78.91	40.02	195.78	118.92	SI	136.23	100.05	135.01	135.01	SI	66.664723	NO
T-1051	86.376	78.91	40.02	195.78	118.92	SI	136.23	100.05	135.01	135.01	SI		
T-2044	37.824	78.91	40.02	195.78	118.92	SI	136.23	100.05	135.01	135.01	SI		
T-2045	52.188	78.91	53.35	195.78	132.26	SI	136.23	133.39	135.01	135.01	SI		
T-2047	33.391	78.91	40.02	195.78	118.92	SI	136.23	100.05	135.01	135.01	SI	66.664723	SI
T-2051	37.802	78.91	40.02	195.78	118.92	SI	136.23	100.05	135.01	135.01	SI		

Tabella 4-38 – Verifica delle travi allo step 8.

Per la verifica dei nodi è stata seguita la stessa procedura spiegata in precedenza: anche in questo caso si riscontrano delle criticità sin dal primo step di carico.

NODO	PILASTRO	TRAVI	DIREZIONE	b <sub>j</sub>	h <sub>cj</sub>	h <sub>wj</sub>	A <sub>j</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>yd</sub>
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
123	P-2026	T-1044	X	20	51	51	1020	7.84	283.3333
		T-1041	Y	30	11	51	330	7.84	283.3333
		T-1046							

STEP 1										
NODO			N	V <sub>j</sub>	σ <sub>jc</sub>	0.5fc		σ <sub>jt</sub>	0.3fc <sup>0.5</sup>	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
123	T-1044	V <sub>ix</sub>	52.029	201.06	2.242697	3.92	verificato	1.732608908	0.84	non verificato

Tabella 4-39 – Geometria e step di verifica del nodo 123.

NODO	PILASTRO	TRAVI	DIREZIONE	b <sub>j</sub>	h <sub>cj</sub>	h <sub>wj</sub>	A <sub>j</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>yd</sub>
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
154	P-2029	T-1047	X	20	51	51	1020	7.84	283.3333
		T-1051							
		T-1052	Y	40	11	11	440	7.84	283.3333

STEP 1										
NODO			N	V <sub>j</sub>	σ <sub>jc</sub>	0.5fc		σ <sub>jt</sub>	0.3fc <sup>0.5</sup>	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
154	T-1052	V <sub>iy</sub>	55.152	113.88	3.28965	3.92	verificato	2.036196	0.84	non verificato

Tabella 4-40- Geometria e step di verifica del nodo 154.

NODO	PILASTRO	TRAVI	DIREZIONE	b <sub>j</sub>	h <sub>cj</sub>	h <sub>wj</sub>	A <sub>j</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>yd</sub>
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
155	P-2030	T-1051	X	20	51	51	1020	7.84	283.3333
		T-1058	Y	30	11	51	330	7.84	283.3333

STEP 1										
NODO			N	V <sub>j</sub>	σ <sub>jc</sub>	0.5fc		σ <sub>jt</sub>	0.3fc <sup>0.5</sup>	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
155	T-1051	V <sub>ix</sub>	46.054	314.73	3.319639	3.92	verificato	2.868129	0.84	non verificato
	T-1058	V <sub>iy</sub>	46.054	201.06	6.830484	3.92	non verificato	5.434908	0.84	non verificato

Tabella 4-41 – Geometria e step di verifica del nodo 155.

NODO	PILASTRO	TRAVI	DIREZIONE	b <sub>j</sub>	h <sub>cj</sub>	h <sub>wj</sub>	A <sub>j</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>yd</sub>
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
181	P-2026	T-2044	X	20	51	51	1020	7.84	283.3333
		T-2041	Y	30	11	51	330	7.84	283.3333
		T-2046							

STEP 1										
NODO			N	V <sub>j</sub>	σ <sub>jc</sub>	0.5f <sub>c</sub>		σ <sub>jt</sub>	0.3f <sub>c</sub> <sup>0.5</sup>	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
181	T-2044	V <sub>jx</sub>	42.579	201.06	2.190962	3.92	verificato	1.773521	0.84	non verificato

Tabella 4-42 - Geometria e step di verifica del nodo 181.

NODO	PILASTRO	TRAVI	DIREZIONE	b <sub>j</sub>	h <sub>cj</sub>	h <sub>wj</sub>	A <sub>j</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>yd</sub>
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
212	P-2029	T-2047	X	20	51	51	1020	7.84	283.3333
		T-2051							
		T-2052	Y	40	11	11	440	7.84	283.3333

STEP 1										
NODO			N	V <sub>j</sub>	σ <sub>jc</sub>	0.5f <sub>c</sub>		σ <sub>jt</sub>	0.3f <sub>c</sub> <sup>0.5</sup>	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
212	T-2052	V <sub>iy</sub>	45.702	201.06	5.118409	3.92	non verificato	4.079727	0.84	non verificato

Tabella 4-43– Geometria e step di verifica del nodo 212.

NODO	PILASTRO	TRAVI	DIREZIONE	b <sub>j</sub>	h <sub>cj</sub>	h <sub>wj</sub>	A <sub>j</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>yd</sub>
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
213	P-2030	T-2051	X	20	51	51	1020	7.84	283.3333
		T-2058	Y	30	11	51	330	7.84	283.3333

STEP 1										
NODO			N	V <sub>j</sub>	σ <sub>jc</sub>	0.5f <sub>c</sub>		σ <sub>jt</sub>	0.3f <sub>c</sub> <sup>0.5</sup>	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
213	T-2051	V <sub>jx</sub>	36.604	314.73	3.270281	3.92	verificato	2.911418	0.84	non verificato
	T-2058	V <sub>iy</sub>	36.604	201.06	6.672664	3.92	non verificato	5.563452	0.84	non verificato

Tabella 4-44 - Geometria e step di verifica del nodo 213.

## TELAIO 3



Figura 4-33 – Telaio 3 ( $Y=56.4$  m).

Il telaio 3, come il caso precedente, ha i pilastri orientati con l'asse forte in x, quindi hanno una sezione 60x20 cm, le travi sono tutte calate. In questo telaio sia le verifiche per i pilastri che quelle per le travi sono ampiamente soddisfatte: a titolo esplicativo si riporta la verifica effettuata allo step 12. Per le travi non è stata eseguita la verifica con la formula dell'EC8 perché non si è instaurata la condizione di taglio ciclico.

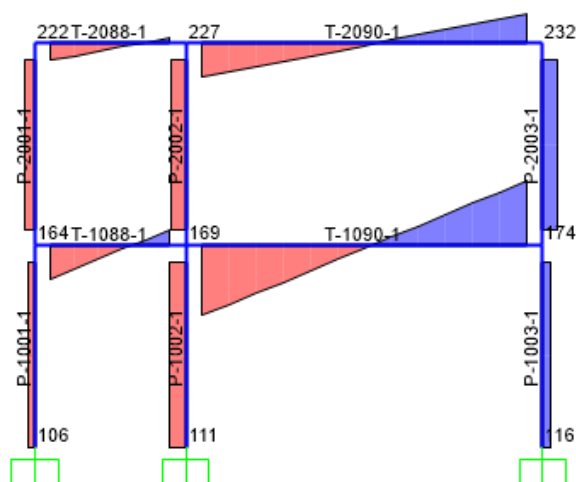


Figura 4-34 – Step 12: nelle travi non si verifica la condizione di taglio ciclico.

PILASTRO	STEP 12		Teta Fisso				Teta Variabile				EC8	
		[kN]	V <sub>rsd</sub> [kN]	V <sub>rcd</sub> [kN]	V <sub>r</sub> [kN]	V <sub>ed</sub> < V <sub>r</sub>	V <sub>rsd</sub> [kN]	V <sub>rcd</sub> [kN]	V <sub>r</sub> [kN]	V <sub>ed</sub> < V <sub>r</sub>	V <sub>r</sub> [kN]	V <sub>ed</sub> < V <sub>r</sub>
P-1001	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	6.613	53.35	212.78	53.35	SI	133.39	146.74	133.39	SI	82.37	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	0.679	14.90	178.27	14.90	SI	37.25	122.94	37.25	SI	24.09	SI
P-1002	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	15.451	53.35	232.88	53.35	SI	133.39	160.60	133.39	SI	89.04	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	3.695	14.90	195.12	14.90	SI	37.25	134.56	37.25	SI	26.09	SI
P-1003	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	7.567	53.35	226.53	53.35	SI	133.39	156.22	133.39	SI	87.21	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	6.665	14.90	189.78	14.90	SI	37.25	130.88	37.25	SI	25.56	SI
P-2001	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	10.07	53.35	201.96	53.35	SI	133.39	139.28	133.39	SI	77.74	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	0.661	14.90	169.21	14.90	SI	37.25	116.69	37.25	SI	22.59	SI
P-2002	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	14.598	53.35	207.95	53.35	SI	133.39	143.41	133.39	SI	80.39	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	0.273	14.90	174.23	14.90	SI	37.25	120.15	37.25	SI	23.46	SI
P-2003	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	13.229	53.35	205.65	53.35	SI	133.39	141.82	133.39	SI	79.40	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	4.566	14.90	172.30	14.90	SI	37.25	118.82	37.25	SI	23.14	SI

Tabella 4-45 – Verifica dei pilastri allo step 12.

TRAVE	STEP 12		Teta Fisso				Teta Variabile				
	V <sub>22</sub> [kN]	V <sub>rsp</sub> [kN]	V <sub>rsd</sub> [kN]	V <sub>rcd</sub> [kN]	V <sub>r</sub> [kN]	V <sub>ed</sub> < V <sub>r</sub>	V <sub>rsp</sub> [kN]	V <sub>rsd</sub> [kN]	V <sub>rcd</sub> [kN]	V <sub>r</sub> [kN]	V <sub>ed</sub> < V <sub>r</sub>
T-1088	30.728	78.91	40.02	195.78	118.92	SI	136.23	100.05	135.01	135.01	SI
T-1090	64.781	78.91	40.02	195.78	118.92	SI	136.23	100.05	135.01	135.01	SI
T-2088	15.894	78.91	40.02	195.78	118.92	SI	136.23	100.05	135.01	135.01	SI
T-2090	30.929	78.91	40.02	195.78	118.92	SI	136.23	100.05	135.01	135.01	SI

Tabella 4-46 – Verifica delle travi allo step 12.

Per la verifica dei nodi è stata seguita la stessa procedura spiegata in precedenza.

NODO	PILASTRO	TRAVI	DIREZIONE	b <sub>j</sub>	h <sub>cj</sub>	h <sub>wj</sub>	A <sub>j</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>yd</sub>
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
164	P-2001	T-1088	X	20	51	51	1020	7.84	283.3333
		T-1086	Y	30	11	51	330	7.84	283.3333

STEP 1										
NODO			N	V <sub>j</sub>	σ <sub>jc</sub>	0.5f <sub>c</sub>		σ <sub>jt</sub>	0.3f <sub>c</sub> <sup>0.5</sup>	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
164	T-1088	V <sub>ix</sub>	28.915	201.06	2.118052	3.92	verificato	1.834571351	0.84	non verificato
	T-1086	V <sub>iy</sub>	28.915	201.06	6.546705	3.92	non verificato	5.670493268	0.84	non verificato

Tabella 4-47 – Geometria e step di verifica del nodo 164.

NODO	PILASTRO	TRAVI	DIREZIONE	b <sub>j</sub>	h <sub>cj</sub>	h <sub>wj</sub>	A <sub>j</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>yd</sub>
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
169	P-2002	T-1088	X	20	51	51	1020	7.84	283.3333
		T-1090							
		T-1087	Y	40	11	11	440	7.84	283.3333

STEP 1										
NODO			N	V <sub>j</sub>	σ <sub>jc</sub>	0.5fc		σ <sub>jt</sub>	0.3fc <sup>0.5</sup>	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
169	T-1087	V <sub>iy</sub>	59.464	113.88	3.350606	3.92	verificato	1.999152	0.84	non verificato

Tabella 4-48 – Geometria e step di verifica del nodo 169.

NODO	PILASTRO	TRAVI	DIREZIONE	b <sub>j</sub>	h <sub>cj</sub>	h <sub>wj</sub>	A <sub>j</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>yd</sub>
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
174	P-2003	T-1090	V <sub>jx</sub>	20	51	51	1020	7.84	283.3333
		T-1089	V <sub>iy</sub>	30	11	51	330	7.84	283.3333

STEP 1										
NODO			N	V <sub>j</sub>	σ <sub>jc</sub>	0.5fc		σ <sub>jt</sub>	0.3fc <sup>0.5</sup>	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
174	T-1088	V <sub>jx</sub>	45.689	314.73	3.317719861	3.92	verificato	2.869788	0.84	non verificato
	T-1086	V <sub>iy</sub>	45.689	201.06	6.824326508	3.92	non verificato	5.439811	0.84	non verificato

Tabella 4-49 - Geometria e step di verifica del nodo 174.

NODO	PILASTRO	TRAVI	DIREZIONE	b <sub>j</sub>	h <sub>cj</sub>	h <sub>wj</sub>	A <sub>j</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>yd</sub>
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
222	P-2001	T-2088	X	20	51	51	1020	7.84	283.3333
		T-2086	Y	30	11	51	330	7.84	283.3333

STEP 1										
NODO			N	V <sub>j</sub>	σ <sub>jc</sub>	0.5fc		σ <sub>jt</sub>	0.3fc <sup>0.5</sup>	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
222	T-2088	V <sub>jx</sub>	19.465	201.06	2.068947	3.92	verificato	1.878114	0.84	non verificato
	T-2086	V <sub>iy</sub>	19.465	201.06	6.394927	3.92	non verificato	5.805078	0.84	non verificato

Tabella 4-50 - Geometria e step di verifica del nodo 222.

NODO	PILASTRO	TRAVI	DIREZIONE	b <sub>j</sub>	h <sub>cj</sub>	h <sub>wj</sub>	A <sub>j</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>yd</sub>
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
227	P-2002	T-2088	X	20	51	51	1020	7.84	283.3333
		T-2090							
		T-1087	Y	40	11	11	440	7.84	283.3333

STEP 1										
NODO			N	V <sub>j</sub>	σ <sub>jc</sub>	0.5f <sub>c</sub>		σ <sub>jt</sub>	0.3f <sub>c</sub> <sup>0.5</sup>	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
227	T-2087	V <sub>iy</sub>	50.014	201.06	5.173199904	3.92	non verificato	4.036518	0.84	non verificato

Tabella 4-51 - Geometria e step di verifica del nodo 227.

NODO	PILASTRO	TRAVI	DIREZIONE	b <sub>j</sub>	h <sub>cj</sub>	h <sub>wj</sub>	A <sub>j</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>yd</sub>
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
232	P-2003	T-2090	V <sub>ix</sub>	20	51	51	1020	7.84	283.3333
		T-2089	V <sub>iy</sub>	30	11	51	330	7.84	283.3333

STEP 1										
NODO			N	V <sub>j</sub>	σ <sub>jc</sub>	0.5f <sub>c</sub>		σ <sub>jt</sub>	0.3f <sub>c</sub> <sup>0.5</sup>	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
232	T-2090	V <sub>ix</sub>	36.239	257.85	2.711798126	3.92	verificato	2.356514	0.84	non verificato
	T-2089	V <sub>iy</sub>	36.239	201.06	6.666635158	3.92	non verificato	5.568484	0.84	non verificato

Tabella 4-52 - Geometria e step di verifica del nodo 232.

#### 4.7.2 Verifiche dei telai in direzione y

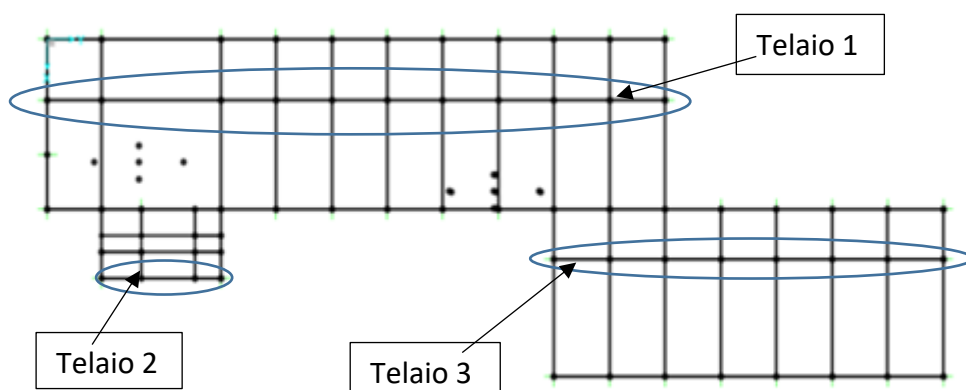


Figura 4-35 – Telai verificati in direzione Y.

I telai verificati in direzione x sono quelli indicati in Figura 4-35: per ogni elemento strutturale del telaio in esame è stata eseguita la verifica ad ogni step di carico del caso di spinta POY+\_e-\_massa fino allo step per il quale si verifica la rottura della prima cerniera plastica: in questo caso le verifiche sono state eseguite fino allo step 12.

#### TELAIO 1

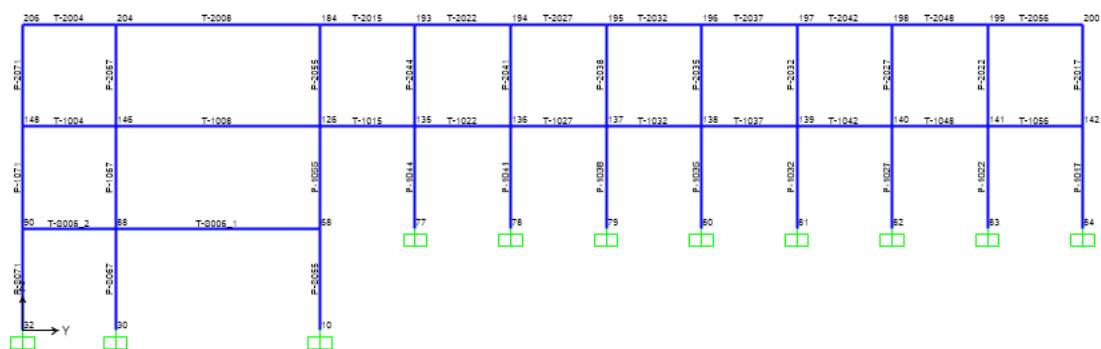


Figura 4-36 – Telaio 1 (X=3.4)

Il telaio 1 è composto da pilastri orientati diversamente per una porzione del telaio: la parte con il piano seminterrato presenta i pilastri con asse forte in direzione y quindi hanno una sezione 20x60 cm, nell'altra parte le sezioni hanno l'asse forte in direzione x quindi hanno sezione 60x20 cm. In questo caso, essendo un telaio interno non ci sono travi calate ma travi a spessore 20x30 cm. Per le travi e i pilastri le verifiche sono soddisfatte.



PILASTRO	STEP 12		Teta Fisso				Teta Variabile				EC8	
		[kN]	V <sub>rsd</sub> [kN]	V <sub>rcd</sub> [kN]	V <sub>r</sub> [kN]	V <sub>ed</sub> < V <sub>r</sub>	V <sub>rsd</sub> [kN]	V <sub>rcd</sub> [kN]	V <sub>r</sub> [kN]	V <sub>ed</sub> < V <sub>r</sub>	V <sub>r</sub> [kN]	V <sub>ed</sub> < V <sub>r</sub>
P-1017	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	4.038	53.35	232.81	53.35	SI	133.39	160.55	133.39	SI	89.02	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	10.869	14.90	195.05	14.90	SI	37.25	134.51	37.25	SI	26.08	SI
P-1022	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	5.856	53.35367	244.3227	53.35367	SI	133.3937	168.4897	133.3937	SI	91.69906	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	12.009	14.90057	204.7028	14.90057	SI	37.25409	141.167	37.25409	SI	26.77852	SI
P-1027	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	7.193	53.35367	244.3689	53.35367	SI	133.3937	168.5215	133.3937	SI	91.70814	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	12.108	14.90057	204.7415	14.90057	SI	37.25409	141.1937	37.25409	SI	26.78064	SI
P-1032	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	8.569	53.35367	244.6577	53.35367	SI	133.3937	168.7208	133.3937	SI	91.76462	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	12.185	14.90057	204.9835	14.90057	SI	37.25409	141.3606	37.25409	SI	26.79377	SI
P-1035	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	9.92	53.35367	244.6344	53.35367	SI	133.3937	168.7047	133.3937	SI	91.76008	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	12.18	14.90057	204.964	14.90057	SI	37.25409	141.3472	37.25409	SI	26.79272	SI
P-1038	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	11.277	53.35367	244.6301	53.35367	SI	133.3937	168.7017	133.3937	SI	91.75923	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	12.181	14.90057	204.9603	14.90057	SI	37.25409	141.3446	37.25409	SI	26.79252	SI
P-1041	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	12.635	53.35367	244.5308	53.35367	SI	133.3937	168.6332	133.3937	SI	91.73986	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	12.164	14.90057	204.8771	14.90057	SI	37.25409	141.2873	37.25409	SI	26.78803	SI
P-1044	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	14.04	53.35367	244.7203	53.35367	SI	133.3937	168.7639	133.3937	SI	91.84956	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	12.279	14.90057	205.0359	14.90057	SI	37.25409	141.3968	37.25409	SI	26.81335	SI
P-1055	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	9.564	14.90057	205.0359	14.90057	SI	37.25409	141.3968	37.25409	SI	27.08322	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	23.833	53.35367	244.7203	53.35367	SI	133.3937	168.7639	133.3937	SI	94.74924	SI
P-1067	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	9.354	14.90057	205.0359	14.90057	SI	37.25409	141.3968	37.25409	SI	27.14239	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	43.511	53.35367	244.7203	53.35367	SI	133.3937	168.7639	133.3937	SI	94.66503	SI
P-1071	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	2.932	14.90057	201.0292	14.90057	SI	37.25409	138.6337	37.25409	SI	26.55319	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	27.353	53.35367	239.9381	53.35367	SI	133.3937	165.466	133.3937	SI	90.7762	SI
P-2017	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	7.094	53.35367	208.1351	53.35367	SI	133.3937	143.5341	133.3937	SI	80.47127	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	2.084	14.90057	174.3835	14.90057	SI	37.25409	120.2583	37.25409	SI	23.4821	SI
P-2022	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	9.323	53.35367	215.9213	53.35367	SI	133.3937	148.9035	133.3937	SI	83.58093	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	2.808	14.90057	180.907	14.90057	SI	37.25409	124.757	37.25409	SI	24.46742	SI
P-2027	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	9.276	53.35367	215.9427	53.35367	SI	133.3937	148.9183	133.3937	SI	83.58896	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	3.668	14.90057	180.925	14.90057	SI	37.25409	124.7694	37.25409	SI	24.46992	SI
P-2032	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	9.604	53.35367	216.1213	53.35367	SI	133.3937	149.0415	133.3937	SI	83.65579	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	3.955	14.90057	181.0746	14.90057	SI	37.25409	124.8726	37.25409	SI	24.49073	SI
P-2035	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	9.506	53.35367	216.1186	53.35367	SI	133.3937	149.0396	133.3937	SI	83.65478	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	3.928	14.90057	181.0723	14.90057	SI	37.25409	124.871	37.25409	SI	24.49042	SI
P-2038	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	9.338	53.35367	216.1248	53.35367	SI	133.3937	149.0439	133.3937	SI	83.65712	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	3.932	14.90057	181.0776	14.90057	SI	37.25409	124.8746	37.25409	SI	24.49114	SI
P-2041	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	9.226	53.35367	216.0722	53.35367	SI	133.3937	149.0076	133.3937	SI	83.63743	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	3.9	14.90057	181.0335	14.90057	SI	37.25409	124.8442	37.25409	SI	24.48482	SI
P-2044	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	9.067	53.35367	216.3729	53.35367	SI	133.3937	149.215	133.3937	SI	83.74963	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	4.29	14.90057	181.2854	14.90057	SI	37.25409	125.018	37.25409	SI	24.51992	SI
P-2055	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	6.599	14.90057	190.4075	14.90057	SI	37.25409	131.3087	37.25409	SI	25.63165	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	27.786	53.35367	227.2606	53.35367	SI	133.3937	156.7233	133.3937	SI	87.42916	SI
P-2067	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	6.432	14.90057	189.7023	14.90057	SI	37.25409	130.8224	37.25409	SI	25.55626	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	34.098	53.35367	226.4189	53.35367	SI	133.3937	156.1429	133.3937	SI	87.17125	SI
P-2071	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	4.627	14.90057	176.7691	14.90057	SI	37.25409	121.9034	37.25409	SI	23.85998	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	22.424	53.35367	210.9825	53.35367	SI	133.3937	145.4976	133.3937	SI	81.65258	SI
P-S055	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	2.974	14.90057	179.6017	14.90057	SI	37.25409	123.8569	37.25409	SI	24.09138	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	53.804	53.35367	214.3634	53.35367	NO	133.3937	147.8292	133.3937	SI	90.30429	SI
P-S067	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	4.894	14.90057	161.3259	14.90057	SI	37.25409	111.2535	37.25409	SI	23.18244	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	61.699	53.35367	192.5503	53.35367	NO	133.041	133.041	133.041	SI	87.57747	SI
P-S071	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	1.547	14.90057	205.0359	14.90057	SI	37.25409	141.3968	37.25409	SI	27.17168	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	43.974	53.35367	244.7203	53.35367	SI	133.3937	168.7639	133.3937	SI	93.78998	SI

Tabella 4-53– Verifiche pilastri step 12.

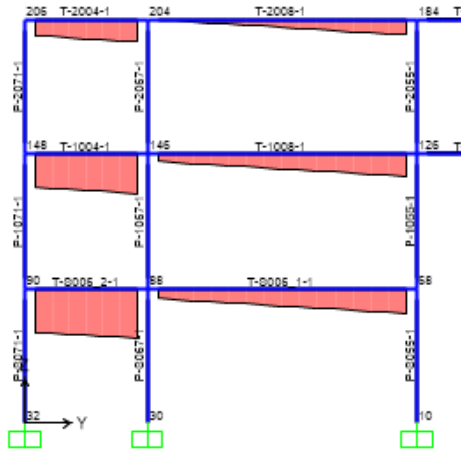


Figura 4-37 – Condizione di taglio ciclico nelle travi T-S006\_2, T-1004, T-2004.

TRAVE	STEP 12	Teta Fisso						Teta Variabile					EC8	
	$V_{22}$ [kN]	$V_{rsp}$ [kN]	$V_{rsd}$ [kN]	$V_{rcd}$ [kN]	$V_r$ [kN]	$V_{ed} < V_r$	$V_{rsp}$ [kN]	$V_{rsd}$ [kN]	$V_{rcd}$ [kN]	$V_r$ [kN]	$V_{ed} < V_r$	$V_r$ [kN]	$V_{ed} < V_r$	
T-1004	54.898	78.91	40.02	195.78	118.92	SI	136.23	100.05	135.01	135.01	SI	62.46296	SI	
T-1008	30.816	78.9056	100.0381	195.7763	178.94	SI	136.2348	170.7705	170.7705	170.77	SI			
T-1015	6.559	102.1702	11.17543	82.01438	82.01	SI	108.6651	27.94057	56.55872	56.56	SI			
T-1022	6.199	102.1702	11.17543	82.01438	82.01	SI	108.6651	27.94057	56.55872	56.56	SI			
T-1027	6.217	102.1702	11.17543	82.01438	82.01	SI	108.6651	27.94057	56.55872	56.56	SI			
T-1032	6.216	102.1702	11.17543	82.01438	82.01	SI	108.6651	27.94057	56.55872	56.56	SI			
T-1037	6.214	102.1702	11.17543	82.01438	82.01	SI	108.6651	27.94057	56.55872	56.56	SI			
T-1042	6.236	102.1702	11.17543	82.01438	82.01	SI	108.6651	27.94057	56.55872	56.56	SI			
T-1048	6.321	102.1702	11.17543	82.01438	82.01	SI	108.6651	27.94057	56.55872	56.56	SI			
T-1056	6.416	102.1702	11.17543	82.01438	82.01	SI	108.6651	27.94057	56.55872	56.56	SI			
T-2004	31.31	78.9056	40.01525	195.7763	118.92	SI	136.2348	100.0453	135.0111	135.01	SI	62.46296	SI	
T-2008	21.483	78.9056	100.0381	195.7763	178.94	SI	136.2348	170.7705	170.7705	170.77	SI			
T-2015	4.859	102.1702	11.17543	82.01438	82.01	SI	108.6651	27.94057	56.55872	56.56	SI			
T-2022	4.452	102.1702	11.17543	82.01438	82.01	SI	108.6651	27.94057	56.55872	56.56	SI			
T-2027	4.496	102.1702	11.17543	82.01438	82.01	SI	108.6651	27.94057	56.55872	56.56	SI			
T-2032	4.49	102.1702	11.17543	82.01438	82.01	SI	108.6651	27.94057	56.55872	56.56	SI			
T-2037	4.49	102.1702	11.17543	82.01438	82.01	SI	108.6651	27.94057	56.55872	56.56	SI			
T-2042	4.494	102.1702	11.17543	82.01438	82.01	SI	108.6651	27.94057	56.55872	56.56	SI			
T-2048	4.564	102.1702	11.17543	82.01438	82.01	SI	108.6651	27.94057	56.55872	56.56	SI			
T-2056	4.628	102.1702	11.17543	82.01438	82.01	SI	108.6651	27.94057	56.55872	56.56	SI			
T-S006_1	34.178	78.9056	66.69209	195.7763	145.60	SI	136.2348	147.1925	147.1925	147.19	SI			
T-S006_2	69.128	78.9056	50.01906	195.7763	128.92	SI	136.2348	125.0566	135.0111	135.01	SI	70.9007	SI	

Tabella 4-54 – Verifica delle travi step 12.

NODO	PILASTRO	TRAVI	DIREZIONE	$b_j$	$h_{c_j}$	$h_{w_j}$	$A_j$	$f_{cd}$	$f_{y_d}$
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
90	P-1071	T-S001	X	30	11	51	330	7.84	283.3333
		T-S004							
		T-S006_2	Y	20	51	51	1020	7.84	283.3333

STEP 1										
NODO			N	$V_j$	$\sigma_{jc}$	0.5f <sub>c</sub>		$\sigma_{jt}$	0.3f <sub>c</sub> <sup>0.5</sup>	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
90	T-S006_2	$V_{jy}$	178.939	201.06	3.034723	3.92	verificato	1.280419	0.84	non verificato

Tabella 4-55 – Geometria e step di verifica nodo 90.

NODO	PILASTRO	TRAVI	DIREZIONE	b <sub>j</sub>	h <sub>cj</sub>	h <sub>wj</sub>	A <sub>j</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>yd</sub>
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
148	P-2071	T-1001	X	30	11	51	330	7.84	283.3333
		T-1005							
		T-1004	Y	20	51	51	1020	7.84	283.3333

STEP 1										
NODO			N	V <sub>j</sub>	σ <sub>jc</sub>	0.5f <sub>c</sub>		σ <sub>jt</sub>	0.3f <sub>c</sub> <sup>0.5</sup>	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
148	T-1004	V <sub>iy</sub>	64.104	201.06	2.310347	3.92	verificato	1.681876	0.84	non verificato

Tabella 4-56 – Geometria e step di verifica del nodo 148.

NODO	PILASTRO	TRAVI	DIREZIONE	b <sub>j</sub>	h <sub>cj</sub>	h <sub>wj</sub>	A <sub>j</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>yd</sub>
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
206	P-2071	T-2001	X	30	11	51	330	7.84	283.3333
		T-2005							
		T-2004	Y	20	51	51	1020	7.84	283.3333

STEP 1										
NODO			N	V <sub>j</sub>	σ <sub>jc</sub>	0.5f <sub>c</sub>		σ <sub>jt</sub>	0.3f <sub>c</sub> <sup>0.5</sup>	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
206	T-2004	V <sub>iy</sub>	0	201.06	1.971222	3.92	verificato	1.971222	0.84	non verificato

Tabella 4-57 – Geometria e step di verifica nodo 206.

NODO	PILASTRO	TRAVI	DIREZIONE	b <sub>j</sub>	h <sub>cj</sub>	h <sub>wj</sub>	A <sub>j</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>yd</sub>
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
142	P-2071	T-1060	V <sub>jx</sub>	20	51	51	1020	7.84	283.3333
		T-1062							
		T-1056	V <sub>iy</sub>	40	11	11	440	7.84	283.3333

STEP 1										
NODO			N	V <sub>j</sub>	σ <sub>jc</sub>	0.5f <sub>c</sub>		σ <sub>jt</sub>	0.3f <sub>c</sub> <sup>0.5</sup>	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
142	T-1056	V <sub>iy</sub>	61.207	113.88	3.375485	3.92	verificato	1.984417	0.84	non verificato

Tabella 4-58 - Geometria e step di verifica nodo 142.

NODO	PILASTRO	TRAVI	DIREZIONE	b <sub>j</sub>	h <sub>cj</sub>	h <sub>wj</sub>	A <sub>j</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>yd</sub>
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
200	P-2071	T-2060	V <sub>jx</sub>	20	51	51	1020	7.84	283.3333
		T-2062							
		T-2056	V <sub>iy</sub>	40	11	11	440	7.84	283.3333

STEP 1										
NODO			N	V <sub>j</sub>	σ <sub>jc</sub>	0.5f <sub>c</sub>		σ <sub>jt</sub>	0.3f <sub>c</sub> <sup>0.5</sup>	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
200	T-2056	V <sub>iy</sub>	51.757	201.06	5.195493	3.92	non verificato	4.019198	0.84	non verificato

Tabella 4-59 – Geometria e step di verifica nodo 200.

## TELAIO 2

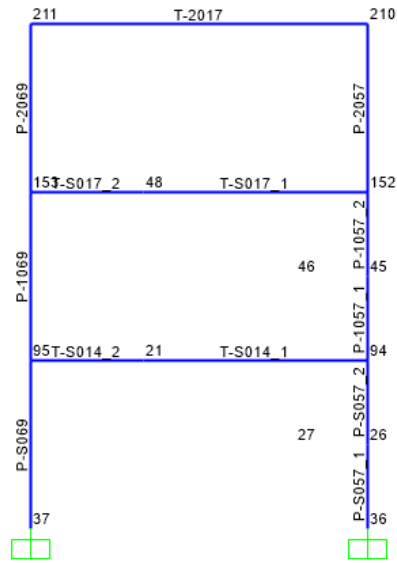


Figura 4-38 – Telaio 2 ( $X=13.45$  m).

In questo telaio, appartenente alla scala, i pilastri sono orientati con asse forte in y e le travi sono calate. In questo caso, ci sono criticità evidente nei pilastri tozzi e nei nodi che risultano non verificati né a compressione né a trazione.

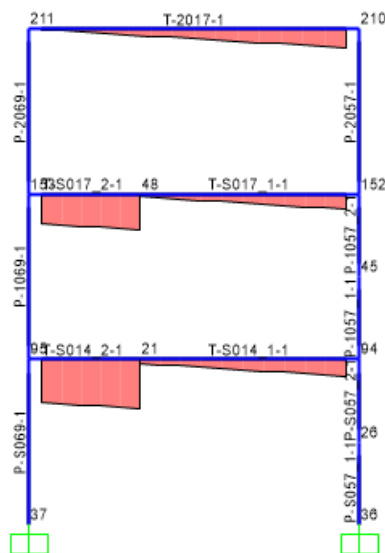


Figura 4-39 – Step 12: condizione di taglio ciclico nelle travi.

PILASTRO	STEP 9		Teta Fisso				Teta Variabile				EC8	
		[kN]	V <sub>rsd</sub> [kN]	V <sub>rcd</sub> [kN]	V <sub>r</sub> [kN]	V <sub>ed</sub> < V <sub>r</sub>	V <sub>rsd</sub> [kN]	V <sub>rcd</sub> [kN]	V <sub>r</sub> [kN]	V <sub>ed</sub> < V <sub>r</sub>	V <sub>r</sub> [kN]	V <sub>ed</sub> < V <sub>r</sub>
P-1057_1	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	4.017	14.90	191.15	14.90	SI	37.25	131.82	37.25	SI	25.71	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	128.652	53.35	228.15	53.35	NO	133.39	157.34	133.39	SI	87.70	NO
P-1057_2	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	19.909	14.90	178.07	14.90	NO	37.25	122.80	37.25	SI	24.06	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	7.519	53.35	212.53	53.35	SI	133.39	146.57	133.39	SI	82.27	SI
P-1069	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	0.88	14.90	186.68	14.90	SI	37.25	128.74	37.25	SI	25.21353	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	28.557	53.35	222.82	53.35	SI	133.39	153.66	133.39	SI	86.01683	SI
P-2057	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	1.938	14.90	171.64	14.90	SI	37.25	118.37	37.25	SI	23.02	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	21.267	53.35	204.86	53.35	SI	133.39	141.28	133.39	SI	79.05	SI
P-2069	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	3.09	14.90	171.69	14.90	SI	37.25	118.40	37.25	SI	23.03	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	15.877	53.35	204.92	53.35	SI	133.39	141.31	133.39	SI	79.07	SI
P-S057_1	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	3.809	14.90	205.04	14.90	SI	37.25	141.40	37.25	SI	27.03	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	131.712	53.35	244.72	53.35	NO	133.39	168.76	133.39	SI	92.86	NO
P-S057_2	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	26.498	14.90	198.36	14.90	NO	37.25409	136.7918	37.25409	SI	26.35923	NO
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	20.551	53.35	236.75	53.35	SI	133.3937	163.2676	133.3937	SI	90.02949	SI
P-S069	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	1.552	14.90	200.54	14.90	SI	37.25409	138.2967	37.25409	SI	26.51961	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	36.469	53.35	239.35	53.35	SI	133.3937	165.0638	133.3937	SI	90.64437	SI

Tabella 4-60 – Verifica dei pilastri step 9.

TRAVE	STEP 12		Teta Fisso				Teta Variabile				EC8		
	V <sub>22</sub> [kN]	V <sub>rsp</sub> [kN]	V <sub>rsd</sub> [kN]	V <sub>rcd</sub> [kN]	V <sub>r</sub> [kN]	V <sub>ed</sub> < V <sub>r</sub>	V <sub>rsp</sub> [kN]	V <sub>rsd</sub> [kN]	V <sub>rcd</sub> [kN]	V <sub>r</sub> [kN]	V <sub>ed</sub> < V <sub>r</sub>	V <sub>r</sub> [kN]	V <sub>ed</sub> < V <sub>r</sub>
T-2017	21.161	78.91	40.02	195.78	118.92	SI	136.23	100.05	135.01	135.01	SI		
T-S014_1	18.678	78.91	40.02	195.78	118.92	SI	136.23	100.05	135.01	135.01	SI		
T-S014_2	55.487	78.91	40.02	195.78	118.92	SI	136.23	100.05	135.01	135.01	SI	68.77	SI
T-S017_1	16.922	78.91	40.02	195.78	118.92	SI	136.23	100.05	135.01	135.01	SI		
T-S017_2	40.008	78.91	40.02	195.78	118.92	SI	136.23	100.05	135.01	135.01	SI	68.77	SI

Tabella 4-61 – Verifica delle travi allo step 12.

NODO	PILASTRO	TRAVI	DIREZIONE	b <sub>j</sub>	h <sub>cj</sub>	h <sub>wj</sub>	A <sub>j</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>yd</sub>
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
95	P-1069	T-S011	X	30	11	51	330	7.84	283.33
		T-S014_2	Y	20	51	51	1020	7.84	283.33

STEP 1										
NODO			N	V <sub>j</sub>	σ <sub>jc</sub>	0.5f <sub>c</sub>		σ <sub>jt</sub>	0.3f <sub>c</sub> <sup>0.5</sup>	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
95	T-S041	V <sub>jx</sub>	116.293	258.00	9.776392	3.92	non verificato	6.252362	0.84	non verificato
	T-S014_2	V <sub>jy</sub>	116.293	201.06	2.62206	3.92	verificato	1.481933	0.84	non verificato

Tabella 4-62 – Geometria e step di verifica nodo 95.

NODO	PILASTRO	TRAVI	DIREZIONE	$b_j$	$h_{c_j}$	$h_{w_j}$	$A_j$	$f_{cd}$	$f_{yd}$
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
153	P-2069	T-1011	X	30	11	51	330	7.84	283.33
		T-S017_2	Y	20	51	51	1020	7.84	283.33

STEP 1										
NODO			N	$V_j$	$\sigma_{jc}$	0.5fc		$\sigma_{jt}$	$0.3fc^{0.5}$	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
153	T-1011	$V_{jx}$	47.236	258.00	8.566669	3.92	non verificato	7.135275	0.84	non verificato
	T-S017_2	$V_{jy}$	47.236	201.06	2.216324	3.92	verificato	1.753226	0.84	non verificato

Tabella 4-63 – Geometria e step di verifica del nodo 153.

NODO	PILASTRO	TRAVI	DIREZIONE	$b_j$	$h_{c_j}$	$h_{w_j}$	$A_j$	$f_{cd}$	$f_{yd}$
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
211	P-2069	T-2011	X	30	11	51	330	7.84	283.33
		T-2017	Y	20	51	51	1020	7.84	283.33

STEP 1										
NODO			N	$V_j$	$\sigma_{jc}$	0.5fc		$\sigma_{jt}$	$0.3fc^{0.5}$	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
211	T-2011	$V_{jx}$	37.786	258.00	8.411732	3.92	non verificato	7.266702	0.84	non verificato
	T-2017	$V_{jy}$	37.786	201.06	2.165131	3.92	verificato	1.79468	0.84	non verificato

Tabella 4-64 – Geometria e step di verifica del nodo 211.

NODO	PILASTRO	TRAVI	DIREZIONE	$b_j$	$h_{c_j}$	$h_{w_j}$	$A_j$	$f_{cd}$	$f_{yd}$
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
210	P-2057	T-2019	X	30	11	51	330	7.84	283.33
		T-2017	Y	20	51	51	1020	7.84	283.33

STEP 1										
NODO			N	$V_j$	$\sigma_{jc}$	0.5fc		$\sigma_{jt}$	$0.3fc^{0.5}$	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
210	T-2019	$V_{jx}$	41.74	201.06	6.758027	3.92	non verificato	5.493179	0.84	non verificato
	T-2017	$V_{jy}$	41.74	201.06	2.186421	3.92	verificato	1.777205	0.84	non verificato

Tabella 4-65 – Geometria e step di verifica del nodo 210.

NODO	PILASTRO	TRAVI	DIREZIONE	$b_j$	$h_{c_j}$	$h_{w_j}$	$A_j$	$f_{cd}$	$f_{yd}$
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
152	P-2057	T-1019	X	30	11	51	330	7.84	283.33
		T-S017_1	Y	20	51	51	1020	7.84	283.33

STEP 1										
NODO			N	V <sub>j</sub>	σ <sub>jc</sub>	0.5fc		σ <sub>jt</sub>	0.3fc <sup>0.5</sup>	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
152	T-1019	V <sub>yx</sub>	51.19	201.06	6.917643	3.92	non verificato	5.366431	0.84	non verificato
	T-S017_1	V <sub>yy</sub>	51.19	201.06	2.238061	3.92	verificato	1.736198	0.84	non verificato

Tabella 4-66 – Geometria e step di verifica del nodo 152.

NODO	PILASTRO	TRAVE	DIREZIONE	b <sub>j</sub>	h <sub>cj</sub>	h <sub>wj</sub>	A <sub>j</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>yd</sub>
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
45	P-1057_2	T-1001_S	X	30	11	51	330	7.84	283.33

STEP 1										
NODO			N	V <sub>j</sub>	σ <sub>jc</sub>	0.5fc		σ <sub>jt</sub>	0.3fc <sup>0.5</sup>	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
45	T-1001_S	V <sub>yx</sub>	91.639	258.00	9.329086	3.92	non verificato	6.552147	0.84	non verificato

Tabella 4-67 – Geometria e step di verifica nodo 45.

NODO	PILASTRO	TRAVI	DIREZIONE	b <sub>j</sub>	h <sub>cj</sub>	h <sub>wj</sub>	A <sub>j</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>yd</sub>
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
94	P-1057_1	T-S015	X	30	11	51	330	7.84	283.33
		T-S014_1	Y	20	51	51	1020	7.84	283.33

STEP 1										
NODO			N	V <sub>j</sub>	σ <sub>jc</sub>	0.5fc		σ <sub>jt</sub>	0.3fc <sup>0.5</sup>	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
94	T-S015	V <sub>yx</sub>	193.992	201.06	9.704062	3.92	non verificato	3.825516	0.84	non verificato
	T-S014_1	V <sub>yy</sub>	193.992	201.06	3.139549	3.92	verificato	1.237667	0.84	non verificato

Tabella 4-68– Geometria e step di verifica nodo 94.

NODO	PILASTRO	TRAVE	DIREZIONE	b <sub>j</sub>	h <sub>cj</sub>	h <sub>wj</sub>	A <sub>j</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>yd</sub>
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
26	P-S057_2	T-S001	X	30	11	51	330	7.84	283.33

STEP 1										
NODO			N	V <sub>j</sub>	σ <sub>jc</sub>	0.5fc		σ <sub>jt</sub>	0.3fc <sup>0.5</sup>	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
26	T-S001	V <sub>yx</sub>	235.985	201.06	10.64005	3.92	non verificato	3.488991	0.84	non verificato

Tabella 4-69– Geometria e step di verifica nodo 26.

## TELAIO 3

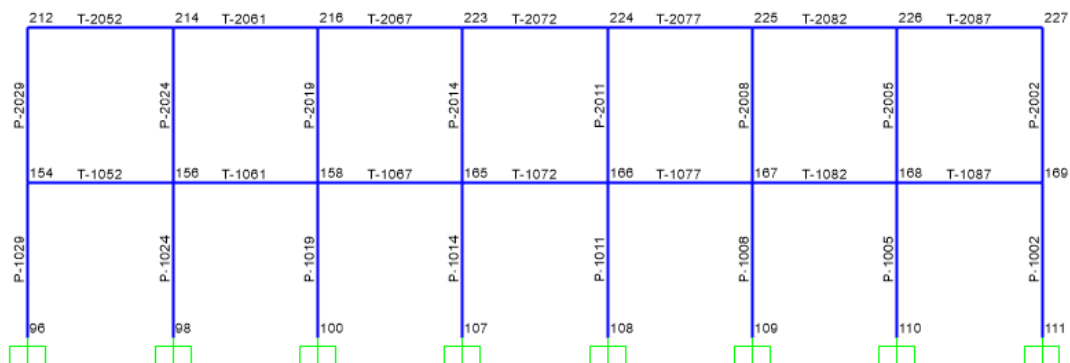


Figura 4-40 – Telaio 3 (X= 18.95 m).

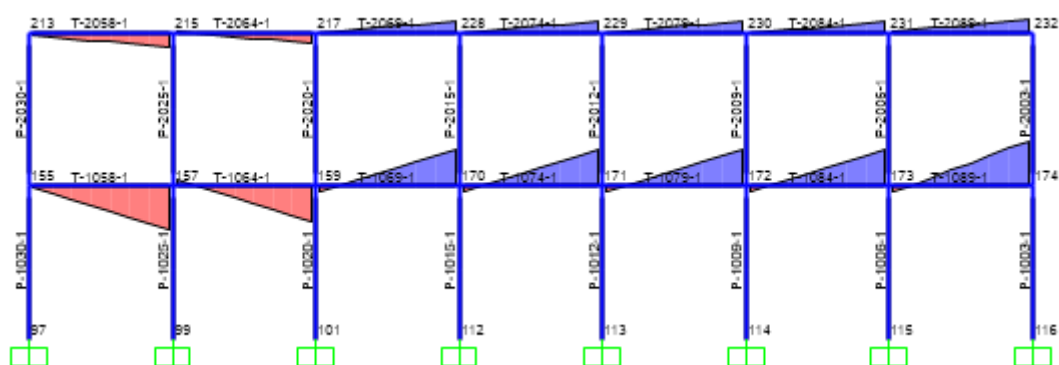


Figura 4-41 – Step 12: non si verifica la condizione di taglio ciclico.

TRAVE	STEP 12	Teta Fisso					Teta Variabile				
	$V_{22}$ [kN]	$V_{rsp}$ [kN]	$V_{rsd}$ [kN]	$V_{rcd}$ [kN]	$V_r$ [kN]	$V_{ed} < V_r$	$V_{rsp}$ [kN]	$V_{rsd}$ [kN]	$V_{rcd}$ [kN]	$V_r$ [kN]	$V_{ed} < V_r$
T-1052	6.468	102.17	11.18	82.01	82.01	SI	108.67	27.94	56.56	56.56	SI
T-1061	6.397	102.17	11.18	82.01	82.01	SI	108.67	27.94	56.56	56.56	SI
T-1067	6.21	102.17	11.18	82.01	82.01	SI	108.67	27.94	56.56	56.56	SI
T-1072	6.154	102.17	11.18	82.01	82.01	SI	108.67	27.94	56.56	56.56	SI
T-1077	6.159	102.17	11.18	82.01	82.01	SI	108.67	27.94	56.56	56.56	SI
T-1082	6.156	102.17	11.18	82.01	82.01	SI	108.67	27.94	56.56	56.56	SI
T-1087	6.257	102.17	11.18	82.01	82.01	SI	108.67	27.94	56.56	56.56	SI
T-2052	4.72	102.17	11.18	82.01	82.01	SI	108.67	27.94	56.56	56.56	SI
T-2061	4.609	102.17	11.18	82.01	82.01	SI	108.67	27.94	56.56	56.56	SI
T-2067	4.45	102.17	11.18	82.01	82.01	SI	108.67	27.94	56.56	56.56	SI
T-2072	4.457	102.17	11.18	82.01	82.01	SI	108.67	27.94	56.56	56.56	SI
T-2077	4.462	102.17	11.18	82.01	82.01	SI	108.67	27.94	56.56	56.56	SI
T-2082	4.456	102.17	11.18	82.01	82.01	SI	108.67	27.94	56.56	56.56	SI
T-2087	4.519	102.17	11.18	82.01	82.01	SI	108.67	27.94	56.56	56.56	SI

Tabella 4-70 – Verica delle travi allo step 12.



PILASTRO	STEP 12		Teta Fisso				Teta Variabile				EC8	
		[kN]	V <sub>rsd</sub> [kN]	V <sub>rcd</sub> [kN]	V <sub>r</sub> [kN]	V <sub>ed</sub> < V <sub>r</sub>	V <sub>rsd</sub> [kN]	V <sub>rcd</sub> [kN]	V <sub>r</sub> [kN]	V <sub>ed</sub> < V <sub>r</sub>	V <sub>r</sub> [kN]	V <sub>ed</sub> < V <sub>r</sub>
P-1002	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	0.378	53.4	232.9	53.4	SI	133	161	133	SI	89.04	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	10.901	14.9	195.1	14.9	SI	37	135	37	SI	26.09	SI
P-1005	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	1.486	53.4	244.6	53.4	SI	133	169	133	SI	91.76	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	12.173	14.9	204.9	14.9	SI	37	141	37	SI	26.79	SI
P-1008	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	2.538	53.4	244.6	53.4	SI	133	169	133	SI	91.74	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	12.161	14.9	204.9	14.9	SI	37	141	37	SI	26.79	SI
P-1011	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	3.695	53.4	244.5	53.4	SI	133	169	133	SI	91.73	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	12.155	14.9	204.9	14.9	SI	37	141	37	SI	26.79	SI
P-1014	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	4.943	53.4	244.6	53.4	SI	133	169	133	SI	91.74	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	12.173	14.9	204.9	14.9	SI	37	141	37	SI	26.79	SI
P-1019	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	6.512	53.4	243.0	53.4	SI	133	168	133	SI	91.44	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	11.912	14.9	203.6	14.9	SI	37	140	37	SI	26.72	SI
P-1024	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	7.623	53.4	242.4	53.4	SI	133	167	133	SI	91.30	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	11.672	14.9	203.1	14.9	SI	37	140	37	SI	26.68	SI
P-1029	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	9.674	53.4	233.0	53.4	SI	133	161	133	SI	89.07	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	10.83	14.9	195.2	14.9	SI	37	135	37	SI	26.10	SI
P-2002	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	11.693	53.4	208.0	53.4	SI	133	143	133	SI	80.39	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	2.521	14.9	174.2	14.9	SI	37	120	37	SI	23.46	SI
P-2005	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	15.389	53.4	216.0	53.4	SI	133	149	133	SI	83.62	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	4.259	14.9	181.0	14.9	SI	37	125	37	SI	24.48	SI
P-2008	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	15.32	53.4	216.0	53.4	SI	133	149	133	SI	83.61	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	4.197	14.9	181.0	14.9	SI	37	125	37	SI	24.48	SI
P-2011	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	15.247	53.4	216.0	53.4	SI	133	149	133	SI	83.61	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	4.196	14.9	181.0	14.9	SI	37	125	37	SI	24.48	SI
P-2014	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	14.852	53.4	216.0	53.4	SI	133	149	133	SI	83.62	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	4.281	14.9	181.0	14.9	SI	37	125	37	SI	24.48	SI
P-2019	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	15.087	53.4	215.8	53.4	SI	133	149	133	SI	83.55	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	3.575	14.9	180.8	14.9	SI	37	125	37	SI	24.46	SI
P-2024	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	14.86	53.4	215.2	53.4	SI	133	148	133	SI	83.31	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	1.777	14.9	180.3	14.9	SI	37	124	37	SI	24.38	SI
P-2029	V <sub>22</sub> (M <sub>33</sub> )	10.946	53.4	207.2	53.4	SI	133	143	133	SI	80.09	SI
	V <sub>33</sub> (M <sub>22</sub> )	1.659	14.9	173.6	14.9	SI	37	120	37	SI	23.36	SI

Tabella 4-71 – Verifica dei pilastri step 12.

NODO	PILASTRO	TRAVE	DIREZIONE	b <sub>j</sub>	h <sub>cj</sub>	h <sub>wj</sub>	A <sub>j</sub>	f <sub>cd</sub>	f <sub>yd</sub>
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
169	P-2002	T-1088	X	20	51	51	1020	7.84	283.3333
		T-1090							
		T-1087	Y	40	11	51	440	7.84	283.3333

STEP 1										
NODO			N	V <sub>j</sub>	σ <sub>jc</sub>	0.5f <sub>c</sub>		σ <sub>jt</sub>	0.3f <sub>c</sub> <sup>0.5</sup>	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
169	T-1087	V <sub>iy</sub>	61.771	113.88	3.383565	3.92	verificato	1.979679	0.84	non verificato

Tabella 4-72 – Geometria e step di verifica nodo 169.

NODO	PILASTRO	TRAVE	DIREZIONE	$b_j$	$h_{cj}$	$h_{wj}$	$A_j$	$f_{cd}$	$f_{yd}$
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
227	P-2002	T-2088	X	20	51	51	1020	7.84	283.3333
		T-2090							
		T-2087	Y	40	11	51	440	7.84	283.3333

STEP 1										
NODO			N	$V_j$	$\sigma_{jc}$	0.5fc		$\sigma_{jt}$	$0.3fc^{0.5}$	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
227	T-2087	$V_{jy}$	52.321	201.06	5.202724868	3.92	non verificato	4.013611	0.84	non verificato

Tabella 4-73 – Geometria e step di verifica nodo 227.

NODO	PILASTRO	TRAVE	DIREZIONE	$b_j$	$h_{cj}$	$h_{wj}$	$A_j$	$f_{cd}$	$f_{yd}$
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
154	P-2029	T-1047	X	20	51	51	1020	7.84	283.3333
		T-1051							
		T-1052	Y	40	11	51	440	7.84	283.3333

STEP 1										
NODO			N	$V_j$	$\sigma_{jc}$	0.5fc		$\sigma_{jt}$	$0.3fc^{0.5}$	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
154	T-1052	$V_{jy}$	58.818	113.88	3.341421	3.92	verificato	2.004647819	0.84	non verificato

Tabella 4-74 – Geometria e step di verifica nodo 154.

NODO	PILASTRO	TRAVE	DIREZIONE	$b_j$	$h_{cj}$	$h_{wj}$	$A_j$	$f_{cd}$	$f_{yd}$
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm <sup>2</sup> ]	[MPa]	[MPa]
212	P-2029	T-2047	X	20	51	51	1020	7.84	283.3333
		T-2051							
		T-2052	Y	40	11	51	440	7.84	283.3333

STEP 1										
NODO			N	$V_j$	$\sigma_{jc}$	0.5fc		$\sigma_{jt}$	$0.3fc^{0.5}$	
			[kN]	[kN]	[Mpa]	[Mpa]		[Mpa]	[Mpa]	
212	T-2052	$V_{jy}$	49.368	201.06	5.164959	3.92	non verificato	4.042959	0.84	non verificato

Tabella 4-75 – Geometria e step di verifica nodo 212.

#### 4.7.3 Interventi per i meccanismi fragili

Sulla base dei risultati ottenuti nella verifica dei meccanismi fragili, vengono proposte le seguenti strategie di intervento locale per incrementare la capacità della struttura:

- per i nodi non confinati sono previste fasciature in CFRP, materiale composito con fibre di carbonio, per incrementare la resistenza a trazione: devono essere quindi applicati dei tessuti quadriassiali a livello del pannello nodale, nella configurazione descritta Figura 4-42. Nei nodi dove non è soddisfatta la verifica a compressione (tutti i nodi d'angolo verificati, quelli della scala e 212, 227, 200) sono previsti ringrossi esterni con armature inghisate nel pilastro (Figura 4-43);

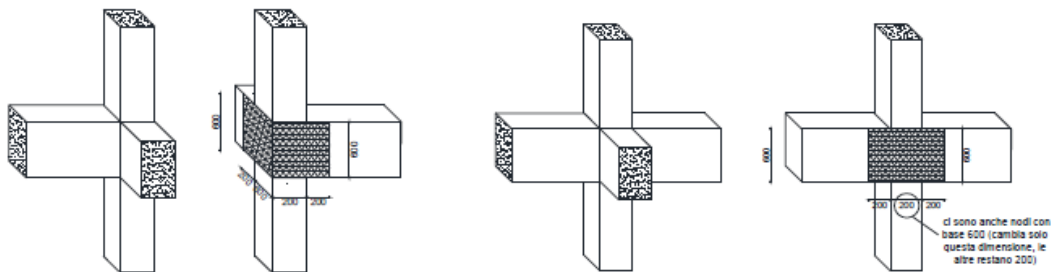


Figura 4-42 – Fasciatura quadriassiale in CFRP dei nodi d'angolo e perimetrali [11].

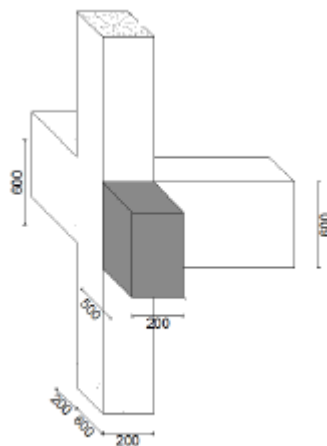
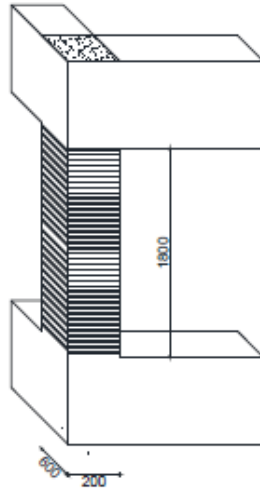


Figura 4-43 – Ringrosso dei nodi [11].

- per i pilastri tozzi (P-S057\_1, P-S057\_2, P-1057\_1) della scala sono previste fasciature in CFRP in avvolgimento per incrementare la resistenza a taglio e il confinamento;



*Figura 4-44 – Avvolgimento completo del pilastro tozzo [11].*

- per le travi tozze (T-1047, T-S006\_2), condizione che si verifica in direzione x e in direzione y quando il pilastro è in direzione forte e l'azione sismica agisce in questa direzione, sono previste delle fasciature in CFRP in completo avvolgimento nelle estremità delle travi, come mostrato in Figura 3-3 e Figura 3-4.

#### 4.8 Progetto dei controventi dissipativi

Allo stato di fatto, l'edificio mostra un accoppiamento roto-traslazionale in direzione  $x$ , un'irregolarità in pianta e in altezza, l'insorgere di alcuni meccanismi fragili nelle travi, nei pilastri e nei nodi. Per poter aumentare la capacità dell'edificio e renderlo in grado di poter soddisfare la domanda in termini di spostamento dettata dall'intensità sismica allo SLV: oltre agli interventi locali, deve essere previsto un intervento di tipo globale volto alla regolarizzazione della risposta sismica dell'edificio in direzione  $x$  e alla dissipazione aggiuntiva dell'energia in ingresso, per poter ridurre le sollecitazioni sugli elementi strutturali. L'intervento globale che risponde a queste esigenze è quello dei controventi dissipativi di tipo BRB, descritti al Paragrafo 3.3.1.2. Con questi controventi, infatti, si riesce a regolarizzare la risposta della struttura in direzione  $x$  e ad abbattere l'energia in ingresso grazie al dispositivo elasto-plastico, il quale, superata la soglia di snervamento incomincia a dissipare energia. L'applicazione di questi controventi si è resa necessaria anche in direzione  $y$ , perché, come mostrato dalle analisi di Push-Over, la struttura non è in grado di soddisfare la domanda nemmeno in questa direzione. La procedura di progetto di questi controventi segue la metodologia proposta da A. Dall'Asta et al. [12]: questo metodo è basato sull'assunzione di una deformata obiettivo del sistema strutturale accoppiato telaio – dispositivi di dissipazione che, nel caso delle strutture con un comportamento plastico regolare, può essere assunta pari alla prima forma modale altrimenti può essere assunta una deformata in grado di regolarizzare il comportamento della struttura. Una volta scelta la deformata obiettivo, il metodo di progetto si basa sull'analisi statica non lineare applicata all'edificio esistente e alla fine viene fornito anche un criterio per poter distribuire i controventi in altezza.

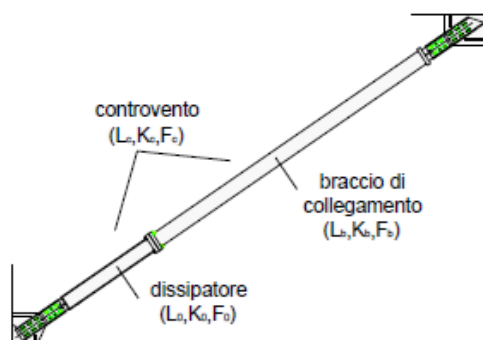


Figura 4-45 – Configurazione del controvento BRB [4].

I sistemi BRB sono caratterizzati da un braccio di collegamento elastico di rigidezza  $K_b$  e lunghezza  $L_b$ , il dispositivo è caratterizzato da una rigidezza  $K_0$ , lunghezza  $L_0$ , duttilità  $\mu_0$  e da una forza di snervamento  $F_0$ : complessivamente questi parametri caratterizzano tutto il controvento in termini di rigidezza  $K_c$ , forza di snervamento  $F_c$  che è assunta pari a  $F_0$  e da una duttilità  $\mu_c$ .  $K_c$  è la rigidezza di tutto il sistema di controventamento e può essere assunta pari a

$$K_c = \frac{K_b K_0}{K_b + K_0} \quad (4.7)$$

dove  $K_b = EA_b/L_b$  è la rigidezza del braccio di collegamento,  $A_b$  è l'area del braccio di collegamento,  $E$  è il modulo elastico dell'acciaio,  $L_b$  è la lunghezza del braccio di collegamento data dalla differenza della lunghezza totale del controvento  $L_c$  e la lunghezza del dispositivo  $L_0$ .

Nella procedura di progetto viene determinato il valore di  $K_c$  e da questo termine possono essere ricavati:

$$K_0 = K_c \frac{\mu_0 - 1}{\mu_c - 1} \quad (4.8)$$

$$K_b = \frac{K_0}{K_0/K_c - 1} \quad (4.9)$$

Dalla deformata obiettivo assunta, vengono determinati i seguenti parametri, con i quali ottenere le proprietà dell'oscillatore equivalente al telaio:

- $U^i$  spostamento del piano i-esimo relativo alla forma modale scelta;
- $u^i = U^i/U^n$  (4.10) spostamento di piano normalizzato rispetto allo spostamento  $U^n$  relativo al piano n-esimo, che coincide con il punto di controllo dell'analisi non lineare;
- $\delta^i = u^i - u^{i-1}$  (4.11) è il drift di piano;
- $m^* = \sum_i m^i u^i$  (4.12) è la massa del sistema equivalente SDOF;

- $\Gamma = m^* / \sum_i m^i (u^i)^2$  (4.13) è il fattore di partecipazione modale;
- $F^i = \omega^2 m^i u^i$  (4.14) forze di inerzia associate al modo di vibrare date dal prodotto di  $m^i$  massa del piano i-esimo,  $u^i$  spostamento normalizzato del piano i-esimo,  $\omega^2$  è la frequenza del modo di vibrare;
- $V^i = V^{i+1} + \omega^2 m^i u^i$  (4.15) taglio del piano i-esimo;
- $K^i = V^i / \delta^i$  (4.16) è la distribuzione della rigidezza lungo i piani del telaio;
- $v^i = V^i / V^1$  (4.17) è il coefficiente di distribuzione del taglio lungo i piani del telaio;
- $k^i = K^i / K^1$  (4.18) è il coefficiente di distribuzione della rigidezza lungo i piani del telaio.

Scelto il caso di spinta dell'analisi non lineare con cui effettuare il progetto, viene ricavata la curva di capacità del telaio: il taglio alla base associato al telaio,  $V_f^1$ , che corrisponde allo spostamento ultimo  $s_u$ , è relativo alla rottura della prima cerniera plastica. La curva di capacità viene prima trasformata nella corrispondente per il sistema equivalente ad un grado di libertà, dividendo il taglio alla base e lo spostamento associato per il fattore di partecipazione modale  $\Gamma$  (eq. 4.13) e successivamente viene bilinearizzata, nelle modalità descritte al Paragrafo 2.3.4. la duttilità associata al sistema elastico-perfettamente plastico associato al sistema è pari a  $\mu_f = s_u / s_y$  (4.19).

Il sistema BRB viene progettato associando anche in questo caso un sistema elastico-perfettamente plastico con forza di snervamento pari a  $V_d^1$ , cioè un taglio alla base di tentativo da affidare ai controventi, e una duttilità pari a  $\mu_d$ : lo spostamento ultimo di questo sistema corrisponde a  $s_u$ , spostamento ultimo del telaio, e lo spostamento di snervamento  $s_y$  viene ricavato facendo il rapporto fra  $s_u$  e la duttilità  $\mu_d$ . Il sistema accoppiato telaio-controventi è ancora un sistema elastico-perfettamente plastico con taglio alla base totale pari a  $V^1 = V_f^1 + V_d^1$  e con le seguenti proprietà:

$$\mu = \frac{\mu_d \mu_f (V_f^1 + V_d^1)}{\mu_d V_f^1 + \mu_f V_d^1} \quad (4.20)$$

$$K_d^1 = \frac{\mu_d V_d^1}{s_u \delta^1} \quad (4.21)$$

Il taglio  $V_d^1$  deve essere determinato per tentativi, finché la curva di capacità associata al sistema accoppiato telaio-controventi non intersechi la curva di domanda in corrispondenza dello spostamento ultimo del telaio.

Il taglio e la rigidezza associati al sistema di controventamento devono essere distribuiti ai vari livelli secondo le seguenti formule:

$$V_d^i = V_d^1 v^i \quad (4.22)$$

$$K_d^i = K_d^1 k^i \quad (4.23)$$

dove  $v^i$  è dato dall'eq. (4.17) e  $k^i$  è dato dall'eq. (4.18).

Calcolata  $L_c$ , la lunghezza totale del controvento e ricavato  $\alpha$ , angolo di inclinazione del controvento, per ogni elevazione, è possibile calcolare:

$$K_c^i = \frac{\frac{K_d^i}{(\cos \alpha)^2}}{n_{controventi}} \quad (4.24)$$

$$F_c^i = \frac{\frac{V_d^i}{\cos \alpha}}{n_{controventi}} \quad (4.25)$$

$$s_{yc} = F_c^i / K_c^i \quad (4.26)$$

dove  $K_c^i$  è la rigidezza del controvento al piano i-esimo,  $F_c^i$  è la forza di snervamento al piano i-esimo,  $s_{yc}$  spostamento corrispondente allo snervamento.

Sulla base di queste formule verranno poi definite la geometria e la rigidezza del braccio di collegamento e per il dispositivo di dissipazione anche la forza di snervamento.



#### 4.8.1 Dimensionamento dei controventi in direzione x

Come mostrato al Paragrafo 4.5, l'edificio in direzione x mostra un accoppiamento roto-traslazionale: si è reso quindi necessario un intervento globale in grado di regolarizzare la risposta sismica in questa direzione. Per rendere l'edificio più rigido torsionalmente sono stati inseriti dei controventi nei telai perimetrali dell'edificio, lontani dal centro delle masse di piano: sono quindi stati posizionati nei telai con posizione  $Y=0$  m e  $Y=56.4$  m, rappresentati con la nomenclatura "Telaio 1" e "Telaio 2" nella Figura 4-46.

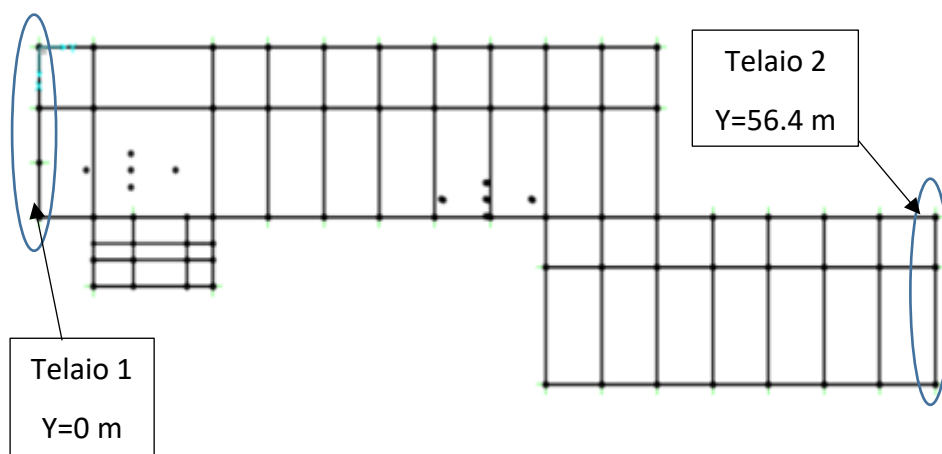


Figura 4-46 – Telai controventati in direzione X.

Per il progetto è stato scelto un caso di spinta dell'analisi statica non lineare: in questa direzione è stato preso in considerazione, quindi, il caso "POX- \_e\_ \_modo".

Seguendo la metodologia di progetto [12], per questo caso la deformata obiettivo che può essere assunta non è quella relativa al modo proprio di vibrare ma è una deformata che tende a regolarizzare il comportamento della struttura.

Piano	m	$U^i$	$u^i$	$\delta^i$	$m^*$
[-]	[kNs <sup>2</sup> /m]	[m]	[-]	[m]	[kNs <sup>2</sup> /m]
$P_{\text{tetto}}$	385.341	0.3	1	0.33	385.34
$P_1$	666.414	0.2	0.67	0.33	444.28
$P_{\text{seminterrato}}$	129.665	0.1	0.33	0.33	43.22

$\Gamma$	$T$	$\omega$
[-]	[s]	[1/s]
1.25	0.29	21.40

Tabella 4-76 – Deformata obiettivo e parametri di calcolo per la curva di capacità.

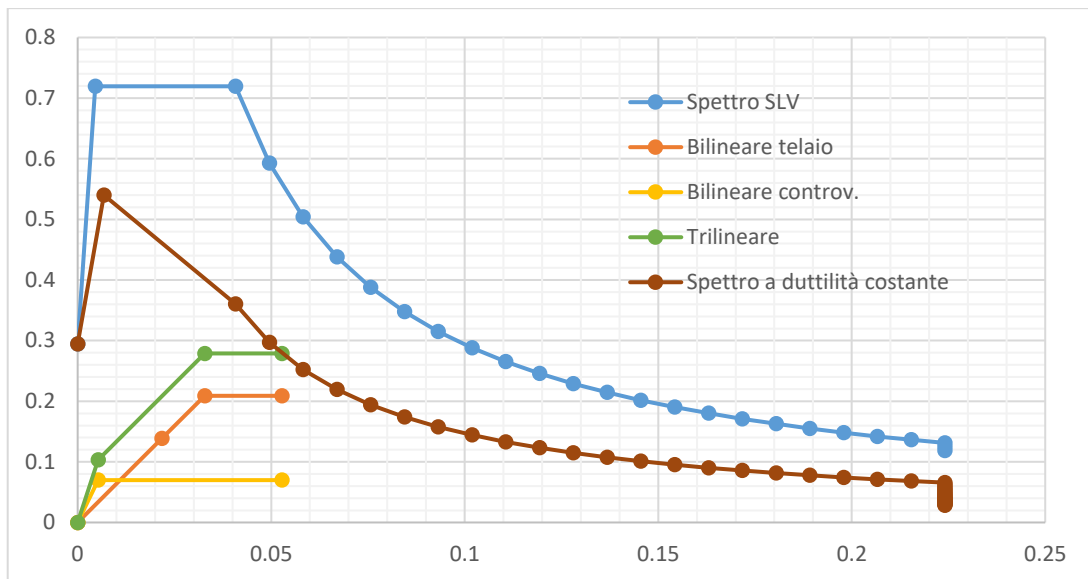


Figura 4-47 – Piano ADRS con progetto dei controventi.

Il progetto dei controventi si basa sulla determinazione del taglio  $V_d^1$ , che viene ricavato iterativamente in modo tale che la somma della bilineare associata ai controventi e quella associata al telaio intersechino lo spettro abbattuto della duttilità come definita nell'eq. (4.20). La somma delle due bilineari porta alla determinazione di una trilineare. La duttilità  $\mu_d$  scelta per i controventi è pari a 10: lo spostamento ultimo assunto per la bilineare dei controventi è pari allo spostamento ultimo del telaio  $d_u^*$ , lo spostamento a snervamento è pari al rapporto fra  $d_u^*$  e il valore della duttilità  $\mu_d$ .

$d_u^*$	$S_d$	C/D	C/D
[m]	[m]	[-]	[%]
0.053	0.068	0.78	78

Tabella 4-77- Risultati caso POX- e\_ modo in termini di spostamento.

$\mu_d$	$d_u$	$d_y$	$V_d^1$
[-]	[m]	[m]	[kN]
10	0.053	0.0053	750

Tabella 4-78 – Parametri della bilineare associata ai controventi.

$\mu_f$	$V_f$	$\mu$
[-]	[kN]	[-]
1.61	2480.06	1.997

Tabella 4-79 – Duttilità del sistema accoppiato telaio-controventi.

Individuato il taglio  $V_d^1$  sono stati dimensionati i controventi e sono stati distribuiti in altezza: i controventi sono stati poi inseriti nel modello, con un'area dimensionata in base al valore  $K_c^i$  (eq. 4.24) e poi associata a un profilo tubolare commerciale, un acciaio scelto S275 e una cerniera plastica di tipo assiale modellata nel programma con un legame costitutivo rigido plastico. Nella cerniera è stato inserito il valore della forza di snervamento  $F_c^i$  (eq. 4.25) e il valore dello spostamento ultimo calcolato sulla base del valore dello spostamento allo snervamento ottenuto con l'eq. 4.26:  $s_{uc} = s_{yc} \mu_d$  (4.27).

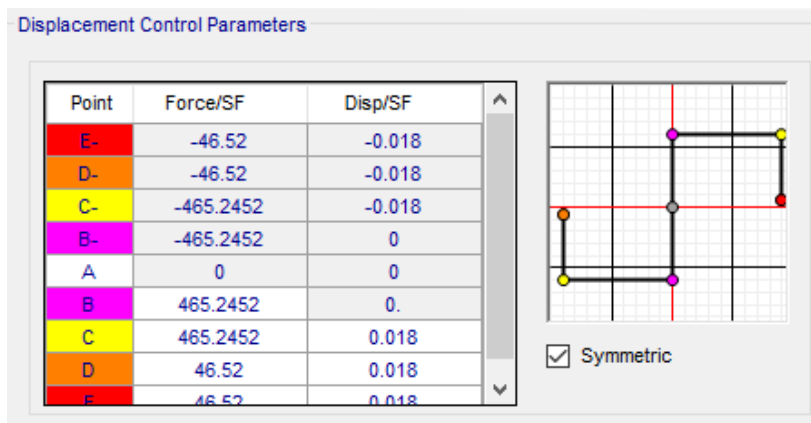


Figura 4-48 – Esempio del legame costitutivo modellato per la cerniera plastica assiale.

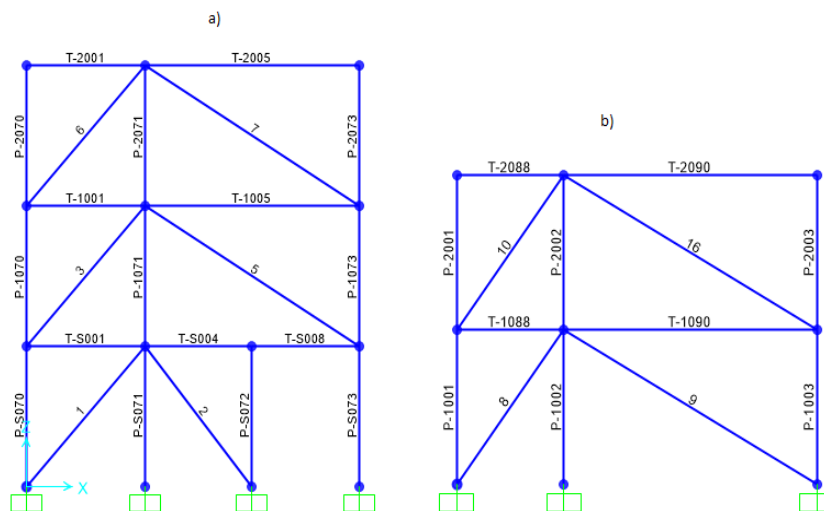


Figura 4-49 – Disposizione dei controventi nel Telaio 1 (a), Telaio 2 (b).

È stata poi lanciata di nuovo l'analisi statica non lineare, nello specifico lo stesso caso con cui è stato condotto il progetto ottenendo i seguenti risultati:

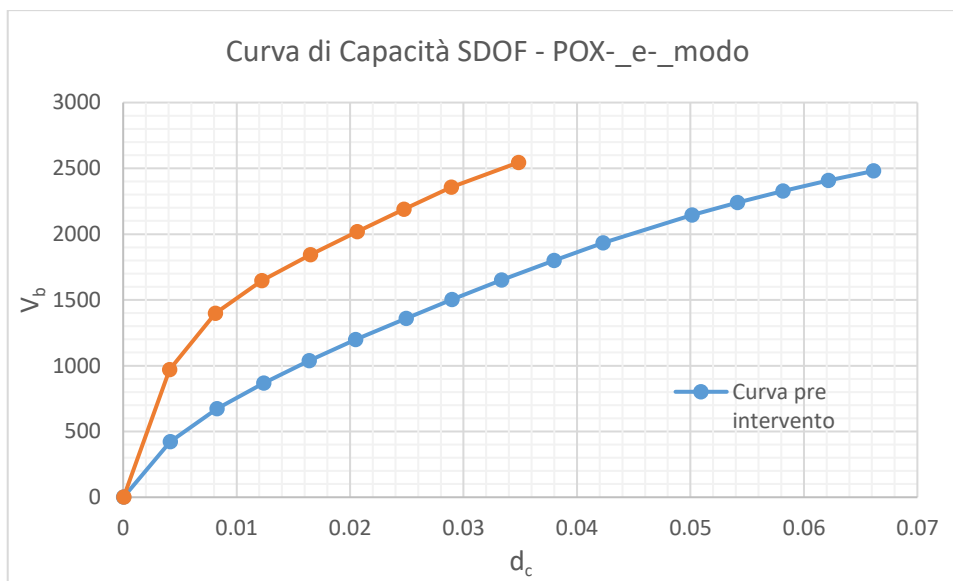


Figura 4-50 – Curva di capacità pre e post intervento MDOF.

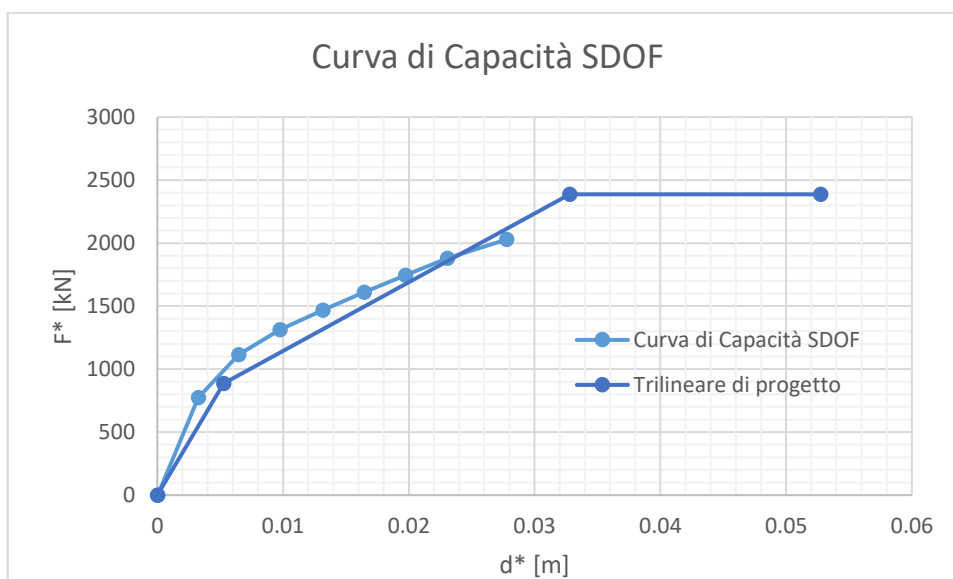


Figura 4-51 – Curva di capacità SDOF e trilineare di progetto.

La procedura di progetto con la deformata scelta non ha permesso di regolarizzare la struttura, come è mostrato in Figura 4-50 e in Figura 4-51.

In direzione x l'edificio, oltre all'irregolarità in pianta, ha anche un'irregolarità in altezza: dalla deformata corrispondente al caso di spinta dell'analisi statica non lineare selezionato per il progetto, è possibile constatare che la formazione delle cerniere plastiche avviene in maniera irregolare, con delle localizzazioni in alcune porzioni dell'edificio piuttosto che in altre. Questo fenomeno è evidente sin dai primi step dell'analisi.

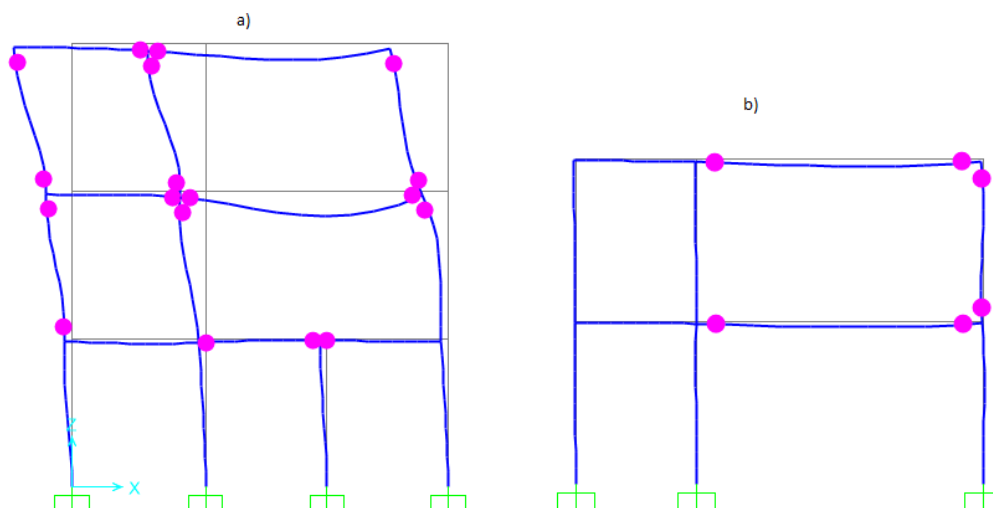


Figura 4-52 – Formazione delle cerniere plastiche allo step 1 del caso POX\_e\_modo: a) Telaio 1, b) Telaio 2.

Come mostrato dalla Figura 4-52, sin dal primo step il telaio 1 mostra una localizzazione delle plasticizzazioni all'ultimo piano, tipo "piano soffice", mentre nel telaio 2 non si verifica questo fenomeno.

Per questo motivo è stato eseguito un nuovo progetto scegliendo una deformata obiettivo diversa, coerente con tale situazione:

Piano	m	$U^i$	$u^i$	$\delta^i$	$m^*$
[-]	[kNs <sup>2</sup> /m]	[m]	[-]	[m]	[kNs <sup>2</sup> /m]
$P_{\text{tetto}}$	385.341	0.0074	1	0.55	385.34
$P_1$	666.414	0.0033	0.45	0.32	297.18
$P_{\text{seminterrato}}$	129.665	0.0009	0.12	0.12	15.77

$\Gamma$	T	$\omega$
[-]	[s]	[1/s]
1.34	0.29	21.40

Tabella 4-80 – Nuova deformata obiettivo e parametri di calcolo per la curva di capacità.

La deformata scelta, in questo caso, deriva dagli spostamenti al primo step del caso di spinta scelto per il progetto: si progettano quindi dei controventi in grado di poter regolarizzare la deformata della struttura evitando la localizzazione delle plasticizzazioni.

Il taglio  $V_d^1$  è identico a quello precedente, come la duttilità  $\mu_d$ :

$d_u^*$	$S_d$	C/D	C/D
[m]	[m]	[-]	[%]
0.0492	0.0679	0.73	73

Tabella 4-81 – Risultati dell'analisi di push-over.

$\mu_d$	$d_u$	$d_y$	$V_d^1$
[-]	[m]	[m]	[kN]
10	0.0492	0.00492	750

Tabella 4-82 – Bilineare equivalente ai controventi.

$\mu_f$	$V_f$	$\mu$
[-]	[kN]	[-]
1.61	2480.061	1.997

Tabella 4-83 – Duttilità del sistema accoppiato telaio-controventi.

Per il progetto dei controventi, in questo caso, si è adottata una soluzione diversa: nel piano seminterrato sono stati inseriti dei controventi elastici che sono stati inseriti sia nel Telaio 1 ma anche in un telaio aggiuntivo così da irrigidire il piano seminterrato e regolarizzare la risposta, come mostrato in Figura 4-53 e in Figura 4-54.

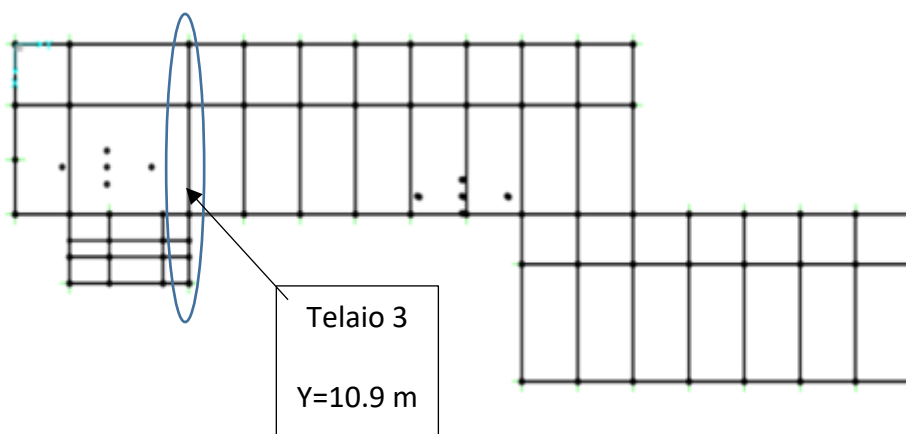


Figura 4-53 – Telaio con controventi elastici al seminterrato (Y=10.9 m).

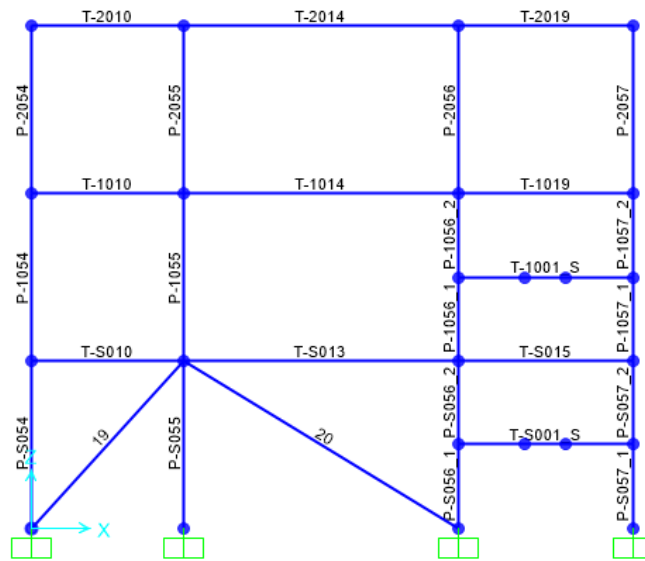


Figura 4-54 – Telaio 3 Y=10.9 con controventi elastici.

Per i piani superiori, invece sono stati adottati controventi BRB con una redistribuzione del taglio  $V_d^i$  (eq. 4.22) e della rigidità  $K_d^i$  (eq. 4.23) pari a  $2/3$  nel Telaio 1 e pari a  $1/3$  nel Telaio 2: è stata adottata questa soluzione perché il Telaio 1 subisce maggiori spostamenti rispetto al Telaio 2. Complessivamente quindi il numero di controventi a cui far riferimento è 4 per ogni piano: 2 controventi saranno dimensionati con i  $2/3$  del taglio di piano e della rigidità, gli altri 2 con  $1/3$ . Inoltre per il calcolo dei parametri  $v^i$  (eq. 4.17) e  $k^i$  (eq. 4.18) sono state considerate due deformate diverse: derivano entrambe dallo step 1 della push over di progetto ma una è relativa al telaio 1 e l'altra è relativa al telaio 2. Per entrambi i casi è stata esclusa la massa del piano seminterrato, dove sono stati previsti dei controventi elastici.

PROGETTO CONTROVENTI Y=0											
Piano	m	$U^i$	$u^i$	$\delta^i$	$m^*$	$\mu u_i^2$	$F^i$	$V^i$	$v^i$	$K_i$	$k_i$
[-]	[kNs <sup>2</sup> /m]	[m]	[-]	[-]	[kNs <sup>2</sup> /m]	[kNs <sup>2</sup> /m]	[kN]	[kN]	[-]	[kN/m]	[-]
P <sub>te</sub>	385.341	0.0074	1	0.55	385.34	385.341	176510.2	176510.2	0.56	318579.4	0.33
P <sub>1</sub>	666.414	0.0033	0.445946	0.32	297.18	132.5283	136129.1	312639.3	1	963971.1	1

PROGETTO CONTROVENTI Y=56.4											
Piano	m	$U^i$	$u^i$	$\delta^i$	$m^*$	$\mu u_i^2$	$F^i$	$V^i$	$v^i$	$K_i$	$k_i$
[-]	[kNs <sup>2</sup> /m]	[m]	[-]	[-]	[kNs <sup>2</sup> /m]	[kNs <sup>2</sup> /m]	[kN]	[kN]	[-]	[kN/m]	[-]
P <sub>te</sub>	385.341	0.0002	1	0.5	385.341	385.341	176510.2	176510.2	0.54	353020.4	0.54
P <sub>1</sub>	666.414	0.0001	0.5	0.5	333.207	166.6035	152629.6	329139.8	1	658279.5	1

Tabella 4-84 – Parametri di redistribuzione del taglio e delle rigidità e drift di piano.

Una volta definiti questi parametri, sono stati calcolati  $K_C^i$ , con il quale è stata poi stabilita l'area del controvento inserito nel modello della struttura,  $K_0^i$  e  $K_b^i$ , definiti dalle eq. (4.8) e (4.9), con i quali è stata calcolata l'area del dispositivo e del braccio di collegamento, imponendo l'uguaglianza fra  $\mu_d$  e  $\mu_c$  e assunto  $\mu_0$  pari a 15.

CONTROVENTI BRB		L	H	L <sub>c</sub>	$\alpha$	cos $\alpha$	K <sub>C</sub>	F <sub>yc</sub>	S <sub>yc</sub>	S <sub>uc</sub>
		[m]	[m]	[m]	[rad]	[-]	[kN/m]	[kN]	[m]	[m]
P <sub>tetto</sub>	Telaio Y=56.4	2.8	3.75	4.68	0.93	0.60	56632.09	112.04	0.0020	0.02
		6.6	3.75	7.59	0.52	0.87	26815.70	77.10	0.0029	0.03
	Telaio Y=0	6.15	3.75	7.20	0.55	0.85	52839.81	165.31	0.0031	0.03
		3.4	3.75	5.06	0.83	0.67	85375.51	210.13	0.0025	0.02
P <sub>1</sub>	Telaio Y=56.4	2.8	3.75	4.68	0.93	0.60	105602.24	208.93	0.0020	0.02
		6.6	3.75	7.59	0.52	0.87	50003.42	143.77	0.0029	0.03
	Telaio Y=0	6.15	3.75	7.20	0.55	0.85	159884.95	292.81	0.0018	0.02
		3.4	3.75	5.06	0.83	0.67	258332.87	372.20	0.0014	0.01

Tabella 4-85 – Determinazione del K<sub>C</sub> e della F<sub>yc</sub> per ogni controvento.

CONTROVENTI BRB (geometria del braccio elastico e del dispositivo)		$\mu_d = \mu_c$	$\mu_0$	K <sub>C</sub>	K <sub>0</sub> <sup>i</sup>	K <sub>b</sub> <sup>i</sup>	A <sub>b</sub>	A <sub>0</sub>
		[-]	[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]
P <sub>tetto</sub>	Telaio Y=56.4	10	15	56632.09	88094.36	158569.8	3533.85	1963.25
		10	15	26815.70	41713.31	75083.97	2714.088	1507.827
	Telaio Y=0	10	15	52839.81	82195.26	147951.5	5074.823	2819.346
		10	15	85375.51	132806.3	239051.4	5762.127	3201.181
P <sub>1</sub>	Telaio Y=56.4	10	15	105602.24	164270.2	295686.3	6589.595	3660.886
		10	15	50003.42	77783.1	140009.6	5060.979	2811.655
	Telaio Y=0	10	15	159884.95	248709.9	447677.9	15355.62	8530.898
		10	15	258332.87	401851.1	723332	17435.29	9686.272

Tabella 4-86 – Determinazione della geometria del braccio di collegamento elastico e del dispositivo.

BRB	Telaio	L <sub>c</sub>	A <sub>c</sub>	A <sub>c</sub>	D	t	A	A>A <sub>c</sub>	K <sub>c,ric</sub>	K <sub>c,ric</sub> /K <sub>C</sub>
	[m]	[m]	[mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	[cm <sup>2</sup> ]		[kN/m]	[-]
P <sub>tetto</sub>	Y=56.4	4.68	1262.09	12.62	101.6	4.5	13.73	ok	61596.2	1.088
		7.59	969.32	9.69	101.6	3.5	10.79	ok	29840.8	1.113
	Y=0	7.20	1812.44	18.12	101.6	6.3	18.86	ok	54989.7	1.041
		5.06	2057.90	20.58	101.6	7	20.80	ok	86307.3	1.011
P <sub>1</sub>	Y=56.4	4.68	2353.43	23.53	193.7	4	23.84	ok	106967.0	1.013
		7.59	1807.49	18.07	193.7	3.5	20.91	ok	57856.4	1.157
	Y=0	7.20	5484.15	54.84	193.7	10	57.71	ok	168250.9	1.052
		5.06	6226.89	62.27	193.7	11	63.14	ok	261932.7	1.014

Tabella 4-87 – Definizione delle aree legate alla K<sub>C</sub>, rigidità complessiva del controvento.

I controventi sono stati poi modellati nella struttura con le modalità esposte precedentemente: controvento con sezione relativa ai profili tubolari commerciali con un



acciaio scelto di tipo S275 e modellazione delle cerniere plastiche assiali con legame costitutivo rigido plastico.

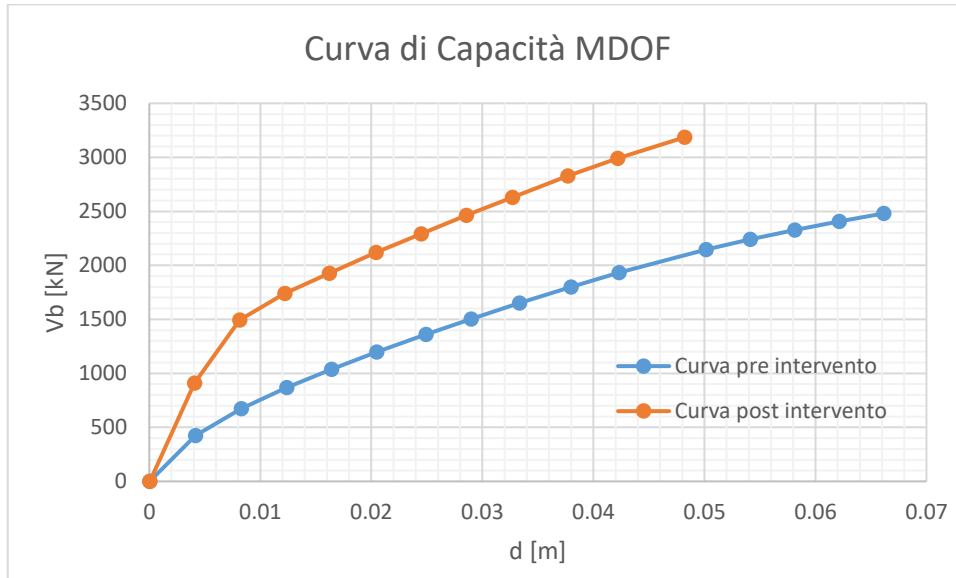


Figura 4-55 – Curve di push over pre e post intervento.

Anche in questo caso, l'analisi statica non lineare post intervento non risulta soddisfacente: la plasticizzazione prematura dei controventi impedisce alla curva di raggiungere lo spostamento ultimo di progetto.

Per ottenere dei risultati soddisfacenti, è stato applicato un coefficiente di sicurezza pari a 1.25 alle forze di snervamento dei controventi BRB del telaio 1: in questo modo la verifica risulta soddisfatta.

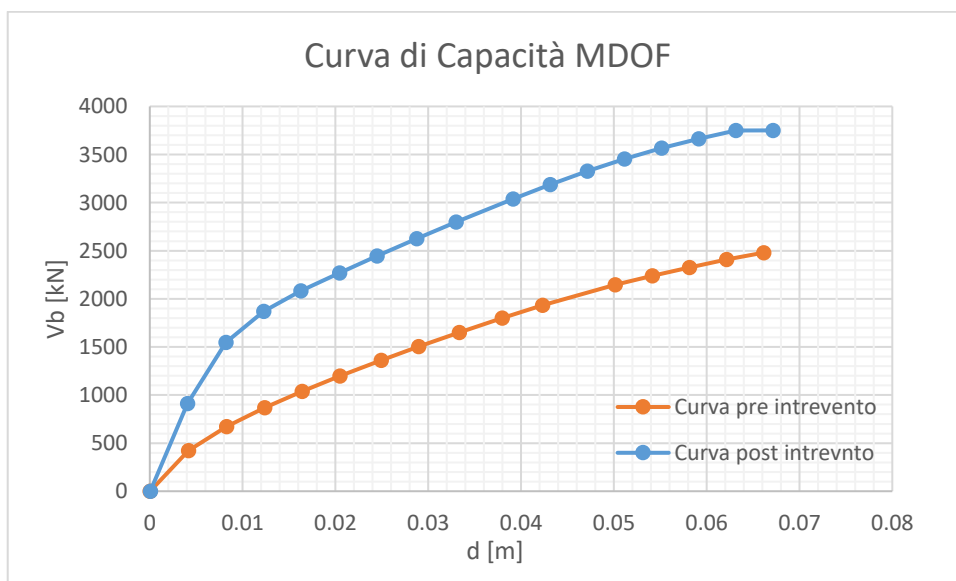


Figura 4-56 – Curva di capacità con coefficiente di sicurezza.

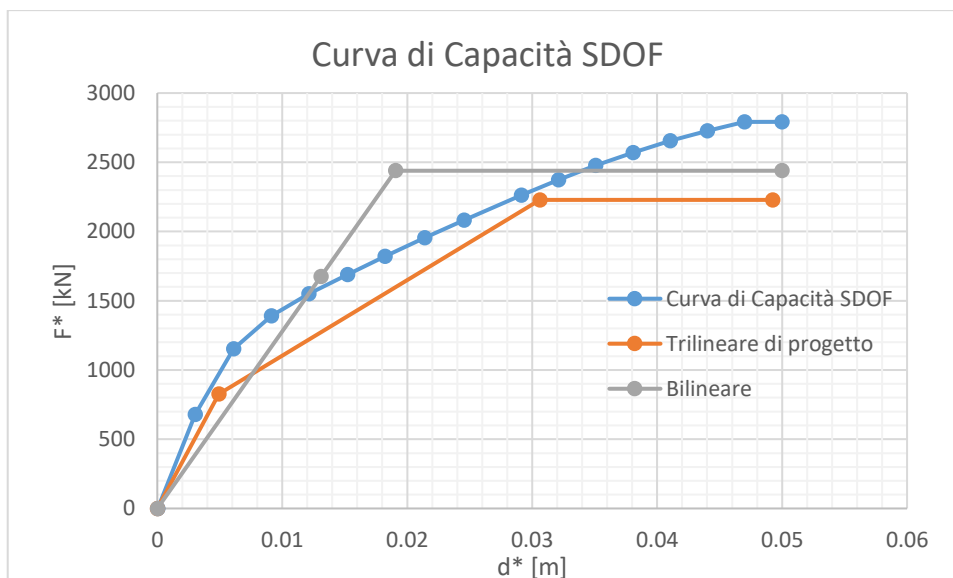


Figura 4-57 – Curva di capacità SDOF con coefficiente di sicurezza.

Successivamente sono state eseguite le verifiche a trazione e a compressione dei controventi, in accordo con le formule (4.2.6) e (4.2.42) della Norma [1]: in alcuni casi la verifica di stabilità non risultava soddisfatta e per questo motivo sono state cambiate alcune aree, sempre in accordo con i profili tubolari commerciali.

BRB	Telaio	Lc	Ac	Ac	D	t	A	A>Ac	K <sub>c,ric</sub>	K <sub>c,ric</sub> /K <sub>c</sub>
	[m]	[m]	[mm <sup>2</sup> ]	[cm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	[cm <sup>2</sup> ]		[kN/m]	[-]
P <sub>tetto</sub>	Y=56.4	4.68	1262.09	12.62	139.7	4.5	19.11	ok	85765.3	1.514
		7.59	969.32	9.69	139.7	5.2	21.97	ok	60785.3	2.267
	Y=0	7.20	1812.44	18.12	177.8	6	32.38	ok	94411.0	1.787
		5.06	2057.90	20.58	177.8	4.5	24.50	ok	101641.1	1.191
P <sub>1</sub>	Y=56.4	4.68	2353.43	23.53	193.7	5	29.64	ok	133003.9	1.259
		7.59	1807.49	18.07	193.7	5	29.64	ok	82000.2	1.640
	Y=0	7.20	5484.15	54.84	193.7	10	57.71	ok	168250.9	1.052
		5.06	6226.89	62.27	193.7	12	68.50	ok	284180.7	1.100

CONTROVENTI ELASTICI		L <sub>c</sub>	D	t
		[m]	[mm]	[mm]
P <sub>SEMINT.</sub>	Y=0	4.85	193.7	10
		5.06	193.7	10
	Y=10.9	4.85	193.7	10
		7.20	193.7	12.5

Tabella 4-88 – Nuovi diametri dei controventi dopo la verifica di stabilità.

	GEOMETRIA CONTROVENTI				RESISTENZE		POX- e_ _modo			POX+ e_ _modo		
	Telaio	L	H	L <sub>c</sub>	N <sub>r,Rd</sub>	N <sub>b,Rd</sub>	N (comp.)	N (trazione)	Verifica	N (comp.)	N (trazione)	Verifica
	[m]	[m]	[m]	[m]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]		[kN]	[kN]	
P <sub>tetto</sub>	Y=56.4	2.8	3.75	4.68	500.59	175.15	112.05		SI		112.3	SI
		6.6	3.75	7.59	575.46	82.77		77.1	SI	77.73		SI
	Y=0	6.15	3.75	7.20	848.14	211.38		206.23	SI	206.63		SI
		3.4	3.75	5.06	641.66	294.73	262.72		SI		263.38	SI
P <sub>1</sub>	Y=56.4	2.8	3.75	4.68	776.31	451.97	208.93		SI		209.79	SI
		6.6	3.75	7.59	776.31	206.23		142.48	SI	144.63		SI
	Y=0	6.15	3.75	7.20	1511.48	436.53		364.93	SI	366.65		SI
		3.4	3.75	5.06	1794.03	926.31	465.25		SI		463.9	SI
P <sub>SEMINT.</sub>	Y=0	3.4	3.75	5.06	1511.48	783.09	540.26		SI		471.07	SI
		3.075	3.75	4.85	1511.48	832.17		526.56	SI	709.2		SI
	Y=10.9	3.4	3.75	5.06	1511.48	783.09	532.63		SI		289.38	SI
		6.15	3.75	7.20	1794.03	535.44		416.35	SI	523.79		SI

Tabella 4-89 – Verifiche a trazione e compressione dei controventi.

Definite le aree dei controventi, è stata eseguita l'analisi modale per controllare gli effetti dell'intervento in merito alla regolarità in direzione x.

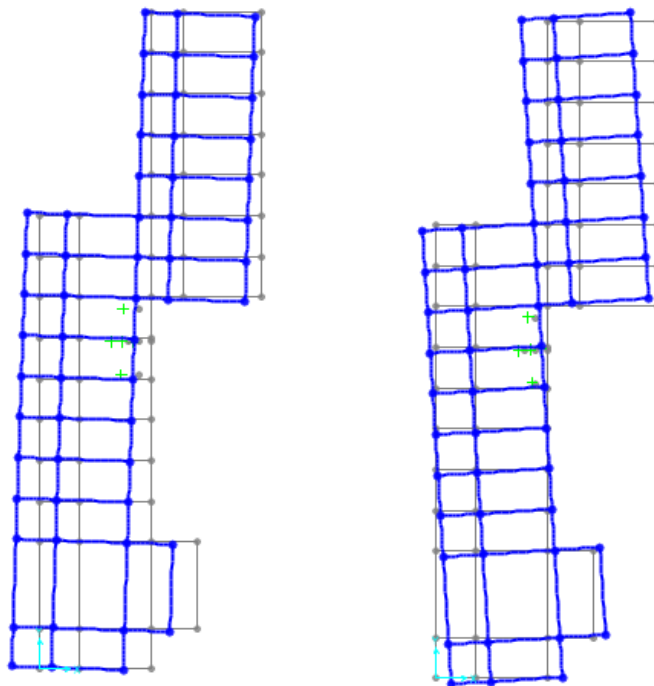


Figura 4-58 – Analisi modale post intervento (secondo e terzo modo di vibrare).

Masse partecipanti e periodi					
MODO	Periodo	UX	UY	UZ	RZ
	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]
2	0.28	0.76	0.000046	7.9E-06	0.071
3	0.22	0.10	0.000005	9.1E-06	0.80

Tabella 4-90 – Massa partecipante e periodi dei modi 2 e 3 post intervento.

Dai risultati dell'analisi modale in Tabella 4-90 è possibile vedere che con l'intervento il modo 2 e modo 3 sono più regolari, anche se l'accoppiamento non è stato eliminato del tutto.

Successivamente, sono state di nuovo eseguite le analisi statiche non lineari sia per il caso con il quale è stato eseguito il progetto e il caso push massa che risultava più gravoso in questa direzione (v. Paragrafo 4.6.1.2). In entrambi i casi le verifiche risultano soddisfatte.

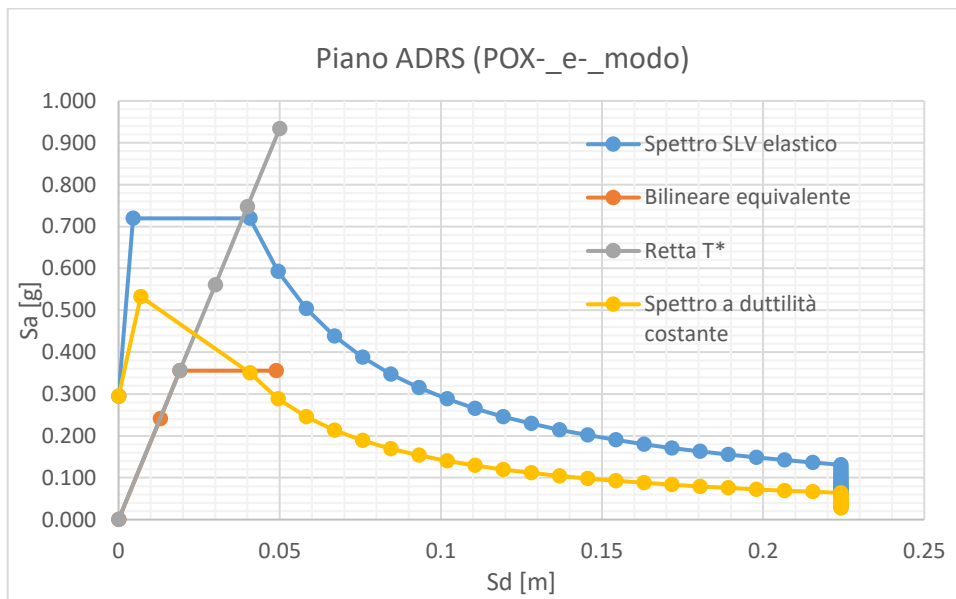


Figura 4-59 – Verifica post intervento per il caso POX\_-e-\_modo.

$k^*$	$T^*$	$R_\mu$	$\mu$
[kN/m]	[s]	[-]	[-]
127945	0.46	2.02	2.05

Tabella 4-91 – Caratteristiche dell'oscillatore equivalente (POX\_-e-\_modo).

$S_{de}$	$S_d$	$d_u^*$	C/D	C/D
[m]	[m]	[m]	[-]	[%]
0.039	0.039	0.049	1.25	125

Tabella 4-92 – Rapporto fra capacità e domanda post intervento (POX\_-e-\_modo).

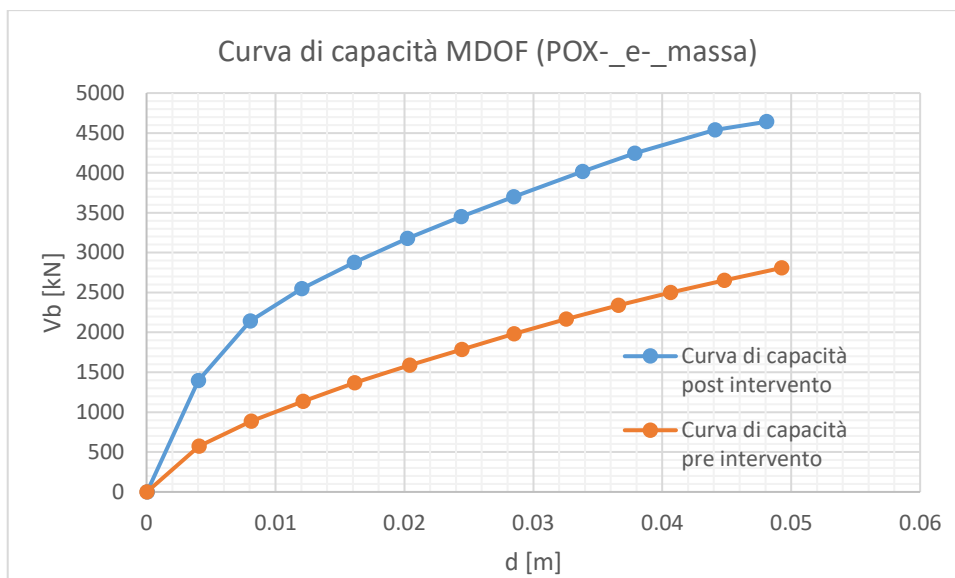


Figura 4-60 – Curva di capacità MDOF pre e post intervento (POX-\_e-\_massa).

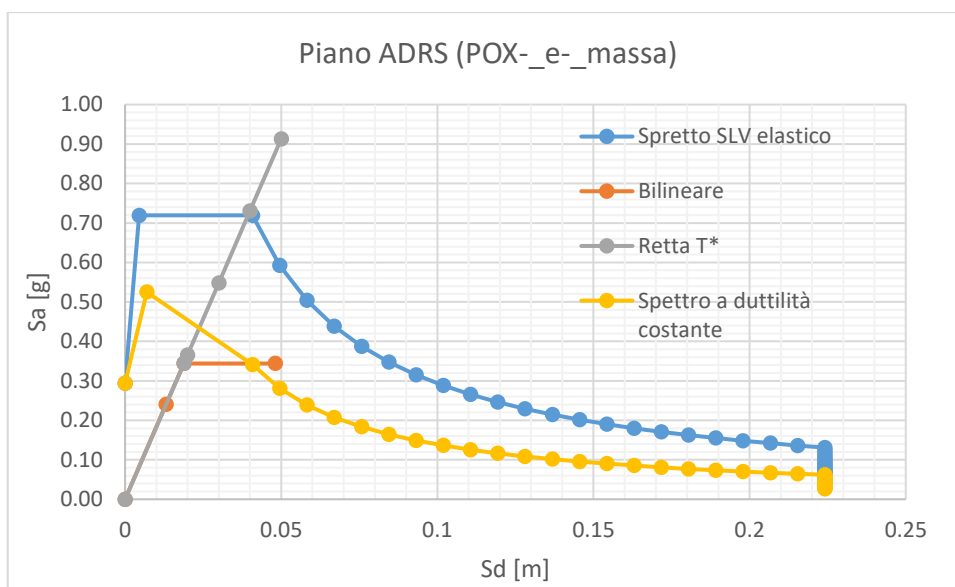


Figura 4-61 – Verifica post intervento per il caso POX-\_e-\_massa.

$k^*$	$T^*$	$R_\mu$	$\mu$
[kN/m]	[s]	[-]	[-]
211601.7	0.47	2.09	2.11

Tabella 4-93 – Caratteristiche dell'oscillatore equivalente (POX-\_e-\_massa).

$S_{de}$	$S_d$	$d_u^*$	C/D	C/D
[m]	[m]	[m]	[-]	[%]
0.039	0.040	0.048	1.21	121

Tabella 4-94 – Rapporto fra capacità e domanda post intervento.

#### 4.8.2 Dimensionamento dei controventi in direzione y

In direzione y, si è resa necessaria l'applicazione dei controventi BRB per incrementare la capacità della struttura, diminuire le sollecitazioni sugli elementi strutturali e regolarizzare il comportamento della struttura. I controventi, come mostrato in Figura 4-62, sono stati disposti in maniera simmetrica sul perimetro dell'edificio in modo da non sbilanciare la risposta sismica dell'edificio in questa direzione.

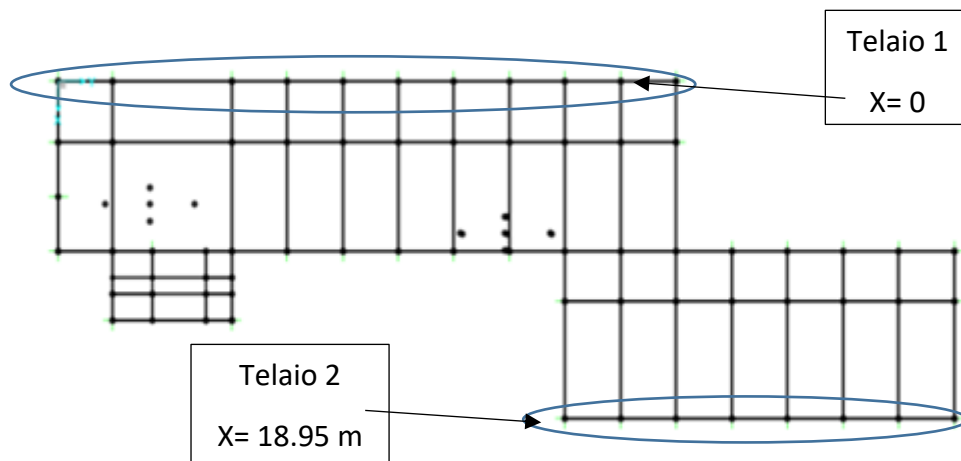


Figura 4-62 – Telai controventati in direzione Y.

In questa direzione è stato considerato il caso di spinta POY+\_e-\_modo: anche in questo caso, inizialmente, è stata scelta una deformata obiettivo lineare, con un drift di piano costante. In questa direzione non è stata presa in considerazione la massa del piano seminterrato.

Piano	m	$U^i$	$u^i$	$\delta^i$	$m^*$
[-]	[kNs <sup>2</sup> /m]	[m]	[-]	[m]	
P <sub>tetto</sub>	385.341	0.3	1	0.333333	385.341
P <sub>1</sub>	666.414	0.2	0.666667	0.333333	444.276

$\Gamma$	T	$\omega$
[-]	[s]	[1/s]
1.22	0.58	10.83

Tabella 4-95 – Deformata obiettivo e parametri di calcolo per la curva di capacità.

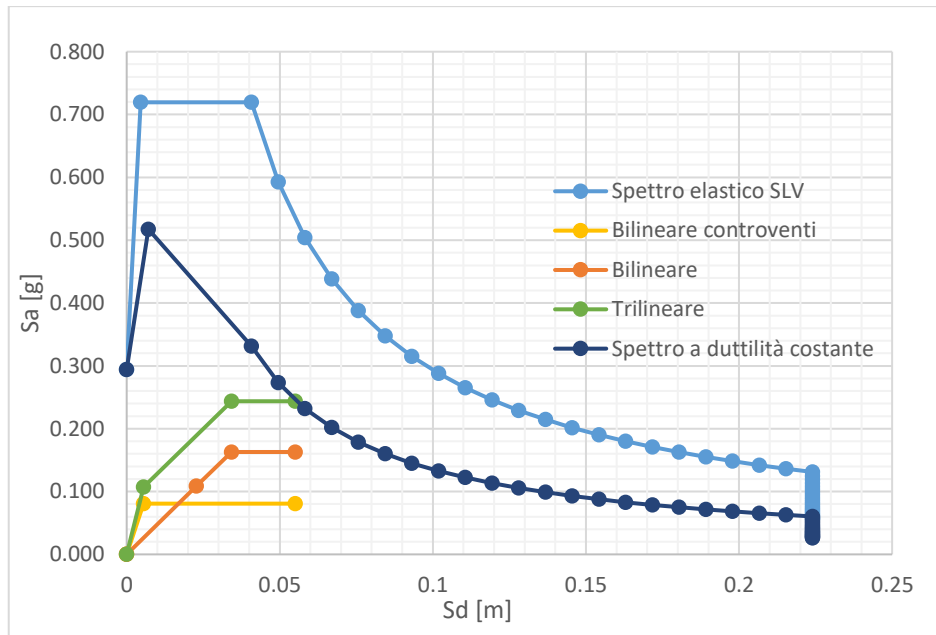


Figura 4-63 – Piano ADRS con il progetto dei controventi.

Anche in questo caso è stato determinato iterativamente il taglio  $V_d^1$  in modo tale che la somma della bilineare associata al telaio con quella del telaio intersechi lo spettro abbattuto della duttilità  $\mu$  determinata con l'eq. (4.20).

$d_u^*$	$S_d$	C/D	C/D
[m]	[m]	[-]	[%]
0.055029	0.0785	0.70	70

Tabella 4-96 – Risultati caso POY+\_e-\_modo.

$\mu_d$	$d_u$	$d_y$	$V_d^1$
[-]	[m]	[m]	[kN]
10	0.055	0.0055	800

Tabella 4-97 – Parametri della bilineare associata ai controventi.

$\mu_f$	$V_f$	$\mu$
[-]	[kN]	[-]
1.61	1793.26	2.17

Tabella 4-98 – Duttilità del sistema accoppiato telaio-controventi.

Sono stati determinati, in seguito, i diametri dei controventi e sono stati modellati nella struttura, con le stesse modalità espone in precedenza.

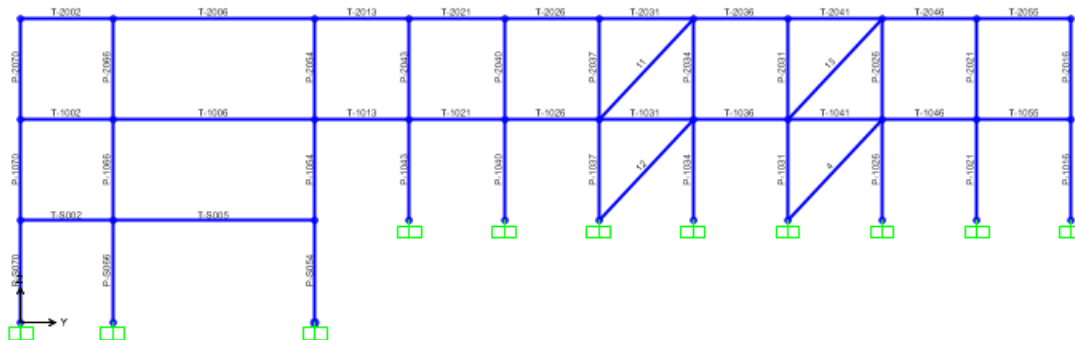


Figura 4-64 – Disposizione dei controventi nel Telaio 1.

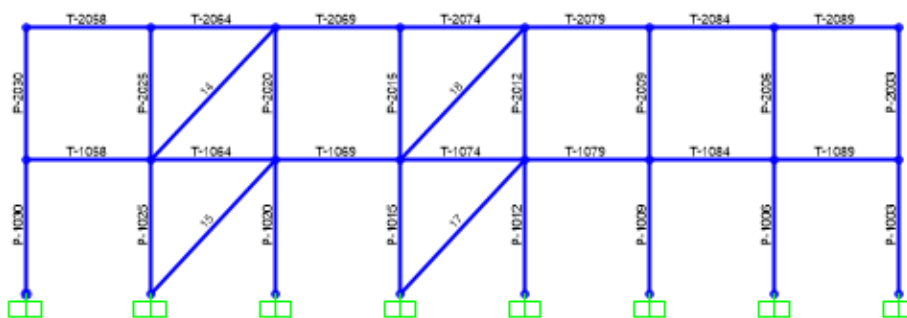


Figura 4-65 – Disposizione dei controventi nel Telaio 2.

Successivamente è stata di nuovo eseguita l'analisi statica non lineare per la verifica post intervento, con lo stesso caso di spinta utilizzato per il progetto. Sono stati ottenuti i seguenti risultati:

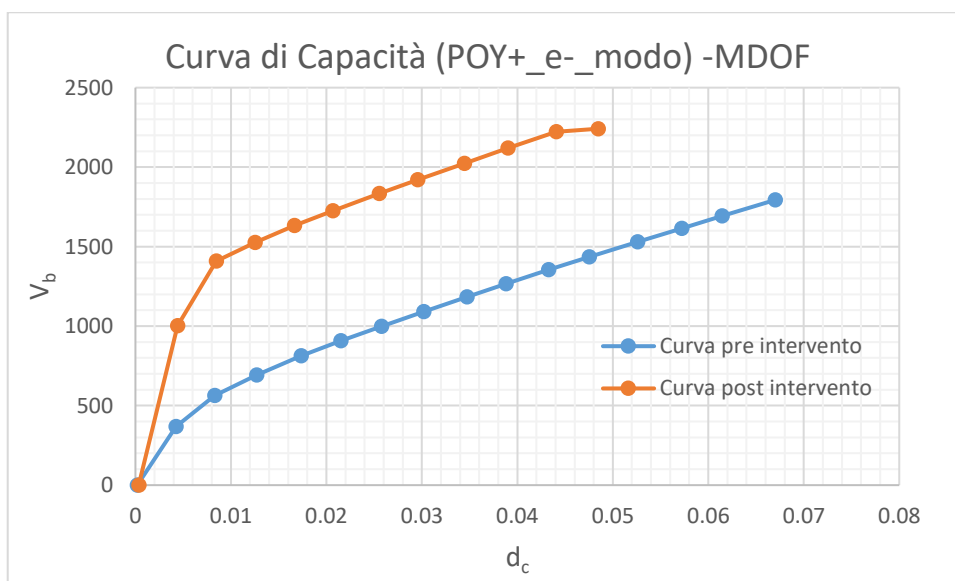


Figura 4-66 – Curva di capacità pre e post intervento MDOF.



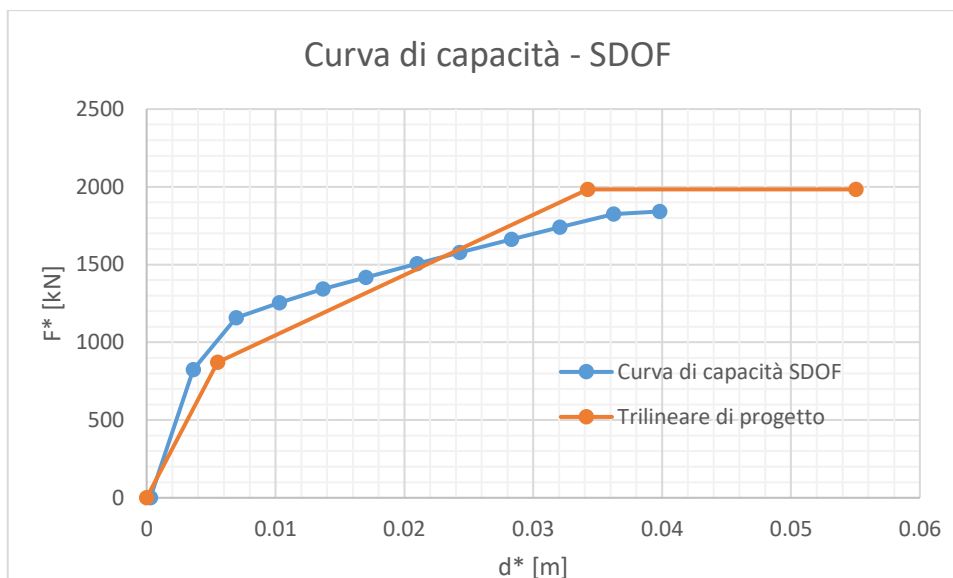


Figura 4-67 – Curva di capacità SDOF e trilineare di progetto.

Come si può vedere dalle curve ricavate con l'analisi post intervento (Figura 4-66 e Figura 4-67), anche in questo caso la deformata obiettivo non ha permesso di regolarizzare la struttura. Per questo motivo è stata scelta una deformata obiettivo diversa, prendendo in considerazione gli spostamenti dovuti al secondo step dell'analisi statica non lineare considerata per il progetto. Il taglio  $V_d^1$  e la duttilità  $\mu_d$  sono identici al caso precedente.

$d_u^*$	$S_d$	C/D	C/D
[m]	[m]	[-]	[%]
0.0538	0.0785	0.69	69

Tabella 4-99 – Risultati dell'analisi di push-over con la nuova deformata.

$\mu_d$	$d_u$	$d_y$	$V_d^1$
[-]	[m]	[m]	[kN]
10	0.054	0.0054	800

Tabella 4-100 – Bilineare equivalente ai controventi.

$\mu_f$	$V_f$	$\mu$
[-]	[kN]	[-]
1.61	1793.255	2.17

Tabella 4-101 – Duttilità del sistema accoppiato telaio-controventi.

Determinato il taglio alla base  $V_d^1$ , è stata prima ricavata la rigidezza  $K_d^1$  (eq. 4.21) per il primo piano e poi con le formule (4.22) e (4.8.23) sono stati calcolati il taglio e la rigidezza per il secondo piano. Il numero di controventi per piano è 4: la geometria è uguale per tutti in quanto la lunghezza della campata e l'altezza del pilastro sono identiche per entrambi in piani. In base a questi parametri sono stati calcolati la forza di snervamento (4.25) e la rigidezza (4.24) e, infine, le aree corrispondenti al braccio di collegamento e al dispositivo.

PIANO	$n_{\text{controventi}}$	$\mu_d = \mu_c$	$\mu_0$	$\delta_i$	$v^i$	$ki$	$V_d^i$	$K_d^i$
		[-]	[-]	[m]	[-]	[-]	[kN]	[kN/m]
$P_{\text{tetto}}$	4	10	15	0.38	0.482954	0.784801	386.36	151403.1
$P_1$	4	10	15	0.62	1	1	800	192919.2

Tabella 4-102 – Calcolo del taglio e della rigidezza di piano.

BRB	L	H	$L_c$	$\alpha$	$\cos\alpha$	$K_c$	$F_{yc}$	$S_{yc}$	$S_{uc}$
	[m]	[m]	[m]	[rad]	[-]	[kN/m]	[kN]	[m]	[m]
$P_{\text{tetto}}$	3.5	3.75	5.13	0.82	0.68	81301.92	141.56	0.002	0.017
$P_1$	3.5	3.75	5.13	0.82	0.68	103595.6	293.12	0.003	0.028

Tabella 4-103 – Calcolo della rigidezza e della forza di snervamento del controvento complessivo..

PIANO	$n_{\text{controventi}}$	$\mu_d = \mu_c$	$\mu_0$	$K_c^i$	$K_0^i$	$K_b^i$	$A_b$	$A_0$
		[-]	[-]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[mm <sup>2</sup> ]	[mm <sup>2</sup> ]
$P_{\text{tetto}}$	4	10	15	81301.92	126469.7	227645.4	5560.586	3089.215
$P_1$	4	10	15	103595.6	161148.8	290067.8	7085.349	3936.305

Tabella 4-104 – Calcolo dell'area del dispositivo e del braccio elastico.

I controventi sono stati inseriti nella struttura con un'area ricavata in base al valore della rigidezza complessiva del controvento, associando un'area relativa ai profili tubolari commerciali, l'acciaio scelto è sempre un S275 e sono state inserite le cerniere plastiche assiali.

BRB	$L_c$	$A_c$	D	t	A	$A > A_c$	$K_{c,ric}$	$K_{c,ric}/K_c$
	[m]	[cm <sup>2</sup> ]	[mm]	[mm]	[cm <sup>2</sup> ]		[kN/m]	[-]
$P_{\text{tetto}}$	5.13	19.86	168.3	4	20.65	ok	84525.1	1.040
$P_1$	5.13	25.30	177.8	5	27.14	ok	111122.5	1.073

Tabella 4-105 – Controventi inseriti nel modello.

Successivamente, è stata fatta una verifica post intervento, con lo stesso caso di spinta utilizzato per la progettazione.

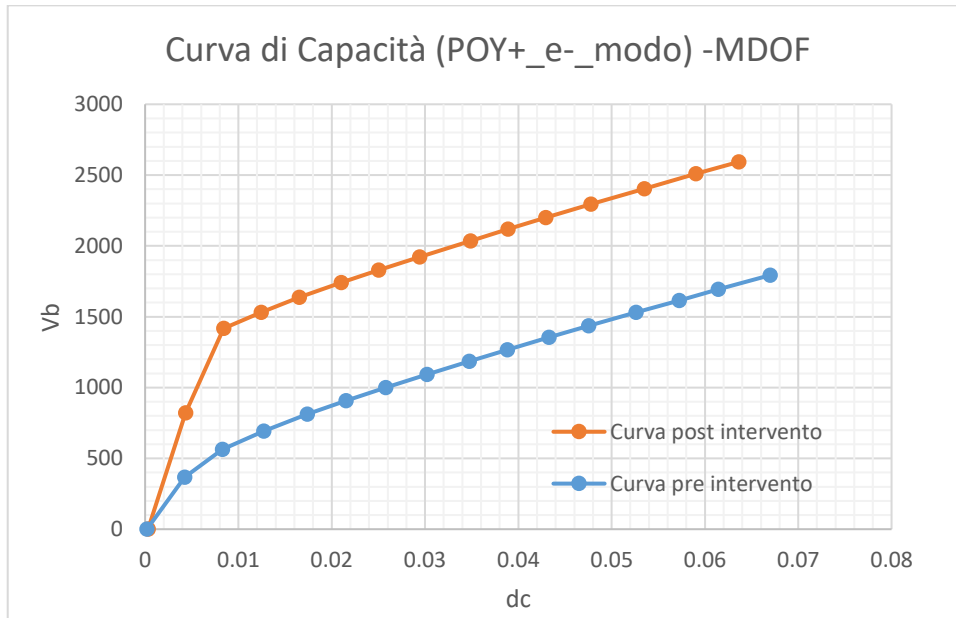


Figura 4-68 – Curva di capacità MDOF pre e post intervento.

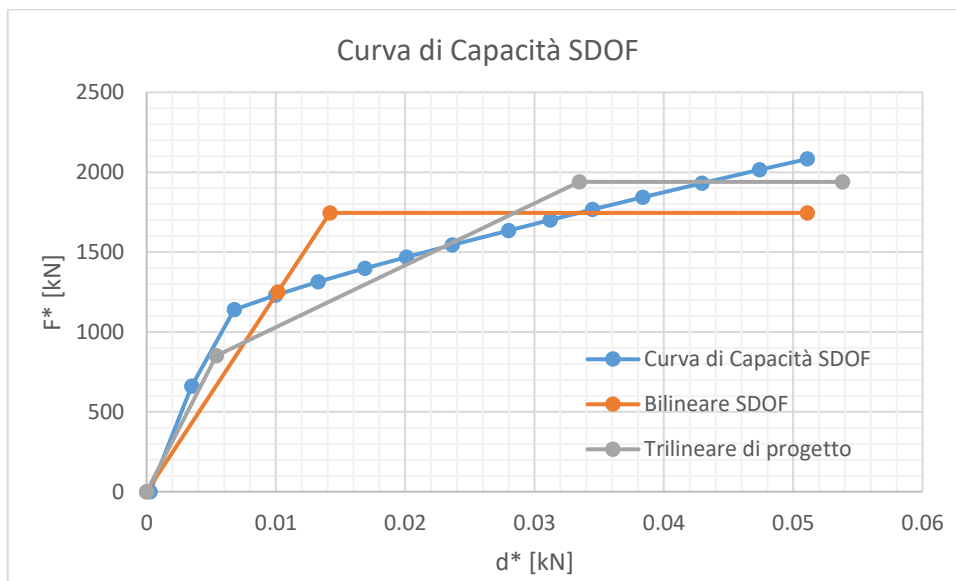


Figura 4-69 – Curva di capacità SDOF post intervento.

In questo caso la curva di capacità ottenuta è molto simile alla trilineare di progetto: non serve in questo caso applicare un coefficiente di sicurezza. Verificato questo, sono state,

poi, eseguite le verifiche a trazione e a compressione dei controventi come nel caso precedente: con i diametri scelti le verifiche risultano essere soddisfatte (Tabella 4-106).

PIANO	GEOMETRIA CONTROVENTI					RESISTENZE		POY+_e-_modo			POY-_e-_modo		
	L [m]	H [m]	L <sub>c</sub> [m]	D [mm]	t [mm]	N <sub>c,Rd</sub> [kN]	N <sub>b,Rd</sub> [kN]	N (comp.) [kN]	N (trazione) [kN]	Verifica	N (comp.) [kN]	N (trazione) [kN]	Verifica
P <sub>tetto</sub>	3.5	3.75	5.13	168.3	4	539.52	222.61		141.12	SI	141.22		SI
P <sub>1</sub>	3.5	3.75	5.13	177.8	5	673.10	315.69		293.9	SI	292.18		SI

Tabella 4-106 – Verifica a compressione e a trazione dei controventi.

Prima di effettuare l'analisi non lineare, è stata eseguita l'analisi modale come verifica post intervento: il modo in y è sempre il primo, c'è una riduzione del periodo (da 0.58 s a 0.40 s) dovuta alla rigidità conferita dai controventi, la massa partecipante è rimasta invariata.

MASSE PARTECIPANTI E PERIODO					
MODO	Periodo	UX	UY	UZ	RZ
	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	0.40	0.00009	0.90	0.00006	0.00004

Tabella 4-107 – Analisi modale post intervento.

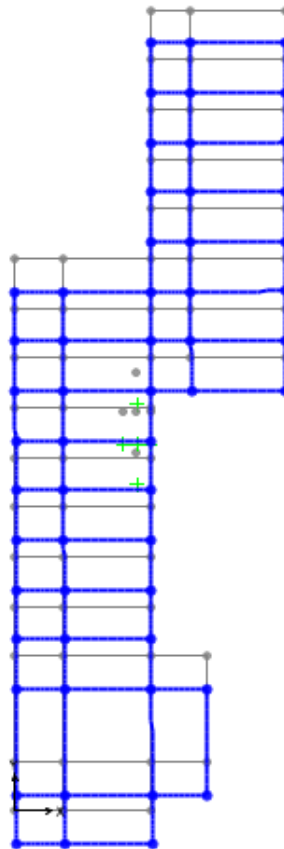


Figura 4-70 – Primo modo in Y post intervento.

È stata quindi completata l'analisi di push over relativa al caso di spinta di progetto con la determinazione del rapporto fra la capacità e la domanda in termini di spostamento ed è stata anche svolta l'analisi nel caso di spinta più gravoso in questa direzione (POY+\_e-\_massa), descritto al Paragrafo 4.6.1.1.

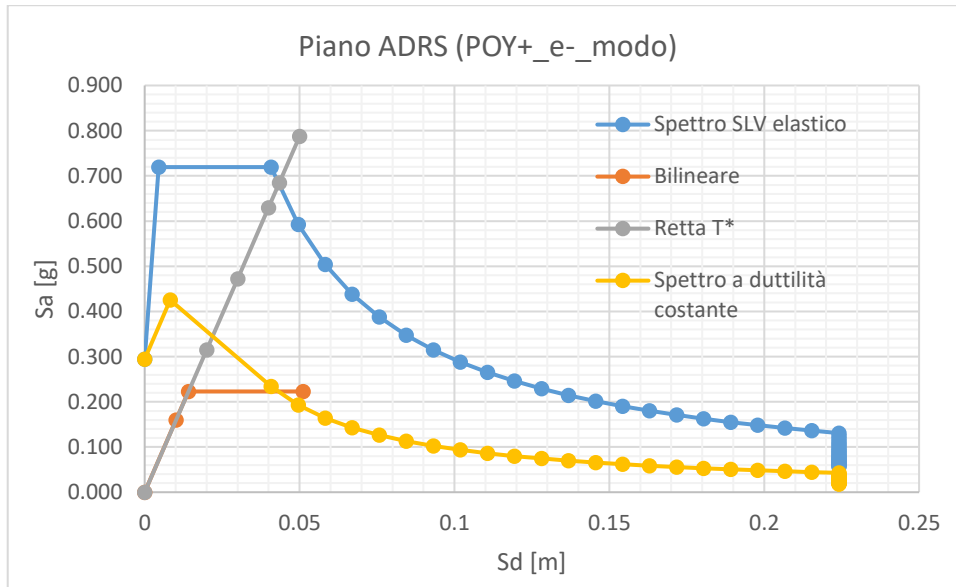


Figura 4-71 – Verifica post intervento (POY+\_e-\_modo).

$K^*$	$T^*$	$\mu$
[kN/m]	[s]	[-]
123246.2	0.51	3.07

Tabella 4-108 – Caratteristiche dell'oscillatore equivalente (POY+\_e-\_modo).

$S_{de}$	$d_u^*$	C/D	C/D
[m]	[m]	[-]	[%]
0.0435	0.0511	1.17	117

Tabella 4-109 – Rapporto fra capacità e domanda post intervento (POY+\_e-\_modo).

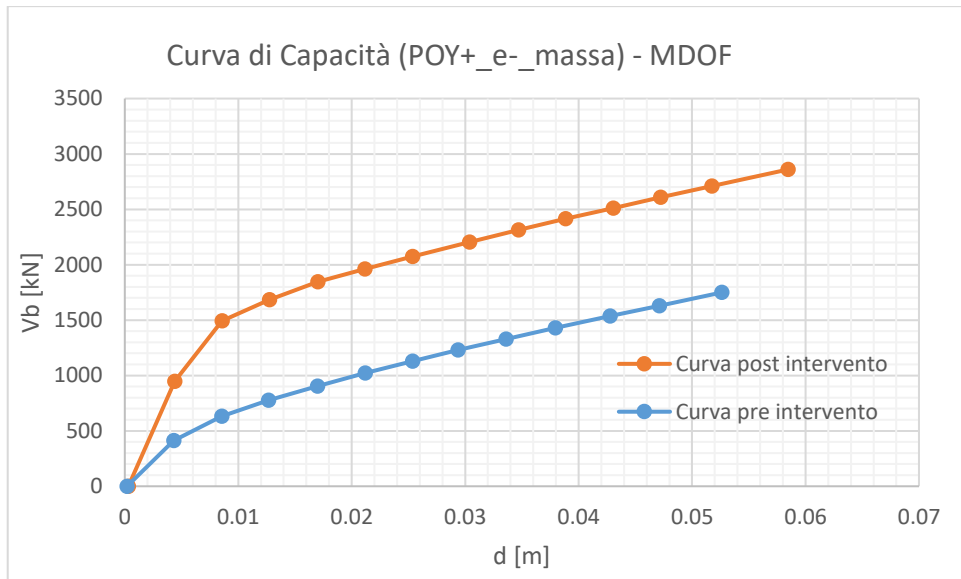


Figura 4-72 – Curva di capacità MDOF pre e post intervento (POY+\_e-\_massa).

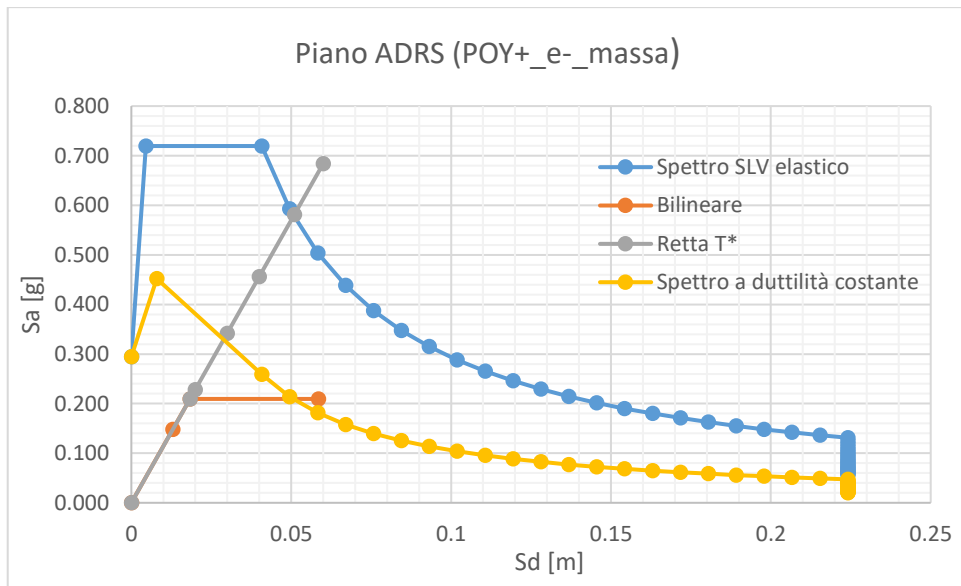


Figura 4-73 – Verifica post intervento per il caso POY+\_e-\_massa..

$k^*$	$T^*$	$\mu$
[kN/m]	[s]	[-]
132094.7	0.59	2.77

Tabella 4-110 Caratteristiche dell'oscillatore equivalente (POY+\_e-\_massa)

$d_u^*$	$S_d$	C/D	C/D
[m]	[m]	[-]	[%]
0.058453	0.051	1.15	115

Tabella 4-111 – Rapporto fra capacità e domanda post intervento.

Le verifiche in entrambi i casi di spinta risultano essere soddisfatte.

#### 4.8.3 Verifiche dei pilastri

Una volta concluso il progetto dei controventi, sono state condotte delle verifiche dei pilastri nei quali convergono i controventi. La verifica a presso/tenso flessione deviata è stata effettuata con il programma "VcaSlu" del Pro. Piero Gelfi. In input al programma sono stati definiti:

- i materiali con le resistenze medie ricavate dalla fase di rilievo dell'edificio: la resistenza di verifica è stata assunta pari al rapporto fra la resistenza media e il fattore di confidenza;
- la geometria dei pilastri oggetto di verifica;
- le armature;
- lo sforzo normale di compressione (positivo) e di trazione (negativo);
- i momenti  $M_2$  e  $M_3$ .

TELAIO Y=0									
PILASTRO	X	Y	N	$M_2$	$M_3$	$M_{Rd(M2)}$	$M_{Rd(M3)}$	VERIFICA	
	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	$M_2$	$M_3$
P-S070	20	60	687.01	30.25	-5.53	151.4	-26.35	SI	SI
P-S071	20	60	25.94	22.67	-9.41	80.24	-30.92	SI	SI
P-S072	20	60	84.371	8.73	9.54	28.1	38.92	SI	SI
P-1070	20	60	281.07	-18.045	16.01	-53.77	46.18	SI	SI
P-1071	20	60	-69.76	30.32	-25.47	-30.45	30.75	SI	SI
P-1073	20	60	17.093	-3.01	-19.6	-4	-36.16	SI	SI
P-2070	20	60	21.488	31.78	23.11	44.3	34.76	SI	SI
P-2071	20	60	-38.21	26.96	-27.25	38.07	-32.01	SI	SI
P-2073	20	60	51.003	28.66	22.1	43.76	36.34	SI	SI

Tabella 4-112 – Verifica dei pilastri in Y=0.

TELAIO Y=10.9 m									
PILASTRO	X	Y	N	$M_2$	$M_3$	$M_{Rd(M2)}$	$M_{Rd(M3)}$	VERIFICA	
	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	$M_2$	$M_3$
P-S054	20	60	301.04	16.6	-5.56	107.6	-33.95	SI	SI
P-S055	20	60	325.49	9.87	12.18	39.15	49.83	SI	SI
P-S056	20	60	1171.6	53.83	6.33	152.1	18.02	SI	SI

Tabella 4-113 – Verifica dei pilastri in Y=10.9 m.

TELAIO Y=56.4 m									
PILASTRO	X	Y	N	M <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>	M <sub>Rd (M2)</sub>	M <sub>Rd (M3)</sub>	VERIFICA	
	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	M <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>
P-1001	60	20	258.75	1.75	-84.46	3.275	-165.6	SI	SI
P-1002	60	20	-39.921	-3.34	-104.52	-3.92	-120.7	SI	SI
P-1003	60	20	65.19	-2.12	-93.2	-3.4	-140.7	SI	SI
P-2001	60	20	54.695	3.34	53.91	8.4	133.6	SI	SI
P-2002	60	20	-18.91	-4.28	79	-6.3	122.8	SI	SI
P-2003	60	20	30.64	-9.15	25.42	-30.11	83.96	SI	SI

Tabella 4-114 – Verifica dei pilastri in Y=56.4 m.

TELAIO IN Y (X=0, X=18.95 m)									
PILASTRO	X	Y	N	M <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>	M <sub>Rd (M2)</sub>	M <sub>Rd (M3)</sub>	VERIFICA	
	[cm]	[cm]	[kN]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	M <sub>2</sub>	M <sub>3</sub>
P-1012	60	20	502.89	-24.73	-37.49	-39.5	-67.34	SI	SI
P-1015	60	20	112.57	-25.02	-36.96	-38.57	-55.44	SI	SI
P-1020	60	20	501.5	-24.76	-35.53	-49.79	-63.94	SI	SI
P-1025	60	20	115.06	-25.08	-35.42	-39.21	-49.26	SI	SI
P-1026	60	20	429	-21.8	8.9	-55.02	23.89	SI	SI
P-1031	60	20	48.6	-22.09	13.19	-37.05	28.62	SI	SI
P-1034	60	20	428.18	-21.87	11.57	-54.58	30.57	SI	SI
P-2012	60	20	167	-18.48	-35.36	-39.5	-67.34	SI	SI
P-2015	60	20	84.05	-18.66	-37.59	-36.07	-66.69	SI	SI
P-2020	60	20	166.87	-18.56	-35.5	-39.49	-67.34	SI	SI
P-2025	60	20	82.48	-18.54	-37.42	-35.99	-66.7	SI	SI
P-2026	60	20	136.22	-17.15	-5.54	-42.04	-10.14	SI	SI
P-2031	60	20	57.39	-17.3	15.42	-37.12	36.38	SI	SI
P-2034	60	20	135.35	-17.2	-4.86	-42.01	-10.14	SI	SI

Tabella 4-115 – Verifica dei pilastri in Y.

Le verifiche risultano tutte soddisfatte.



## 5 Conclusioni

Il complesso scolastico “Parozzani”, oggetto di studio in questo lavoro di tesi, è un edificio caratterizzato da evidenti vulnerabilità sismiche, riassunte di seguito:

- a livello geometrico l'edificio mostra delle irregolarità in pianta dovute ai restringimenti presenti non conformi alle regole della Norma riportate al Paragrafo 7.2.1 [1] e inoltre una irregolarità in altezza dovuta alla presenza di un piano seminterrato presente soltanto in una porzione dell'edificio;
- sulla base dei risultati dell'analisi modale, l'edificio mostra un accoppiamento roto-traslazionale in direzione x mentre in direzione y non mostra accoppiamenti;
- i risultati dell'analisi statica non lineare, condotta separatamente in direzione x e in direzione y, hanno evidenziato l'incapacità della struttura di soddisfare la domanda sismica in termini di spostamento;
- i meccanismi fragili verificati con le sollecitazioni ai veri step delle analisi statiche non lineari con indice di rischio più basso, mostrano delle criticità a livello del pannello nodale, sia nella verifica a trazione sia nella verifica a compressione, criticità nei pilastri tozzi e nelle travi tozze.

Sulla base di questo studio e dalle analisi dell'edificio, sono stati proposti degli interventi locali per risolvere le criticità emerse dalla verifica dei meccanismi fragili: fasciature in CFRP per i nodi, i pilastri tozzi e le travi tozze. L'intervento globale scelto, invece, volto alla regolarizzazione della risposta della struttura riguarda l'introduzione dei controventi di tipo BRB che conferiscono rigidità e rendono la struttura capace di soddisfare la domanda perché dissipano energia. I controventi dissipativi sono stati disposti sul perimetro in direzione x e y per aumentare la rigidità torsionale mentre nel piano seminterrato sono stati inseriti dei controventi di tipo elastico in direzione x per irrigidirlo e per cercare di migliorare l'irregolarità in pianta e in altezza. Per la progettazione dei controventi dissipativi del primo e del secondo piano è stato necessario adattare e modificare il metodo di progetto sviluppato per le strutture regolari in pianta. In particolare il metodo di progetto si basa sulla determinazione del  $V_d^1$  da affidare ai controventi, da cui dipendono le dimensioni dei controventi stessi. Nel caso specifico è stato necessario differenziare in direzione x la ripartizione tra i controventi disposti nei due telai di estremità al fine di

diminuire la irregolarità in pianta. Inoltre, data l'impossibilità di annullarla, è stato necessario assumere un coefficiente di sicurezza sulle forze di snervamento del controvento facente parte del telaio che subisce più spostamenti. Infine, è stato necessario affrontare anche un altro tipo di irregolarità, questa volta in altezza, dovuta non tanto al comportamento elastico in altezza che risultava circa regolare ma alla differente plasticizzazione del primo e del secondo piano nella direzione x. Questo ha reso necessaria l'adozione di una deformata coerente con tale situazione per la distribuzione in altezza della rigidezza e dalla forza di snervamento dei controventi. Con l'utilizzo di tali strategie, la verifica dell'edificio adeguato risulta essere soddisfatta in quanto la bilineare associata alla curva di capacità è molto simile a quella preventivata in fase di progetto. Questo ha permesso di ottenere un indice di rischio maggiore dell'unità.

## Bibliografia

- [1] Ministero delle Strutture e delle Infrastrutture , Norme Tecniche per le Costruzioni, D.M. 17 Gennaio 2018.
- [2] C.S.LL.PP., Circolare Applicativa N. 7, 21 Gennaio 2019.
- [3] Norma Europea , Eurocodice 8 - Parte 3 (UNI EN 1998-3), 2005.
- [4] F. Braga, F. Butturazzi, A. Dall'Asta e W. Salvatore, Protezione sismica di edifici esistenti in c.a. con controventi dissipativi in acciaio, Dario Flaccovio Editore , 2015.
- [5] M. A. Pisani, S. Cattaneo e T. D'Antino, Consolidamento delle strutture, Ulrico Hoepli Editore, 2019.
- [6] G. Manfredi, A. Masi, R. Pinho, G. M. Verderame e M. Vona, Valutazione di edifici esistenti in cemento armato, IUSS Press, 2007.
- [7] E. Cosenza, G. Manfredi e M. Pecce, Strutture in Cemento Armato. Basi della progettazione., Ulrico Hoepli Editore, 2019.
- [8] Ministero delle Strutture e delle Infrastrutture, *Allegato A NTC- Pericolosità sismica*, 4 Febbraio 2008.
- [9] Consiglio Nazionale delle Ricerche (CNR), «Istruzioni per la Progettazione, l'Esecuzione ed il Controllo di Interventi di Consolidamento Statico mediante l'utilizzo di Compositi Fibrorinforzati,» 7 Ottobre 2008. [Online]. Available: <https://www.cnr.it/it/node/2619>. [Consultato il giorno 25 Gennaio 2020].
- [10] M. Dolce e G. Manfredi, «Linee guida per riparazione e rafforzamento di elementi strutturali, tamponature e ripartizioni.,» [Online]. Available: [http://www.reluis.it/doc/pdf/Linee\\_guida1.pdf](http://www.reluis.it/doc/pdf/Linee_guida1.pdf). [Consultato il giorno 25 Gennaio 2020].

- [11] Reluis, gruppo di lavoro UNINA: prof. Andrea Prota, «Risultati analisi di valutazione sismica: scuola media, complesso scolastico "Parozzani",» 2017.
- [12] A. Dall'Asta , L. Ragni, E. Tubaldi e F. Freddi, «Design methods for existing r.c. frames equipped with elasto-plastic or viscoelastic dissipative braces,» in *ANIDIS*, Bologna, 2009.

## Indice delle figure

Figura 2-1 – Tabella 3.2 II della Norma per la definizione delle categorie di sottosuolo [1]. .....	14
Figura 2-2 – Categorie topografiche [1]. .....	14
Figura 2-3 – Letture ultrasoniche per trasparenza (a), in diagonale (b) e in superficie (c) [6]. .....	20
Figura 2-4 – Curve di iso-resistenza [6].....	21
Figura 2-5 – Probabilità di superamento $P_{VR}$ [1]. .....	24
Figura 2-6 – Spettro di risposta elastico. ....	25
Figura 2-7 – Espressioni di $S_s$ e $C_c$ [1]. .....	27
Figura 2-8 – Valori di $S_T$ [1]. .....	27
Figura 2-9 -Livelli di conoscenza definiti dalla Circolare [2]. .....	28
Figura 2-10 – Livelli di rilievo e indagini per edifici in c.a. definiti nella Circolare [2]. .....	29
Figura 2-11 – Programmazione della campagna di indagine [6]. .....	30
Figura 2-12 – Esempio di concezione strutturale [6]. .....	32
Figura 2-13 – Armature nelle travi (Santarella) [6]. .....	34
Figura 2-14 – Disposizione delle armature nei pilastri (Santarella) [6]. .....	35
Figura 2-15- Definizione del fattore di struttura e dell'azione sismica per ogni stato limite [1].....	39
Figura 2-16 – Sistema e digramma bilineare equivalente [2]. .....	47
Figura 2-17 – Spostamento di riferimento per $T^* > T_c$ [2]. .....	49
Figura 2-18 – Spostamento di riferimento per $T^* < T_c$ [2]. .....	49
Figura 2-19 – Bilineare equivalente alla curva di capacità [2].....	50
Figura 2-20 – Determinazione del punto di prestazione [2]. .....	51
Figura 2-21 – Diagramma riassuntivo per la procedura iterativa di ricerca del punto di prestazione [2]......	52
Figura 2-22 – Esempi di nodo interamente confinato.....	64
Figura 2-23 – Esempi di nodo non interamente confinato. ....	65
Figura 2-24 – Sollecitazioni sul nodo interno e sul nodo esterno [7].....	66
Figura 2-25 – Dimensione efficace del nodo [2].....	67
Figura 3-1 – Incamiciatura in c.a. di un pilastro [5]. .....	72

Figura 3-2 – Incamiciatura in acciaio [5].....	75
Figura 3-3 – Fasciatura a taglio della trave [5]. .....	81
Figura 3-4 – Posizione dei rinforzi a taglio [5]. .....	82
Figura 3-5 – Incamiciatura delle travi [5].....	82
Figura 3-6 – Fasciatura diagonale dei nodi con materiale composito [10]. .....	84
Figura 3-7 – Fasciatura in materiale composito del pannello nodale, del pilastro e delle estremità delle travi [10]. .....	85
Figura 3-8 – Placcaggio del nodo con lamina di acciaio [10].....	85
Figura 3-9 – Angolari in acciaio ad L e placcaggio di un nodo intermedio [10]. .....	85
Figura 3-10 – Inserimento di una parete di controventamento [5] .....	87
Figura 3-11 – Effetto delle dissipazione aggiuntiva introdotta dai controventi [4]. .....	89
Figura 3-12 – Modelli reologici dei dispositivi fluido- viscosi: a) modello di Newton, b) modello di Maxwell [4]. .....	90
Figura 3-13 – Dissipatore prodotto da Sumitomo Constructon Company [4]. .....	91
Figura 3-14 – Dispositivo diffuso da Taylor Devices Inc. [4]. .....	91
Figura 3-15 – Relazione tra forza e velocità per dissipatori non lineari [4]. .....	92
Figura 3-16 – Modelli reologici di comportamento dei dispositivi visco-elastici: c) modello di Kelvin, d) modello a tre elementi elasto-viscoso [4]. .....	92
Figura 3-17 – Dissipatore visco-elastico [4]. .....	93
Figura 3-18 – Schematizzazione dei sistemi isteretici e ciclo di risposta [4]. .....	94
Figura 3-19 – Dispositivo ad attrito (Pall e Marsh 1982) [4]. .....	94
Figura 3-20 – Dispositivo ad attrito della Sumitomo Metal Industry (1990) [4]. .....	95
Figura 3-21 – Esempio di dispositivo elasto-plastico, Bechtel Power Corporation (1991) [4]. .....	95
Figura 3-22 – Controvento ad instabilità impedita [4]. .....	96
Figura 3-23 – Configurazione di un controvento ad instabilità impedita [4]. .....	96
Figura 3-24- Confronto fra una struttura isolata e una struttura con controventi in acciaio [4]. .....	97
Figura 4-1 – Organizzazione in pianta del complesso “Parozzani” [11]. .....	100
Figura 4-2 – Immagini del complesso scolastico [11]. .....	101
Figura 4-3 – Numerazione travi piano seminterrato, quota + 3.75 m. ....	103
Figura 4-4 – Numerazione delle travi, quota +7.5 m.....	104

Figura 4-5 – Numerazione delle travi quota +11.25 m.....	105
Figura 4-6 – Nomenclatura dei telai. ....	106
Figura 4-7 – Telaio 1. ....	106
Figura 4-8 – Telaio 2. ....	106
Figura 4-9 – Telaio 3. ....	107
Figura 4-10 – Telaio 4. ....	108
Figura 4-11 – Telaio 5. ....	108
Figura 4-12- Telaio 6. ....	108
Figura 4-13 – Schema armature e simbologia per i pilastri e per le travi. ....	109
Figura 4-14 - Spettro in accelerazione elastico, componente orizzontale.....	117
Figura 4-15 – Esempio del legame costitutivo modellato per le cerniere plastiche. ....	118
Figura 4-16 – Viste assonometriche dell’edificio. ....	119
Figura 4-17 – Primi tre modi di vibrare della struttura. ....	121
Figura 4-18 – Rottura della prima cerniera plastica pilastro P-S056_2. ....	123
Figura 4-19 – Curva di capacità della struttura per il caso di spinta POY+_e-_massa. ....	123
Figura 4-20 –Curva di capacità e bilineare equivalente SDOF. ....	124
Figura 4-21 – Piano ADRS per il caso di spinta in esame.....	125
Figura 4-22 – Determinazione dell’indice di rischio. ....	126
Figura 4-23 – Rottura della prima cerniera plastica pilastro P-S056_2.....	127
Figura 4-24 – Curva di Capacità MDOF, caso POX-_e-_massa. ....	127
Figura 4-25 – Curva di Capacità SDOF e bilineare equivalente. ....	128
Figura 4-26 – Confronto fra lo spettro di domanda e la curva di capacità. ....	129
Figura 4-27 – Determinazione dell’indice di rischio. ....	129
Figura 4-28 – Telai verificati in direzione x.....	131
Figura 4-29 – Telaio 1 (Y=0). ....	131
Figura 4-30 – Step 12: nelle travi non si verifica la condizione di taglio ciclico. ....	132
Figura 4-31 – Telaio 2 (Y=31.9 m). ....	136
Figura 4-32 – Step 8: taglio ciclico nelle travi T-1047, T-2047.....	137
Figura 4-33 – Telaio 3 (Y=56.4 m). ....	140
Figura 4-34 – Step 12: nelle travi non si verifica la condizione di taglio ciclico. ....	140
Figura 4-35 – Telai verificati in direzione Y.....	144
Figura 4-36 – Telaio 1 (X=3.4) .....	144

Figura 4-37 – Condizione di taglio ciclico nelle travi T-S006_2, T-1004, T-2004.....	146
Figura 4-38 – Telaio 2 (X=13.45 m).....	148
Figura 4-39 – Step 12: condizione di taglio ciclico nelle travi. ....	148
Figura 4-40 – Telaio 3 (X= 18.95 m).....	152
Figura 4-41 – Step 12: non si verifica la condizione di taglio ciclico. ....	152
Figura 4-42 – Fasciatura quadriassiale in CFRP dei nodi d’angolo e perimetrali [11]......	155
Figura 4-43 – Ringrosso dei nodi [11]......	155
Figura 4-44 – Avvolgimento completo del pilastro tozzo [11]. ....	156
Figura 4-45 – Configurazione del controvento BRB [4]......	157
Figura 4-46 – Telai controventati in direzione X. ....	161
Figura 4-47 – Piano ADRS con progetto dei controventi.....	162
Figura 4-48 – Esempio del legame costitutivo modellato per la cerniera plastica assiale. .....	163
Figura 4-49 – Disposizione dei controventi nel Telaio 1 (a), Telaio 2 (b). ....	163
Figura 4-50 – Curva di capacità pre e post intervento MDOF. ....	164
Figura 4-51 – Curva di capacità SDOF e trilineare di progetto. ....	164
Figura 4-52 – Formazione delle cerniere plastiche allo step 1 del caso POX-_e-_modo: a) Telaio 1, b) Telaio 2.....	165
Figura 4-53 – Telaio con controventi elastici al seminterrato (Y=10.9 m). ....	166
Figura 4-54 – Telaio 3 Y=10.9 con controventi elastici.....	167
Figura 4-55 – Curve di push over pre e post intervento. ....	169
Figura 4-56 – Curva di capacità con coefficiente di sicurezza. ....	169
Figura 4-57 – Curva di capacità SDOF con coefficiente di sicurezza. ....	170
Figura 4-58 – Analisi modale post intervento (secondo e terzo modo di vibrare). ....	171
Figura 4-59 – Verifica post intervento per il caso POX-_e-_modo.....	172
Figura 4-60 – Curva di capacità MDOF pre e post intervento (POX-_e-_massa). ....	173
Figura 4-61 – Verifica post intervento per il caso POX-_e-_massa. ....	173
Figura 4-62 – Telai controventati in direzione Y.....	174
Figura 4-63 – Piano ADRS con il progetto dei controventi. ....	175
Figura 4-64 – Disposizione dei controventi nel Telaio 1. ....	176
Figura 4-65 – Disposizione dei controventi nel Telaio 2. ....	176
Figura 4-66 – Curva di capacità pre e post intervento MDOF. ....	176



Figura 4-67 – Curva di capacità SDOF e trilineare di progetto.....	177
Figura 4-68 – Curva di capacità MDOF pre e post intervento.....	179
Figura 4-69 – Curva di capacità SDOF post intervento.....	179
Figura 4-70 – Primo modo in Y post intervento.....	180
Figura 4-71 – Verifica post intervento (POY+_e-_modo).....	181
Figura 4-72 – Curva di capacità MDOF pre e post intervento (POY+_e-_massa). ....	182
Figura 4-73 – Verifica post intervento per il caso POY+_e-_massa.....	182

## Indice delle tabelle

Tabella 4-1 – Resistenze medie dei materiali.....	101
Tabella 4-2 – Pilastri piano seminterrato. ....	110
Tabella 4-3 – Pilastri piano primo (1). ....	110
Tabella 4-4 – Pilastri piano primo (2). ....	110
Tabella 4-5 – Pilastri piano secondo (1). ....	110
Tabella 4-6 – Pilastri piano secondo (2). ....	111
Tabella 4-7 – Travi seminterrato. ....	111
Tabella 4-8 – Travi piano primo (1). ....	112
Tabella 4-9 – Travi piano primo (2). ....	113
Tabella 4-10 – Travi piano secondo (1). ....	114
Tabella 4-11 – Travi piano secondo (2). ....	115
Tabella 4-12 – Carichi assegnati al modello. ....	116
Tabella 4-13– Masse partecipante relative ai modi di vibrare della struttura.....	120
Tabella 4-14 – Casi di spinta in X. ....	122
Tabella 4-15- Casi di spinta in Y. ....	122
Tabella 4-16 – Step di verifica della capacità e indice di rischio. ....	122
Tabella 4-17 – Parametri di calcolo per la curva di capacità SDOF. ....	124
Tabella 4-18 – Uguaglianza aree sottese alla curva di capacità e alla bilineare. ....	124
Tabella 4-19- Rigidezza e periodo dell'oscillatore equivalente.....	125
Tabella 4-20 – Risultati POY+ _e_ _massa. ....	125
Tabella 4-21 – Indice di Rischio. ....	126
Tabella 4-22– Uguaglianza delle aree sottese alla curva e alla bilineare.....	128
Tabella 4-23 – Rigidezza e periodo dell'oscillatore equivalente. ....	128
Tabella 4-24 – Risultati POX- _e_ _massa. ....	129
Tabella 4-25 – Indice di Rischio POX- _e_ _massa. ....	130
Tabella 4-26– Verifica dei pilastri allo step 12.....	132
Tabella 4-27 – Verifica delle travi allo step 12. ....	133
Tabella 4-28– Geometria e step di verifica nodo 87. ....	133
Tabella 4-29 Geometria e step di verifica nodo 90. ....	134
Tabella 4-30 - Geometria e step di verifica nodo 91. ....	134

Tabella 4-31 - Geometria e step di verifica nodo 145. ....	134
Tabella 4-32 - Geometria e step di verifica nodo 148. ....	135
Tabella 4-33 - Geometria e step di verifica nodo 149. ....	135
Tabella 4-34 - - Geometria e step di verifica nodo 203. ....	135
Tabella 4-35 – Geometria e step di verifica nodo 206. ....	135
Tabella 4-36 – Geometria e step di verifica del nodo 207. ....	136
Tabella 4-37 – Verifica dei pilastri allo step 12. ....	137
Tabella 4-38 – Verifica delle travi allo step 8. ....	137
Tabella 4-39 – Geometria e step di verifica del nodo 123. ....	138
Tabella 4-40- Geometria e step di verifica del nodo 154. ....	138
Tabella 4-41 – Geometria e step di verifica del nodo 155. ....	138
Tabella 4-42 - Geometria e step di verifica del nodo 181. ....	139
Tabella 4-43– Geometria e step di verifica del nodo 212. ....	139
Tabella 4-44 - Geometria e step di verifica del nodo 213. ....	139
Tabella 4-45 – Verifica dei pilastri allo step 12. ....	141
Tabella 4-46 – Verifica delle travi allo step 12. ....	141
Tabella 4-47 – Geometria e step di verifica del nodo 164. ....	141
Tabella 4-48 – Geometria e step di verifica del nodo 169. ....	142
Tabella 4-49 - Geometria e step di verifica del nodo 174. ....	142
Tabella 4-50 - Geometria e step di verifica del nodo 222. ....	142
Tabella 4-51 - Geometria e step di verifica del nodo 227. ....	143
Tabella 4-52 - Geometria e step di verifica del nodo 232. ....	143
Tabella 4-53– Verifiche pilastri step 12. ....	145
Tabella 4-54 – Verifica delle travi step 12. ....	146
Tabella 4-55– Geometria e step di verifica nodo 90. ....	146
Tabella 4-56 – Geometria e step di verifica del nodo 148. ....	147
Tabella 4-57 – Geometria e step di verifica nodo 206. ....	147
Tabella 4-58 - Geometria e step di verifica nodo 142. ....	147
Tabella 4-59 – Geometria e step di verifica nodo 200. ....	147
Tabella 4-60 – Verifica dei pilastri step 9. ....	149
Tabella 4-61 – Verifica delle travi allo step 12. ....	149
Tabella 4-62 – Geometria e step di verifica nodo 95. ....	149

Tabella 4-63 – Geometria e step di verifica del nodo 153. ....	150
Tabella 4-64 – Geometria e step di verifica del nodo 211. ....	150
Tabella 4-65 – Geometria e step di verifica del nodo 210. ....	150
Tabella 4-66 – Geometria e step di verifica del nodo 152. ....	151
Tabella 4-67 – Geometria e step di verifica nodo 45. ....	151
Tabella 4-68– Geometria e step di verifica nodo 94. ....	151
Tabella 4-69– Geometria e step di verifica nodo 26. ....	151
Tabella 4-70 – Verica delle travi allo step 12.....	152
Tabella 4-71 – Verifica dei pilastri step 12. ....	153
Tabella 4-72 – Geometria e step di verifica nodo 169. ....	153
Tabella 4-73 – Geometria e step di verifica nodo 227. ....	154
Tabella 4-74 – Geometria e step di verifica nodo 154. ....	154
Tabella 4-75 – Geometria e step di verifica nodo 212. ....	154
Tabella 4-76 – Deformata obiettivo e parametri di calcolo per la curva di capacità.....	161
Tabella 4-77- Risultati caso POX- _e_ _modo in termini di spostamento. ....	162
Tabella 4-78 – Parametri della bilineare associata ai controventi. ....	162
Tabella 4-79 – Duttilità del sistema accoppiato telaio-controventi.....	162
Tabella 4-80 – Nuova deformata obiettivo e parametri di calcolo per la curva di capacità. .....	165
Tabella 4-81 – Risultati dell’analisi di push-over. ....	166
Tabella 4-82 – Bilineare equivalente ai controventi. ....	166
Tabella 4-83 – Duttilità del sistema accoppiato telaio-controventi.....	166
Tabella 4-84 – Parametri di redistribuzione del taglio e delle rigidezze e drift di piano. ..	167
Tabella 4-85 – Determinazione del Kc e della Fyc per ogni controvento.....	168
Tabella 4-86 – Determinazione della geometria del braccio di collegamento elastico e del dispositivo.....	168
Tabella 4-87 – Definizione delle aree legate alla Kc, rigidezza complessiva del controvento. .....	168
Tabella 4-88 – Nuovi diametri dei controventi dopo la verifica di stabilità.....	170
Tabella 4-89 – Verifiche a trazione e compressione dei controventi.....	171
Tabella 4-90 – Massa partecipante e periodi dei modi 2 e 3 post intervento. ....	171
Tabella 4-91 – Caratteristiche dell’oscillatore equivalente (POX- _e_ _modo).....	172

Tabella 4-92 – Rapporto fra capacità e domanda post intervento (POX- <sub>e</sub> - <sub>modo</sub> ).....	172
Tabella 4-93 – Caratteristiche dell'oscillatore equivalente (POX- <sub>e</sub> - <sub>massa</sub> ).....	173
Tabella 4-94 – Rapporto fra capacità e domanda post intervento. ....	173
Tabella 4-95 – Deformata obiettivo e parametri di calcolo per la curva di capacità.....	174
Tabella 4-96 – Risultati caso POY+ <sub>e</sub> - <sub>modo</sub> .....	175
Tabella 4-97 – Parametri della bilineare associata ai controventi. ....	175
Tabella 4-98 – Duttilità del sistema accoppiato telaio-controventi.....	175
Tabella 4-99 – Risultati dell'analisi di push-over con la nuova deformata. ....	177
Tabella 4-100 – Bilineare equivalente ai controventi. ....	177
Tabella 4-101 – Duttilità del sistema accoppiato telaio-controventi.....	177
Tabella 4-102 – Calcolo del taglio e della rigidezza di piano. ....	178
Tabella 4-103 – Calcolo della rigidezza e della forza di snervamento del controvento complessivo.....	178
Tabella 4-104 – Calcolo dell'area del dispositivo e del braccio elastico. ....	178
Tabella 4-105 – Controventi inseriti nel modello.....	178
Tabella 4-106 – Verifica a compressione e a trazione dei controventi. ....	180
Tabella 4-107 – Analisi modale post intervento.....	180
Tabella 4-108 – Caratteristiche dell'oscillatore equivalente (POY+ <sub>e</sub> - <sub>modo</sub> ).....	181
Tabella 4-109 – Rapporto fra capacità e domanda post intervento (POY+ <sub>e</sub> - <sub>modo</sub> )... ..	181
Tabella 4-110 Caratteristiche dell'oscillatore equivalente (POY+ <sub>e</sub> - <sub>massa</sub> ) .....	182
Tabella 4-111 – Rapporto fra capacità e domanda post intervento. ....	182
Tabella 4-112 – Verifica dei pilastri in Y=0. ....	183
Tabella 4-113 – Verifica dei pilastri in Y=10.9 m. ....	183
Tabella 4-114 – Verifica dei pilastri in Y=56.4 m. ....	184
Tabella 4-115 – Verifica dei pilastri in Y. ....	184

## *Ringraziamenti*

Giunti alla conclusione di questo elaborato, volevo esprimere la mia gratitudine alla Prof. Laura Ragni, alla quale devo un sincero ringraziamento per avermi seguita con la massima disponibilità ed attenzione durante questi mesi di tirocinio e di stesura di questa tesi e per aver accresciuto ulteriormente la mia passione per questa disciplina. Farò tesoro dei suoi insegnamenti per il mio futuro percorso lavorativo.

Inoltre volevo ringraziare la mia correlatrice, l'Ing. Laura Gioiella, per la sua disponibilità, per tutti i consigli, gli insegnamenti e per avermi sostenuta in tutti questi mesi.