



**UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE FACOLTÀ DI
INGEGNERIA**

Corso di laurea magistrale in Ingegneria Civile Strutture

TESI DI LAUREA

**Soluzioni innovative a confronto per l'adeguamento di
edifici esistenti in c.a.**

**A Comparison of Innovative Solutions for the Retrofit of Existing
Reinforced Concrete Buildings.**

Relatrice *Prof.ssa Ing. Laura Ragni*

Laureando *Francesco Marcaccio*

Correlatrice *Ing. Laura Gioiella*

ANNO ACCADEMICO 2025-2026

Ai miei genitori

A tutta la mia famiglia

A chi mi ha sempre sostenuto e amato

INDICE

INTRODUZIONE	1
1 EVOLUZIONE DEI CONCETTI FONDAMENTALI DI PROGETTAZIONE SISMICA	3
2 SISTEMI DI DISSIPAZIONE DI ENERGIA	9
2.1 DISSIPATORI ISTERETICI	10
2.1.1 <i>Dispositivi ad attrito</i>	10
2.1.2 <i>Dissipatori elasto-plastici</i>	11
2.2 DISSIPATORI VISCOSI	13
2.2.1 <i>Caratteristiche generali</i>	13
2.2.2 <i>Legame costitutivo viscoso lineare ad un elemento</i>	15
2.2.3 <i>Legame costitutivo viscoso non lineare ad un elemento</i>	17
2.2.4 <i>Legame costitutivo viscoso a due elementi</i>	20
2.3 DISSIPATORI VISCOELASTICI	24
2.3.1 <i>Dispositivi a materiale viscoelastico</i>	24
2.3.2 <i>Dispositivi viscoelastici con modello di Kelvin-Voigt</i>	25
2.4 CONTROVENTI DISSIPATIVI	28
2.4.1 <i>Configurazione interna</i>	33
2.4.2 <i>Configurazione esterna</i>	35
3 SISTEMI DI ISOLAMENTO	39
3.1 PRINCIPALI CONCETTI DELL'ISOLAMENTO SISMICO	39
3.2 DINAMICA DELLE STRUTTURE ISOLATE	41
3.2.1 <i>Sistema a 1 Grado di Libertà (1-GDL)</i>	41
3.2.2 <i>Sistema a 2 Grado di Libertà (2-GDL)</i>	42
3.3 ISOLATORI ELASTOMERICI	48

3.3.1	<i>Isolatori elastomerici ad alto smorzamento (HDRB).....</i>	<i>49</i>
3.4	ISOLATORI A SCORRIMENTO	53
3.4.1	<i>Isolatori a scorrimento a superfice curva</i>	<i>53</i>
3.4.2	<i>Isolatori a scorrimento a superfice piana e sistemi di isolamento ibridi.....</i>	<i>58</i>
4	CASO STUDIO: IL “COLLEGIO UNIVERSITARIO FAZZINI”	60
4.1	INQUADRAMENTO GENERALE E NORMATIVO	60
4.1.1	<i>L’approccio conoscitivo: dall’analisi storico-critica al rilievo geometrico-strutturale.....</i>	<i>62</i>
4.1.2	<i>Caratterizzazione meccanica dei materiali e Livelli di conoscenza</i>	<i>63</i>
4.1.3	<i>Azioni.....</i>	<i>64</i>
4.2	PROGETTO DELLA CAMPAGNA SPERIMENTALE DI PROVE	65
4.2.1	<i>Generiche</i>	<i>65</i>
4.2.2	<i>Presentazione della struttura</i>	<i>66</i>
4.2.3	<i>Indagini in sito.....</i>	<i>85</i>
4.2.4	<i>Prove di carico su solai e travi</i>	<i>86</i>
4.2.5	<i>Caratteristiche meccaniche dei materiali</i>	<i>88</i>
4.2.6	<i>Danno sismico rilevato</i>	<i>88</i>
5	MODELLAZIONE NUMERICA DEL CASO STUDIO	91
5.1.1	<i>Definizione del modello.....</i>	<i>91</i>
5.1.2	<i>Analisi dei carichi.....</i>	<i>93</i>
5.1.3	<i>Modello nudo del caso studio e analisi modale.....</i>	<i>102</i>
5.1.4	<i>Valutazione delle tamponature con la nuova bozza Eurocodice 8 (FprEN 1998-1-2:2025)</i>	<i>106</i>
5.1.5	<i>Modello del caso studio con tamponatura</i>	<i>110</i>
5.1.6	<i>Modello tamponato e analisi modale</i>	<i>113</i>
6	INTERVENTO DI ADEGUAMENTO SISMICO CON SISTEMA DI ISOLAMENTO IBRIDO	118
6.1	PROGETTAZIONE DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO	118
6.1.1	<i>Configurazione altimetrica e interventi di rinforzo strutturali.....</i>	<i>118</i>
6.1.2	<i>Predimensionamento degli isolatori.....</i>	<i>121</i>

6.1.3	<i>Modello del caso studio con sistema di isolamento e analisi modale</i>	125
6.1.4	<i>Azione sismica e analisi dinamica lineare.....</i>	129
6.1.5	<i>Verifiche di sicurezza degli isolatori.....</i>	134
6.2	VERIFICHE DELLA SOTTOSTRUTTURA E DELLE FONDAZIONI	138
6.2.1	<i>Verifiche di resistenza e rigidezza dei pilastri del seminterrato</i>	138
6.2.2	<i>Adeguamento del sistema di fondazione</i>	140
6.3	INTERVENTI E VERIFICHE DELLA SOVRASTRUTTURA.....	142
6.3.1	<i>Verifiche del graticcio di travi al piano terra</i>	142
6.3.2	<i>Verifiche degli elementi strutturali in elevazione (travi e pilastri)</i>	144
6.4	VERIFICHE E INTERVENTI SUGLI ELEMENTI NON STRUTTURALI	151
6.4.1	<i>Controllo degli spostamenti di interpiano</i>	151
6.4.2	<i>Verifica di resistenza dei pannelli murari.....</i>	153
6.5	DETTAGLI COSTRUTTIVI.....	154
6.5.1	<i>Definizione del giunto sismico perimetrale e adeguamento degli accessi.....</i>	157
6.5.2	<i>Adeguamento dei collegamenti verticali rigidi: vani scala e nuclei ascensore</i>	159
6.5.3	<i>Inserimento dispositivi antisismici: dettagli costruttivi.....</i>	163
6.5.4	<i>Adeguamento e protezione delle reti impiantistiche</i>	167
7	INTERVENTO DI ADEGUAMENTO SISMICO CON CONTROVENTI DISSIPATIVI ESTERNI	168
7.1	STIMA DEL PERIODO DEL MODELLO CON TAMPONATURA IN CARTONGESSO	168
7.2	L'APPROCCIO PROGETTUALE SEMPLIFICATO (CONTROVENTI INFINITAMENTE RIGIDI)	170
7.2.1	<i>Progettazione con approccio semplificato.....</i>	174
7.3	L'INFLUENZA DELLA FLESSIBILITÀ DEI CONTROVENTI DISSIPATIVI ESTERNI	176
	CONCLUSIONI	182
	BIBLIOGRAFIA.....	186

INTRODUZIONE

La presente tesi affronta il tema dell'adeguamento sismico degli edifici esistenti in calcestruzzo armato mediante l'impiego di sistemi di protezione sismica avanzata. Tali tecnologie consentono di raggiungere livelli di sicurezza e prestazioni superiori rispetto a quelli ottenibili attraverso i tradizionali interventi di rinforzo strutturale, basati esclusivamente sull'incremento di resistenza e rigidezza. L'obiettivo di questi sistemi è infatti quello di limitare il più possibile il danneggiamento della costruzione, intesa come struttura, elementi non strutturali, componenti impiantistiche e contenuti, preservandone la funzionalità anche in presenza di eventi sismici di elevata intensità.

Tra le principali tecniche di protezione sismica avanzata si distinguono i sistemi di isolamento sismico alla base e i sistemi di dissipazione supplementare di energia. I primi riducono l'azione sismica trasmessa alla struttura mediante l'inserimento di appositi dispositivi, denominati isolatori, che disaccoppiano il moto dell'edificio da quello del terreno. In questo modo la sovrastruttura tende a comportarsi come un corpo rigido, subendo una significativa riduzione delle accelerazioni e delle sollecitazioni interne. I sistemi dissipativi, invece, non riducono l'energia sismica in ingresso, ma introducono dispositivi in grado di dissiparne una quota significativa, limitando la domanda strutturale e riducendo il danneggiamento degli elementi resistenti.

L'applicazione di tali tecnologie viene sviluppata con riferimento al caso studio del "Collegio Universitario Fazzini", situato nel comune di Camerino (MC). L'edificio, gravemente danneggiato dalla sequenza sismica che ha colpito l'Italia centrale nel 2016, è stato dichiarato inagibile e rappresenta un caso particolarmente significativo per l'analisi e il confronto di differenti strategie di adeguamento sismico.

Nella prima parte della tesi (capitoli da 1 a 3) vengono richiamati i principi teorici della progettazione sismica, partendo dagli approcci convenzionali basati sulla duttilità strutturale fino ad arrivare alle più moderne tecniche di protezione sismica avanzata.

Successivamente, nel capitolo 4, viene descritto il caso studio, illustrando il percorso di conoscenza dell'edificio, le indagini svolte e la caratterizzazione geometrica e meccanica della struttura esistente.

Sulla base delle informazioni acquisite, nel capitolo 5, è stato sviluppato un modello numerico tridimensionale agli elementi finiti del caso studio mediante il software SAP2000. In particolare, sono stati analizzati sia il modello a telaio nudo sia il modello comprensivo delle tamponature, al fine di evidenziare l'influenza degli elementi non strutturali sul comportamento dinamico globale dell'edificio. Questo aspetto, noto anche con il termine di interazione struttura-non struttura, è particolarmente significativo negli edifici in c.a. tradizionali per azioni frequenti (stati limite di esercizio), ma per gli edifici dotati di tecniche avanzate di protezione sismica diventa fondamentale fino agli stati limite ultimi (sismi di grande intensità).

La successiva parte del lavoro è dedicata alla progettazione e al confronto di due differenti strategie di adeguamento sismico. La prima, sviluppata nel Capitolo 6, prevede l'inserimento di un sistema di isolamento ibrido, mentre la seconda, trattata nel Capitolo 7, consiste nell'installazione di controventi dissipativi viscosi esterni. Per entrambe le soluzioni vengono sviluppate le relative procedure di progettazione al fine di evidenziarne i vantaggi e i limiti applicativi nel contesto degli interventi di adeguamento sismico degli edifici esistenti.

La tesi di Laurea è stata sviluppata nell'ambito delle attività previste nel progetto SECURE-Scuola della Ricostruzione e Resilienza, finanziato dall'Agenzia per la Coesione Territoriale (D.283/2021).

1 EVOLUZIONE DEI CONCETTI FONDAMENTALI DI PROGETTAZIONE SISMICA

Il principio base della progettazione sismo-resistente convenzionale che ha sempre guidato la stesura delle normative è quello di garantire un livello di sicurezza accettabile per la salvaguardia della vita umana, evitando crolli catastrofici. Tuttavia, il modo in cui l'ingegneria strutturale ha perseguito questo obiettivo è mutato radicalmente nel corso dei decenni.

Fino all'inizio del XXI secolo, la progettazione in Italia era governata dal metodo delle tensioni ammissibili. Tale approccio, di natura puramente deterministica, si basava su un calcolo delle strutture in campo elastico lineare: l'edificio veniva dimensionato affinché le tensioni indotte da forze orizzontali statiche equivalenti non superassero determinate soglie di sicurezza. Sebbene l'obiettivo primario restasse la prevenzione del collasso, la normativa dell'epoca non teneva conto esplicitamente del comportamento post-elastico della struttura, non garantendo un controllo reale sul meccanismo di danneggiamento in caso di eventi sismici severi. Inoltre, esso tendeva a sottostimare l'azione sismica reale e non considerava l'intrinseca aleatorietà dei parametri di progetto (azioni e resistenze).

In Italia, una decisiva svolta nella filosofia progettuale si è avuta con il D.M. del 9 gennaio 1996, che ha introdotto per la prima volta il metodo semi-probabilistico agli stati limite, già sviluppatosi a livello internazionale. Tale metodo è divenuto poi cogente per tutte le costruzioni in zona sismica con l'O.P.C.M. 3274 del 2003 e, dopo una fase di transizione, ha assunto piena operatività con le NTC 2008, costituendo l'ossatura delle attuali normative vigenti (NTC 2018). Questa moderna filosofia progettuale consiste nel garantire il raggiungimento di specifici livelli prestazionali al verificarsi di eventi sismici di diversa intensità. Al contempo, essa tiene conto della natura aleatoria del problema strutturale, modellando azioni e resistenze come variabili probabilistiche e abbandonando definitivamente la tradizionale impostazione deterministica.

Operativamente, tale approccio si concretizza nell'introduzione del concetto di "Stato Limite", definito dalla normativa come una condizione superata la quale l'opera non soddisfa più le esigenze prestazionali previste (NTC 2018, §2.1). Questa logica di progettazione può essere riassunta attraverso una "matrice prestazionale", all'interno della quale le diverse probabilità di accadimento dell'azione sismica (sulle righe) si incrociano con il livello di danno accettato per l'edificio (sulle colonne):

	CO	O	R	SVU
F	SLO			
O		SLD		
R			SLV	
MR				SLC

Figura 1.1: Schema logico degli obiettivi prestazionali sismici.

Nello specifico, la normativa articola la progettazione sismica su quattro Stati Limite:

- Stato Limite di Operatività (SLO): a seguito del verificarsi di un evento sismico frequente (F), con probabilità di superamento dell'81% nel periodo di riferimento, alla struttura è richiesto il mantenimento della completa operatività (CO). L'edificio non deve subire danni né agli elementi strutturali né a quelli non strutturali, garantendo la continuità d'uso di apparecchiature e impianti (verifica di funzionalità);
- Stato Limite di Danno (SLD): a fronte di un evento sismico occasionale (O), con probabilità di superamento del 63% nel periodo di riferimento, l'opera nel suo complesso deve mantenere la propria operatività (O). I danni agli elementi strutturali devono risultare del tutto trascurabili, mentre si accettano danni limitati agli elementi non strutturali e temporanee interruzioni d'uso degli impianti

- Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV): per un evento sismico raro (R), con probabilità di superamento del 10% nel periodo di riferimento, la prestazione richiesta è la riparabilità della struttura (R). Sono accettati danni significativi agli elementi strutturali, con conseguente perdita parziale di rigidezza e resistenza nei confronti delle azioni orizzontali, a patto che la struttura conservi capacità portante per i carichi verticali e un significativo margine di sicurezza nei confronti del collasso globale.
- Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC): per un evento sismico molto raro (MR), con probabilità di superamento del 5% del periodo di riferimento, l'unica prestazione richiesta è la salvaguardia della vita umana (SVU), che deve essere garantita evitando il crollo della struttura, anche a costo di un livello di danneggiamento non riparabile. La costruzione conserva un margine di sicurezza per le azioni orizzontali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per le azioni verticali.

Acquisita la consapevolezza dell'effettiva severità dell'azione sismica, l'approccio progettuale moderno accetta l'impossibilità, sia tecnica che economica, di progettare edifici capaci di resistere agli eventi sismici più severi rimanendo in campo elastico. Il comportamento elastico, infatti, è richiesto esclusivamente per i primi due Stati Limite di Esercizio (SLO e SLD), mentre per gli Stati Limite Ultimi (SLV e SLC), le forze d'inerzia previste dalle NTC 2018 assumono valori tali da rendere irrealizzabile un dimensionamento degli elementi strutturali finalizzato ad evitare la plasticizzazione. Per questo motivo, la normativa adotta i principi della progettazione in capacità (*Capacity Design*), basata sullo sfruttamento della duttilità della struttura. A differenza dei metodi tradizionali, questo approccio non mira ad aumentare indefinitamente la resistenza degli elementi, ma a governarne il comportamento in campo plastico mediante il criterio della gerarchia delle resistenze. L'obiettivo è quello di indirizzare il danneggiamento verso meccanismi duttili e dissipativi, evitando rotture fragili, sia a scala globale sia a scala locale. A livello globale si adotta il principio del "pilastro forte – trave debole, imponendo che le travi plasticizzino prima dei pilastri, così da impedire la formazione del meccanismo di collasso di piano debole e favorire un meccanismo globale con distribuzione diffusa del danno. A livello locale, invece, ogni elemento viene progettato affinché la resistenza a taglio sia superiore alla

corrispondente domanda associata allo sviluppo della massima resistenza flessionale, garantendo che l'eventuale crisi avvenga sempre per flessione, ossia secondo un meccanismo duttile. In questo modo la struttura è in grado di dissipare energia in maniera controllata, mantenendo adeguati livelli di sicurezza anche in presenza di eventi sismici di elevata intensità.

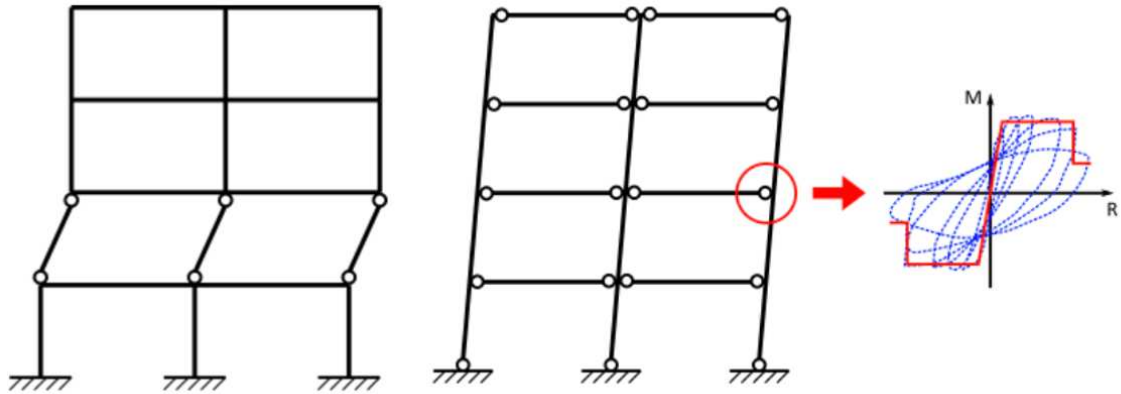


Figura 1.2: Confronto tra meccanismo di collasso di piano (sinistra) e meccanismo globale dissipativo (destra) (Fonte: rielaborazione da documentazione tecnica CSI - SAP2000).

Quando l'azione sismica supera il limite elastico della struttura, nelle zone dissipative progettate secondo i criteri del *Capacity Design* si sviluppano le cerniere plastiche, localizzate alle estremità delle travi e alla base dei pilastri. Durante il terremoto tali cerniere sono soggette a cicli ripetuti di carico e scarico, sviluppando deformazioni plastiche irreversibili che consentono alla struttura di dissipare parte dell'energia sismica. Il comportamento energetico della struttura può essere descritto mediante il seguente bilancio:

$$E_I = E_K + E_E + E_V + E_H$$

Dove E_K rappresenta l'energia cinetica associata al moto della struttura, E_E l'energia elastica accumulata negli elementi deformati, E_V l'energia dissipata dai meccanismi di smorzamento viscoso intrinseci della costruzione e E_H l'energia dissipata per isteresi plastica a seguito della formazione delle cerniere plastiche. Durante il moto sismico, l'energia cinetica e quella elastica si trasformano continuamente l'una nell'altra, mentre le componenti E_V ed E_H

rappresentano i meccanismi attraverso cui l'energia viene definitivamente dissipata. Nella progettazione convenzionale la principale fonte di dissipazione è costituita proprio dall'energia isteretica E_H , ottenuta a discapito del danneggiamento degli elementi strutturali.

In sintesi, per eventi sismici severi (Stati Limite Ultimi), la progettazione in capacità accetta consapevolmente il danneggiamento della struttura, al fine di scongiurare il collasso globale e garantire la salvaguardia della vita umana. Lo sfruttamento della duttilità della struttura consente di ottenere i livelli prestazionali richiesti dalla normativa, garantendo una sensibile riduzione dei costi di costruzione rispetto ad una progettazione in campo puramente elastico.

Tale filosofia progettuale risulta tuttavia incompatibile con le esigenze di alcune categorie di costruzioni che, per la loro funzione strategica, devono mantenere la piena operatività anche dopo eventi sismici di elevata intensità. Rientrano in questa categoria ospedali, caserme, centri di coordinamento della protezione civile e infrastrutture viarie principali, per le quali la normativa richiede prestazioni sensibilmente superiori rispetto agli edifici ordinari. In particolare, anche per azioni sismiche corrispondenti allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), non è sufficiente garantire la sicurezza degli occupanti, ma è necessario preservare la funzionalità della struttura, degli impianti e delle apparecchiature essenziali, così da consentire la continuità operativa dell'opera nel periodo immediatamente successivo al sisma.

Per conseguire obiettivi prestazionali così stringenti, l'approccio convenzionale basato sul *Capacity Design* risulta concettualmente inadeguato, poiché la dissipazione dell'energia avviene attraverso la plasticizzazione degli elementi strutturali. Per questo motivo, la moderna ingegneria sismica ha sviluppato nuove tecnologie di protezione avanzata, detti anche non convenzionali, concepiti per intervenire direttamente sull'equazione del bilancio energetico, riducendo o eliminando il contributo dell'energia dissipata per isteresi plastica E_H , dovuto alla plasticizzazione degli elementi strutturali. Esse si classificano principalmente in due tipologie:

- Sistemi di dissipazione di energia: consistono nell'inserimento di appositi dispositivi, detti dissipatori, che incrementano enormemente la dissipazione dell'energia cinetica della struttura. Viene introdotto così nell'equazione di bilancio energetico un termine

aggiuntivo E_D , riducendo così al minimo la domanda di duttilità sugli elementi strutturali.

$$E_I = \dot{E}_K + \dot{E}_E + E_V + E_H + E_D$$

- Sistemi di Isolamento Sismico alla base: agiscono a monte del problema, disaccoppiando dinamicamente la sovrastruttura dal terreno per abbattere drasticamente la quantità di energia sismica in ingresso (E_I) che investe l'edificio.

$$E_I = \dot{E}_K + \dot{E}_E + E_V + E_H$$

2 SISTEMI DI DISSIPAZIONE DI ENERGIA

Approfondendo quanto introdotto nel capitolo precedente, i sistemi di dissipazione di energia possono essere distinti in due grandi famiglie, in funzione del principio di funzionamento e della modalità di attivazione dei dispositivi:

- Sistemi di controllo attivo e semi-attivo: impiegano dispositivi alimentati elettricamente che, mediante sensori e sistemi di controllo, modificano la propria risposta durante l'evento sismico generando forze atte a contrastare il moto della struttura. La necessità di un'alimentazione esterna e la maggiore complessità impiantistica ne limitano tuttavia l'impiego nelle applicazioni civili.
- Sistemi di controllo passivo: utilizzano dispositivi che si attivano esclusivamente in funzione degli spostamenti e delle velocità indotti dal sisma, senza richiedere alimentazione esterna. La maggiore affidabilità e i ridotti costi di gestione ne hanno favorito la diffusione negli interventi di adeguamento e miglioramento sismico degli edifici esistenti.

Nel presente elaborato verranno trattati esclusivamente i sistemi di controllo passivo. In funzione del meccanismo fisico con cui dissipano l'energia, i dispositivi possono essere classificati nelle seguenti categorie:

- Dissipatori isteretici: dissipano energia mediante la deformazione plastica di elementi metallici oppure per attrito tra superfici a contatto;
- Dissipatori viscosi: dissipano energia attraverso il passaggio forzato di un fluido siliconico all'interno di un sistema cilindro-pistone, mediante appositi orifizi del circuito idraulico;
- Dissipatori visco-elastici: dissipano energia mediante la deformazione di materiali visco-elastici.

2.1 Dissipatori isteretici

I dissipatori isteretici dissipano energia attraverso gli spostamenti relativi tra i punti della struttura a cui sono collegati, con una risposta sostanzialmente indipendente dalla velocità del moto. L'energia dissipata durante un evento sismico è pari all'area racchiusa dai cicli di isteresi nel piano forza–spostamento. Le tecnologie che sfruttano tale meccanismo si distinguono in due macrocategorie: dispositivi ad attrito e dispositivi elasto-plastici.

2.1.1 Dispositivi ad attrito

Il dissipatore ad attrito è un dispositivo a comportamento rigido-plastico, nel quale la dissipazione di energia avviene attraverso lo scorrimento relativo tra due o più superfici poste a contatto. Finché l'azione trasmessa non supera la forza di attrito, il dispositivo rimane bloccato e si comporta come un controvento rigido, contribuendo alla rigidezza laterale della struttura. Raggiunta la forza di prima attivazione, si innesca lo scorrimento tra le superfici e il dispositivo inizia a dissipare energia mantenendo una forza resistente pressoché costante, secondo il tipico comportamento rigido-plastico.

La scelta della forza di attivazione rappresenta un aspetto fondamentale della progettazione: essa deve essere sufficientemente contenuta da consentire l'innescio dello scorrimento già per eventi sismici di moderata intensità, limitando il danneggiamento degli elementi strutturali e non strutturali.

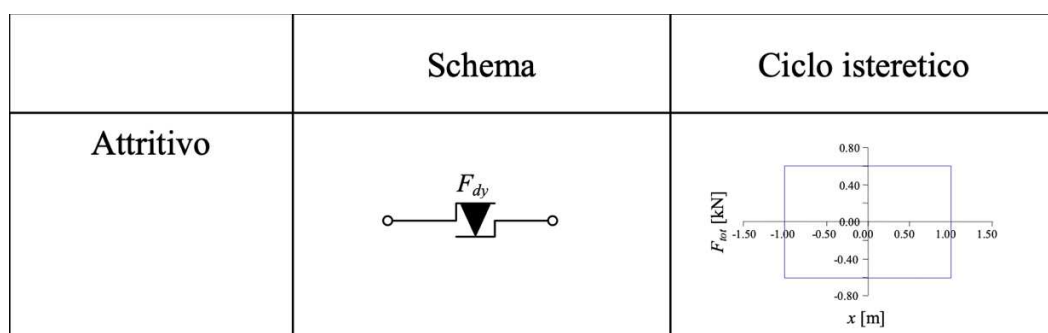


Figura 2.1: modello teorico rigido-plastico di un dissipatore ad attrito.

Sebbene questa tecnologia offra cicli isteretici molto ampi e altamente dissipativi, il suo limite risiede nella necessità di mantenere costante il coefficiente d'attrito per tutta la vita utile dell'opera, richiedendo controlli periodici e adeguate attività di manutenzione.

2.1.2 Dissipatori elasto-plastici

I dispositivi elasto-plastici si basano sulla dissipazione di energia ottenuta attraverso la ripetuta plasticizzazione di materiali duttili, generalmente acciaio. Storicamente, i primi dispositivi metallici sfruttavano la plasticizzazione a flessione o torsione di speciali lamine o piatti sagomati, come nel caso dei dispositivi ADAS.

ADAS DEVICE (Added Damping And Stiffness)
Piatti in acciaio conformati ad X (Whittaker, 1991)

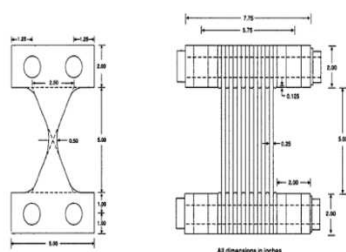


Fig. 3. ADAS device [11].

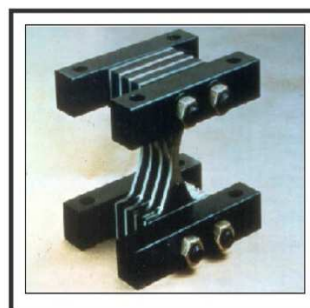


Figura 2.2: primi dissipatori elasto-plastici ADAS.

Successivamente, l'evoluzione di questa tipologia di dissipatori ha portato allo sviluppo dei BRB (*Buckling Restrained Braces*), tutt'oggi tra i dissipatori elasto-plastici più utilizzati. Tali dispositivi nascono per superare la principale limitazione dei controventi tradizionali in acciaio, legata alla diversa risposta a trazione e compressione: mentre in trazione l'elemento può snervare e dissipare energia, in compressione è soggetto a instabilità per sbandamento laterale, con conseguente perdita prematura delle capacità resistenti.

Nei BRB questo problema viene risolto confinando l'anima in acciaio all'interno di un involucro rigido, tipicamente in acciaio riempito di calcestruzzo, separato mediante uno strato distaccante che ne consente lo scorrimento assiale. In questo modo l'elemento può sviluppare la stessa capacità dissipativa sia in trazione che in compressione, con cicli sforzo-deformazione stabili e simmetrici.

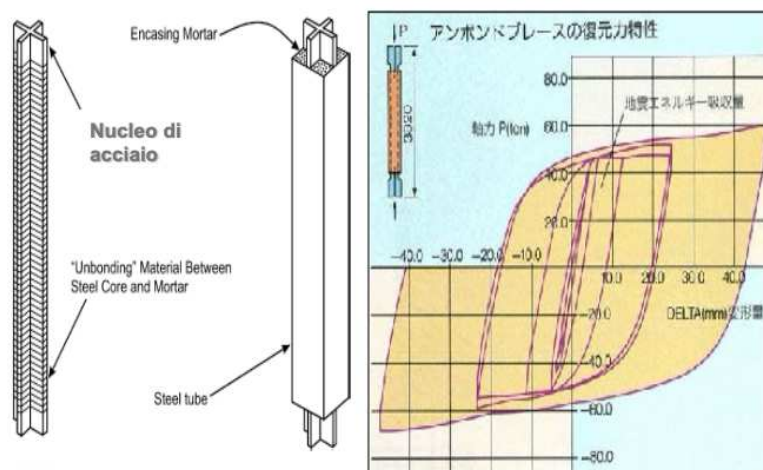


Figura 2.3: Buckling Restrained Braces (BRB).

Rispetto ai sistemi ad attrito, i BRB presentano una rigidezza iniziale che contribuisce al comportamento globale della struttura fino al raggiungimento della tensione di snervamento. Una volta superata tale soglia, il materiale entra in campo plastico attivando il meccanismo isteretico di dissipazione. Tale comportamento implica che, per piccoli spostamenti, il dispositivo non dissipi energia ma contribuisca alla riduzione del periodo proprio della struttura, con conseguente incremento della domanda sismica. È quindi necessario calibrare la resistenza a snervamento in modo da garantire l'attivazione della fase plastica per i livelli di domanda attesi, proteggendo gli elementi strutturali principali. Infine, poiché il funzionamento si basa sulla plasticizzazione del materiale che subisce ampi e ripetuti cicli, questi dispositivi sono soggetti a fenomeni di fatica oligociclica, per cui devono essere sostituiti dopo eventi sismici severi.

2.2 Dissipatori viscosi

2.2.1 Caratteristiche generali

I dissipatori viscosi dissipano l'energia sismica attraverso meccanismi legati alla velocità di deformazione. Il loro funzionamento si basa sulla resistenza allo scorrimento di un fluido siliconico incompressibile contenuto all'interno del dispositivo. Dal punto di vista costruttivo, il dissipatore è costituito da un pistone in acciaio che scorre assialmente all'interno di un cilindro, anch'esso in acciaio, contenente il fluido. La testa del pistone separa il cilindro in due camere. Durante il moto relativo indotto dal sisma tra le due estremità del dispositivo, il fluido è costretto a muoversi da una camera all'altra attraverso piccoli orifizi calibrati presenti sulla testa del pistone. Il passaggio obbligato del fluido attraverso tali restrizioni idrauliche genera il fenomeno della laminazione, che produce un'elevata resistenza viscosa e consente la dissipazione dell'energia sismica in calore.

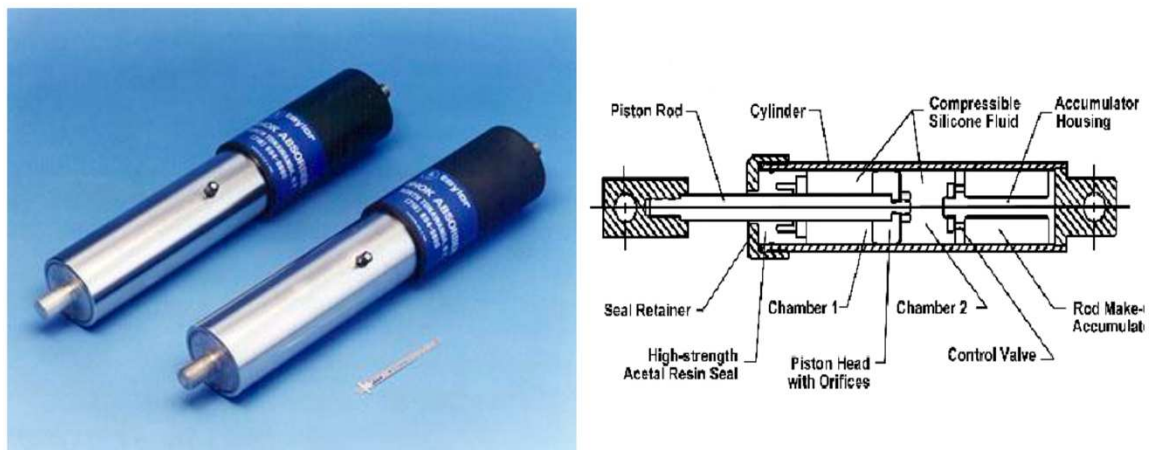


Figura 2.4: Dissipatore viscoso.

Il comportamento macroscopico dei dissipatori viscosi può essere descritto mediante un legame costitutivo che esprime la proporzionalità tra la forza dissipativa F_d e la velocità di deformazione v applicata agli estremi del dispositivo:

$$F_d = c_v |v|^\alpha \cdot \text{sgn}(v)$$

Dove

c_v è la costante di smorzamento che dipende dalla viscosità del fluido e dalla geometria del pistone

α è l'esponente della velocità

Il parametro α dipende dalle caratteristiche del circuito idraulico e permette di distinguere i dissipatori viscosi in tre categorie:

- se $\alpha = 1$, il dispositivo è classificabile come dissipatore viscoso lineare, in quanto la forza dissipativa risulta direttamente proporzionale alla velocità.
- se $0 < \alpha < 1$, il dispositivo rientra nella categoria dei dissipatori viscosi non lineari, caratterizzati da una relazione non lineare tra forza dissipativa e velocità.
- se $\alpha > 1$, il dispositivo è assimilabile a un vincolo temporaneo, poiché manifesta un rapido incremento della rigidezza al crescere della velocità di deformazione.

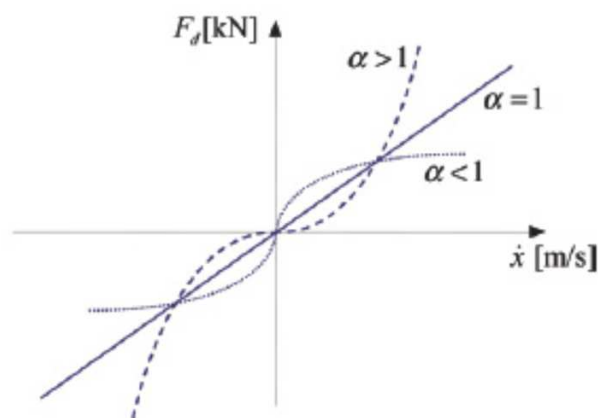


Figura 2.5: Comportamento lineare e non lineare dei dissipatori viscosi (PROTEZIONE SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A. CON CONTROVENTI DISSIPATIVI IN ACCIAIO, Fig. 4.3).

Questi ultimi costituiscono particolari dispositivi, denominati Shock Transmitter Unit, e trovano largo impiego nei ponti. Il loro obiettivo non è dissipare energia, bensì modificare temporaneamente lo schema statico della struttura in determinate condizioni di carico: in caso di spostamenti lenti il fluido scorre liberamente attraverso l'orifizio offrendo resistenza

nulla; al contrario in presenza di azioni impulsive o dinamiche (come urti o eventi sismici), l'orifizio si satura idraulicamente bloccando il pistone e trasformando il dispositivo in un vincolo temporaneo ad elevata rigidezza.

2.2.2 Legame costitutivo viscoso lineare ad un elemento

I dissipatori viscosi lineari possono essere schematizzati con il modello reologico di Newton (o ad un elemento) in cui compare solamente il dissipatore viscoso (figura 2.3).

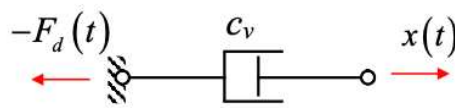


Figura 2.6: modello reologico di Newton per dissipatori viscosi lineari

Durante un evento sismico, la risposta $x(t)$ è ciclica e possiamo considerarla come una funzione sinusoidale del tipo:

$$x(t) = A \sin(\omega t)$$

Poiché, come evidenziato dal legame costitutivo, il dissipatore reagisce alla velocità e non allo spostamento, derivando l'equazione precedente si ricava:

$$\dot{x}(t) = A \omega \cos(\omega t)$$

Sostituendo l'espressione della velocità all'interno dell'equazione costitutiva originaria, si ottiene la storia temporale della forza generata dal dissipatore

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

e siccome risulta $0 \leq \cos(\omega t) \leq 1$, la massima forza prodotta dal dissipatore (indicata con F_{dM}) è di facile determinazione:

$$F_{dM} = c_v \omega A$$

Per valutare l'efficacia del sistema e tracciarne il ciclo dissipativo forza-spostamento, è necessario ricavare una relazione diretta tra $F(t)$ e $x(t)$, eliminando la dipendenza dal tempo. A tale scopo, isolando le componenti trigonometriche dalle equazioni del moto e della forza si ottiene:

$$\sin(\omega t) = \frac{x(t)}{A}$$

$$\cos(\omega t) = \frac{F_d(t)}{F_{dM}}$$

Infine, sfruttando l'identità fondamentale della trigonometria $\sin(\omega t)^2 + \cos(\omega t)^2 = 1$, si giunge all'equazione che descrive il legame costitutivo viscoso lineare per il modello di Newton:

$$\frac{x(t)^2}{A^2} + \frac{F_d(t)^2}{F_{dM}^2} = 1$$

Dal punto di vista analitico, questa espressione rappresenta l'equazione canonica di un'ellisse centrata nell'origine degli assi cartesiani, aventi per semiassi l'ampiezza massima dello spostamento (A) sull'asse delle ascisse e la forza massima (F_{dM}) sull'asse delle ordinate.

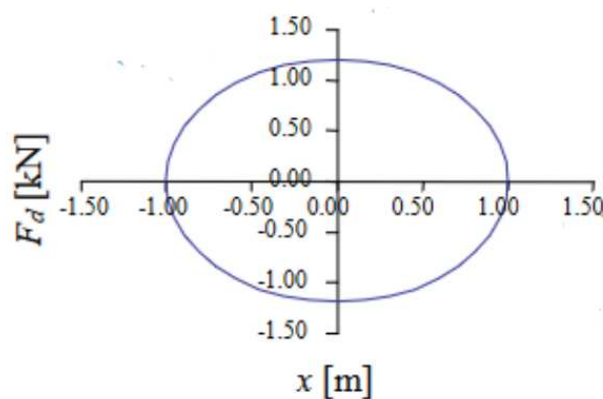


Figura 2.7: legame costitutivo viscoso lineare con modello di Newton.

Analizzando il legame costitutivo dei dissipatori viscosi lineari emerge una caratteristica fondamentale: lo sfasamento di 90° tra spostamento e forza dissipativa. Infatti, osservando l'ellissi, si evince che quando lo spostamento della struttura è massimo, la forza del dissipatore si annulla ($\dot{x}(t) = 0$), mentre quando lo spostamento è nullo il dissipatore esprime la sua forza massima F_{dM} ($\dot{x}(t) = \dot{x}_{max}$). Ne consegue che l'inserimento di un dissipatore viscoso consente di aumentare la capacità dissipativa del sistema senza introdurre significativi incrementi delle sollecitazioni sugli elementi strutturali in corrispondenza delle massime deformazioni della struttura, semplificando così la progettazione globale.

Inoltre, l'area racchiusa all'interno di questa ellisse rappresenta l'energia dissipata per un singolo ciclo del dispositivo (E_D), esprimibile come:

$$E_d = \pi c_v \omega A^2 = \pi F_{dM} A$$

L'energia dissipata risulta quindi proporzionale alla pulsazione e al quadrato dell'ampiezza dello spostamento, evidenziando l'elevata efficienza del dispositivo al crescere della domanda dinamica.

2.2.3 Legame costitutivo viscoso non lineare ad un elemento

Utilizzando lo stesso modello reologico visto per i dissipatori lineari (figura 2.3), si può determinare analogamente il legame costitutivo viscoso non lineare per il modello di Newton. In questo caso l'equazione costitutiva di partenza è:

$$F_d = c_v |\dot{x}|^\alpha \cdot sgn(\dot{x})$$

Dove l'introduzione del termine $sgn(\dot{x})$ è necessaria per evitare che per esponenti positivi della velocità, si perda la ciclicità della risposta. Mentre la massima forza espressa dal dispositivo è:

$$F_{dM} = c_v (\omega A)^\alpha$$

L'esponente α della velocità, da un punto di vista ideale, può variare tra 0 e 1 dove i due valori estremi rappresentano due casi limite:

- se $\alpha = 1$, il dispositivo rientra nei dissipatori lineari e il suo ciclo forza-spostamento è ancora un'ellisse;
- se $\alpha = 0$, il ciclo forza-spostamento è un rettangolo circoscritto all'ellisse.

Poiché, per i dissipatori viscosi non lineari reali, il valore di α non può coincidere con 0, come è ben visibile in figura 2.5, il ciclo dissipativo forza-spostamento avrà un andamento intermedio tra i due casi limite.

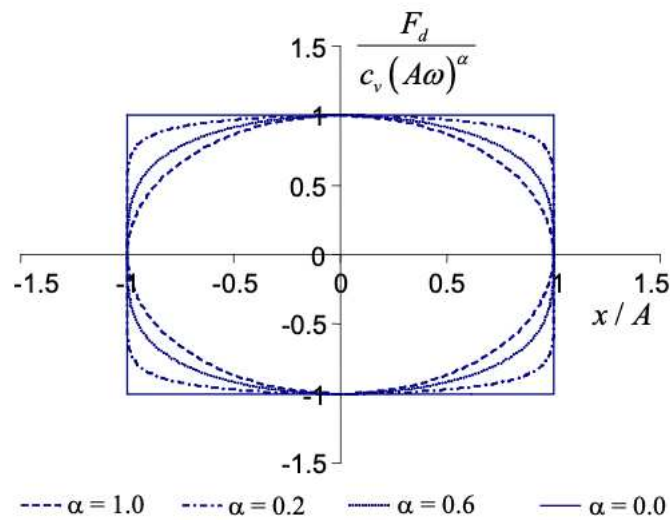


Figura 2.8: legame costitutivo viscoso non lineare per il modello di Newton.

Risulta evidente che i dissipatori viscosi non lineari, a parità di ampiezza e forza massima dissipano più energia, la cui espressione analitica diventa:

$$E_d = \pi c_v \omega^\alpha A^{\alpha+1}$$

Un'altra importante differenza tra dissipatori viscosi lineari e non lineari riguarda il legame forza-spostamento:

- per i dispositivi a comportamento lineare, se raddoppia lo spostamento raddoppia anche la forza generata dal dispositivo. Il legame tra forza e spostamento è, quindi, direttamente proporzionale;

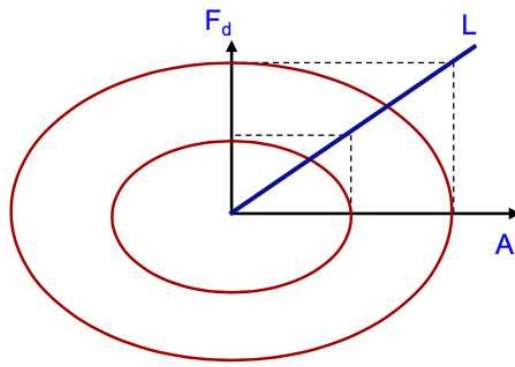


Figura 2.9: Variazione dei cicli dissipativi al crescere dell'ampiezza di spostamento A per i dissipatori lineari.

- per i dispositivi a comportamento non lineare, il legame tra forza e spostamento non è proporzionale: al raddoppiare dello spostamento, infatti, la forza dissipata non raddoppia. In particolare, rispetto al caso lineare, tali dispositivi generano forze maggiori per piccoli spostamenti e forze inferiori per grandi spostamenti.

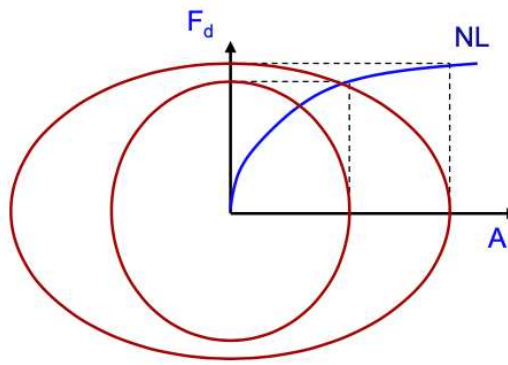


Figura 2.10: Variazione dei cicli dissipativi al crescere dell'ampiezza di spostamento A per i dissipatori non lineari.

Di conseguenza, l'impiego di dissipatori viscosi non lineari risulta più efficiente per azioni di breve durata: infatti, a basse velocità di deformazione indotte da sismi di bassa intensità (piccoli spostamenti), essi offrono una dissipazione maggiore rispetto ai dispositivi lineari; mentre per elevate velocità di deformazione indotte da sismi eccezionali (grandi spostamenti), essi tendono a saturare la risposta, limitando il picco di forza massima trasmessa agli elementi strutturali circostanti ed evitando sovraccarichi pericolosi per la

struttura. Quest' ultima caratteristica è vantaggiosa soprattutto nel caso di azioni simiche superiori a quelle di progetto. Al contrario, i dissipatori viscosi lineari risultano essere più efficiente per fronteggiare azioni di lunga durata come il vento, in quanto, per azioni di bassa intensità (piccoli spostamenti) producono forze minori rispetto ai non lineari e, quindi, sono meno soggetti ai problemi legati al surriscaldamento prolungato del fluido.

2.2.4 Legame costitutivo viscoso a due elementi

Al fine di descrivere in maniera più accurata il comportamento di un dispositivo viscoso, è possibile ricorrere a un modello a due elementi, noto in letteratura come modello di Maxwell. Tale modello consente di tenere conto della reale compressibilità del fluido e della deformabilità delle componenti meccaniche del dispositivo, mediante l'inserimento di un elemento elastico caratterizzato da una determinata rigidezza. Nel modello di Maxwell, il dispositivo risulta pertanto costituito da una molla elastica di rigidezza K_1 e da un dissipatore viscoso con coefficiente viscoso c_v , collegati in serie.

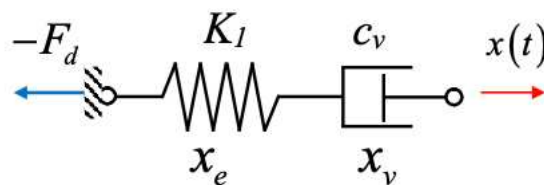


Figura 2.11: modello reologico di Maxwell per dissipatori viscosi.

Inoltre, per la determinazione della forza prodotta dal dissipatore viscoso non è sufficiente conoscere lo spostamento esterno tra le due estremità del dispositivo, ma è necessario un modello del comportamento interno (non osservabile). Infatti, nel caso di due elementi collegati in serie, mentre le forze agenti su di essi risultano uguali tra loro, lo spostamento complessivo si ottiene come somma dei contributi delle singole componenti:

$$x = x_e + x_v$$

Per una trattazione analitica semplificata, illustriamo il legame costitutivo viscoso a due elementi per un dissipatore lineare. Definiamo allora la forza sul dispositivo viscoso come:

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

Nota la relazione sugli spostamenti, la forza elastica sviluppata dalla molla risulta:

$$F_k = K_1 x_e = K_1(x - x_v)$$

Come precedentemente illustrato, nel caso di dispositivi collegati in serie essendo valida la seguente relazione:

$$F_d = F_k = F_d$$

Si ottiene la legge di evoluzione della deformazione viscosa:

$$c_v \dot{x}_v = K_1(x - x_v) \rightarrow \dot{x}_v = \frac{K_1(x - x_v)}{c_v}$$

Si definisce quindi la risposta ciclica:

$$x_v = A [\alpha \sin(\omega t) - b \cos(\omega t)]$$

$$\dot{x}_v = A \omega [\alpha \cos(\omega t) + b \sin(\omega t)]$$

Infine, sostituendo le relazioni precedentemente ricavate nella legge di evoluzione della deformazione viscosa, ed effettuando i relativi passaggi matematici, si ottiene:

$$a = K_1 \frac{K_1}{K_1^2 + \omega^2 c_v^2}$$

$$b = K_1 \frac{\omega c_v}{K_1^2 + \omega^2 c_v^2}$$

Sostituendo i coefficienti a e b all'interno dell'equazione della forza elastica (che, essendo in serie, coincide con la forza totale sul dispositivo), è possibile esprimere la forza dissipativa F_d in funzione della sola pulsazione ω e dell'ampiezza A:

$$F_d(t) = A K_1 [(1 - a) \sin(\omega t) + b \cos(\omega t)]$$

Questa formulazione analitica rappresenta il comportamento reale del dispositivo e infatti la forza totale che esso produce non è più governata esclusivamente dal coseno (termine legato alla velocità), ma dipende anche dal seno (termine legato agli spostamenti). Mentre il modello di Newton, puramente viscoso, assumeva una risposta dipendente solo dalla velocità (nell'espressione di F_d compare solo il coseno), il modello di Maxwell a due elementi tiene conto anche della deformabilità reale delle parti meccaniche che costituiscono il dispositivo stesso. Un dissipatore reale, infatti, è costituito da elementi metallici (cilindro, pistone, attacchi sferici) e da un fluido (l'olio siliconico) che, se sottoposto a pressioni elevatissime, presenta una minima ma reale compressibilità. All'arrivo dell'onda sismica, prima che il fluido inizi a dissipare energia, queste componenti meccaniche subiscono una deformazione elastica istantanea. È proprio questa deformazione del materiale, che viene modellata concettualmente come una molla, a introdurre una dipendenza della forza dallo spostamento

Alla luce di questo comportamento visco-elastico, la risposta macroscopica del dispositivo viene quantificata attraverso due parametri globali: una rigidezza equivalente ($K_{d,eq}$) e uno smorzamento equivalente ($\zeta_{d,eq}$), calcolabili come

$$K_{d,eq} = \frac{F_d(x = A)}{A} = K_1(1 - a)$$

$$\zeta_{d,eq} = \frac{\omega c_v a}{2 K_1 (1 - a)}$$

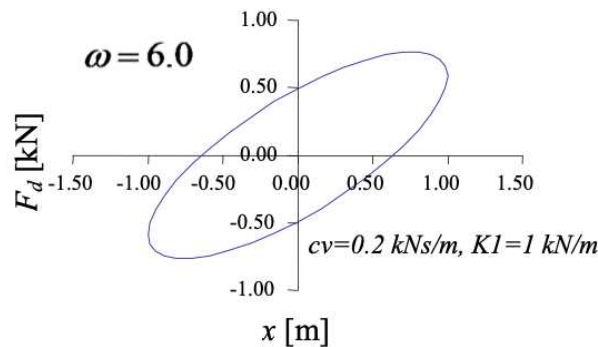


Figura 2.12: ciclo dissipativo forza-spostamento di un dispositivo viscoso lineare con modello a due elementi.

Dal punto di vista matematico, assumendo il fluido perfettamente incomprimibile e le componenti meccaniche infinitamente rigide ($K_1 = \infty$), la rigidità equivalente si annulla ($K_{d,eq} \rightarrow 0$) e il modello si riconduce al caso ideale di dissipatore puramente viscoso.

In conclusione, i parametri $K_{d,eq}$ e $\zeta_{d,eq}$ consentono di rappresentare il comportamento reale del dissipatore viscoso mediante grandezze equivalenti, direttamente utilizzabili nelle analisi e nella progettazione strutturale.

2.3 Dissipatori viscoelastici

I dispositivi visco-elastici sono caratterizzati da un comportamento meccanico nel quale la forza resistente deriva dalla combinazione di una componente elastica, proporzionale allo spostamento, e di una componente viscosa, proporzionale alla velocità. L'inserimento di tali dispositivi nella struttura comporta un incremento sia della rigidità laterale sia della capacità dissipativa del sistema. Dal punto di vista costruttivo, questo comportamento può essere ottenuto attraverso due differenti soluzioni tecnologiche:

- Materiali viscoelastici (polimeri o gomme);
- accoppiamento meccanico di una componente elastica con un dissipatore viscoso.

2.3.1 Dispositivi a materiale viscoelastico

I dissipatori a materiale viscoelastico sono generalmente costituiti da uno o più strati di materiale polimerico o gomma ad alto smorzamento, interposti e vulcanizzati tra piastre in acciaio, secondo una configurazione comunemente definita "a sandwich". Durante l'evento sismico, lo spostamento relativo tra le piastre induce la deformazione a taglio del materiale viscoelastico. L'energia viene dissipata sotto forma di calore per effetto degli attriti interni al polimero, mentre la sua naturale elasticità fornisce la forza di richiamo necessaria al ricentramento della struttura.

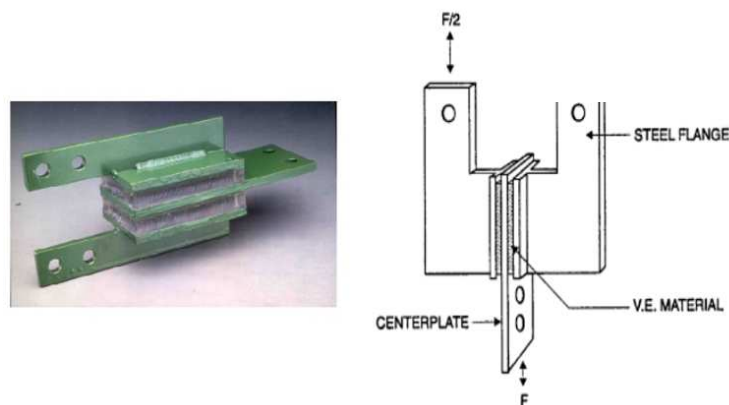


Figura 2.13: dissipatore viscoelastico con materiale polimerico.

Nonostante l'elevata capacità dissipativa, la buona capacità di ricentraggio e l'ottima resistenza ai cicli di carico, l'impiego di tali dispositivi risulta ancora piuttosto limitato a causa di alcune criticità proprie dei materiali viscoelastici:

- Dipendenza dalla temperatura: i moduli di rigidezza e smorzamento dei polimeri sono sensibili alle variazioni di temperatura ambientale, modificando sensibilmente il comportamento dei dispositivi e riducendone la capacità dissipativa;
- Dipendenza dalla frequenza di sollecitazione: le caratteristiche meccaniche del materiale variano in funzione della velocità di deformazione, rendendo più complessa la progettazione del dispositivo per azioni sismiche caratterizzate da un contenuto in frequenza incerto.

Per tali ragioni, questi dispositivi hanno trovato una diffusione sensibilmente inferiore rispetto alle altre tecnologie dissipative, in grado di garantire prestazioni più stabili al variare delle condizioni operative.

2.3.2 Dispositivi viscoelastici con modello di Kelvin-Voigt

Dal punto di vista analitico, il comportamento visco-elastico può essere descritto mediante il modello reologico di Kelvin-Voigt. A differenza del modello di Maxwell, nel quale la molla e il dissipatore viscoso sono collegati in serie, il modello di Kelvin-Voigt prevede il collegamento in parallelo di una molla di rigidezza K_0 e di un dissipatore viscoso caratterizzato da una costante c_v . Poiché i due elementi subiscono il medesimo spostamento, la forza totale prodotta $F_d(t)$ è pari alla somma della reazione elastica e di quella viscosa (ipotizzando per quest'ultima un comportamento lineare):

$$F_d(t) = K_0 x(t) + c_v \dot{x}(t)$$

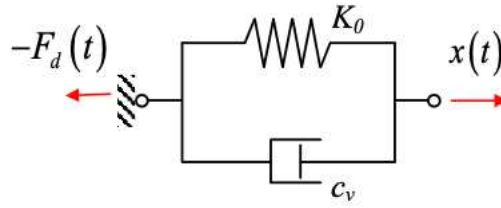


Figura 2.14: modello di Kelvin-Voigt per dissipatori viscoelastici accoppiati.

Sottoponendo questo modello ad un moto armonico, il ciclo isteretico tracciato nel piano forza-spostamento assume la forma di un'ellisse inclinata. A differenza del dissipatore puramente viscoso, l'equazione di equilibrio consente di determinare direttamente i due parametri equivalenti che definiscono la risposta globale del sistema:

- La rigidezza equivalente, che coincide con la rigidezza della componente elastica posta in parallelo (K_0):

$$K_{d,eq}(t) = \frac{F_d(x=A)}{A} = K_0$$

- Lo smorzamento equivalente, che dipende sia dalla costante viscosa che dalla rigidezza della molla:

$$\zeta_{d,eq} = \frac{\omega c_v}{2 K_0}$$

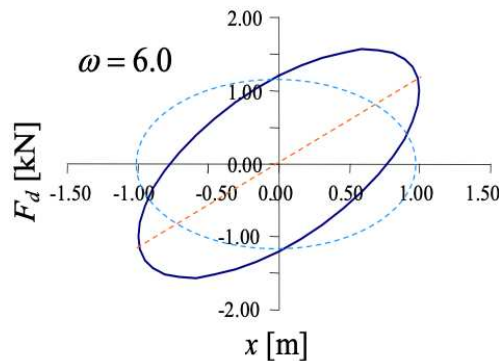


Figura 2.15: ciclo dissipativo forza-spostamento per un dissipatore viscoelastico accoppiato.

Il modello di Kelvin-Voigt trova applicazione pratica principalmente in due configurazioni:

- Dissipatori viscosi ricentranti: sono dispositivi fluidoviscosi nei quali una molla precompressa è integrata meccanicamente al sistema cilindro-pistone. La componente viscosa garantisce la dissipazione dell'energia sismica, mentre la molla sviluppa una forza di richiamo ($F_{el} = K_0 x_{el}$) che ricentra la struttura al termine dell'evento sismico, riducendo o annullando gli spostamenti residui.
- Accoppiamento telaio-dissipatore: rappresenta la soluzione più diffusa negli interventi di adeguamento sismico. In questa configurazione il telaio costituisce la componente elastica del sistema ($K_0 = K_{telaio}$), mentre il dissipatore fornisce la componente viscosa, ottenendo un comportamento globale assimilabile al modello di Kelvin-Voigt.

2.4 Controventi dissipativi

I dissipatori, per svolgere efficacemente la loro funzione e ridurre gli spostamenti e le accelerazioni del telaio, devono essere opportunamente collegati alla struttura esistente mediante sistemi denominati controventi dissipativi. Dal punto di vista costruttivo, il controvento dissipativo è costituito dal dissipatore vero e proprio e dalle aste metalliche (i bracci elastici) che realizzano il collegamento ai nodi del telaio. La deformabilità dei bracci elastici influenza la risposta del controvento e deve pertanto essere considerata nella sua modellazione. Per questo motivo, il controvento dissipativo viene schematizzato come un sistema in serie costituito da una molla elastica K , che rappresenta la rigidezza del braccio elastico, e il dissipatore prescelto. In tale configurazione, la forza assiale (F) che attraversa il sistema è la medesima su entrambi gli elementi, mentre lo spostamento totale del controvento (x_{tot}) è pari alla somma delle deformazioni del braccio elastico e del dissipatore:

$$x_{tot} = x_b + x_d$$

Ne consegue che i bracci metallici devono essere progettati sufficientemente rigidi, affinché la quasi totalità dello spostamento impresso dal sisma si concentri all'interno del dissipatore, massimizzandone l'efficienza.

Sulla base della scelta del dispositivo impiegato per dissipare energia, possiamo distinguere tre tipi di controventi dissipativi:

- Controvento dissipativo elasto-plastico: sfrutta la plasticizzazione di dissipatori isteretici, generalmente dispositivi ad instabilità impedita (BRB). L'inserimento di tali sistemi incrementa sia la capacità dissipativa sia la rigidezza laterale della struttura, determinando una riduzione del periodo fondamentale di vibrazione. Se applicati ad edifici particolarmente flessibili, tale riduzione può comportare uno spostamento del periodo verso il plateau dello spettro di risposta, con conseguente incremento della domanda sismica. Per questo motivo risultano particolarmente indicati per l'adeguamento di edifici caratterizzati da elevata rigidezza. Come illustrato in Figura 2.16, nel dominio ADRS (*Acceleration-Displacement Response Spectrum*) l'adeguamento si ottiene sia attraverso la riduzione dello spettro di

domanda sia mediante l'incremento della curva di capacità globale del sistema telaio-controventi.

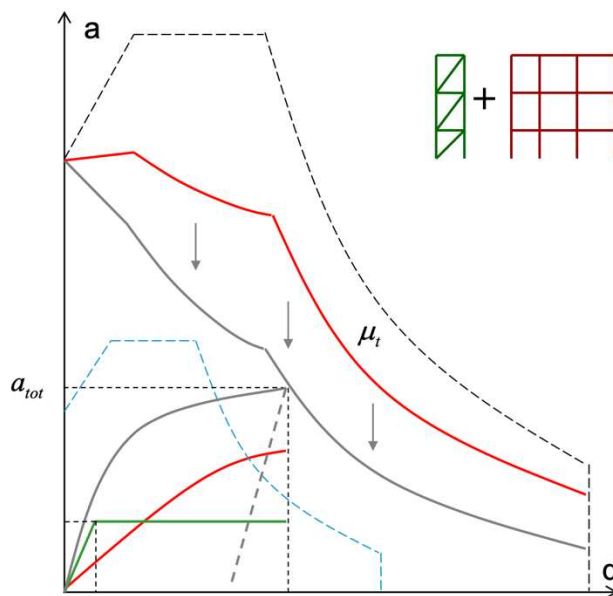


Figura 2.16: Intervento con controvento dissipativo elasto-plastico.

Come già evidenziato, la schematizzazione del controvento come sistema in serie tra dissipatore e braccio elastico (Figura 2.17) è fondamentale, poiché la deformabilità delle aste metalliche, caratterizzate dalla rigidezza k_b , riduce la duttilità equivalente dell'intero controvento μ_c rispetto a quella nominale del solo dissipatore μ_0 . Tale effetto deve essere opportunamente considerato in fase di progettazione.

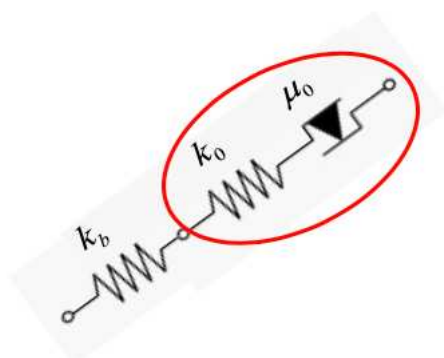


Figura 2.17: Modello meccanico in serie di un controvento dissipativo elasto-plastico.

Inoltre, poiché questi sistemi incrementano significativamente la rigidezza del telaio esistente, la loro disposizione non può essere casuale, ma deve seguire criteri di regolarità strutturale. Negli edifici regolari i controventi devono essere distribuiti in modo simmetrico in pianta, per limitare gli effetti torsionali, e opportunamente ripartiti in altezza, per non alterare la deformata modale. Negli edifici con comportamento a taglio (*shear-type*), invece, la distribuzione dei controventi deve essere studiata per regolarizzare la prima forma modale ed evitare la formazione di meccanismi di piano debole (*soft-story*).

- controvento dissipativo viscoelastico: sfrutta dissipatori a materiale viscoelastico oppure dispositivi costituiti dall'accoppiamento in parallelo di una componente elastica e di un dissipatore viscoso. Analogamente ai controventi elasto-plastici, tali sistemi incrementano sia la rigidezza laterale sia la capacità dissipativa della struttura, determinando una riduzione del periodo fondamentale. Come illustrato in Figura 2.18, nello spazio ADRS l'adeguamento si traduce in un incremento della curva di capacità accompagnato da una riduzione dello spettro di domanda.

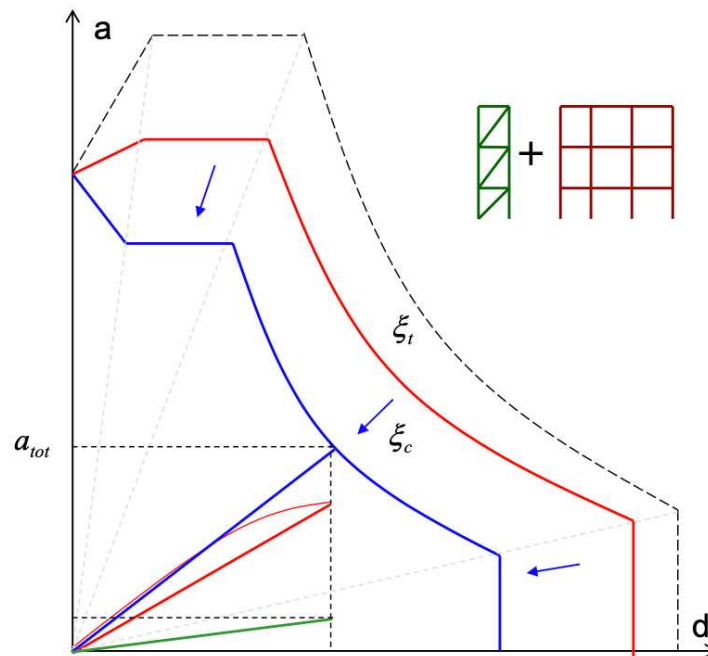


Figura 2.18: intervento con controvento dissipativo viscoelastico.

Anche in questo caso la deformabilità dei bracci elastici riduce l'efficacia dissipativa del sistema, per cui in fase progettuale viene adottato il modello in figura 2.19.

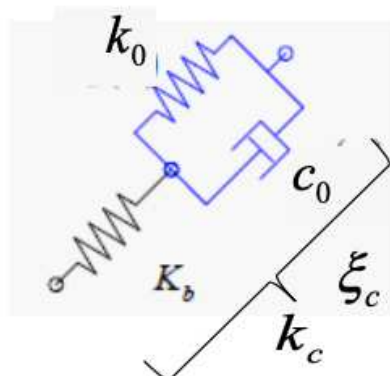


Figura 2.19: modello meccanico in serie di un controvento dissipativo viscoelastico.

Poiché questi sistemi incrementano la rigidezza del telaio, valgono le medesime considerazioni progettuali relative alla disposizione dei controventi illustrate per i sistemi elasto-plastici.

- controvento dissipativo viscoso: sfrutta la resistenza opposta da un fluido siliconico, generando forze dipendenti dalla velocità di deformazione. A differenza delle soluzioni precedenti, introduce esclusivamente smorzamento senza incrementare la rigidezza laterale della struttura. Di conseguenza, il periodo fondamentale rimane pressoché invariato, evitando spostamenti della domanda verso zone sfavorevoli dello spettro di risposta. Come evidenziato in Figura 2.20, nel dominio ADRS l'adeguamento è ottenuto mediante la riduzione della domanda sismica, senza modifiche significative alla curva di capacità del sistema. Questa caratteristica li rende particolarmente efficaci per l'adeguamento di edifici flessibili.

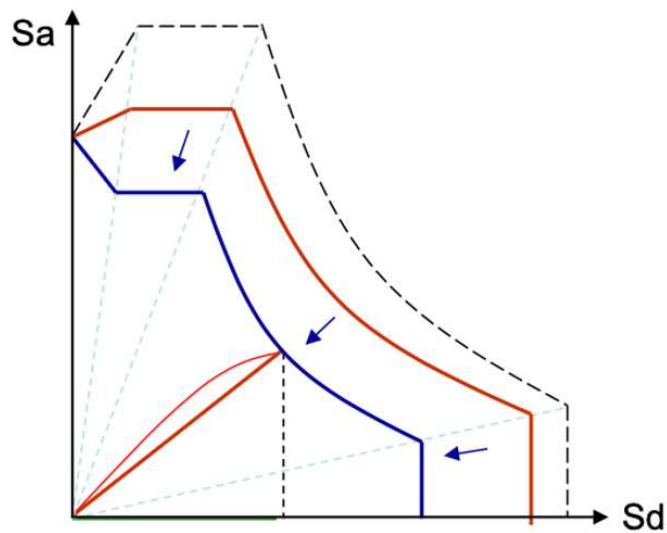


Figura 2.20: Intervento con controvento dissipativo viscoso.

Il comportamento del controvento può essere schematizzato mediante il modello di Maxwell, descritto al paragrafo §2.2.4.

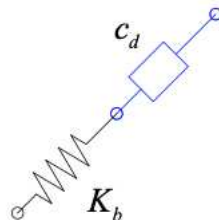


Figura 2.21: modello di Maxwell per controvento dissipativo viscoso.

Poiché non modificano la rigidezza del telaio, la loro disposizione in altezza non altera in modo significativo la deformata modale della struttura e viene ottimizzata principalmente in funzione delle velocità di interpiano, al fine di massimizzare l'efficienza dissipativa.

Un vantaggio di questa tecnologia è la durabilità: l'assenza di plasticizzazione consente di sopportare un numero molto elevato di cicli senza degrado significativo, eliminando la necessità di sostituzione dopo eventi sismici severi.

Il principale limite, invece, è l'assenza di capacità ricentrante: il dispositivo non sviluppa forze statiche residue e il ricentramento della struttura è affidato esclusivamente alla rigidità del telaio.

Definita la tecnologia dissipativa più idonea, la scelta della sua configurazione spaziale rappresenta un ulteriore aspetto cruciale per il progettista, che non deve tenere in conto esclusivamente delle esigenze strutturali, ma anche dei vincoli architettonici e costruttivi. È possibile optare per due configurazioni principali:

- Configurazione interna: i dissipatori e le relative aste sono inseriti all'interno della maglia strutturale esistente;
- Configurazione esterna: i dispositivi sono installati su sistemi di contrasto dedicati (torri o esoscheletri) realizzati esternamente all'edificio.

2.4.1 Configurazione interna

Nella configurazione interna, l'efficienza del controvento è governata dalla disposizione delle aste e dei punti in cui esse si collegano al telaio. Assumendo indeformabili gli elementi di collegamento e considerando la presenza di cerniere alle estremità, la deformazione del dispositivo coincide con la deformazione complessiva della diagonale. La risposta del sistema risulta pertanto interamente governata dalla configurazione geometrica adottata, la quale deve essere definita tenendo conto sia del campo di spostamenti ammissibili per il dispositivo sia degli spostamenti interpiano tollerabili dalla struttura.

Le configurazioni maggiormente utilizzate sono riportate in Figura 2.22 e per ciascuna tipologia viene indicato il fattore di efficienza, espresso come rapporto tra la variazione di lunghezza del dispositivo e lo spostamento di interpiano:

- a) *Chevron-based*: il dissipatore è posizionato in orizzontale, per cui lo spostamento del dispositivo coincide con lo spostamento di interpiano ($f = 1$);
- b) *Diagonal*: il dissipatore è posizionato lungo la diagonale, per cui lo spostamento del dispositivo è una proiezione dello spostamento di interpiano ($f = \cos \gamma < 1$);

- c), d), e) *Sistemi ad amplificazione cinematica*: sfruttano sistemi di leve meccanici per amplificare gli spostamenti sui dispositivi ($f > 1$).

La scelta della configurazione dipende quindi dall'entità degli spostamenti di interpiano: per piccoli spostamenti si prediligono i sistemi di amplificazione cinematica, mentre per ampi spostamenti la scelta ricade sulle prime due tipologie (a,b).

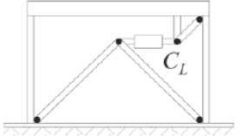
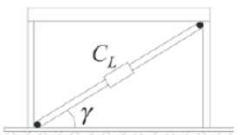
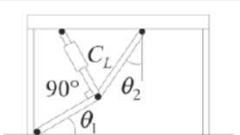
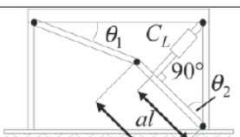
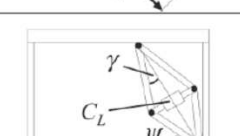
	CONFIGURAZIONE CONTROVENTO	FATTORE DI EFFICIENZA
a		$f = 1$
b		$f = \cos \gamma$
c		$f = \frac{\sin \theta_2}{\cos(\theta_1 + \theta_2)} + \sin \theta_1$
d		$f = \frac{a \cos \theta_1}{\cos(\theta_1 + \theta_2)} - \cos \theta_2$
e		$f = \frac{\cos \psi}{\tan \gamma}$

Figura 2.22: Configurazioni interne di controventi dissipativi: a) chevron-based, b) diagonal, c) upper toggle, d) reverse toggle, e) scissor-jack (PROTEZIONE SISMICA DI EDIFICI ESISTENTI IN C.A. CON CONTROVENTI DISSIPATIVI IN ACCIAIO, Figura 4.18).

Nonostante la loro validità teorica, l'inserimento dei controventi dissipativi all'interno di edifici esistenti presenta diverse criticità operative. La loro installazione, infatti, impone la demolizione e il ripristino delle tramezzature e delle finiture interne, comportando una pesante cantierizzazione dei locali e la parziale o totale interruzione delle normali attività della struttura (un grave problema per le opere strategiche). Inoltre, la connessione diretta

con la maglia strutturale richiede interventi di rinforzo del telaio stesso e un incremento delle sollecitazioni in fondazione. Infine, la presenza di elementi architettonici e impiantistici (aperture, cavedi, passaggi) limita fortemente la libertà progettuale, rendendo tale configurazione spesso poco adattabile allo stato di fatto.

2.4.2 Configurazione esterna

In alternativa alle configurazioni interne al telaio strutturale, è possibile adottare sistemi di dissipazione completamente esterni all'edificio. In questo caso, i controventi dissipativi sono realizzati all'esterno della maglia strutturale e sono dotati di una propria fondazione, risultando collegati al telaio esistente a livello di piano. Nelle applicazioni pratiche, tali configurazioni sono generalmente realizzate mediante dissipatori viscosi, che meglio si adattano a questa soluzione poiché non introducono rigidità significativa aggiuntiva.

Le configurazioni esterne presentano vantaggi rilevanti nell'adeguamento sismico di edifici strategici, che ne hanno favorito la diffusione. In particolare, consentono di non interrompere le normali attività dell'edificio durante i lavori, aspetto fondamentale per gli interventi su strutture strategiche come ospedali o scuole. Inoltre, si aggiunge la maggior facilità di ispezione e manutenzione ordinaria.

Tali sistemi possono essere classificati, in base alle modalità di attivazione dei dissipatori, in tre principali tipologie strutturali:

- *DB (Diagonal Bracing System)*: è costituito da una struttura reticolare esterna incastrata alla base. I dissipatori viscosi vengono posizionati lungo le diagonali del telaio esterno, per cui la loro attivazione è governata dagli spostamenti relativi di interpiano, analogamente a un sistema di dissipazione diagonale interno. In questo caso, però, l'efficienza dei dispositivi è proporzionale alla differenza tra gli spostamenti di interpiano di piano dell'edificio e quelli della torre: ne consegue che la massima dissipazione di energia si otterrebbe nel caso ideale di una torre esterna infinitamente rigida (spostamento nullo). Poiché tale condizione di indeformabilità assoluta è fisicamente irrealizzabile nella pratica, la deformabilità reale della torre

riduce la corsa utile del pistone. Questo aspetto deve essere tenuto in conto in fase di progettazione.

- **FB (*Fixed-Base System*)**: assume una configurazione analoga a quella dei sistemi di dissipazione diagonali (DB), con la differenza che i dissipatori sono disposti orizzontalmente e collegano direttamente il controvento metallico esterno all'impalcato della struttura. Di conseguenza, il funzionamento del sistema è regolato dagli spostamenti assoluti di piano.
- **RB (*Rocking Base System*)**: è costituito da una torre dissipativa reticolare non incastrata al suolo, ma vincolata a terra tramite cerniere alla base. Questa riduzione del vincolo permette alla torre di oscillare lateralmente descrivendo un moto di corpo rigido. I dissipatori viscosi non vengono posti in orizzontale ai piani, ma sono installati in posizione verticale alla base della torre, la quale invece sarà connessa a ciascun impalcato della struttura mediante link rigidi. Il meccanismo di attivazione dei dispositivi è indiretto: le deformazioni orizzontali dell'edificio innescate dall'azione sismica trascinano la torre, la cui oscillazione rigida genera spostamenti verticali alla base e quindi l'attivazione dei dissipatori. In genere, per incrementare l'efficienza del sistema, si adottano sistemi di leveraggio che amplificano, altrimenti sarebbero troppo contenuti.

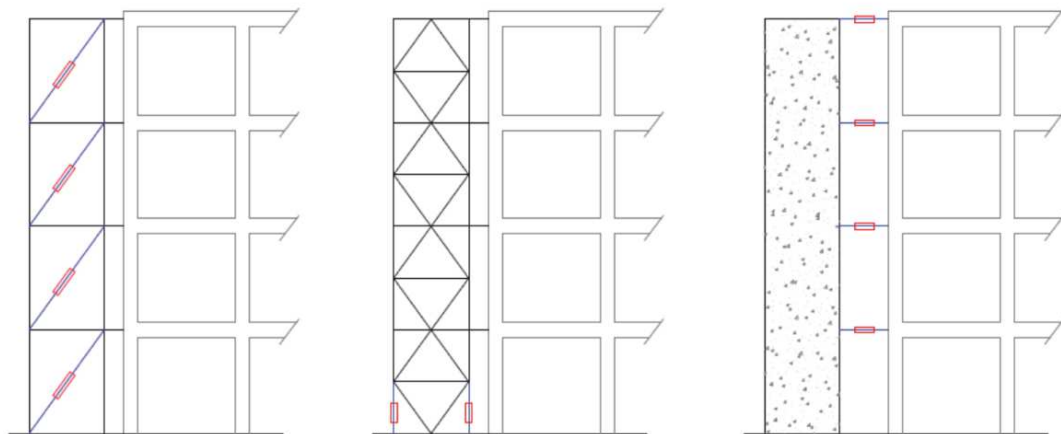


Figura 2.23: sistemi di dissipazione esterna.

L'adozione di una specifica configurazione esterna incide profondamente non solo sulla meccanica dei dispositivi, ma anche sul comportamento dinamico globale del sistema accoppiato edificio-esoscheletro.

Nel caso dei sistemi FB (*Fixed-Base*) o DB (*Diagonal Bracing*), i controventi dissipativi risultano saldamente incastrati in fondazione e progettati per esprimere un'elevata rigidità. Di conseguenza, il collegamento con tali strutture non modifica in modo sostanziale le forme modali dell'edificio originario. Nel caso limite ideale in cui la torre esterna fosse dotata di rigidità flessionale infinita, i modi di vibrare rimarrebbero invariati, subendo esclusivamente una riduzione in ampiezza.

Al contrario, i sistemi RB (*Rocking Base*) introducono una modifica più marcata del comportamento dinamico della struttura, poiché la torre dissipativa, incernierata alla base, oscilla rigidamente descrivendo una deformata lineare. In questo caso, l'interazione con l'edificio dipende dalle caratteristiche del suo modo fondamentale:

- Edifici a comportamento shear-type: tipici delle strutture realizzate prima dell'introduzione dei criteri di gerarchia delle resistenze, presentano spostamenti massimi ai piani inferiori e decrescenti verso la sommità. In tale configurazione, la torre tende a limitare le deformazioni alla base e a trascinare la parte superiore, contribuendo alla regolarizzazione della deformata lungo l'altezza. Tale meccanismo contribuisce a ridurre il rischio di formazione di meccanismi di piano debole;
- Edifici con deformata tendenzialmente lineare: nel caso in cui la struttura presenti già un modo fondamentale di tipo lineare, l'interazione avviene all'opposto: la torre rigida trascina l'edificio ai piani bassi e limita gli spostamenti in sommità. Tuttavia, essendo la deformata di partenza più vicina a quella della torre dissipativa, l'effetto di trascinamento e spinta tra i due sistemi è meno marcato.

Infine, indipendentemente dalla tipologia adottata (FB, DB o RB), l'efficacia del sistema dipende dal trasferimento delle azioni orizzontali tra torre e struttura esistente, sia attraverso le forze viscosi nei dissipatori sia tramite le azioni di trascinamento dei collegamenti rigidi. Poiché tali sollecitazioni si concentrano nei punti di connessione ai livelli di piano, è

necessario prevedere adeguati rinforzi locali nelle zone di interfaccia, al fine di evitare meccanismi di collasso localizzato degli elementi di collegamento.

3 Sistemi di isolamento

3.1 Principali concetti dell'isolamento sismico

Mentre le tecniche di protezione passiva analizzate nei capitoli precedenti (controventi dissipativi) agiscono assorbendo l'energia sismica all'interno dell'edificio, l'isolamento sismico si basa su un principio concettualmente diverso, ovvero la riduzione della quantità di energia in ingresso nella struttura.

Tale obiettivo può essere raggiunto mediante il disaccoppiamento del moto della struttura da quello del terreno, ottenuto attraverso l'inserimento di appositi dispositivi, detti isolatori. Essi vengono inseriti alla base dell'edificio, creando una separazione tra le fondazioni (sottostruttura) e il telaio (sovrastuttura), e apportando al sistema sia una maggiore capacità dissipativa sia una più elevata deformabilità laterale. In questo modo durante l'evento sismico la sovrastuttura tende a comportarsi quasi come un corpo rigido che trasla sul sistema di isolamento, risultando soggetta ad accelerazioni significativamente ridotte rispetto a quelle del terreno.



Figura 3.1: Confronto cinematico tra edificio a base fissa e isolato alla base.

Da un punto di vista dell'analisi spettrale, l'isolamento sismico comporta un netto incremento del periodo fondamentale di vibrazione del sistema globale, allontanandolo di fatto dalla zona di massima amplificazione (plateau) e spostandolo lungo il ramo discendente. In questo modo, le accelerazioni spettrali associate vengono drasticamente ridotte. Al contrario, l'incremento del periodo causa un aumento degli spostamenti globali, ma l'efficacia del sistema di isolamento consiste nel concentrare tali spostamenti quasi interamente a livello degli isolatori, rendendo trascurabili gli spostamenti di interpiano e salvaguardando le tamponature.

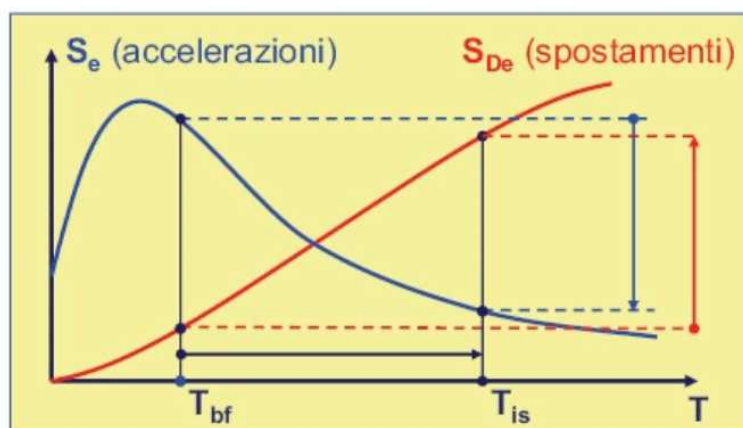


Figura 3.2: Variazione spettrale delle accelerazioni e degli spostamenti dovuti all'inserimento del sistema di isolamento.

Affinché il sistema isolato risulti efficace e stabile, i dispositivi di isolamento deve possedere quattro caratteristiche fondamentali:

- Elevata rigidità verticale: i dispositivi devono comportarsi come appoggi pressoché indeformabili in direzione assiale, per poter sostenere l'enorme peso dei carichi gravitazionali dell'edificio senza subire cedimenti, garantendo la stabilità sia in fase di esercizio che durante l'evento sismico;
- Bassa rigidità orizzontale: caratteristica essenziale per allungare il periodo proprio del sistema e garantire il disaccoppiamento del moto;

- Capacità dissipativa: fondamentale per contenere gli spostamenti orizzontali del sistema di isolamento entro limiti geometricamente ed economicamente sostenibili. Dipende dalla tipologia di isolatore ma solitamente risulta maggiore di quella della struttura a base fissa;
- Capacità ricentrante: per riportare l'edificio nella posizione originaria al termine del sisma, annullando gli spostamenti residui.

3.2 Dinamica delle strutture isolate

Per comprendere appieno l'efficacia dell'isolamento sismico, è opportuno analizzare la risposta dinamica del sistema mediante modelli analitici semplificati.

3.2.1 Sistema a 1 Grado di Libertà (1-GDL)

Nell'ipotesi in cui la sovrastruttura sia infinitamente rigida, l'edificio isolato può essere ricondotto a un oscillatore semplice a 1-GDL, avente una massa M , una rigidezza orizzontale K_{is} e uno smorzamento viscoso c_{is} .

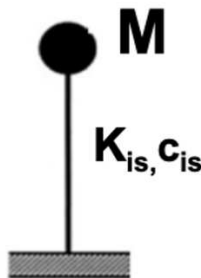


Figura 3.3: Oscillatore ad 1-GDL.

Indicando con $u_b(t)$ lo spostamento relativo della massa rispetto al suolo e con $\ddot{u}_g(t)$ l'accelerazione sismica alla base, l'equazione di equilibrio dinamico del moto si scrive come:

$$M\ddot{u}_b(t) + c_b\dot{u}_b(t) + k_b u_b(t) = -M\ddot{u}_g(t)$$

Dividendo entrambi i membri per la massa totale M , l'equazione del moto si può riscrivere in funzione dei parametri dinamici fondamentali del sistema isolato:

$$\ddot{u}_b(t) + 2\xi_b \omega_b \dot{u}_b(t) + \omega_b^2 u_b(t) = -\ddot{u}_g(t)$$

Dove

$\xi_b = \frac{c_b}{2M\omega_b}$ è lo smorzamento equivalente fornito dagli isolatori;

$\omega_b = \sqrt{\frac{k_b}{M}}$ è la pulsazione naturale, da cui si ottiene $T_b = 2\pi \sqrt{\frac{M}{k_b}} = T_{is}$

Fissato dal progettista il periodo target di isolamento, è possibile determinare la rigidezza totale k_b del sistema di isolamento dalla formula inversa:

$$K_b = \left(\frac{2\pi}{T_{is}}\right)^2 \cdot M$$

3.2.2 Sistema a 2 Grado di Libertà (2-GDL)

Nella realtà, il modello ad 1-GDL rappresenta solo una approssimazione, in quanto la sovrastruttura possiede una propria deformabilità. Quindi, per cogliere l'interazione dinamica tra l'edificio e i dispositivi, è necessario ricorrere ad un modello a 2-GDL caratterizzato dai seguenti parametri:

- m_b massa del sistema di isolamento
- m massa della sovrastruttura
- K_b e c_b rispettivamente la rigidezza e lo smorzamento del sistema di isolamento
- K_s e c_s rispettivamente la rigidezza e lo smorzamento della sovrastruttura
- $x_s = u_g + u_b + u_s$ spostamento assoluto della sovrastruttura
- $x_b = u_g + u_b$ spostamento assoluto della sovrastruttura
- u_g spostamento del terreno
- u_b spostamento relativo del sistema di isolamento rispetto al terreno
- u_s spostamento relativo della sovrastruttura rispetto al sistema di isolamento

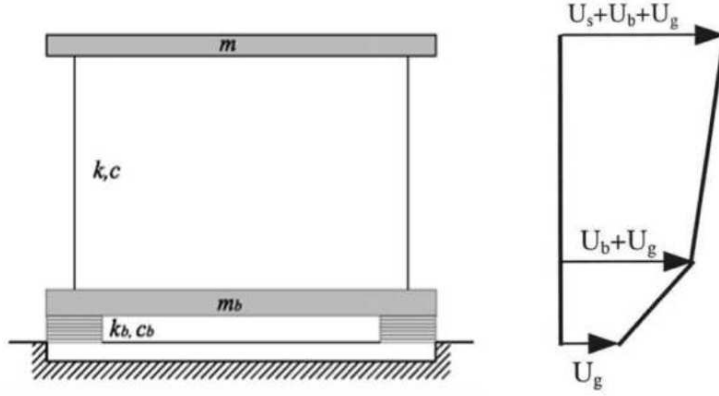


Figura 3.4: Sistema isolato a 2-GDL.

Di conseguenza, le equazioni del moto si scrivono come:

$$\begin{cases} m\ddot{x}_s(t) + c_s\dot{u}_s(t) + k_s u_s(t) = 0 \\ m_b\ddot{x}_b(t) + m\ddot{x}_s(t) + c_b\dot{u}_b(t) + k_b u_b(t) = 0 \end{cases}$$

E ricordando che vale:

$$\begin{cases} x_s = u_g + u_b + u_s \\ x_b = u_g + u_b \end{cases}$$

Si ottengono le seguenti due equazioni, espresse in forma matriciale:

$$\begin{bmatrix} m & m \\ m & m + m_b \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_s & 0 \\ 0 & c_b \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_s & 0 \\ 0 & k_b \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_s \\ u_b \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} m \\ m + m_b \end{bmatrix} \ddot{u}_g(t)$$

Indicando con $M = m + m_b$ la massa totale, il sistema di equazioni differenziali del moto in forma matriciale diventa:

$$\begin{bmatrix} m & m \\ m & M \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} c_s & 0 \\ 0 & c_b \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_s & 0 \\ 0 & k_b \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_s \\ u_b \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} m \\ M \end{bmatrix} \ddot{u}_g(t)$$

Dividendo la prima equazione per m e la seconda per M si ottiene:

$$\begin{bmatrix} 1 & 1 \\ \gamma & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 2\omega_s\xi_s & 0 \\ 0 & 2\omega_b\xi_b \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_b \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \omega_s^2 & 0 \\ 0 & \omega_b^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_s \\ u_b \end{bmatrix} = - \begin{bmatrix} 1 \\ 1 \end{bmatrix} \ddot{u}_g(t)$$

Dove:

$$\gamma = \frac{m}{M} \text{ è il rapporto tra le masse}$$

Per comprendere il significato fisico di questo sistema accoppiato, risulta utile studiarne i casi limite teorici:

- Caso limite di struttura a base fissa ($k_b \rightarrow \infty$): se immaginassimo di bloccare gli isolatori rendendoli infinitamente rigidi, lo spostamento alla base si annullerebbe (x_b). Il sistema degenererebbe in un oscillatore semplice a 1-GDL a base fissa, avente massa m e rigidezza k_s . La pulsazione e lo smorzamento di questo sistema fittizio a base fissa valgono:

$$\omega_s^2 = \frac{k_s}{m}; \xi_s = \frac{c_s}{2\omega_s m}$$

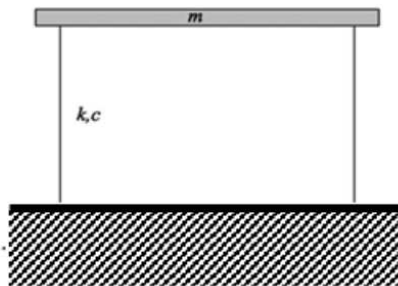


Figura 3.5: caso limite di struttura a base fissa.

- Caso limite di sovrastruttura infinitamente rigida ($k_s \rightarrow \infty$): se, al contrario, immaginassimo che il telaio dell'edificio fosse infinitamente rigido, esso non subirebbe deformazioni relative ($x_s = 0$). Il sistema degenererebbe in un oscillatore semplice a 1-GDL isolato alla base, avente massa $M = m_b + m$ e rigidezza k_b . La pulsazione e lo smorzamento di questo sistema fittizio isolato alla base valgono:

$$\omega_b^2 = \frac{k_b}{m}; \xi_b = \frac{c_b}{2\omega_b m}$$



Figura 3.6: caso limite di struttura isolata con sovrastruttura infinitamente rigida.

L'analisi modale, per il calcolo delle vere forme modali del sistema accoppiato, si ottiene risolvendo il classico problema agli autovalori:

$$\left(\begin{bmatrix} \omega_s^2 & 0 \\ 0 & \omega_b^2 \end{bmatrix} - \omega_i^2 \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ \gamma & 1 \end{bmatrix} \right) \begin{bmatrix} \phi_{i,s} \\ \phi_{i,b} \end{bmatrix} = 0$$

Per semplificare la trattazione si introduce il parametro adimensionale ε , anche detto rapporto tra le pulsazioni:

$$\varepsilon = \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} = \frac{T_s^2}{T_b^2}$$

Le proprietà modali che si ottengono sono:

- Pulsazioni proprie: $\omega_1^2 = \omega_b^2(1 - \gamma\varepsilon)$; $\omega_2^2 = \omega_s^2 \frac{1+\gamma\varepsilon}{1-\gamma}$
- Forme modali: $\phi_1 = \begin{bmatrix} \varepsilon \\ 1 \end{bmatrix}$; $\phi_2 = \begin{bmatrix} -\frac{1-(1-\gamma)\varepsilon}{\gamma} \\ 1 \end{bmatrix}$
- Fattori di partecipazione: $\Gamma_1 = 1 - \gamma\varepsilon$; $\Gamma_2 = \gamma\varepsilon$

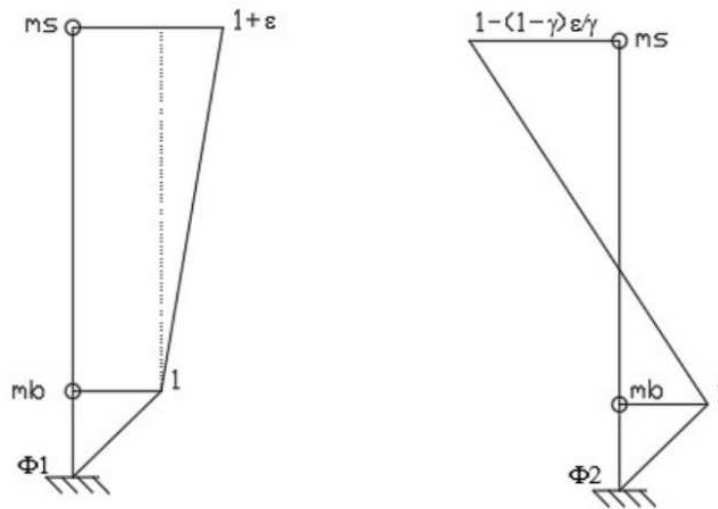


Figura 3.7: forme modali dei due modi di vibrare.

Se il rapporto delle pulsazioni tende a zero ($\varepsilon \rightarrow 0$), condizione che si verifica quando la sovrastruttura è molto rigida rispetto al sistema di isolamento, le proprietà modali diventano:

- Pulsazioni proprie: $\omega_1^2 = \omega_b^2$; $\omega_2^2 = \omega_s^2 \frac{1}{1-\gamma}$
- Forme modali: $\phi_1 = \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \end{bmatrix}$; $\phi_2 = \begin{bmatrix} -\frac{1}{\gamma} \\ 1 \end{bmatrix}$
- Fattori di partecipazione: $\Gamma_1 = 1$; $\Gamma_2 = 0$

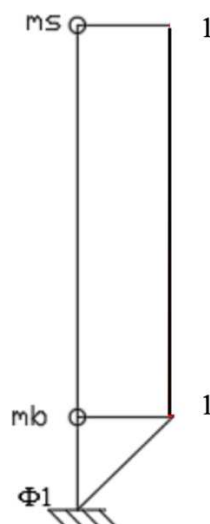


Figura 3.8: forma modale sistema ad 1-GDL.

Si può osservare che, nel caso limite di sovrastruttura infinitamente rigida, il sistema si riduce a un oscillatore a 1-GDL isolato alla base, in cui tutta la massa è associata al primo modo di vibrare ($\Gamma_1 = 1$; $\Gamma_2 = 0$). Inoltre, la pulsazione del primo modo coincide con quella del sistema di isolamento ($\omega_1^2 = \omega_b^2$). Da questa evidenza nasce il principio dell'isolamento sismico, che consiste nel progettare il sistema in modo da ottenere un rapporto tra le pulsazioni ε sufficientemente ridotto, così da limitare drasticamente le accelerazioni e le sollecitazioni nella sovrastruttura.

La normativa non utilizza direttamente il rapporto tra pulsazioni, ma introduce il rapporto di isolamento:

$$RI = \frac{1}{\sqrt{\varepsilon}} = \frac{T_b}{T_s}$$

Le indicazioni progettuali suggeriscono valori di RI almeno pari a 3 (ε dell'ordine di 10^{-1}). In contesti come il Giappone, dove tali tecnologie sono ampiamente diffuse, si raggiungono spesso valori di RI superiori a 5. In Italia, le applicazioni più comuni utilizzano isolatori di seconda generazione con periodi di isolamento compresi tra 2,5 s e 4,0 s, capaci di proteggere

strutture con periodi fondamentali fino a circa 1,3 s ($T_{b,max} \approx 4,0s$; $RI_{min} = 3 \rightarrow T_{s,max} = \frac{4}{3} \approx 1,3 s$).

Generation	Years	T_{iso} [s]
I	1984-1994	2.0 – 2.5
II	1995-2004	2.5 – 4.0
III	2005-2018	Up to 10.0

Figura 3.9: Generazioni di isolatori.

3.3 Isolatori Elastomerici

I dispositivi elastomerici sono costituiti da strati alternati di gomma e piastre in acciaio (intermedie e di estremità) rese solidali attraverso un processo di vulcanizzazione che consiste nel sottoporre l'isolatore ad elevate pressioni e temperature per un tempo prestabilito. In questa configurazione la gomma fornisce lo smorzamento necessario per ridurre gli spostamenti e la deformabilità a taglio per ottenere una bassa rigidezza e un allungamento del periodo. Le piastre in acciaio, invece, anche se non danno alcun contributo nel piano orizzontale, sono fondamentali per garantire un'adeguata rigidezza verticale, in quanto, se non fossero presenti, la gomma tenderebbe a "spanciare" lateralmente sotto il peso dell'edificio. Essi quindi, svolgendo la funzione di confinamento, incrementano il modulo di compressibilità degli strati di gomma e ne impediscono la deformazione laterale.

A seconda della tipologia di gomma utilizzata, gli isolatori elastomerici si dividono in:

- LDRB (Low Damping Rubber Bearing): costituiti da gomma naturale a basso smorzamento (2-3%), che richiedono dispositivi dissipativi ausiliari per limitare gli spostamenti;

- HDRB (High Damping Rubber Bearing): costituiti da gomma naturale additivata con filler di carbone ad alto smorzamento (10%-20%), per cui non richiedono l'impiego di dispositivi ausiliari.
- LRB (Lead Rubber Bearing): costituiti da un nucleo in piombo centrale, in grado di fornire elevata dissipazione energetica (fino a valori superiori al 30%), caratterizzati tuttavia da maggiore rigidità iniziale, sensibilità termica e minore capacità ricentrante.

3.3.1 Isolatori elastomerici ad alto smorzamento (HDRB)

I dispositivi HDRB, combinando sia la capacità dissipativa che la capacità ricentrante in un unico dispositivo, risultano essere gli isolatori più impiegati nelle applicazioni pratiche. Infatti, queste due proprietà sono fondamentali rispettivamente per limitare gli spostamenti di progetto a valori accettabili e per riportare la struttura nella posizione iniziale a conclusione dell'evento sismico. La sigla con cui vengono identificati questi isolatori è SI (Sismic Isolator) seguita da una lettera (S, N, H) per identificare la tipologia di miscela utilizzata (figura 3.10) e da due cifre indicanti in ordine il diametro del dispositivo e l'altezza dei soli strati di gomma, entrambe in millimetri (es. SI-S 500/102).

PROPRIETÀ	MESCOLA		
	MORBIDA (SOFT - S)	NORMALE (NORMAL - N)	DURA (HARD - H)
Durezza (Shore A)	40	60	75
Modulo di elasticità tangenziale G_{din} a $\gamma = 1$ (MPa)	0.4	0.8	1.4
Coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ a $\gamma = 1$ (%)	10 / 15	10 / 15	10 / 15

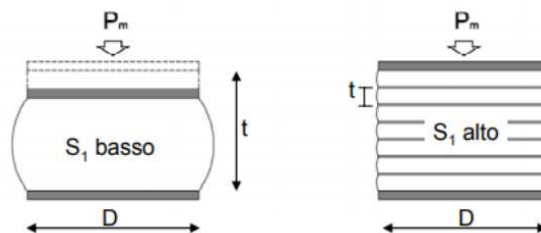
Figura 3.10: parametri meccanici nominali delle diverse tipologie di miscela.

Le caratteristiche meccaniche delle diverse mescole sono valori nominali riferiti ad una deformazione a taglio convenzionale pari ad uno.

Affinché questi isolatori possano garantire la necessaria rigidità verticale e, allo stesso tempo, mantenere un'adeguata stabilità sotto i carichi verticali in configurazione deformata, la loro geometria deve rispettare rigidi criteri di proporzionalità. Questi aspetti sono controllati da due parametri essenziali:

- Fattore di forma primario (S_1): è definito come il rapporto tra l'area della sezione trasversale compressa e l'area della superficie laterale libera di spacciare del singolo strato di spessore t_i . Per garantire l'elevata rigidità verticale richiesta, S_1 deve assumere un valore compreso nell'intervallo tra 20 e 30.

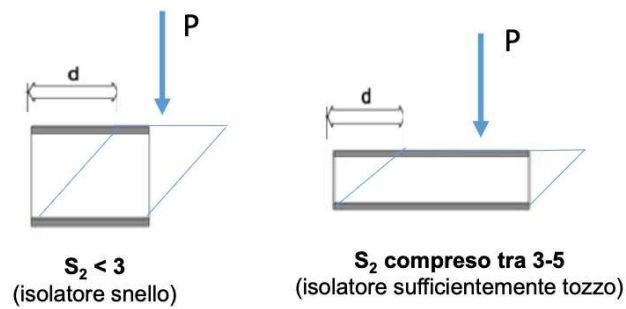
$$S_1 = \frac{A_{compressa}}{A_{laterale}} = \frac{\pi \left(\frac{D'}{2}\right)^2}{D' \pi t_i} = \frac{D'}{4t_i}$$



- Fattore di forma secondario (S_2): è definito come il rapporto tra il diametro dell'isolatore e lo spessore totale della gomma ($t_e = \sum t_i$).

$$S_2 = \frac{D'}{\sum t_i} = \frac{D'}{t_e}$$

Esso governa la stabilità nei confronti dei carichi verticali in condizioni di massima deformazione: valori di $S_2 < 3$ indicano un dispositivo eccessivamente alto e stretto (isolatore snello), mentre valori compresi tra 3-5 garantiscono un dispositivo sufficientemente tozzo e stabile.



Si definisce la deformazione a taglio come il rapporto tra lo spostamento orizzontale totale e l'altezza degli strati di gomma.

$$\gamma = \frac{d}{t_e}$$

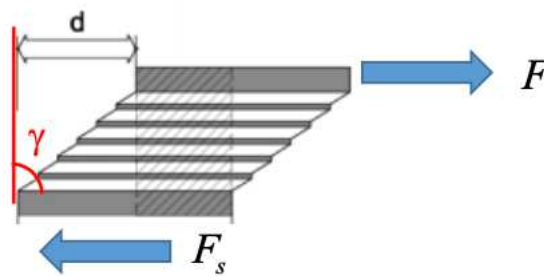


Figura 3.11: deformazione a taglio dell'isolatore.

Sottoponendo l'isolatore a deformazioni cicliche, durante delle prove di laboratorio a controllo di spostamento, si ottiene il ciclo forza-spostamento del dispositivo (nella pratica, essendo queste prove difficili da realizzare sugli isolatori in vera grandezza, vengono eseguite direttamente sui materiali elastomerici). Il risultato ottenuto è che il legame costitutivo della gomma mostra un comportamento non elastico, dipendente dalla deformazione, caratterizzato dai seguenti parametri lineari equivalenti:

- la rigidità a taglio equivalente $k_{is} = \frac{G_d A_{is}}{h_{is}}$ con $G_d = \frac{\tau_{max}}{\gamma_{max}}$

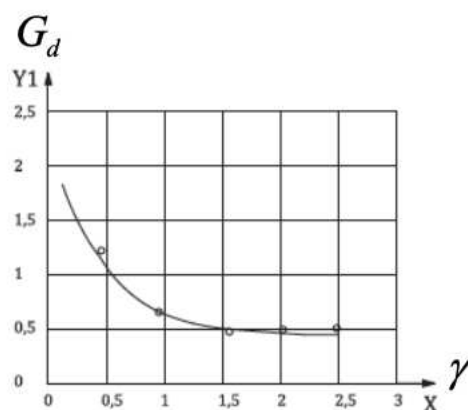


Figura 3.12: modulo a taglio della gomma in funzione dello scorrimento.

- Il coefficiente di smorzamento equivalente $\xi_d = \frac{W_d^1}{4\pi E_{dm,eq}} = \xi_{is}$ dove il coefficiente di smorzamento dell'isolatore coincide con il coefficiente di smorzamento della gomma.

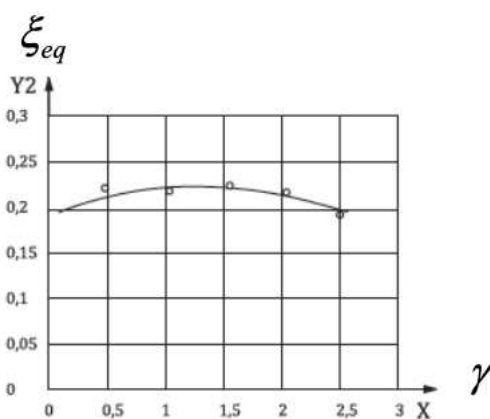


Figura 3.13: coefficiente di smorzamento della gomma in funzione dello scorrimento.

Come evidenziato sperimentalmente, la rigidezza e il modulo a taglio della gomma risultano dipendenti dall'ampiezza della deformazione: per piccoli scorrimenti l'isolatore presenta maggiore rigidezza, mentre per deformazioni elevate la rigidezza diminuisce. Il coefficiente di smorzamento presenta invece una variazione meno marcata, risultando sostanzialmente più stabile al variare della deformazione.

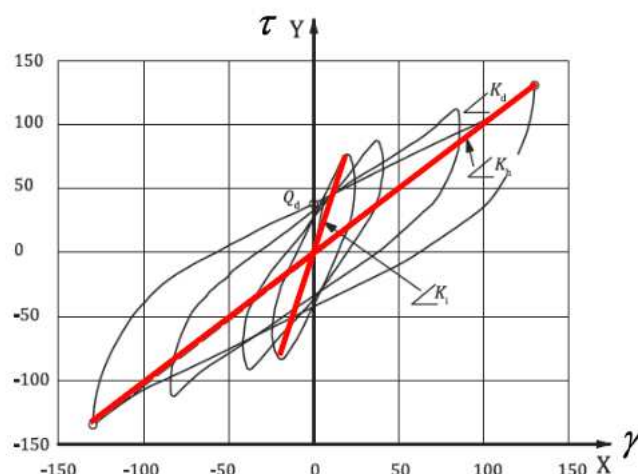


Figura 3.14: ciclo forza-spostamento della gomma in funzione dello scorrimento.

3.4 Isolatori a scorrimento

3.4.1 Isolatori a scorrimento a superficie curva

Gli isolatori a scorrimento a superficie curva CSS (*Curved Surface sliders*) sono dispositivi che consentono di disaccoppiare il movimento della sovrastruttura da quello del sistema sottostruttura-terreno. Dal punto di vista costruttivo il dispositivo è costituito da due elementi principali: una piastra sferica concava in acciaio inossidabile ad alta resistenza e un pattino articolato (*slider*) a essa sovrapposto che vi scorre all'interno, collegato alla sovrastruttura. Per garantire e controllare lo scorrimento, l'interfaccia di contatto del pattino è realizzata con uno speciale materiale polimerico a basso attrito, tipicamente PTFE (Teflon) o polietilene ad altissimo peso molecolare. Nel caso ideale di attrito nullo, lo slider percorre la superficie concava descrivendo il moto di un pendolo semplice. Il periodo di isolamento risulta pertanto dipendere unicamente dal raggio di curvatura (R) della superficie, secondo la relazione:

$$T_{is} = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}}$$

Come evidenziato dalla relazione precedente, nel caso ideale di assenza di attrito il periodo di isolamento dipende esclusivamente dal raggio di curvatura R , risultando indipendente dalla massa dell'edificio. Nella realtà, tuttavia, l'interfaccia di scorrimento è progettata per sviluppare un opportuno coefficiente di attrito μ , indispensabile per dissipare parte dell'energia sismica. Il comportamento meccanico risultante viene comunemente schematizzato mediante un legame costitutivo rigido-plastico incrudente (Figura 3.15).

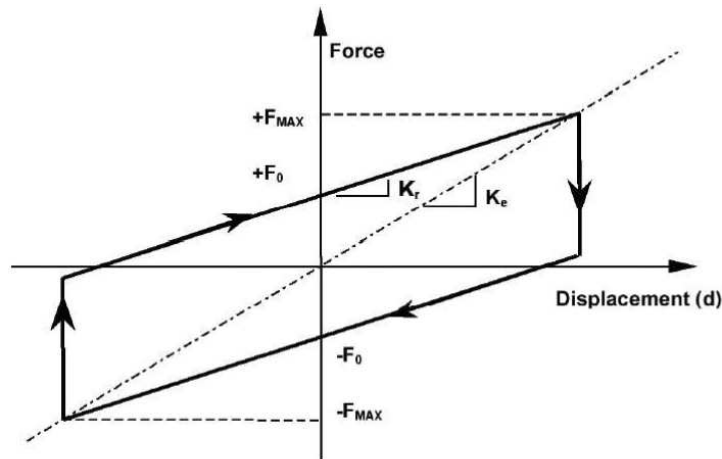


Figura 3.15: legame costitutivo rigido plastico incrudente di un isolatore a scorrimento.

Come evidenziato dal ciclo isteretico, il dispositivo rimane bloccato fino al superamento della forza di primo distacco

$$F_0 = W\mu$$

Proporzionale al carico verticale gravante sull'isolatore W e al coefficiente di attrito μ . Oltre tale soglia, il pattino inizia a scorrere risalendo la superficie concava; la forza resistente è quindi costituita dalla somma del contributo attritivo e della componente gravitazionale di richiamo, che tende naturalmente a ricondurre il dispositivo verso la posizione di equilibrio. Al massimo spostamento di progetto d , la forza vale:

$$F_{max} = W\mu + \frac{W}{R}d$$

Si osserva che sia la forza di primo distacco sia la rigidezza equivalente risultano proporzionali al carico verticale gravante su ciascun dispositivo. Ne consegue che, adottando isolatori caratterizzati dal medesimo raggio di curvatura e dallo stesso coefficiente di attrito, la distribuzione delle rigidezze risulta direttamente proporzionale alla distribuzione dei carichi verticali. In fase di progetto questo significa che il baricentro delle rigidezze coincide automaticamente con il baricentro delle masse, limitando l'insorgenza di effetti torsionali indesiderati.

Per le analisi dinamiche globali il comportamento non lineare del dispositivo viene generalmente ricondotto a un sistema lineare equivalente. La rigidezza equivalente del dispositivo è definita come:

$$K_e = \frac{F_{max}}{d} = \frac{W\mu + \frac{W}{R}d}{d} = W \left(\frac{\mu}{d} + \frac{1}{R} \right)$$

Sostituendo questa espressione della rigidezza all'interno nell'espressione del periodo proprio di un sistema a un grado di libertà si ottiene il periodo effettivo dell'isolatore:

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_e}} = 2\pi \sqrt{\frac{W}{g K_e}} = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g \left(\frac{\mu}{d} + \frac{1}{R} \right)}}$$

Da tale espressione si osserva come la presenza dell'attrito modifichi il comportamento dinamico del sistema: il periodo di isolamento non dipende più esclusivamente dal raggio di curvatura della superficie, ma anche dallo spostamento raggiunto dal dispositivo. Come illustrato in Figura 3.16, per piccoli spostamenti, tipici degli Stati Limite di Esercizio (SLE), il termine $\left(\frac{\mu}{d}\right)$ risulta predominante e determina un'elevata rigidezza equivalente, mantenendo il periodo di isolamento relativamente contenuto. All'aumentare dello spostamento, il contributo dell'attrito si riduce progressivamente, la rigidezza equivalente diminuisce e il periodo cresce, tendendo asintoticamente al valore teorico del pendolo semplice $\left(T_{is} = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}}\right)$, caratteristico del comportamento in assenza di attrito.

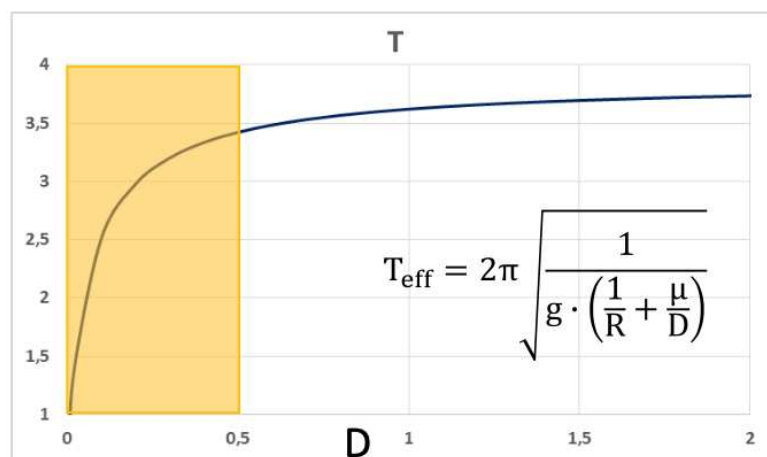


Figura 3.16: periodo effettivo (T_{eff}) di un isolatore a scorrimento.

Noto il ciclo dissipativo dell'isolatore, lo smorzamento lineare equivalente (ξ_{is}) è calcolato come rapporto tra l'energia dissipata per attrito in un ciclo completo (W_d) e l'energia elastica immagazzinata:

$$\xi_{eff} = \frac{W_d}{4\pi E_{el}} = \frac{2}{\pi} \frac{1}{\frac{d}{\mu R} + 1}$$

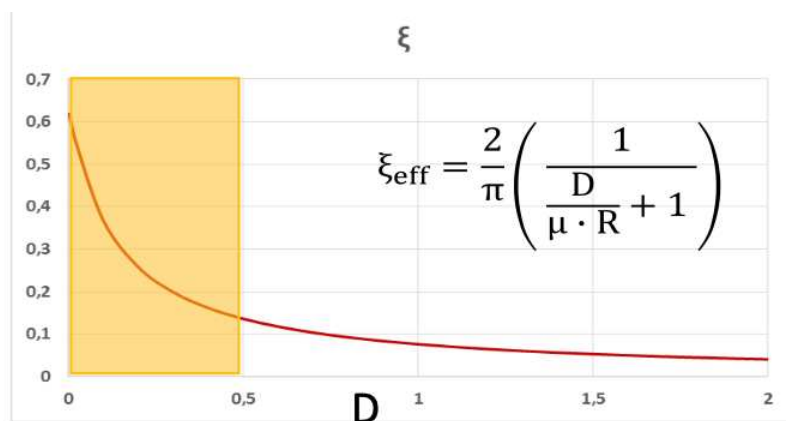


Figura 3.17: coefficiente di smorzamento effettivo (ξ_{eff}) di un isolatore a scorrimento.

Anche il coefficiente di smorzamento dipende dallo spostamento del dispositivo. Come mostrato in Figura 3.17, esso assume valori elevati per piccoli spostamenti, quando il contributo dell'attrito risulta predominante, e diminuisce progressivamente all'aumentare

della corsa del pattino, tendendo asintoticamente a valori inferiori. Ne consegue che i dispositivi CSS dissipano una quota maggiore di energia per eventi sismici di modesta entità, mentre per spostamenti elevati prevale il comportamento pendolare, caratterizzato da periodi di isolamento più lunghi e da un minore smorzamento equivalente.

Poiché le caratteristiche dinamiche dell'isolatore dipendono dallo spostamento di progetto, mentre quest'ultimo è a sua volta funzione del periodo e dello smorzamento del sistema isolato, la determinazione dei parametri di progetto non può essere effettuata in forma diretta. Risulta pertanto necessario adottare una procedura iterativa: si assume un valore iniziale dello spostamento (d), si determinano il periodo equivalente (T_{eff}) e lo smorzamento equivalente (ξ_{eff}), si ricava dallo spettro di progetto il corrispondente spostamento richiesto e si ripete il procedimento fino al raggiungimento della convergenza.

Dal punto di vista costruttivo, gli isolatori a superficie curva sono realizzati principalmente in due configurazioni. La soluzione originaria a singola superficie di scorrimento è concettualmente la più semplice; tuttavia, per consentire elevati spostamenti orizzontali senza che il pattino raggiunga il bordo della superficie concava, richiede piastre di grande diametro, con conseguenti problemi di ingombro in pianta.



Figura 3.18: isolatori a singola superfice di scorrimento.

Per superare tale limite è stata sviluppata la configurazione a doppia superficie di scorrimento (Double Curved Surface Slider). In questa soluzione il pattino centrale scorre contemporaneamente tra due superfici concave contrapposte, una superiore e una inferiore, ripartendo lo spostamento complessivo tra entrambe. A parità di raggio di curvatura

equivalente e di capacità di spostamento, ciò consente di ridurre sensibilmente il diametro del dispositivo rispetto alla configurazione a singola superficie, rendendolo particolarmente adatto agli interventi su edifici esistenti, nei quali gli spazi disponibili risultano spesso limitati.



Figura 3.19: isolatori a doppia superficie di scorrimento.

3.4.2 Isolatori a scorrimento a superficie piana e sistemi di isolamento ibridi

Gli isolatori a scorrimento a superficie piana, noti come slitte (*Sliding Devices*, SD), possono essere assimilati ad un caso limite dell'isolatore a superficie curva (CSS), corrispondente a un raggio di curvatura tendente all'infinito ($R \rightarrow \infty$).

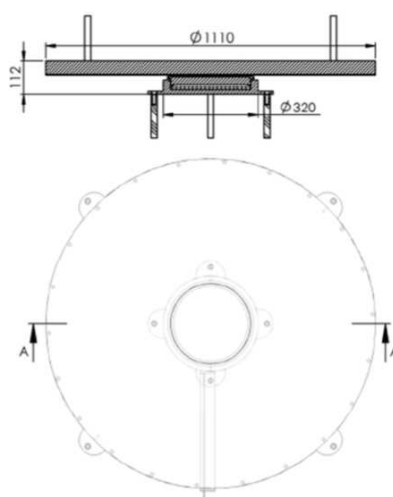


Figura 3.20: isolatore a scorrimento a superficie piana (slitta).

Dal punto di vista costruttivo, quindi, l'unica differenza con gli isolatori CSS è la geometria della superficie di scorrimento, che nelle slitte è piana anziché concava. Inoltre, l'interfaccia di contatto è lubrificata, così da garantire valori del coefficiente di attrito dinamico molto bassi, spesso inferiori all'1%.

In assenza della superficie curva, tali dispositivi non sviluppano alcuna forza ricentrante di natura gravitazionale e, grazie all'attrito estremamente ridotto, forniscono un contributo trascurabile anche in termini di dissipazione energetica. Il loro ruolo consiste pertanto esclusivamente nel sostenere i carichi verticali della struttura, consentendo al contempo gli spostamenti orizzontali previsti dal progetto.

Proprio per queste caratteristiche, le slitte trovano impiego principalmente nei sistemi di isolamento ibridi, nei quali operano in parallelo agli isolatori principali, generalmente di tipo elastomerico HDRB. Il loro utilizzo consente di trasferire una quota significativa dei carichi gravitazionali senza incrementare la rigidezza orizzontale del sistema, permettendo di ridurre il numero, le dimensioni e la rigidezza degli isolatori elastomerici e di conseguire periodi di isolamento più elevati.

La progettazione planimetrica di tali sistemi richiede alcuni accorgimenti fondamentali. Gli isolatori elastomerici, responsabili della rigidezza laterale e della capacità ricentrante, sono generalmente disposti lungo il perimetro dell'edificio, così da incrementare la rigidezza torsionale della base isolata e mantenere il baricentro delle rigidezze in prossimità del baricentro delle masse. Le slitte vengono invece collocate preferibilmente nelle zone centrali della pianta o in corrispondenza dei pilastri maggiormente caricati, contribuendo a sostenere le elevate azioni verticali e facilitando le verifiche di stabilità degli isolatori elastomerici.

4 Caso studio: il “Collegio Universitario Fazzini”

4.1 Inquadramento generale e normativo

Il presente elaborato ha come obiettivo lo sviluppo e il confronto di due distinte strategie di adeguamento sismico avanzato, l'isolamento alla base e i controventi dissipativi viscosi esterni, applicate al caso studio del Collegio Universitario "Fazzini". L'edificio, situato in Via Le Mosse nel comune di Camerino (MC) e realizzato nei primi anni Settanta, era destinato prevalentemente a residenza universitaria per l'ERSU. Al suo interno trovavano inoltre sede gli uffici della segreteria studenti dell'Università di Camerino e il presidio territoriale di Camerino della Protezione Civile Regionale, con gli archivi collocati al piano seminterrato e gli uffici distribuiti prevalentemente al piano terra.

In seguito alla sequenza sismica che ha interessato l'Italia centrale nell'ottobre 2016, il fabbricato ha riportato estesi danneggiamenti, principalmente a carico degli elementi non strutturali, che ne hanno determinato la dichiarazione di inagibilità.

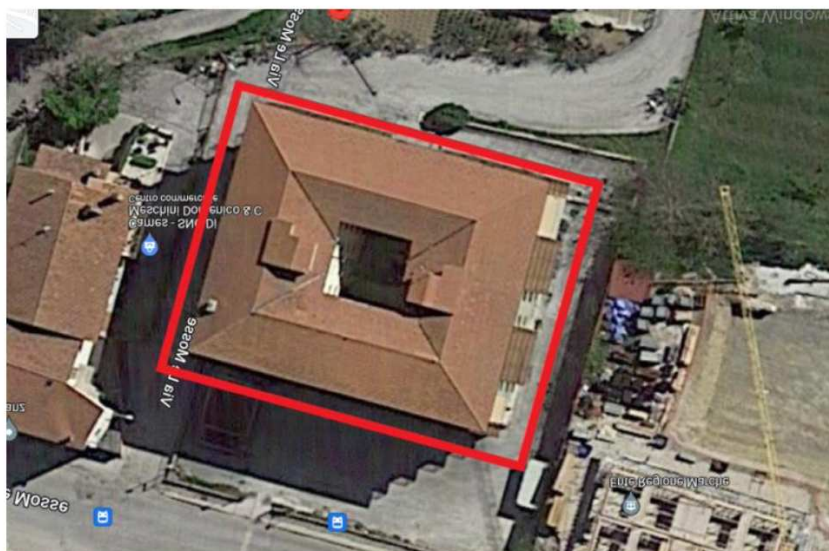


Figura 4.1: Vista aerea del Collegio Universitario Fazzini.



Figura 4.2: Vista della facciata a Nord dell'edificio.

La progettazione di interventi di adeguamento sismico su edifici esistenti richiede un percorso conoscitivo preliminare finalizzato alla definizione delle caratteristiche geometriche, costruttive e meccaniche della struttura. A differenza delle nuove costruzioni, infatti, il progetto deve essere sviluppato a partire da un organismo strutturale già esistente, le cui proprietà devono essere preventivamente accertate attraverso specifiche indagini.

In ambito nazionale, tale procedura è disciplinata dal Capitolo 8 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17/01/2018) e dalla relativa Circolare esplicativa (n. 7 C.S.LL.PP. del 21/01/2019), che introducono il concetto di Livello di Conoscenza (LC), dal quale dipende l'affidabilità del modello numerico e delle successive verifiche strutturali.

Secondo la normativa, il percorso conoscitivo si articola in tre fasi principali:

- analisi storico-critica della costruzione;
- rilievo geometrico-strutturale;
- caratterizzazione meccanica dei materiali.

Nei paragrafi seguenti tali attività vengono richiamate con riferimento al caso del Collegio Universitario "Fazzini", descrivendo il percorso conoscitivo seguito per la definizione del modello strutturale adottato nelle analisi.

4.1.1 L'approccio conoscitivo: dall'analisi storico-critica al rilievo geometrico-strutturale

L'analisi storico-critica costituisce la fase preliminare del percorso conoscitivo e ha lo scopo di ricostruire la storia costruttiva dell'edificio mediante l'esame della documentazione disponibile, comprendente elaborati progettuali, relazioni di calcolo, certificati di collaudo ed eventuali interventi successivi. Tale attività consente di individuare il sistema strutturale originario, le modifiche intervenute nel tempo e il contesto normativo nel quale l'opera è stata progettata.

Le informazioni documentali devono essere successivamente verificate mediante il rilievo geometrico-strutturale, finalizzato alla definizione della geometria della costruzione, della disposizione degli elementi portanti, della tipologia dei solai e dei principali dettagli costruttivi. Anche quando siano disponibili i disegni originali, la normativa prescrive l'esecuzione di verifiche in sito per accertarne la corrispondenza con lo stato di fatto.

Particolare attenzione è rivolta ai dettagli costruttivi delle strutture in calcestruzzo armato, quali disposizione, diametro e modalità di ancoraggio delle armature, che influenzano direttamente la capacità resistente degli elementi strutturali. Tali informazioni vengono acquisite mediante un piano di indagini localizzate, definito dal progettista in funzione del livello di conoscenza da conseguire e della documentazione disponibile.

Qualora gli elaborati progettuali originari non siano reperibili, la Circolare prevede che le indagini siano supportate da un progetto simulato, redatto sulla base delle regole costruttive vigenti all'epoca della realizzazione dell'opera. L'estensione delle verifiche sperimentali è quindi definita in funzione del livello di approfondimento richiesto, distinguendo indagini limitate, estese ed esaustive.

Il rilievo comprende infine anche la caratterizzazione degli elementi non strutturali, in particolare delle tamponature, il cui contributo può modificare in modo significativo la rigidità laterale e la risposta sismica globale dell'edificio.

4.1.2 Caratterizzazione meccanica dei materiali e Livelli di conoscenza

L'analisi storico-critica e il rilievo geometrico-strutturale costituiscono la base per la definizione della campagna di indagini finalizzata alla caratterizzazione meccanica dei materiali in opera. In accordo con le NTC 2018, i parametri resistenti da utilizzare nelle verifiche devono essere determinati a partire da prove sperimentali eseguite sull'edificio esistente, eventualmente supportate da riferimenti alle normative vigenti all'epoca della costruzione. Per le strutture in calcestruzzo armato, le principali grandezze meccaniche di interesse riguardano la resistenza e il modulo elastico del calcestruzzo, nonché le proprietà dell'acciaio in termini di tensione di snervamento e resistenza a rottura.

L'affidabilità del modello strutturale viene sintetizzata attraverso il Livello di Conoscenza (LC), che riflette l'estensione e la qualità delle indagini svolte, e al quale è associato il Fattore di Confidenza (FC), introdotto per tenere conto delle incertezze residue. Quest'ultimo viene impiegato come coefficiente riduttivo delle resistenze dei materiali, in modo inversamente proporzionale al livello di approfondimento raggiunto.

I tre livelli previsti dalla normativa sono descritti al paragrafo §C8.5.4 della circolare e sono classificati come:

- LC1 (Conoscenza Limitata): Si intende raggiunto quando, a seguito dell'analisi storico-critica e del rilievo geometrico, siano state effettuate indagini limitate sui dettagli costruttivi e prove limitate sulle caratteristiche meccaniche dei materiali. Il fattore di confidenza che può essere adottato è $FC = 1.35$;
- LC2 (Conoscenza Adeguata): Si intende raggiunto quando, fermi restando l'analisi storica e il rilievo geometrico, siano state condotte indagini estese sui dettagli costruttivi e prove estese sui materiali. Il fattore di confidenza che può essere adottato è $FC = 1.20$;

- LC3 (Conoscenza Accurata): Si intende raggiunto quando l'intero percorso conoscitivo dell'edificio è affiancato da indagini e prove esaustive. Il fattore di confidenza che può essere adottato è $FC = 1.00$. L'impiego di un fattore unitario (nessuna penalizzazione) è consentito esclusivamente per i parametri direttamente testati con prove esaustive.

4.1.3 Azioni

I valori delle azioni da considerare nelle verifiche di sicurezza e nella progettazione degli interventi su edifici esistenti sono definiti in coerenza con quelli adottati per le nuove costruzioni. L'analisi deve tenere conto dell'intero insieme delle azioni agenti sulla struttura, sia di natura sismica che non sismica, secondo quanto previsto dalle NTC 2018.

Per quanto riguarda l'azione sismica, la normativa introduce il fattore di comportamento (q), che tiene conto della capacità dissipativa della struttura e consente la riduzione delle azioni elastiche di progetto. In ambito di interventi di miglioramento e adeguamento sismico, il valore di (q) può variare in funzione della duttilità globale e locale del sistema strutturale.

Nel caso di interventi basati su tecniche di protezione sismica avanzata, come l'isolamento alla base o i sistemi dissipativi esterni, la progettazione è finalizzata alla quasi completa eliminazione del danneggiamento della sovrastruttura. Per tale motivo, le verifiche vengono generalmente condotte in campo elastico, adottando un valore unitario del fattore di comportamento ($q = 1$).

4.2 Progetto della campagna sperimentale di prove

4.2.1 Generiche

Nel presente capitolo si è proceduto alla descrizione del percorso di conoscenza effettuato sul Collegio Universitario “Fazzini” per raggiungere un livello di conoscenza accurato, che consenta da un lato l’interpretazione dei danni provocati dagli eventi sismici del 2016-2017 e, dall’altro, la costruzione di un modello numerico affidabile allo stato di fatto. Dall’analisi storico-critica del fabbricato del presente caso studio, essendo stato edificato nella prima metà degli anni ’70, ossia in un’epoca antecedente alle normative sulla classificazione sismica del territorio e all’obbligo di deposito dei calcoli strutturali presso il Genio Civile, ha riportato l’assenza totale di documenti originali di progetto.

La procedura seguita è costituita dalle seguenti fasi:

- rilievo completo della geometria mediante misure dirette ed esecuzione di saggi o endoscopie quando necessario;
- rilievo dei dettagli costruttivi della struttura mediante indagini magnetoscopiche e saggi locali;
- caratterizzazione meccanica dei materiali impiegati mediante prove non distruttive (sclerometriche e ultrasoniche) e prove distruttive su campioni prelevati in situ;
- ricognizione dei danni conseguenti ai principali eventi sismici della crisi 2016-2017;
- esecuzione di prove di carico su solai e travi;
- prove vibrazionali ambientali sull’edificio per la definizione delle caratteristiche dinamiche;
- interpretazione dei dati sperimentali finalizzata alle analisi strutturali per la valutazione della sicurezza e il progetto dell’intervento di adeguamento sismico.

I rilievi geometrici e la campagna di prove sperimentali in situ e in laboratorio sono stati effettuati su tutta la costruzione con l’obiettivo di definire un quadro omogeneo di conoscenza del fabbricato, prevedendo approfondimenti sulle porzioni più rilevanti ai fini della risposta sismica. La pianificazione della campagna sperimentale di prove è stata elaborata limitando le operazioni distruttive, in modo da ridurre al minimo l’impatto sulla

struttura, sostituendole con almeno il triplo delle prove non distruttive al fine di raggiungere un livello adeguato di conoscenza.

Le indagini effettuate comprendono: prove endoscopiche per la determinazione della stratigrafia delle pareti perimetrali di tamponatura, dei divisori interni di apparente spessore significativo e dei sistemi di orizzontamento (solai latero-cementizi); prove magnetoscopiche al fine di individuare la posizione ed il diametro delle barre d'armatura degli elementi strutturali indagati; rimozione degli intonaci al fine dell'esecuzione delle prove non distruttive ultrasoniche e sclerometriche; rimozione del calcestruzzo corticale al fine della verifica dei dettagli costruttivi; prelievi di provini cilindrici di calcestruzzo per l'esecuzione di prove di schiacciamento e prelievo di spezzoni di barre d'armatura per l'esecuzione di prove di trazione. Inoltre, non si sono rilevati quadri lesivi di rilievo riconducibili a cedimenti fondali pregressi o attivati dalla sequenza sismica del 2016.

4.2.2 Presentazione della struttura

Dalle fasi di rilievo è emerso che la struttura in esame è a pianta rettangolare 30.18m x 25.00m doppiamente simmetrica. A partire dalla prima elevazione fuori terra, presenta una corte interna di dimensioni 8,35 m x 8,35 m. L'edificio si articola su sette livelli complessivi, raggiungendo un'altezza al colmo della copertura di circa 21 metri:

- piano seminterrato di altezza pari a 2,52 m;
- piano terreno di altezza pari a 3,69 m;
- piano primo, secondo e terzo di altezza pari a 3,19 m ciascuno;
- piano quarto di altezza pari a 3,13 m;
- sottotetto accessibile per soli scopi manutentivi con altezza massima pari a 2,03m.

Il piano seminterrato è soggetto alla spinta del terreno solamente su due lati vista la pendenza naturale del terreno. La struttura portante è a telaio monodirezionale in calcestruzzo armato, con pilastri gettati in opera e travi tipo REP ordinate nella sola direzione trasversale alla facciata principale (Nord-Sud). Per sopperire all'assenza di travi, i solai sono orditi tutti in direzione Est-Ovest, per cui sono i travetti di solaio che trasmettono i carichi alle suddette travi, tranne in corrispondenza dei lati perimetrali dove troviamo delle fasce di solaio rinforzate (coppie

di travetti affiancati). Questa disposizione spaziale del telaio, tipica della progettazione antecedente all'avvento della sismica, rende il comportamento flessionale dell'edificio fortemente asimmetrico nelle due direzioni principali. Di seguito si riporta la carpenteria di piano tipo e si descrivono nel dettaglio gli elementi strutturali e non strutturali rilevati dalle indagini.

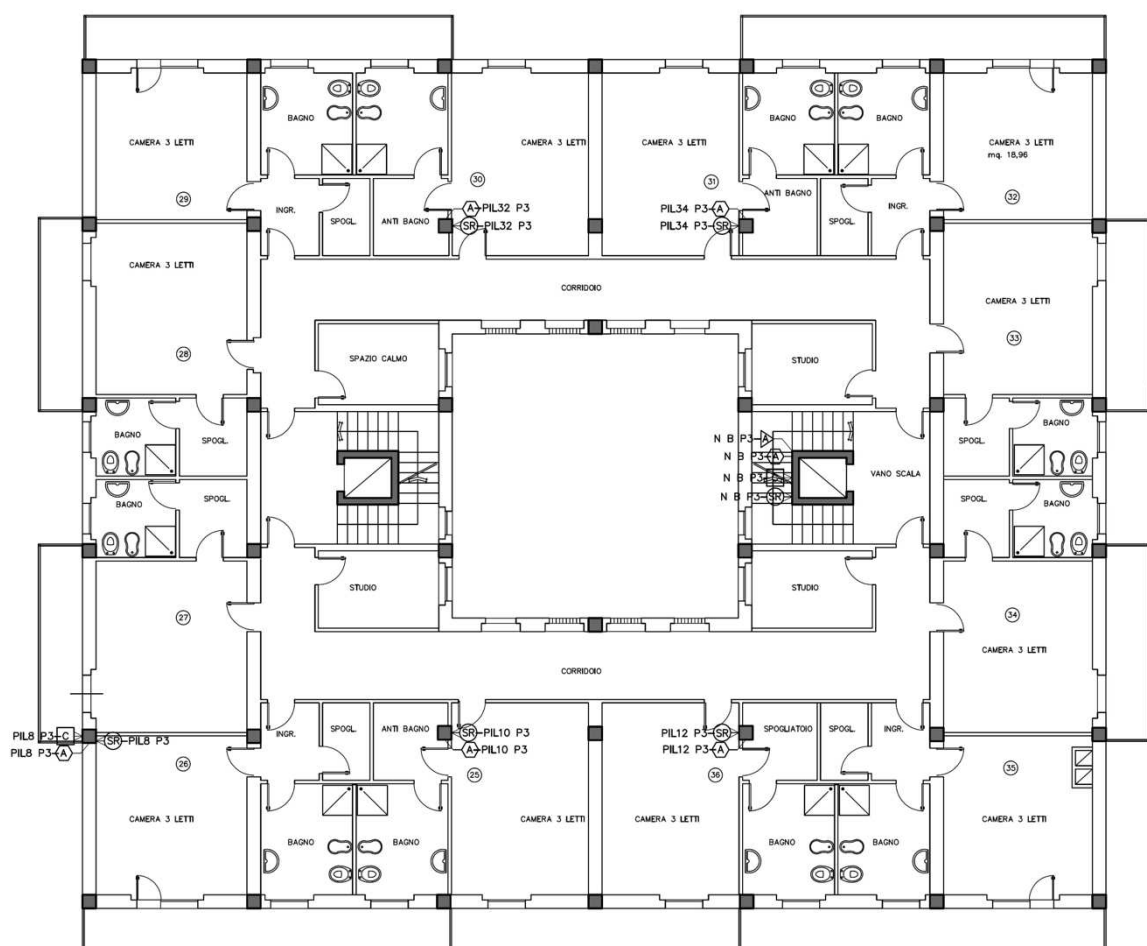


Figura 4.3: Piano tipo stato di fatto.

4.2.2.1 Pilastri

Per quanto riguarda i pilastri, essi presentano una geometria variabile lungo l'altezza dell'edificio. Al piano seminterrato le sezioni sono prevalentemente quadrate, con dimensioni pari a 50×50 cm, 40×40 cm e 35×35 cm per gli elementi di spigolo. Al piano terra e al primo piano si osserva una lieve rastremazione di circa 5 cm in entrambe le

direzioni, fatta eccezione per i pilastri di spigolo che mantengono invece una sezione costante. A partire dal secondo livello le sezioni diventano prevalentemente rettangolari, pari a 40×35 cm (35×30 cm per gli elementi di spigolo). Al terzo impalcato si registra un'ulteriore riduzione di 5 cm in una delle due direzioni, con i pilastri di spigolo che presentano una sezione quadrata 30×30 cm. Dal quarto piano in su gli elementi tornano ad avere sezione quadrata 30×30 cm, mentre al sottotetto i pilastri a sostegno della copertura risultano ridotti a 25×25 cm. Nella seguente tabella si riportano le sezioni dei pilastri ai vari piani e le armature longitudinali determinate tramite indagini magnetometriche diffuse a tutte le elevazioni su pilastri di geometria ricorrente.

Tipologia Pilastri	Elevazione	Sezione [cm]	Armatura disposta in direzione X (Est-Ovest)	Armatura disposta in direzione Y (Nord-Sud)	Armatura longitudinale totale
1,7,37,43	Seminterrato	35x35	2φ16 + 2φ16	2φ16 + 2φ16	4φ16
	P. Terra	35x35	2φ16 + 2φ16	2φ16 + 2φ16	4φ16
	P. Primo	35x35	2φ16 + 2φ16	2φ16 + 2φ16	4φ16
	P. Secondo	30x30	2φ16 + 2φ16	2φ16 + 2φ16	4φ16
	P. Terzo	30x30	2φ16 + 2φ16	2φ16 + 2φ16	4φ16
	Quarto	30x30	2φ16 + 2φ16	2φ16 + 2φ16	4φ16
	Sottotetto	25x25	2φ16 + 2φ16	2φ16 + 2φ16	4φ16
2,3,4,5,6,9,10,12,13,16,17,18,19,20,21,23,24,25,26,27,28,31,32,34,35,38,39,40,41,42	Seminterrato	50x50	3φ16 + 3φ16	3φ16 + 3φ16	8φ16
	P. Terra	45x45	2φ16 + 2φ16	3φ16 + 3φ16	6φ16
	P. Primo	40x40	2φ16 + 2φ16	3φ16 + 3φ16	6φ16
	P. Secondo	35x40	2φ16 + 2φ16	3φ16 + 3φ16	6φ16
	P. Terzo	30x35	2φ16 + 2φ16	2φ16 + 2φ16	4φ16
	Quarto	30x30	2φ16 + 2φ16	2φ16 + 2φ16	4φ16
	Sottotetto	25x25	2φ16 + 2φ16	2φ16 + 2φ16	4φ16
8,14,30,36	Seminterrato	50x50	3φ16 + 3φ16	3φ16 + 3φ16	8φ16
	P. Terra	45x45	2φ16 + 2φ16	3φ16 + 3φ16	6φ16
	P. Primo	40x40	2φ16 + 2φ16	3φ16 + 3φ16	6φ16
	P. Secondo	35x40	2φ16 + 2φ16	2φ16 + 2φ16	4φ16
	P. Terzo	30x35	2φ16 + 2φ16	2φ16 + 2φ16	4φ16
	Quarto	30x30	2φ16 + 2φ16	2φ16 + 2φ16	4φ16
	Sottotetto	25x25	2φ16 + 2φ16	2φ16 + 2φ16	4φ16
11,33	Seminterrato	40x40	2φ16 + 2φ16	3φ16 + 3φ16	6φ16
	P. Terra	40x40	2φ16 + 2φ16	3φ16 + 3φ16	6φ16
	P. Primo	35x35	2φ16 + 2φ16	3φ16 + 3φ16	6φ16
	P. Secondo	30x35	3φ16 + 2φ16	2φ16 + 3φ16	6φ16
	P. Terzo	30x30	2φ16 + 2φ16	2φ16 + 2φ16	4φ16
	P. Quarto	30x30	2φ16 + 2φ16	2φ16 + 2φ16	4φ16
	Sottotetto	25x25	2φ16 + 2φ16	2φ16 + 2φ16	4φ16
15,29	Seminterrato	40x40	2φ16 + 2φ16	3φ16 + 3φ16	6φ16
	P. Terra	40x40	2φ16 + 2φ16	3φ16 + 3φ16	6φ16
	P. Primo	35x35	2φ16 + 2φ16	3φ16 + 3φ16	6φ16
	P. Secondo	30x35	3φ16 + 2φ16	2φ16 + 3φ16	6φ16
	P. Terzo	30x30	2φ16 + 2φ16	2φ16 + 2φ16	4φ16
	P. Quarto	30x30	2φ16 + 2φ16	2φ16 + 2φ16	4φ16
	Sottotetto	25x25	2φ16 + 2φ16	2φ16 + 2φ16	4φ16
22	Seminterrato	40x40	3φ16 + 3φ16	3φ16 + 3φ16	8φ16

Figura 4.4: Pilastri.

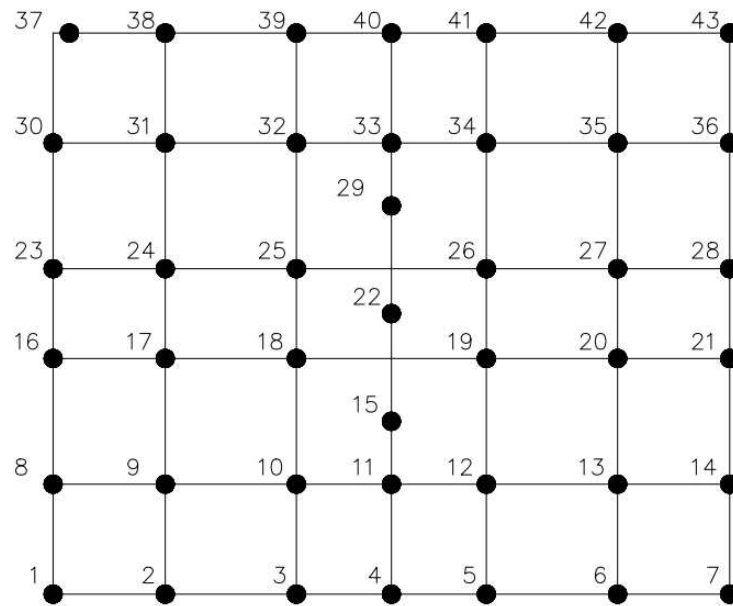


Figura 4.5: Numerazione pilastri.

Da alcuni saggi si è osservato che i pilastri sono armati con ferri lisci la cui sovrapposizione avviene per un tratto di 60 cm a partire dal solaio di calpestio (piano terra), con uncini terminali nei ferri di arrivo. La posa in opera dei ferri nei casseri non è stata sempre ottimale, pertanto, si sono verificate alcune differenze nelle misure dei copriferri tra le diverse facce dei pilastri.



Figura 4.6: Particolare dell'armatura liscia dei pilastri.



Figura 4.7: Particolare della lunghezza di sovrapposizione delle barre longitudinali dei pilastri.

4.2.2.2 Travi

Le travi, disposte quasi esclusivamente in direzione Nord-Sud e realizzate a spessore di solaio (sezione 25x21 cm), sono costituite da elementi parzialmente prefabbricati denominati Travi REP (Reti Elettrosaldate Portanti).

Questa tecnologia, brevettata negli anni '60 dall'ingegnere Salvatore Leone, consiste nell'impiego di una trave metallica reticolare che, successivamente al getto di completamento di calcestruzzo, dà luogo ad una struttura mista acciaio-calcestruzzo.

Dai numerosi saggi realizzati sulle travi REP ricorrenti è stato possibile ricostruire gli elementi componenti il traliccio metallico:

- Un corrente inferiore costituito da un piatto 25x0,6cm e da barre longitudinali saldate su di esso (2 ϕ 30 in campata per coprire il momento positivo e 2 ϕ 22 in appoggio);
- Un corrente superiore formato da due barre longitudinali affiancate tra loro (2 ϕ 26);
- Un'anima a traliccio di collegamento tra i correnti inferiore e superiore (1 ϕ 22 con passo 210mm);

- Spezzoni di barre aggiuntivi per coprire il momento negativo nelle zone di appoggio ($2\phi 30$).

Le armature del traliccio, a differenza di quelle dei pilastri, sono tutte realizzate con barre ad aderenza migliorata.

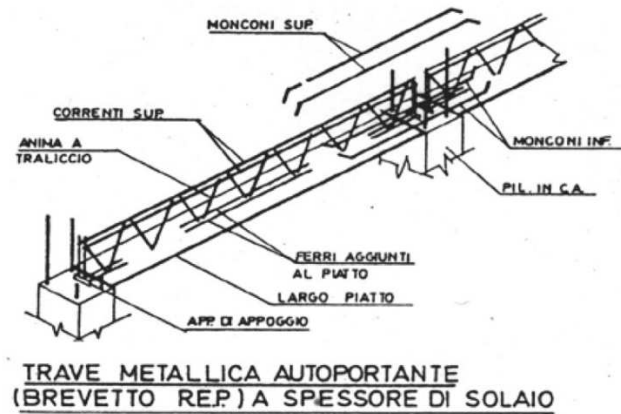


Figura 4.8: Trave autoportante brevetto REP ing. Salvatore Leone. Tratta da Prontuario REP 4° edizione – Maggioli Editore.



Figura 4.9: Travi REP a sostegno della copertura: i ferri sul corrente inferiore sono $\phi 22$.

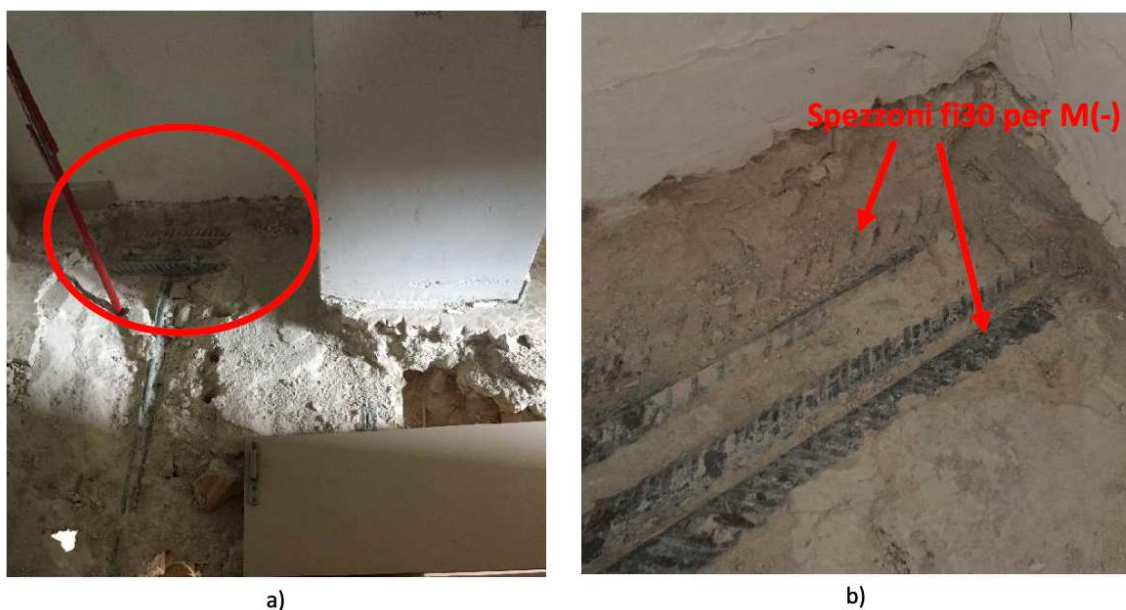


Figura 4.10: Vista del nodo travi REP-pilastro (a) e dettaglio dei ferri all'appoggio superiori (b)

Nel caso in oggetto tutte le travi hanno una sezione di 25 cm di larghezza e 21 cm di altezza e sono realizzate, quindi, in spessore di solaio ad eccezione di quelle del sottotetto che sono estradossate visto lo spessore minore dell'impalcato.



Figura 4.11: particolare delle travi REP estradossate rispetto all'impalcato del sottotetto.

Dalle indagini, inoltre, sono stati trovati dei ganci di diametro $\phi 10$ e $\phi 12$ probabilmente di compartecipazione tra la soletta del solaio e le travi.

4.2.2.3 I solai

I solai sono di tipo latero-cementizio di altezza 18+3 cm dal piano terreno alla copertura ad eccezione dell'impalcato del sottotetto che risulta invece 12+3 cm. I travetti presentano un fondello in laterizio ed un interasse costante pari a 52 cm per tutti gli impalcati. Tutti i solai sono orditi parallelamente alla facciata principale scaricando il peso sulle travi REP; fanno eccezione le maglie di solaio su cui appoggiano le rampe della scala, che sono orditi nell'altra direzione. Le pignatte, sia quelle da 18 cm che quelle da 12 cm, presentano una lunettatura sommitale di circa 3 cm.



Figura 4.12: Dettaglio della lunettatura delle pignatte del solaio.



Figura 4.13: Particolare dell'orditura del solaio che scarica sulla trave REP

La soletta di completamento da 3 cm dei solai è non armata. Il soprastante massetto di allettamento e pavimento (graniglia) hanno uno spessore complessivo (massetto-pavimento) di circa 6 cm, mentre all'intradosso del solaio si ha uno spessore di circa 1 cm di intonaco.

4.2.2.4 Seminterrato

Le strutture del piano seminterrato sono interessate dalla spinta del terreno unicamente lungo i fronti Nord ed Est. In corrispondenza di tali lati, le pareti controterra non sono realizzate in calcestruzzo armato, ma mediante murature in laterizio costituite da blocchi forati a otto fori circolari, aventi dimensioni pari a $25 \times 26 \times 12,5$ cm.



Figura 4.14: Muro contro terra con blocchi a 8 fori circolari.

Gli elementi in laterizio sono disposti con i fori orientati parallelamente all'andamento della parete, ottenendo così una muratura di spessore complessivo pari a 25 cm. All'esterno, tra la muratura e il terreno, è presente uno strato drenante in ghiaione di riempimento, mentre sul lato interno si riscontra una stratigrafia composta da intercapedine d'aria, fodera in tavole da 6 cm e finitura ad intonaco.



Figura 4.15: Paramento interno del muro contro terra.

4.2.2.5 Vano scala e copertura

Il collegamento tra le diverse elevazioni dell'edificio è affidato a due vani scala simmetrici a tre rampe ciascuno, collocati ai lati di un vano ascensore centrale in calcestruzzo armato. Quest'ultimo presenta una configurazione planimetrica a "C", con dimensioni 180 x 160 cm e setti di spessore 15 cm. Le rampe delle scale sono costituite da solette inclinate in c.a., larghe circa 120 cm e con spessore medio di 15 cm. Dal rilievo effettuato emerge che tali elementi appoggiano prevalentemente sulle murature perimetrali, mentre il collegamento con il nucleo ascensore risulta pressoché assente. In corrispondenza del lato interno, infatti, non si osservano né una continuità strutturale della soletta all'interno dei setti del vano ascensore né armature atte a garantire un efficace ancoraggio tra le strutture. La mancanza di un vincolo tra scala e nucleo ascensore è dovuta alla differente fase costruttiva dei due elementi, essendo le scale state aggiunte successivamente alla realizzazione dei nuclei in calcestruzzo armato.



Figura 4.16: Particolare dell'assenza di collegamento tra scala e nucleo ascensore.

I pianerottoli di piano sono realizzati con solaio in latero-cemento analogo a quello di piano, mentre i pilastri che circondano i due vani scala sono collegati da travi REP in entrambe le direzioni. Le scale e gli ascensori consentono il raggiungimento del quarto piano, mentre l'accesso al sottotetto è possibile attraverso due botole posizionate in corrispondenza dei pianerottoli di arrivo delle scale al quarto piano. I nuclei ascensore proseguono oltre il livello del solaio del sottotetto con un extracorsa pari a circa 70 cm rispetto all'estradosso del solaio stesso e terminano superiormente con appositi torrini di copertura. Questi ultimi sono costituiti da murature in blocchi di laterizio forato che poggiano su una soletta in calcestruzzo armato di spessore pari a 20 cm aggettante dal nucleo stesso. La copertura dei torrini è realizzata con un solaio in latero-cemento dello spessore di 8+3 cm e l'altezza interna massima, misurata dall'estradosso della soletta di calpestio fino al colmo, risulta pari a circa 2,45 m.



Figura 4.17: Vista del torrino di copertura del vano scala ascensore e di parte della copertura del Fazzini.

La copertura dell'edificio presenta una configurazione a padiglione ed è realizzata mediante un solaio in latero-cemento dello spessore di 18+3 cm, sul cui estradosso è applicata direttamente la guaina impermeabilizzante. La struttura portante delle falde è costituita da travi REP sostenute da pilastri a sezione quadrata di dimensioni pari a 25×25 cm. In corrispondenza del perimetro esterno, i pilastri presentano un'altezza particolarmente ridotta, pari a circa 27 cm. Le travi di colmo risultano invece ottenute mediante l'accostamento di almeno due travetti di solaio. Il cornicione della copertura ha una proiezione orizzontale di 1 m circa sul lato esterno dell'edificio, mentre di 40 cm circa sul cortile interno.



Figura 4.18: A sinistra si notano le travi REP che appoggiano sui pilastri di sezione quadrata 25cmx25cm, mentre a destra un particolare della trave di colmo.

In corrispondenza della corte interna, la configurazione della copertura varia al piano terreno, dove lo spazio risulta parzialmente occupato da un corridoio coperto che determina una riduzione della superficie libera rispetto ai livelli superiori. La chiusura di tale porzione è realizzata mediante una struttura mista acciaio-calcestruzzo costituita da lamiera grecata collaborante e soletta in calcestruzzo dello spessore di circa 5 cm. Al di sopra della soletta sono presenti uno strato impermeabilizzante e una finitura superficiale in pietrisco. Il sistema portante della copertura è formato da travi in acciaio S275, con profili HEB220 e IPE200, sulle quali appoggia il solaio collaborante. Sul lato inferiore, la struttura è completata da un controsoffitto realizzato con pannelli leggeri fonoassorbenti.



Figura 4.19: Cortile interno con dettaglio della copertura costituita da un solaio misto acciaio-calcestruzzo.

4.2.2.6 La fondazione

Il fabbricato adotta un sistema di fondazioni superficiali costituito principalmente da plinti isolati. Tali elementi risultano collegati mediante cordoli in calcestruzzo armato disposti prevalentemente lungo la direzione Nord-Sud, coincidente con l'orditura delle travi REP. Nella direzione Est-Ovest, invece, i collegamenti tra i plinti non sono generalmente presenti, ad eccezione dei cordoli perimetrali destinati al sostegno delle tamponature esterne.

Per accertare la tipologia di fondazione in opera è stato eseguito uno scavo intorno ad un plinto perimetrale. L'indagine ha consentito di rilevare un plinto di altezza pari a circa 70 cm, con dimensione in pianta di circa 2,10 m nella direzione parallela alla tamponatura e con estensione trasversale di circa 90 cm dal filo del pilastro verso l'esterno. Al di sotto del plinto è stato inoltre individuato uno strato di magrone dello spessore di circa 30 cm.



Figura 4.20: Scavo eseguito in corrispondenza di un plinto perimetrale.

I cordoli di collegamento hanno un'altezza di 40 cm ed una larghezza di 30 cm, con estradosso allineato alla sommità del plinto. Anche la fondazione dell'ascensore è stata indagata con un sondaggio e l'estrazione di 2 carote per misurare lo spessore della zattera (40 cm) e indagare l'eventuale presenza di pali al di sotto della zattera stessa (non riscontrata). La quota dell'estradosso della zattera di fondazione è a circa 1.5m di profondità rispetto alla quota di calpestio del piano seminterrato.

4.2.2.7 Controsoffitti

I controsoffitti presenti al piano terreno si distinguono in due differenti configurazioni, localizzate in aree diverse dell'edificio. Nella zona del porticato è stata adottata una soluzione realizzata con tavelloni in laterizio delle dimensioni di circa $118 \times 26 \times 6$ cm, posti direttamente a costituire il controsoffitto; tale sistema non risulta ispezionabile. Negli ambienti dell'ERSU, invece, è presente un controsoffitto di tipo leggero, formato da pannelli fonoassorbenti sospesi mediante pendini metallici fissati all'intradosso del solaio. Questa seconda tipologia consente l'ispezione dello spazio tecnico sovrastante.

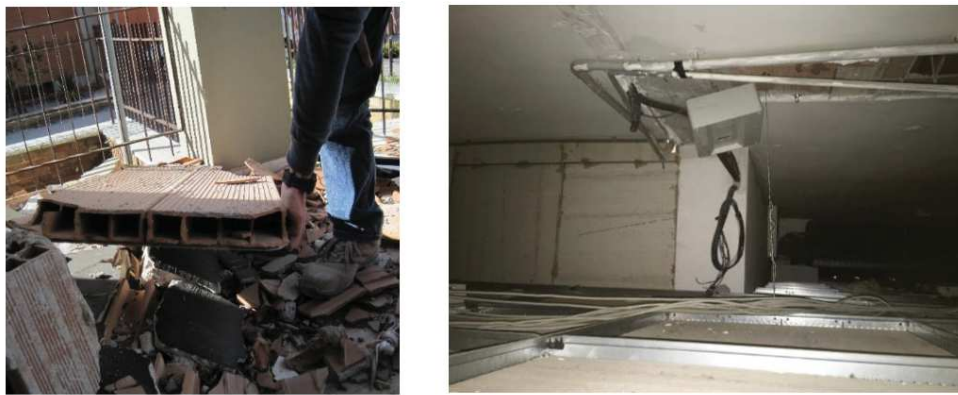


Figura 4.21: A sinistra il tavellone costituente il controsoffitto del portico, mentre a destra il controsoffitto con pannelli fonoassorbenti.

4.2.2.8 Balconi

I balconi sono realizzati in continuità con i solai degli impalcati di piano, mediante struttura in latero-cemento dello spessore di 18+3 cm. L'orditura del solaio è disposta in modo da trasferire i carichi a brevi tratti di travi REP a sbalzo, che costituiscono gli elementi portanti dei balconi stessi.

La protezione perimetrale è affidata a parapetti costituiti da ringhiere metalliche.



Figura 4.22: Balconi.

4.2.2.9 Tamponature

Le tamponature perimetrali e le partizioni interne sono state definite mediante saggi locali, ossia piccole demolizioni, rimozioni di intonaco e/o scassi localizzati.

Le tamponature esterne sono costituite da un sistema a doppio paramento in laterizio, separato da un'intercapedine d'aria continua. La finitura delle superfici varia lungo il perimetro, risultando in parte intonacata e in parte faccia a vista, pur mantenendo invariata la stratigrafica di base. Il paramento interno è realizzato con laterizio forato dello spessore di 8 cm, mentre quello esterno ha spessore pari a 12,5 cm. Entrambe le superfici interne dei due paramenti sono state trattate con catrame applicato a pennello, al fine di limitare la permeabilità del laterizio e migliorare le prestazioni termoigrometriche dell'involucro, in assenza di isolanti specifici all'epoca della costruzione. Lo spessore dell'intercapedine d'aria varia in modo tale da mantenere i pilastri complanari rispetto ai fili interni ed esterni delle tamponature stesse, così da nasconderli alla vista. Nel caso delle tamponature intonacate, la stratigrafia, dall'interno verso l'esterno, risulta composta da intonaco di spessore 1–2 cm,

laterizio forato da 8 cm, intercapedine d'aria a spessore variabile, laterizio forato da 12,5 cm e ulteriore strato di intonaco di 1–2 cm.

Scasso su parete SP2			
Ubicazione: parete perimetrale piano terra, in adiacenza al pilastro n. 8			
			
vista interna	laterizio forato interno	laterizio forato esterno	vista esterna
Tratto	Misura strato [cm]		Descrizione tratto indagato
	parziale	progressiva	
1	1	1	Intonaco interno.
2	8	9	Laterizio forato.
3	26	35	Intercapedine.
4	0.7	35.7	Intonaco.
5	12.5	48.2	Laterizio forato.
6	1.5	49.7	Intonaco esterno.

Figura 4.23: Saggio localizzato (scasso) su parete perimetrale intonacata

Per le tamponature a faccia a vista, la configurazione è sostanzialmente analoga, con la sola differenza che il paramento esterno è costituito da blocchi semipieni da 12,5 cm lasciati a vista. Le verifiche effettuate hanno inoltre evidenziato l'assenza di collegamenti trasversali tra i due paramenti murari.



Figura 4.24: Facciata Est: tamponature intonacate al centro e faccia a vista ai lati.

Le tamponature affacciate sulla corte interna risultano realizzate con soluzione costruttiva analoga a quella delle tamponature perimetrali precedentemente descritte, mantenendo quindi una configurazione a doppio paramento in laterizio separato da intercapedine d'aria e finitura intonacata.

Le tamponature dei vani scala, invece, sia verso la corte interna sia verso gli ambienti interni del fabbricato, si distinguono per maggiore spessore complessivo, pari a circa 29 cm, e sono costituite da blocchi in laterizio a otto fori circolari dello spessore di 25 cm, analoghi a quelli impiegati per le murature controterra. Tali elementi sono rifiniti su entrambe le facce con uno strato di intonaco di circa 2 cm per lato.

Per quanto riguarda i divisori interni, dal primo al quarto piano si riscontrano principalmente due tipologie: la prima è rappresentata dai tradizionali tramezzi in laterizio forato da 8 cm, rifiniti con intonaco su entrambe le superfici per uno spessore di circa 1-1,5 cm per lato; la seconda tipologia è costituita da setti a doppia foderà in laterizio, impiegati esclusivamente nella direzione trasversale alla facciata principale. Tale soluzione è caratterizzata da una stratigrafia composta da due paramenti in laterizio tipo tavella da 6 cm, separati da un'intercapedine d'aria di spessore variabile, sempre necessaria a garantire il mantenimento dei pilastri a filo, e completati da intonaco su entrambe le facce. Analogamente alle tamponature perimetrali, le superfici interne delle fodere risultano trattate con uno strato di catrame applicato a pennello.

Scasso su parete SP3			
Ubicazione: tamponatura interna piano primo, in adiacenza al pilastro n. 11			
			
vista interna		dettaglio fodere in laterizio	
Tratto	Misura strato [cm]		Descrizione tratto indagato
	parziale	progressiva	
1	1.5	1.5	Intonaco.
2	6	7.5	Laterizio forato (tavella).
3	23.5	31	Intercapedine.
4	6	37	Laterizio forato (tavella).
5	0.5	37.5	Intonaco.

Figura 4.25: Saggio localizzato (scasso) su parete divisoria interna.

Al piano terra si notano poi alcune eccezioni nelle tipologie di divisori interni. In particolare, nella zona destinata agli uffici del presidio territoriale di Camerino della regione Marche, sono presenti tramezzi costituiti da un laterizio forato da 6 cm ricoperto da uno strato di intonaco da circa 1 cm per parte. Questi divisori hanno riportato maggiori danni sismici, vista anche l'altezza più elevata del piano terra.



Figura 4.26: Danni sismici ai divisori interni al piano terra.

Sempre al piano terra, la parete divisoria tra gli uffici della protezione civile e la zona ERSU è costituita da pannelli in latero-gesso con giunti maschio femmina.



Figura 4.27: Pannelli in latero-gesso con giunti maschio femmina.

4.2.3 Indagini in sito

La stratigrafia degli orizzontamenti, delle tamponature e dei divisori interni è stata determinata mediante indagini endoscopiche. Sono stati anche effettuati saggi localizzati, cioè approfondimenti di indagine, come piccole demolizioni, rimozioni di intonaco e scassi puntuali, necessari a verificare elementi non visibili direttamente. Successivamente, nel febbraio del 2021 sono stati eseguiti ulteriori approfondimenti di indagine per identificare in maniera più accurata il sistema di fondazione, il solaio del piano seminterrato, le armature delle scale, l'ancoraggio scale-nuclei ascensori, l'armatura delle travi REP e l'armatura dei travetti di solaio. Le indagini magnetoscopiche sono state eseguite al fine di individuare la disposizione e il diametro delle armature, lo spessore del copriferro e per definire le zone in cui indagare le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo. Le indagini ultrasoniche sono state eseguite al fine di stimare le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo ed individuare eventuali eterogeneità causate dalla presenza di vuoti e fessure, sulla base della velocità di propagazione di onde ultrasoniche. Le indagini sclerometriche sono state effettuate per valutare la resistenza del calcestruzzo attraverso l'analisi del suo strato più superficiale. Tali misurazioni sono state poi usate per la stima delle caratteristiche meccaniche del calcestruzzo attraverso il metodo combinato SONREB, utilizzando parametri calibrati sulla base delle prove di schiacciamento delle carote estratte in corrispondenza delle stazioni di misura. Le prove di schiacciamento dei provini di calcestruzzo possono essere realizzate su

provini cubici o cilindrici. In questo caso i provini sono cilindrici e sono stati estratti, mediante l'utilizzo di una carotatrice, da elementi strutturali verticali, cioè pilastri e nuclei ascensori. Le prove di schiacciamento permettono di determinare la resistenza a compressione del calcestruzzo e quindi di risalire alla classe di resistenza. Esse sono state eseguite dal "Laboratorio prove materiali e strutture" dell'Università Politecnica delle Marche di Ancona. Sui provini estratti, prima della prova di compressione, sono state effettuate ulteriori indagini, quali la misura dello strato di carbonatazione e della velocità di propagazione di onde ultrasoniche.

4.2.4 Prove di carico su solai e travi

A completamento delle indagini su solaio e travi e vista la sostanziale equivalenza del carico nello stato di fatto e lo stato di progetto (per l'adeguamento sismico con torri dissipative esterne), sono state eseguite una serie di prove di carico. su due specchiature di solaio al lato nord-ovest del primo piano dell'edificio. Il carico di progetto equivalente testato è di $3,5kN/m^2$, pari alla differenza tra il carico di progetto in combinazione caratteristica (rara) ed il reale carico presente al momento della prova sui solai. In questo modo la prova effettuata è del tutto equivalente ad una prova di collaudo statico secondo norma NTC 2018. Sono state previste 5 prove di carico calibrate in modo da massimizzare le seguenti sollecitazioni:

- Max momento del solaio nella CAMPATA A
- Max momento del solaio nella CAMPATA B
- Max momento del solaio all'appoggio
- Max momento della trave ciclo 1
- Max momento della trave ciclo 2

Nelle prime tre fasi le travi REP sono state puntellate per misurare la sola deformazione del solaio. Le prove di carico sono state eseguite con l'utilizzo di materassi ad acqua e pompa conta-litri per la definizione esatta del volume caricato-scaricato in ogni fase. L'impronta di carico del materasso è minore della reale superficie di solaio da testare, per cui il volume di acqua da caricare è stato calcolato per ottenere un carico sul solaio equivalente al carico di progetto uniformemente distribuito su tutta la superficie.

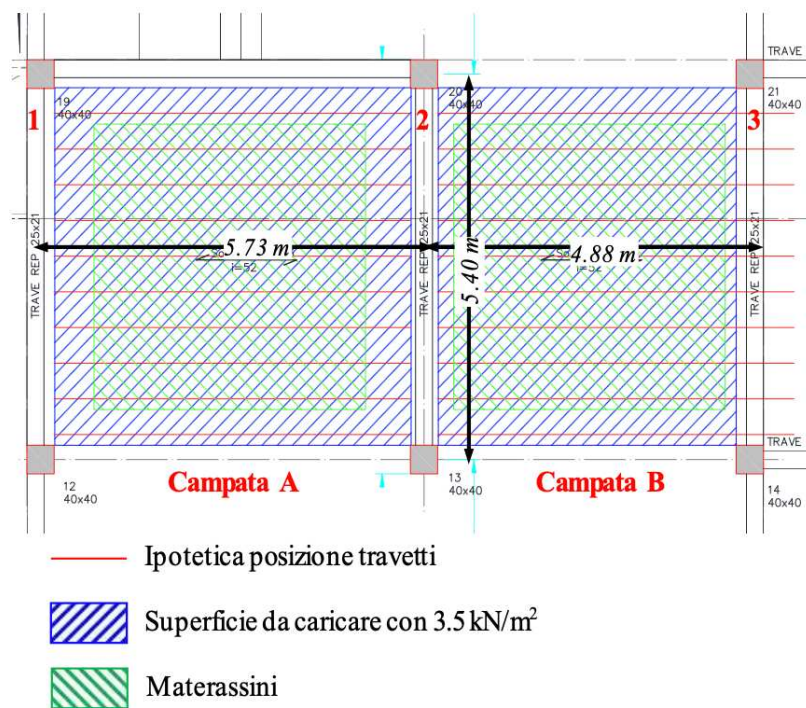


Figura 4.28: Configurazione prova di carico sul solaio.



Figura 4.29: Applicazione del carico stabilito mediante materassini riempiti di acqua.

Le frecce sono state misurate con 18 flessimetri con disposizione specifica per ricostruire al meglio il campo di spostamenti degli elementi principali testati. Dalle misurazioni effettuate è emerso che i solai e le travi testate sono rimasti in campo sostanzialmente elastico durante le fasi di carico delle prove.

4.2.5 Caratteristiche meccaniche dei materiali

Dall'elaborazione delle prove si è osservato che il calcestruzzo utilizzato per pilastri e setti è omogeneo ed in alcuni casi presenta inerti di diametro grossolano. Le prove non distruttive, ad eccezione di quelle ultrasoniche in modalità indiretta, e quelle di schiacciamento hanno fornito valori di resistenza piuttosto omogenei al variare di elevazione e di elemento strutturale. Il valore medio della resistenza cubica a compressione del calcestruzzo è pari a $28,20 \text{ Mpa}$, quindi, il conglomerato presenta buone caratteristiche meccaniche.

Per quanto riguarda l'acciaio d'armatura, dalla prova di trazione è stato possibile risalire alla classe di resistenza dell'acciaio impiegato per le armature di pilastri e setti. Si tratta dell'acciaio liscio Aq60, così denominato dal Ministero dei LL.PP. nella Circolare del 23/05/1957 n.1472., caratterizzato da resistenza a snervamento maggiore o uguale a 31 kg/mm^2 e resistenza a rottura compresa nell'intervallo $60 - 70 \text{ kg/mm}^2$ (ex acciaio Duro).

Il percorso di conoscenza effettuato ha determinato il raggiungimento di un livello di conoscenza pari a **LC3**. Il raggiungimento del massimo grado di conoscenza della struttura è stato possibile tramite l'elevato numero di prove effettuate, l'esecuzione di prove di carico su solai e travi ed infine prove vibrazionali per la definizione delle caratteristiche dinamiche della struttura, non riportate in questo elaborato.

4.2.6 Danno sismico rilevato

I sopralluoghi effettuati a seguito degli eventi sismici hanno evidenziato un quadro di danneggiamento prevalentemente concentrato sugli elementi non strutturali. Le lesioni rilevate interessano principalmente le tramezzature interne perimetrali e alcune tamponature esterne del piano terra. Inoltre, in corrispondenza dei collegamenti tra le rampe delle scale e i nuclei in calcestruzzo armato, nella zona di passaggio tra i piani seminterrato, terra e primo, è stato osservato un lieve danneggiamento localizzato delle solette. Al piano seminterrato si è riscontrato un rigonfiamento della pavimentazione, fenomeno attribuibile al danneggiamento di una cisterna ubicata nei locali caldaia del Collegio e al conseguente sversamento di circa 100 q di acqua.

L'edificio presentava inoltre un quadro fessurativo preesistente che interessava i solai di piano, caratterizzati da una soletta di completamento priva di armatura. Le fessurazioni risultavano particolarmente evidenti nelle zone d'angolo dei livelli dal primo al quarto piano e, sulla base delle osservazioni effettuate, non sembrano aver subito significativi aggravamenti a seguito della sequenza sismica del 2016-2017.

I livelli maggiormente danneggiati risultano essere il piano seminterrato e il piano terra. In tali aree, oltre alle tipiche lesioni diagonali da taglio a 45° , isolate o disposte a croce, sono stati osservati fenomeni di ribaltamento fuori piano e di scorrimento delle tramezzature. Tali meccanismi evidenziano una carenza dei collegamenti tra il soffitto e tra le due cortine di tamponatura esterna. Tutt'oggi non sono stati eseguiti interventi di riparazione. Si riportano di seguito alcune immagini dei danni rilevati.



Figura 4.30: Danni sismici rilevati al piano seminterrato.



Figura 4.31: Danni sismici rilevati al piano terra.

5 Modellazione numerica del caso studio

Nel presente paragrafo si definisce il modello tridimensionale agli elementi finiti, al fine di valutare le caratteristiche dinamiche della struttura esistente e disporre di un modello di riferimento per la successiva progettazione degli interventi di adeguamento sismico del collegio “Fazzini”. Le analisi numeriche sono state condotte mediante il software SAP2000, la cui licenza è stata messa a disposizione dall’Università Politecnica delle Marche.

5.1.1 Definizione del modello

Il modello numerico è stato realizzato sulla base delle informazioni raccolte durante il percorso di conoscenza dell’edificio. In particolare, sono state utilizzate le caratteristiche geometriche, costruttive e meccaniche emerse dal rilievo e dalle indagini sperimentali, per le quali si rimanda alla descrizione dettagliata presente al Paragrafo 4.2.

Dal punto di vista della modellazione agli elementi finiti, i pilastri e le travi REP sono stati schematizzati mediante elementi monodimensionali di tipo “*Frame*”, mentre i setti in calcestruzzo armato dei nuclei ascensore sono stati modellati mediante elementi bidimensionali di tipo “*Shell*”. Alla base di tutti gli elementi verticali del piano seminterrato è stato assegnato un vincolo di incastro perfetto, trascurando l’interazione terreno struttura. Le proprietà meccaniche di progetto dei materiali costituenti gli elementi frame sono state definite in accordo con i risultati delle prove sperimentali e del livello di conoscenza LC3 raggiunto:

- Calcestruzzo: Sulla base della resistenza cubica media misurata in situ ($R_{cm} = 28.20MPa$), è stata dedotta la resistenza cilindrica media ($f_{cm} = 0.83 \cdot 28.20 = 23.41MPa$). La resistenza di progetto in compressione, penalizzata per il coefficiente parziale di sicurezza del materiale ($\gamma_c = 1.5$) e divisa per il FC , risulta pertanto pari a $f_{cd} = 15.6MPa$ (assimilabile a una classe C28/35). Il modulo elastico associato si è determinato come di seguito $E_{cm} = 22000 * \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3} = 28395,08 MPa$;

- Acciaio d'armatura: I saggi hanno confermato l'esclusivo impiego di tondi lisci storici in "Acciaio Duro" (Aq60). A tale materiale è stata assegnata una tensione di snervamento di progetto pari a $f_{yd} = 310/1.15 = 269.57MPa$, con un modulo elastico $E_s = 200\,000MPa$.

Un aspetto particolarmente importante della modellazione ha riguardato la schematizzazione degli impalcati. L'edificio è caratterizzato da solai in laterocemento di spessore 18+3 cm, la cui soletta di completamento risulta priva di rete elettrosaldata. Nello stato di fatto tale configurazione non consente di assumere il comportamento di diaframma rigido nel proprio piano. Tuttavia, entrambe le strategie di adeguamento analizzate nel presente lavoro richiedono necessariamente la realizzazione di impalcati rigidi, in grado di garantire la corretta trasmissione e ripartizione delle azioni sismiche ai sistemi di protezione. Per tale motivo, questa condizione è stata introdotta direttamente nel modello numerico mediante l'assegnazione di un vincolo cinematico di piano rigido (*Diaphragm Constraint*) a tutti i nodi appartenenti al medesimo livello. L'intervento di irrigidimento degli impalcati prevedrà la realizzazione di una nuova soletta collaborante armata in calcestruzzo alleggerito dello spessore di 5 cm, che porterà la stratigrafia complessiva dei solai a 18+3+5 cm.

5.1.2 Analisi dei carichi

Nella struttura in esame, gli elementi divisorii esistenti presentano prevalentemente un carico per unità di lunghezza di $4,00 \text{ kN/m} \leq G_2 \leq 5,00 \text{ kN/m}$. Per quanto stabilito al paragrafo § 3.1.3 delle NTC2018, è possibile considerare un carico uniformemente distribuito $g_2 = 2,0 \text{ kN/m}^2$. Nel punto 3.1.4 vengono stabilite le entità dei sovraccarichi legati alla destinazione d'uso:

- q_k per carichi verticali uniformemente distribuiti,
- Q_k per carichi verticali concentrati
- H_k per carichi orizzontali lineari.

Il Collegio Universitario Fazzini rientra nella categoria A, ossia residenziale ad uso privato o struttura ricettiva alberghiera. I sovraccarichi accidentali che quindi devono essere considerati vengono riportati in figura:

Cat.	Ambienti	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]	H_k [kN/m]
A	Ambienti ad uso residenziale			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00

Figura 5.1: sovraccarichi per categoria d'uso A.

Vista l'importanza e la superiorità dell'azione sismica tra quelle orizzontali, l'azione del vento si trascura. Per quanto concerne invece l'azione della neve, si segue quanto riportato al Paragrafo 3.4 delle NTC18.

Il carico q_s dovuto alla neve sulle coperture è dato dalla seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} * \mu_i * C_e * C_t$$

in cui:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico da neve al suolo;
- μ_i è il coefficiente di forma della copertura;
- C_e è il coefficiente di esposizione;
- C_t è il coefficiente termico.

Per quanto riguarda q_{sk} (carico da neve al suolo), esso dipende dalle condizioni territoriali locali in cui è ubicato l'edificio, il quale sarà soggetto al clima e all'esposizione ambientale del posto. In particolare, per la Zona II a cui appartiene la Provincia di Macerata, quindi il Comune di Camerino avente altitudine $a_s = 670\text{m s.l.m.m.}$, il carico di riferimento al suolo si può determinare dalla relazione che segue.

$$q_{sk} = 0.85 * [1 + \left(\frac{a_s}{481}\right)^2]$$

Il coefficiente μ_i , invece, tiene conto della geometria della copertura dell'edificio (tipologia di falde e quindi entità dell'inclinazione sull'orizzontale di queste ultime). Le falde della copertura dell'edificio in esame sono caratterizzate da un'inclinazione α sull'orizzontale variabile tra i 18° e i 21° ; ne deriva che, essendo nel range compreso tra 0° e 30° , si assume $\mu_i = 0,8$. Il coefficiente di esposizione C_e tiene conto delle caratteristiche topografiche specifiche dell'area in cui sorge l'edificio. Nel caso in esame, si considera $C_e = 1$, rappresentativo di una topografia normale, ossia di aree in cui il vento ha un'intensità tale da non essere sufficiente a rimuovere in maniera significativa accumuli di neve in copertura. Il coefficiente termico C_t tiene conto dello scioglimento della neve per effetto della cessione di calore da parte della costruzione. In mancanza di accurate valutazioni su questo ambito, si assume cautelativamente $C_t = 1$.

I carichi permanenti, invece, sono stati calcolati sulla base delle indagini effettuate in situ che hanno permesso di individuare le stratigrafie di solai, tamponature e divisori interni.

Nel seguito si riportano le tabelle riepilogative, in cui si possono notare, oltre ai carichi permanenti strutturali G1 e non strutturali G2, anche i carichi accidentali Q definiti per l'edificio allo stato di fatto.

Solaio in latero-cemento h=18+3 cm piano terra, zona portico				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G1	soletta	0,03	25	0,75
	travetti		25	1,08
	pignatte		5	0,684
				2,51
G2	massetto	0,06	20	1,20
	pavimento	0,02	28	0,56
	intonaco	0,01	18	0,18
				1,94
Q				2,00

Solaio in latero-cemento h=18+3 cm piano terra, zona corridoio				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G1	soletta	0,03	25	0,75
	travetti		25	1,08
	pignatte		5	0,684
				2,51
G2	massetto	0,06	20	1,20
	pavimento	0,02	20	0,40
	intonaco	0,01	18	0,18
				1,78
Q				2,00

Solaio in latero-cemento h=18+3 cm piano terra, zona chiostro				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G1	soletta	0,03	25	0,75
	travetti		25	1,08
	pignatte		5	0,684
				2,51
G2	massetto	0,085	20	1,70
	pavimento	0,03	20	0,60
	intonaco	0,01	18	0,18
	guaina			0,30
				2,78
Q				2,00

Solaio in latero-cemento h=18+3 cm piano terra				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G1	soletta	0,03	25	0,75
	travetti		25	1,08
	pignatte		5	0,684
				2,51
G2	massetto	0,06	20	1,20
	pavimento	0,01	20	0,20
	intonaco	0,01	18	0,18
	tramezzi	3,40	11	1,69
Q				1,58
				2,00

Solaio in latero-cemento h=18+3 cm piani residenze (1, 2, 3, 4)				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G1	soletta	0,03	25	0,75
	travetti		25	1,08
	pignatte		5	0,684
				2,51
G2	massetto	0,06	20	1,20
	pavimento	0,01	20	0,20
	intonaco	0,01	18	0,18
	tramezzi	2,92	11	1,45
Q				1,58
				2,00

Solaio in latero-cemento h=12+3 cm piano sottotetto				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G1	soletta	0,03	25	0,75
	travetti		25	0,72
	pignatte		5	0,456
				1,93
G2	intonaco	0,01	18	0,18
Q				0,18
				1,00

Solaio in latero-cemento h=18+3 cm copertura				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G1	soletta	0,03	25	0,75
	travetti		25	1,08
	pignatte		5	0,684
				2,51
G2	guaina			0,30
	coppi			0,80
				1,10
Q neve		Altitudine 670 m l.m.m.		1,46

Solaio in latero-cemento h=18+3 cm balcone				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G1	soletta	0,03	25	0,75
	travetti		25	1,08
	pignatte		5	0,684
				2,51
G2	massetto	0,04	20	0,80
	pavimento	0,02	20	0,40
	intonaco	0,01	18	0,18
				1,38
Q balcone				4,00

Solaio copertura in lamiera grecata piano primo				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G1	soletta	0,0575	25	1,44
	greca			0,785
				2,22
G2	guaina	0,05	16	0,30
	ghiaia + pietrisco			0,80
	controsoffitto			0,30
				1,10
Q				0,50

Scala in c.a.					
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>	<i>Peso [kN/m]</i>
G1 rampa	soletta	0,14	25	3,50	4,20
				3,50	
G1 pianerottolo	soletta	0,20	25	5,00	6,00
				5,00	
G2 rampa	gradino		25	2,00	4,41
	riv.alzata	0,02	28	0,24	
	riv. pedata	0,03	28	0,98	
	all. alzata	0,01	18	0,08	
	all. pedata	0,01	18	0,20	
	intonaco	0,01	18	0,18	
				3,68	
G2 pianerottolo	pavimento	0,02	28	0,56	1,10
	allettamento	0,01	18	0,18	
	intonaco	0,01	18	0,18	
				0,92	4,80
Q scala				4,00	

Solaio in latero-cemento h=12+3 cm primo pianerottolo di interpiano, piano seminterrato				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G1	soletta	0,03	25	0,75
	travetti		25	0,72
	pignatte		5	0,456
				1,18
G2 pianerottolo	pavimento	0,02	28	0,56
	allettamento	0,01	18	0,18
	intonaco	0,01	18	0,18
				0,92
Q scala				4,00

Copertura torrino ascensore				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G1	soletta	0,20	25	5,00
	soletta	0,03	25	0,75
	travetti		25	0,48
	pignatte		5	0,30
				6,53
G2	guaina			0,30
	coppi			0,80
				1,10
G2 tamponatura	intonaco	0,01	18	0,18
	tramezzo	0,08	11	0,88
				0,91
Q				1,00
Q neve	Altitudine 670 m l.m.m.			1,46

Tamponatura esterna piano terra e piano terra su corte interna				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m]</i>
G2	intonaco	0,02	18	0,36
	forato	0,12	11	1,32
	intonaco	0,005	18	0,09
	intonaco	0,005	18	0,09
	forato	0,08	11	0,88
	intonaco	0,02	18	0,36
				10,60
con aperture				8,48

Tamponatura esterna piani residenze (1, 2, 3, 4)				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m]</i>
G2	intonaco	0,02	18	0,36
	forato	0,12	11	1,32
	intonaco	0,005	18	0,09
	intonaco	0,005	18	0,09
	forato	0,08	11	0,88
	intonaco	0,02	18	0,36
				9,05
con aperture				7,24

Divisori interni a doppia fodera piani residenze, allineamenti pilastri 2-38, 4-40, 6-42				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m]</i>
G2	intonaco	0,01	18	0,18
	forato	0,06	11	0,66
	forato	0,06	11	0,66
	intonaco	0,01	18	0,18
				4,91
con aperture				4,42

Tamponatura interna scala piano seminterrato				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m]</i>
G2	intonaco	0,02	18	0,36
	semipieno	0,25	13	3,25
	intonaco	0,02	18	0,36
				9,61
con aperture				7,69

Tamponatura interna scala piano terreno				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m]</i>
G2	intonaco	0,02	18	0,36
	semipieno	0,25	13	3,25
	intonaco	0,02	18	0,36
				13,58
con aperture				10,86

Tamponatura interna scala piani residenze (1, 2, 3, 4)				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m]</i>
G2	intonaco	0,02	18	0,36
	semipieno	0,25	13	3,25
	intonaco	0,02	18	0,36
				11,59
con aperture				9,27

Controsoffitto con tavelle in laterizio piano terreno, zona corridoio				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G2	tavellone	0,06	6,5	0,39
	intonaco	0,01	18	0,18
				0,57

Controsoffitto con pannelli fonoassorbenti piano terreno, zona corridoio				
<i>Carico</i>	<i>Stratigrafia</i>	<i>Spessore [m]</i>	<i>Peso per unità di volume [kN/m³]</i>	<i>Peso [kN/m²]</i>
G2	pannelli gesso			0,30
				0,30

Infine, in fase di progetto per tenere in considerazione l'incremento delle masse sismiche dovute all'intervento di irrigidimento degli impalcati previsto, nel modello SAP2000 i pesi permanenti sono stati aggiornati:

- Solaio in latero-cemento piano tipo ($H = 18 + 3 + 5 \text{ cm}$)

Peso proprio solaio	2,51 kN/m^2
Soletta alleggerita ($s=5\text{cm}$ peso specifico 16 kN/m^3)	0,80 kN/m^2
Totale G_{1k}	3,31 kN/m^2
Massetto ($s=5 \text{ cm}$, peso specifico 14 kN/m^3)	0,7 kN/m^2
Divisori interni	1,60 kN/m^2
Pavimentazione ($s=1 \text{ cm}$)	0.20 kN/m^2
Intonaco ($s=1 \text{ cm}$)	0.18 kN/m^2
Totale G_{2k}	2.68 kN/m^2

Nel paragrafo 2.5.3 delle NTC 2018, sono definite le combinazioni di carico, e nell'edificio oggetto di studio le combinazioni studiate sono:

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

$$\gamma_{G1} * G_1 + \gamma_{G2} * G_2 + \gamma_P * P + \gamma_{Qk1} * Q_{k1} + \gamma_{Qk2} * \psi_{02} * Q_{k2} + \gamma_{Qk3} * \psi_{03} * Q_{k3} + \dots$$

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

$$G_1 + G_2 + P + \psi_{21} * Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \dots$$

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

$$E + G_1 + G_2 + P + \psi_{21} * Q_{k1} + \psi_{22} * Q_{k2} + \dots$$

Gli effetti dell'azione sismica vengono valutati tenendo conto delle masse associate ai seguenti carichi gravitazionali:

$$G_1 + G_2 + \sum j\psi_{2j} * Q_{kj}$$

I coefficienti parziali γ per le azioni, che troviamo nelle equazioni sopra introdotte, sono riportati in Tabella 2.6.I delle NTC18. Invece, per quanto riguarda i coefficienti di combinazione ψ si fa riferimento alla Tabella 2.5.I delle NTC.

Tab. 2.6.I – Coefficienti parziali per le azioni o per l'effetto delle azioni nelle verifiche SLU

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

⁽¹⁾ Nel caso in cui l'intensità dei carichi permanenti non strutturali o di una parte di essi (ad es. carichi permanenti portati) sia ben definita in fase di progetto, per detti carichi o per la parte di essi nota si potranno adottare gli stessi coefficienti parziali validi per le azioni permanenti.

Figura 5.2: Tabella 2.6.I delle NTC2018.

Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione

Categoria/Azione variabile	ψ_{0j}	ψ_{1j}	ψ_{2j}
Categoria A - Ambienti ad uso residenziale	0,7	0,5	0,3
Categoria B - Uffici	0,7	0,5	0,3
Categoria C - Ambienti suscettibili di affollamento	0,7	0,7	0,6
Categoria D - Ambienti ad uso commerciale	0,7	0,7	0,6
Categoria E – Aree per immagazzinamento, uso commerciale e uso industriale Biblioteche, archivi, magazzini e ambienti ad uso industriale	1,0	0,9	0,8
Categoria F - Rimesse , parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso ≤ 30 kN)	0,7	0,7	0,6
Categoria G – Rimesse, parcheggi ed aree per il traffico di veicoli (per autoveicoli di peso > 30 kN)	0,7	0,5	0,3
Categoria H - Coperture accessibili per sola manutenzione	0,0	0,0	0,0
Categoria I – Coperture praticabili	da valutarsi caso per caso		
Categoria K – Coperture per usi speciali (impianti, eliporti, ...)			
Vento	0,6	0,2	0,0
Neve (a quota ≤ 1000 m s.l.m.)	0,5	0,2	0,0
Neve (a quota > 1000 m s.l.m.)	0,7	0,5	0,2
Variazioni termiche	0,6	0,5	0,0

Figura 5.3: Tabella 2.5.I delle NTC2018.

5.1.3 Modello nudo del caso studio e analisi modale

Al fine di valutare le caratteristiche dinamiche intrinseche dell'edificio, si è proceduto realizzando un primo telaio tridimensionale a base fissa. Esso è costituito esclusivamente dagli elementi strutturali primari (travi e pilastri), dai setti dei nuclei ascensori e dalle solette dei pianerottoli di piano. Inoltre, al fine di cogliere le effettive asimmetrie di rigidezza in pianta, fondamentali per una corretta analisi dinamica della struttura, si è ritenuto necessario includere nel modello l'effetto irrigidente dei muri controterra presenti al piano seminterrato, schematizzati mediante un sistema equivalente di puntoni diagonali.

Nelle figure seguenti sono riportate le viste assonometriche e i prospetti del modello strutturale privo di tamponamenti, sviluppato con il software SAP2000.

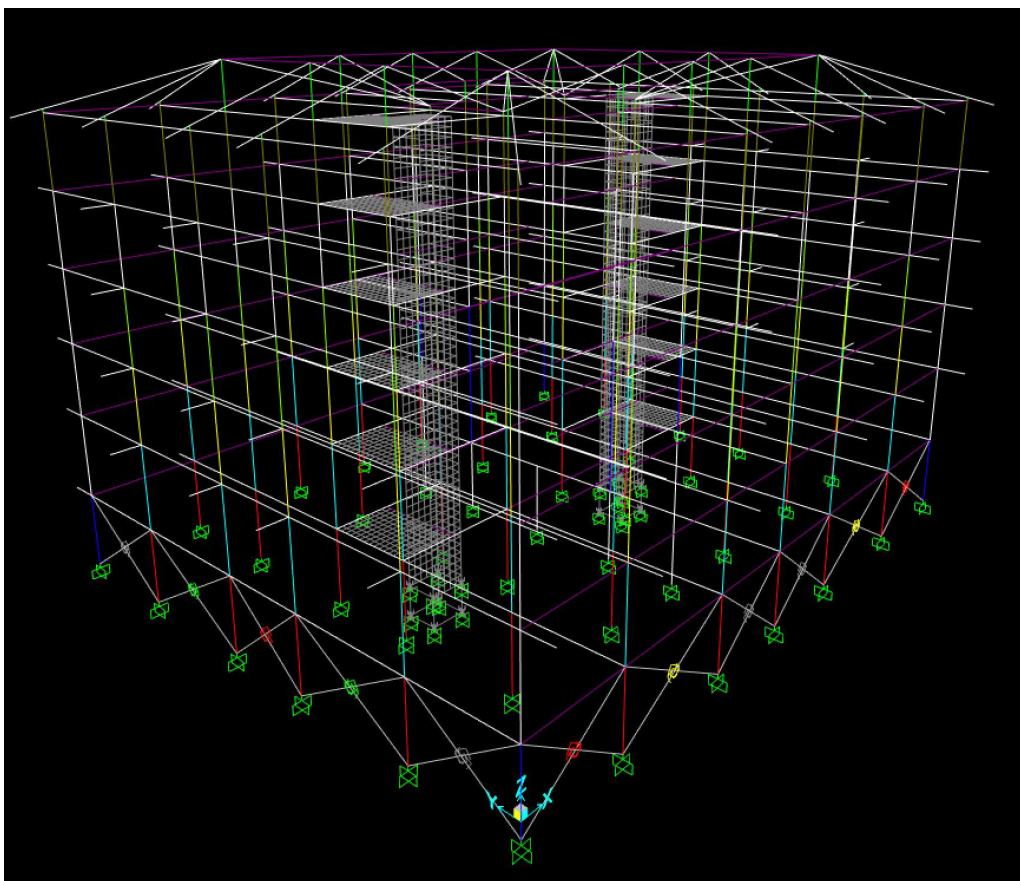


Figura 5.4: Vista 3D del modello nudo a base fissa.

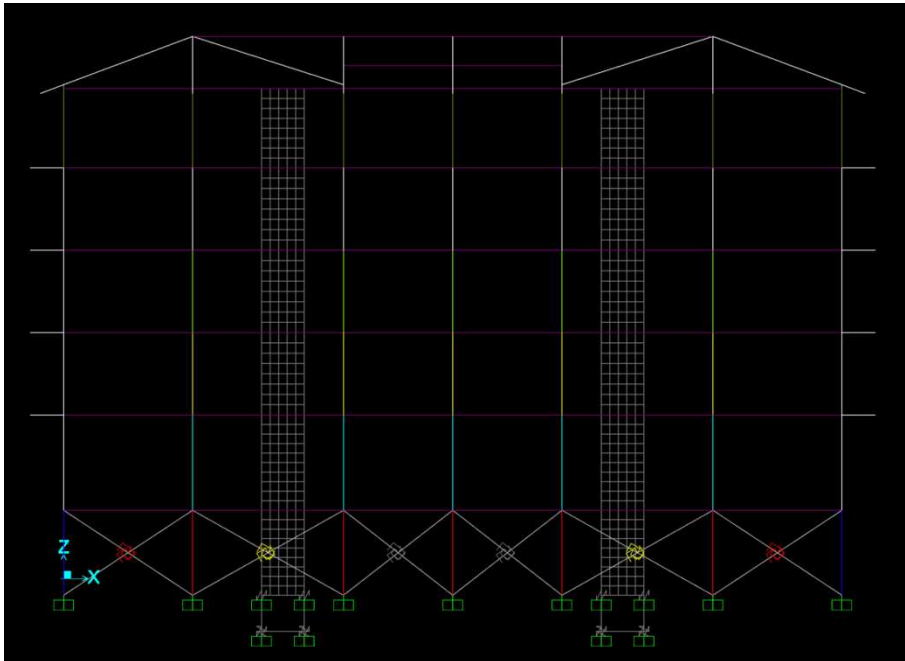


Figura 5.5: Vista 3D nel piano X-Z del modello non tamponato.

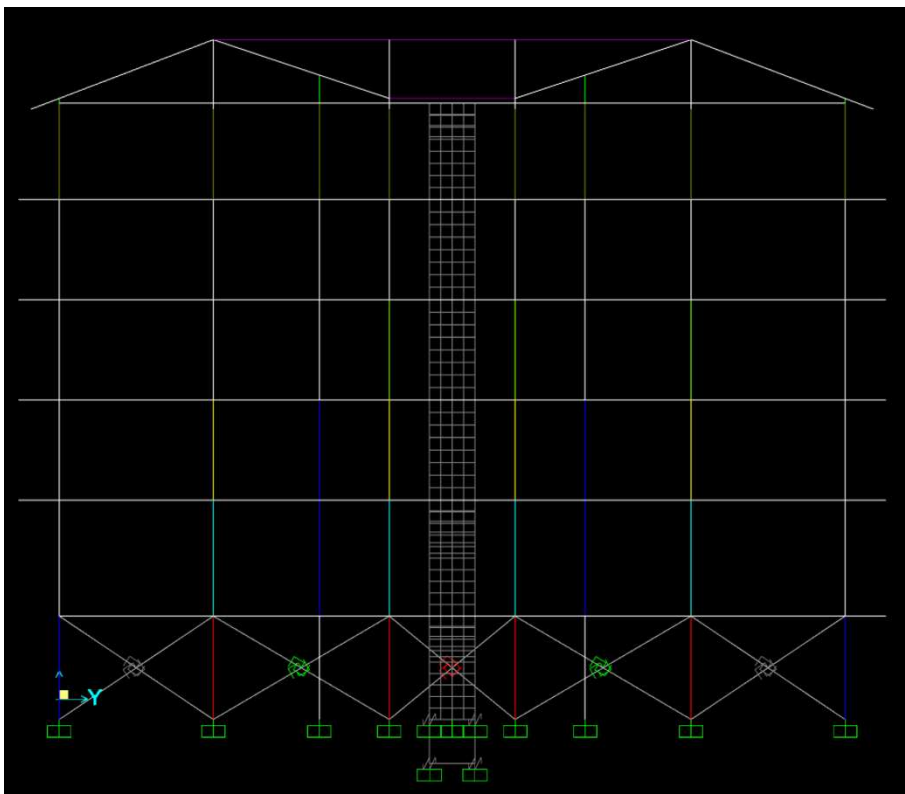


Figura 5.6: Vista 3D nel piano Y-Z del modello non tamponato.

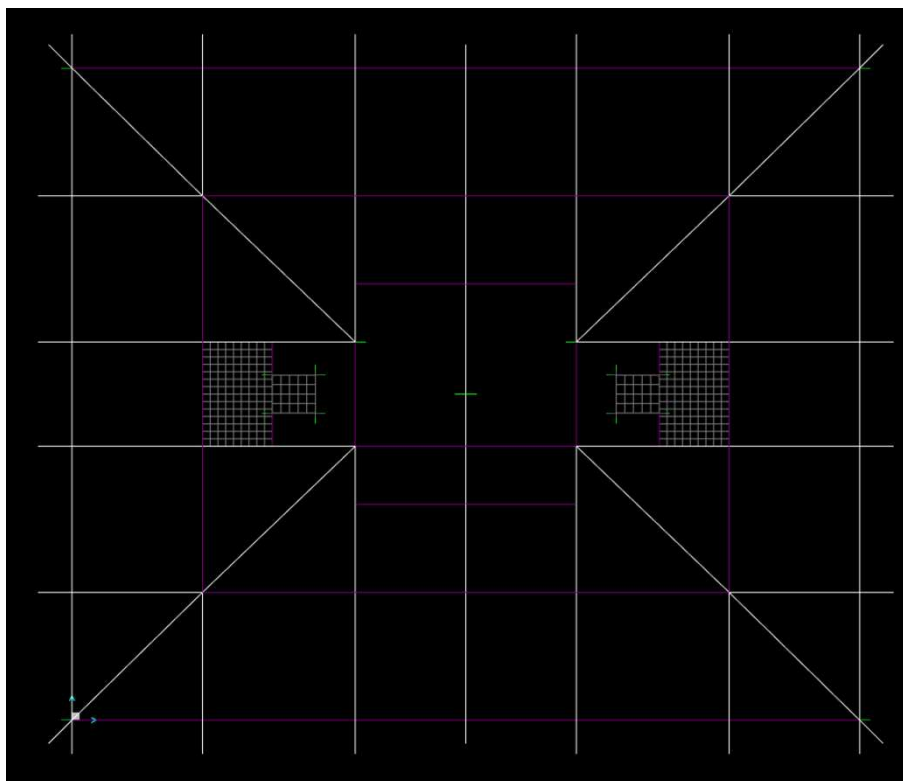


Figura 5.7: Vista 3D nel piano X-Y del modello non tamponato.

Dall'analisi modale condotta sul modello non tamponato a base fissa sono emerse le seguenti caratteristiche dinamiche fondamentali della struttura:

Modello non tamponato							
Modo di vibrare	T [s]	Ux	Uy	Rz	SumUx	SumUy	SumRz
1	2,282	0,633	0,023	0,024	0,633	0,023	0,024
2	1,850	0,030	0,376	0,300	0,663	0,400	0,324
3	1,713	0,000	0,297	0,368	0,663	0,697	0,692
4	0,624	0,112	0,008	0,009	0,775	0,705	0,701
5	0,536	0,015	0,052	0,051	0,791	0,757	0,752
6	0,496	0,000	0,057	0,056	0,791	0,814	0,808
7	0,408	0,000	0,000	0,000	0,791	0,814	0,809
8	0,407	0,000	0,001	0,000	0,791	0,814	0,809
9	0,290	0,044	0,006	0,007	0,835	0,821	0,816
10	0,267	0,000	0,000	0,000	0,835	0,821	0,816
11	0,257	0,014	0,022	0,016	0,849	0,843	0,832

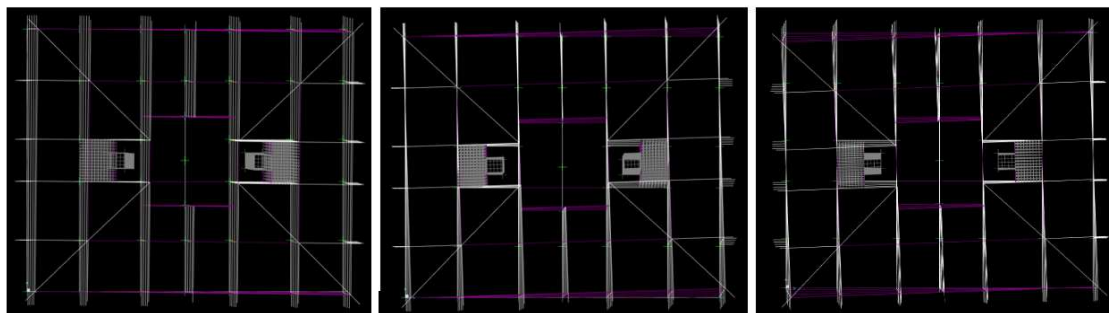


Figura 5.8: Vista dall'alto delle prime tre forme di vibrare dell'edificio nudo.

Osservando i coefficienti di partecipazione delle masse, si rileva che la prima forma modale è prevalentemente di tipo traslazionale in X, mentre sia la seconda che la terza forma modale presentano un accoppiamento roto-traslazionale in Y. Tale comportamento è giustificabile dalla mancata simmetria in pianta dovuta sia alla orditura monodirezionale delle travi REP (direzione y), sia alla presenza dei muri controterra al piano seminterrato su due lati tra loro ortogonali.

Infine, l'effetto globale più evidente che emerge da questa analisi è l'elevata deformabilità dell'edificio nudo. Il periodo fondamentale T_1 registrato (2.28 secondi), infatti, risulta particolarmente elevato e rappresenta un valore anomalo per un edificio in cemento armato di altezza pari a circa 21 metri. Questo dato mostra come la struttura nuda, composta da pilastri rastremati e travi a spessore, non sia in grado di conferire un'adeguata rigidezza laterale, risultando pertanto soggetta ad enormi spostamenti di interpiano sotto l'azione sismica di progetto. Si fa inoltre notare che, a causa di questa elevata flessibilità, per raggiungere la soglia normativa dell'85% di massa partecipante, necessaria per lo svolgimento di un'analisi dinamica lineare, è stato necessario estrarre ben 11 modi di vibrare, un numero insolitamente alto per le dimensioni della struttura.

5.1.4 Valutazione delle tamponature con la nuova bozza Eurocodice 8 (FprEN 1998-1-2:2025)

Le tamponature perimetrali e le tramezzature interne, pur essendo tradizionalmente considerate elementi non strutturali, interagiscono in modo significativo con struttura portante deformata dal sisma, alterandone profondamente la rigidezza globale e la risposta dinamica. Il contributo di tali elementi è fortemente dipendente dalla loro distribuzione spaziale: una disposizione regolare in pianta e in altezza garantisce un incremento diffuso della rigidezza laterale, limitando gli spostamenti di interpiano; al contrario, una distribuzione irregolare induce forti discontinuità di rigidezza, favorendo l'innescare di rovinosi meccanismi di collasso di piano (*piano soffice*).

Alla luce di queste criticità, uno degli obiettivi del presente elaborato di tesi consiste nell'applicazione delle rigorose direttive introdotte dalla recente bozza del nuovo Eurocodice 8 (FprEN 1998-1-2:2025, Parte 1-2: Edifici). Questo documento normativo, destinato a diventare il nuovo standard europeo di riferimento, fornisce per la prima volta una procedura analitica codificata per la modellazione dell'interazione telaio-tamponatura e per la verifica della loro integrità.

5.1.4.1 La modellazione lineare: il puntone equivalente e l'effetto delle aperture

Secondo quanto prescritto dal Capitolo 7 della bozza del nuovo Eurocodice 8, qualora si esegua un'analisi elastica lineare, il contributo irrigidente del pannello murario (*interacting infills*) deve essere messo in conto schematizzandolo attraverso un singolo elemento diagonale compresso, incernierato ai nodi del telaio. La rigidezza assiale secante di tale puntone equivalente (K_{ap}) deve essere calcolata tenendo conto dell'interazione fisica tra la muratura e l'intelaiatura circostante. La normativa propone la seguente formulazione:

$$K_{ap} = \frac{E_{strut} * t_{ap} * w_s}{l_s}$$

Dove:

- t_{ap} è lo spessore del pannello murario;

- l_s è la lunghezza della diagonale del pannello;
- w_s è la larghezza del puntone equivalente, che l'Eurocodice fissa convenzionalmente pari al 25% della lunghezza della diagonale ($w_s = 0.25 l_s$);
- E_{strut} è il modulo di elasticità equivalente del puntone, la cui espressione analitica tiene conto dei moduli secanti orizzontali e verticali della muratura e dell'angolo di inclinazione della diagonale. La formula fornita dall'Eurocodice è la seguente:

$$E_{strut} = \left[\frac{\cos^4 \alpha}{E_h} + \frac{\sin^4 \alpha}{E_v} + \cos^2 \alpha \sin^2 \alpha \left(\frac{1}{G} - \frac{2\nu}{E_v} \right) \right]^{-1}$$

Con

α è l'angolo di inclinazione del puntone diagonale rispetto all'orizzontale

E_h e E_v sono rispettivamente i moduli elastici della muratura in direzione orizzontale e verticale come definiti nella norma EN 1996-1-1:2022, 5.8.2.

G modulo di elasticità a taglio della muratura definito come $G = \frac{E_v}{2(1+\nu)}$

ν è il coefficiente di Poisson

Inoltre, la nuova bozza dell'Eurocodice 8 permette di tenere in considerazione la riduzione della rigidezza del paramento murario dovuta alla presenza di aperture (porte o finestre). Per farlo, la norma introduce un fattore di riduzione adimensionale (ρ_{op}), calcolato attraverso coefficienti empirici dipendenti dall'area dell'apertura e dal grado di rinforzo presente sui bordi della stessa (presenza di architravi o cerchiature). Tale coefficiente penalizzante funge da moltiplicatore per abbattere sia la rigidezza elastica (K_{ap}) sia la resistenza a taglio ultima del pannello. L'espressione analitica che fornisce la nuova bozza dell'Eurocodice 8 è la seguente:

$$\rho_{op} = a \exp(b \alpha_a) + c \exp(d \alpha_l)$$

Dove

$\alpha_a = \frac{l_{op} h_{op}}{l_{ap} h_{ap}}$ è il rapporto tra l'area dell'apertura e l'area del pannello murario.

$\alpha_l = \frac{l_{op}}{l_{ap}}$ è il rapporto tra la lunghezza dell'apertura e la lunghezza del pannello murario

h_{ap} è l'altezza del pannello murario

l_{ap} è la lunghezza del pannello murario

a , b , c , e d sono i coefficienti definiti nella Tabella 7.2 del FprEN 1998-1-2:2025, distinti per aperture rinforzate, parzialmente rinforzate e non rinforzate.

Table 7.2 — Coefficients a , b , c and d for the calculation of the shear resistance of panels with openings

Type of opening	a	b	c	d
Non reinforced	0,55	- 0,035	0,44	- 0,025
Partially reinforced	0,58	- 0,030	0,42	- 0,020
Reinforced	0,63	- 0,020	0,40	-0,010

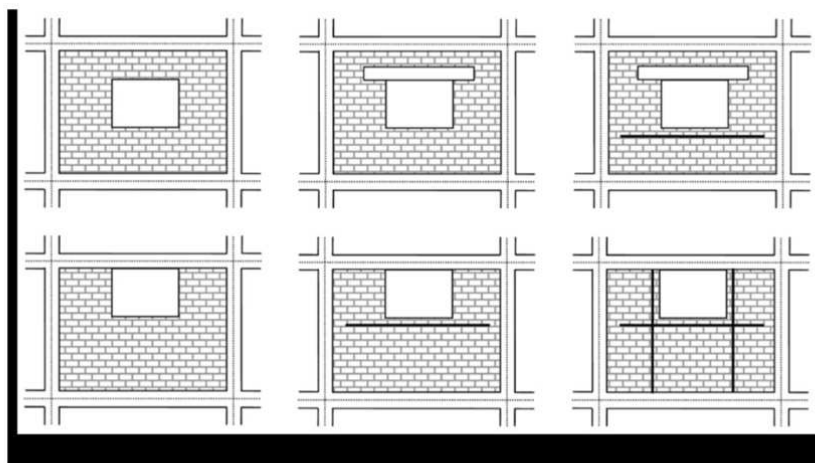


Figure 7.2 — Types of reinforcement of infills around openings: (a) without reinforcement; (b) partial reinforcement; (c) complete reinforcement

Figura 5.9: Tabella 7.2 del FprEN 1998-1-2:2025.

5.1.4.2 Verifiche di rigidezza e di resistenza sulla muratura

A differenza degli approcci semplificati applicati dalle precedenti normative, nei quali l'integrità della tamponatura veniva valutata esclusivamente controllando che le deformazioni di interpiano non superassero dei limiti empirici fissati (come il 3‰ delle NTC2018 per strutture modellate con tamponamenti), la nuova bozza dell'Eurocodice 8 introduce una duplice verifica dei paramenti murari:

1. Verifica in termini di Spostamento: L'edificio deve possedere una rigidezza tale per cui lo spostamento di interpiano richiesto dal sisma si mantenga al di sotto di severi limiti riassunti nella tabella 7.1 dell'Eurocodice 8, di seguito riportata.

Table 7.1 — Limits of interstorey drift $\theta_{ap} h_s$ in buildings with masonry infills

Masonry Type	Drift limits $\theta_{ap,OP} h_s$ at OP	Drift limits $\theta_{ap,DL} h_s$ at DL	Drift limits $\theta_{ap,SD} h_s$ at SD
Unreinforced masonry with clay units in Group 1, 2 and 3 with a thickness ≥ 200 mm and $f_k \geq 3$ MPa	$0,0020 h_s$	$0,0045 h_s$	$0,0110 h_s$
Unreinforced masonry with clay units in Group 1, 2 and 3 (other than the previous line)	$0,0015 h_s$	$0,0030 h_s$	$0,0080 h_s$
Unreinforced masonry with clay units in Group 4	$0,0015 h_s$	$0,0030 h_s$	$0,0060 h_s$
Other cases	$0,0015 h_s$	$0,0030 h_s$	$0,0060 h_s$
Ductile masonry infills	$0,0050 h_s$	$0,0125 h_s$	$0,0220 h_s$

2. Verifica in termini di Resistenza a Taglio: Questa rappresenta la vera novità concettuale. Essendo il pannello schematizzato come una biella, la normativa richiede di verificare esplicitamente che lo sforzo assiale di compressione ($F_{strut,Ed,i}$) che scaturisce dall'analisi globale sul puntone equivalente non ecceda la resistenza di progetto a taglio orizzontale del pannello stesso, opportunamente proiettata lungo l'asse della diagonale. La verifica, quindi, è svolta come di seguito:

$$F_{strut,Ed,i} \leq F_{strut,Rd,i}$$

Con

$$F_{strut,Rd,i} = \frac{V_{ap,Rd,i}}{\cos \alpha_i}$$

Mentre

$$V_{ap,Rd,i} = \frac{1}{\gamma_m} \left[t_{ap} f_{vko} \left(l_{ap} + \mu_f \frac{l_s}{1 - \mu_f \frac{h_{ap}}{l_{ap}}} \sin \alpha \right) \right]$$

Dove

$$\gamma_m = 1.5$$

t_{ap} è lo spessore del pannello murario

f_{vko} è la resistenza caratteristica a taglio iniziale della muratura in assenza di compressione verticale, come definita nelle EN 1996-1-1:2022, 5.7.2.2

$$\mu_f = 0.4$$

In questo elaborato di tesi, pertanto, si è scelto di abbandonare le vecchie procedure empiriche e di applicare rigorosamente questo nuovo approccio analitico proposto dalla bozza FprEN 1998-1-2:2025. Nel paragrafo successivo verranno dettagliate le fasi operative che hanno condotto alla modellazione dei puntoni equivalenti per il caso studio del Collegio "Fazzini".

5.1.5 Modello del caso studio con tamponatura

Sulla base dei rilievi architettonici e delle indagini stratigrafiche descritte in precedenza, si è proceduto alla traduzione numerica dei pannelli murari del "Collegio Fazzini". Al fine di ottimizzare la modellazione senza compromettere l'affidabilità dei risultati, l'analisi si è concentrata sulle tre tipologie costruttive principali e dimensionalmente più rilevanti ai fini della risposta sismica globale: le tamponature perimetrali in semipieno, le tamponature perimetrali intonacate e i divisori interni a doppia fodera.

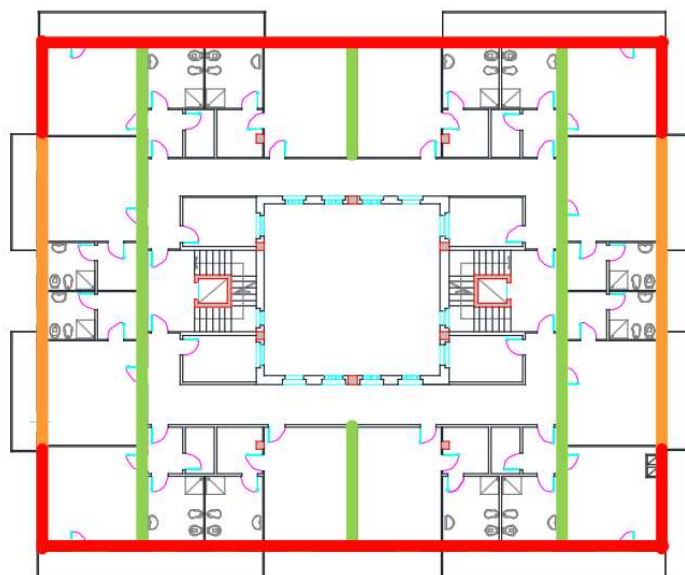


Figura 5.10: Schematizzazione tamponature modellate: in arancione le tamponature perimetrali intonacate, in rosso le tamponature perimetrali in semipieno, in verde i divisori interni.

Per l'implementazione nel software del puntone equivalente, il primo passo ha riguardato la definizione degli spessori efficaci (t_{ap}). A favore di sicurezza, per le tamponature perimetrali (sia con semipieni che con forati) si è considerato il contributo strutturale del solo paramento esterno, approssimando lo spessore a 12 cm. Analogamente, per i divisori interni a doppia foderia (costituiti da due paramenti in forati da 6 cm), si è assunto uno spessore complessivo collaborante pari a 12 cm.

In assenza di prove distruttive specifiche sulla muratura, la definizione dei moduli elastici è stata condotta facendo riferimento alla letteratura scientifica, e in particolare agli studi sperimentali condotti da Decanini et al. (2004). Ipotizzando per semplicità un comportamento isotropo del materiale ($E_m = E_h = E_v$), si sono assunti due differenti ordini di grandezza in funzione della compattezza del laterizio:

- Un modulo $E_m = 6000MPa$ per le tamponature perimetrali in semipieno (assimilabili alle murature “strong”);
- Un modulo $E_m = 1050MPa$ per le restanti tamponature intonacate e per i divisori interni in forati (assimilabili alle murature “weak”).

Table 1. Masonry infills description and mechanical characteristics.

Infills type	Bricks	Mortar	Masonry		
			σ_{m0} (MPa)	τ_{m0} (MPa)	E_m (MPa)
Weak (t1)	Hollow bricks thickness 120 mm	Cement +sand + lime	1.20	0.20	1050
Intermediate (t2)	Hollow bricks thickness 145 mm	Cement +sand	2.10	0.40	1880
Strong (t3)	Semi-solid bricks UNI thickness 120 mm	Cement +sand	11.50	0.84	6000

σ_m =compressive strength (MPa), τ_{m0} =shear strength, evaluated through diagonal compressive test (MPa), E_m =initial elastic modulus (MPa)

*Figura 5.11: Parametri meccanici di riferimento per pannelli di tamponatura
(Decanini et al., 2004).*

Per il calcolo del corrispondente modulo di elasticità tangenziale (G_m), si è fissato un valore del coefficiente di Poisson pari a $\nu = 0.25$.

Una volta definiti tali parametri meccanici e dopo aver individuato dai rilievi architettonici i dati geometrici per ciascun pannello (altezze, lunghezze e dimensioni delle aperture), è stata applicata la formulazione introdotta dalla bozza del nuovo Eurocodice 8 (FprEN 1998-1-2:2025) per il calcolo della rigidezza laterale del puntone equivalente (K_{ap}) e del relativo fattore riduttivo per le aperture (ρ_{op}).

Tuttavia, la rigidezza K_{ap} determinata seguendo in modo rigoroso il nuovo approccio proposto dall'Eurocodice 8 rappresenta, per definizione, una rigidezza secante e descrive, quindi, il comportamento di un pannello già fessurato. Questo significa che in una prima fase del sisma le tamponature, quando ancora non sono fessurate, hanno una rigidezza elastica maggiore che modifica il comportamento strutturale. Poiché il presente elaborato prevede la protezione sismica della costruzione con metodi avanzati che consentono il raggiungimento di elevate prestazioni, uno degli obbiettivi in fase di progettazione è proprio la protezione degli elementi non strutturali. Di conseguenza, assumendo che le tamponature rimangano in campo elastico, durante l'evento sismico forniranno un contributo di rigidezza maggiore rispetto ai valori di K_{ap} sin qui ottenuti.

Al fine di non sottostimare la reale rigidezza globale del fabbricato, si è reso necessario stimare la rigidezza elastica non fessurata delle tamponature (K_1). A tale scopo, si è fatto

ricorso nuovamente alle formulazioni analitiche di Decanini (2004), valutando la rigidezza a taglio elastica del pannello secondo l'espressione:

$$K_1 = G_m \cdot l_w \cdot \frac{t_w}{t_w}$$

Dove

l_w, t_w e h_w sono i corrispettivi l_{ap}, t_{ap} e h_{ap} del nuovo Eurocodice 8

Confrontando sistematicamente, su un campione di pannelli senza aperture del “Collegio Fazzini”, i valori di rigidezza elastica K_1 con i corrispondenti valori secanti K_{ap} dettati dall'Eurocodice, è emerso un rapporto di amplificazione medio pari a circa **2.5**.

Di conseguenza, per cogliere fedelmente il comportamento dell'edificio nelle condizioni di minime deformazioni imposte dai sistemi di protezione sismica avanzati, la rigidezza assiale assegnata ai puntoni equivalenti nel modello di calcolo è stata calibrata introducendo questo fattore correttivo. La rigidezza finale immessa nel software è stata pertanto calcolata come il prodotto tra la rigidezza normativa, il fattore di decadimento per le aperture e il coefficiente elastico:

$$K_{nf} = 2.5 \cdot \rho_{op} \cdot K_{ap}$$

5.1.6 Modello tamponato e analisi modale

Una volta ricavati i valori della rigidezza elastica equivalente (K_{nf}) per tutti i pannelli murari del fabbricato, si è proceduto alla loro implementazione all'interno del software di calcolo. In SAP2000, la modellazione del comportamento a biella dei puntoni diagonali è stata realizzata avvalendosi di elementi Link lineari a due nodi, incernierati alle intersezioni trave-pilastro del telaio principale. La caratterizzazione meccanica di ciascun elemento si riduce, pertanto, all'assegnazione del corretto valore di rigidezza lungo l'asse longitudinale dell'elemento stesso (Grado di Libertà UI), azzerando ogni altro contributo flessionale o tagliante.

Link/Support Property Data

Link/Support Type:

Property Name:

Property Notes:

P-Delta Parameters

☒ Shear Couple

☐ Equal End Moments

☐ Advanced

Total Mass and Weight

Mass:
Weight:

Rotational Inertia 1:
Rotational Inertia 2:
Rotational Inertia 3:

Factors For Line, Area and Solid Springs

Property is Defined for This Length in a Line Spring:
Property is Defined for This Area in Area and Solid Springs:

Directional Properties

Direction	Fixed	Properties	Direction	Fixed	Nonlinear	Properties
☒ U1	☐	Modify/Show for All...	☐ R1	☐		
☐ U2	☐		☐ R2	☐		
☐ U3	☐		☐ R3	☐		

Stiffness Options

Stiffness Used for Linear and Modal Load Cases:
Stiffness Used for Stiffness-proportional Viscous Damping:
Stiffness-proportional Viscous Damping Coefficient Modification Factor:

Linear Link/Support Directional Properties

Link/Support Name:

Directional Control

Direction	Fixed
☒ U1	☐
☐ U2	☐
☐ U3	☐
☐ R1	☐
☐ R2	☐
☐ R3	☐

Shear Distance from End J:
U2:
U3:

Units:

Stiffness Values Used For All Load Cases

☒ Stiffness is Uncoupled ☐ Stiffness is Coupled

U1: U2: U3: R1: R2: R3:

Damping Values Used For All Load Cases

☒ Damping is Uncoupled ☐ Damping is Coupled

U1: U2: U3: R1: R2: R3:

Figura 5.12: Assegnazione della rigidità assiale al puntone equivalente tramite elemento Link lineare in SAP2000.

Nella realtà fisica, quando il telaio si deforma sotto l'azione del sisma, la tamponatura lavora esclusivamente a compressione, mentre la diagonale tesa risulta inefficace. Tuttavia, la modellazione con Link lineare del pannello murario non consente al software di distinguere

il verso dell'azione sismica, per cui se modello la tamponatura con due puntoni diagonali incrociati, questi lavorano in entrambe le direzioni, uno a compressione e uno a trazione. A questo punto, al fine di non sovrastimare la rigidezza di interpiano, raddoppiandola erroneamente, a ciascuna delle due diagonali è stato assegnato esattamente la metà del valore di rigidezza calcolato:

$$K_{assegnata} = \frac{K_{nf}}{2}$$

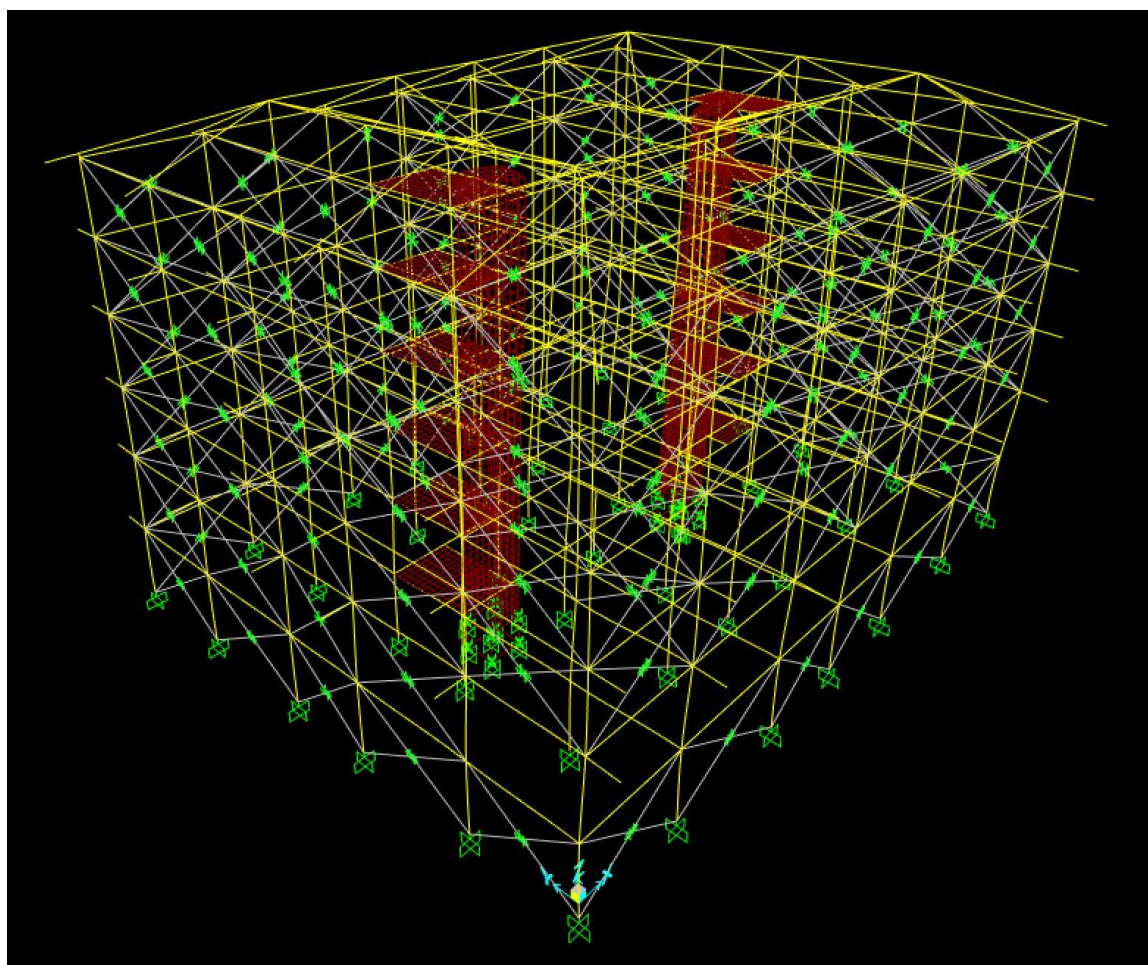


Figura 5.13: Vista tridimensionale del modello SAP2000 con tamponature.

Dall'analisi modale eseguita sul modello con tamponature a base fissa sono emerse le seguenti principali caratteristiche dinamiche della struttura:

Modello tamponato							
Modo di vibrare	T [s]	Ux	Uy	Rz	SumUx	SumUy	SumRz
1	0,716	0,000	0,824	0,020	0,000	0,824	0,020
2	0,646	0,646	0,005	0,182	0,646	0,829	0,202
3	0,468	0,003	0,000	0,007	0,649	0,829	0,208
4	0,467	0,000	0,002	0,001	0,650	0,830	0,210
5	0,425	0,178	0,007	0,637	0,828	0,837	0,847

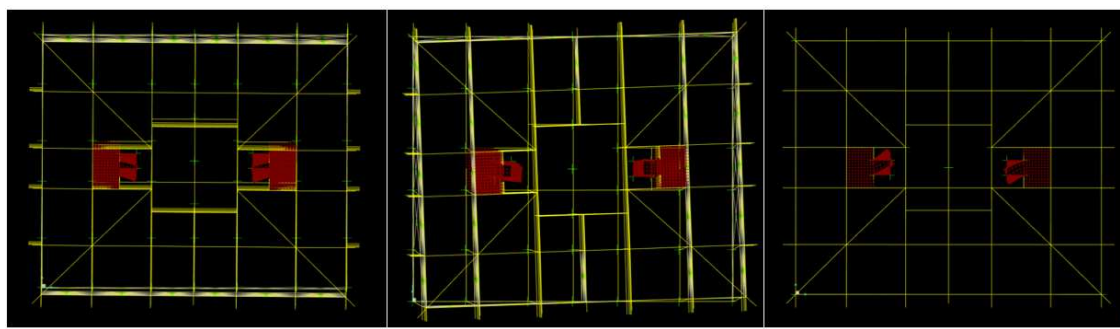


Figura 5.14: Vista dall'alto delle prime tre forme di vibrare dell'edificio tamponato.

Dall'osservazione dei periodi propri e dei fattori di partecipazione delle masse, confrontandoli con quelli ottenuti per il modello nudo emergono le seguenti considerazioni:

- Inversione delle forme modali e riduzione della torsione: l'inserimento delle tamponature ha modificato la distribuzione in pianta delle rigidità, compensando parzialmente l'asimmetria causata dall'orditura monodirezionale delle travi REP. Di conseguenza, il primo modo di vibrare non è più prevalentemente traslazionale in direzione X, ma si è invertito, diventando predominante in direzione Y; mentre l'accoppiamento roto-traslazionale, riconducibile alla seconda e quinta forma modale, risulta ora ridotto rispetto al telaio nudo e associato alla direzione X.
- Abbattimento dei periodi propri: l'effetto globale più evidente è l'irrigidimento del fabbricato. I periodi propri, infatti, si riducono in maniera significativa, passando da valori superiori ai 2.0 secondi nel telaio nudo ($T_1 = 2,28s$), a periodi molto più bassi nel modello tamponato ($T_1 = 0,716s$), risultando più coerenti per un edificio in c.a. di tale altezza.

Questa significative variazioni delle caratteristiche dinamiche dell'edificio mostrano la necessità di includere le tamponature nel modello di calcolo, al fine di evitare una sovrastima della deformabilità del telaio e, conseguentemente, una interpretazione completamente errata della domanda sismica in ingresso.

6 Intervento di adeguamento sismico con sistema di isolamento ibrido

La prima strategia di intervento analizzata nel presente elaborato per l'adeguamento sismico del "Collegio Fazzini" prevede l'inserimento alla base di un sistema di isolamento ibrido. Tale sistema è costituito da isolatori elastomerici in gomma armata ad alto smorzamento (HDRB), disposti lungo l'intero perimetro dell'edificio, accoppiati a isolatori a scorrimento a superficie piana a bassissimo attrito (slitte), posizionati in corrispondenza delle pilastrate interne. Dal punto di vista normativo, la vigente NTC2018 (al paragrafo § 8.4.3) prescrive l'obbligo di adeguamento sismico per interventi su edifici esistenti con sistemi di isolamento, ovvero il raggiungimento di un livello di sicurezza equiparabile a quello di una nuova costruzione.

Per la progettazione del sistema di isolamento, si è scelto di adottare il modello strutturale completo di tamponature. Tale scelta è dettata da due ragioni fondamentali: da un lato, si vuole verificare analiticamente la vulnerabilità dei pannelli murari applicando le recenti direttive della bozza del nuovo Eurocodice 8, con verifiche condotte fino allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV); dall'altro, risponde a una precisa necessità progettuale. Come emerso dall'analisi modale preliminare, infatti, il telaio nudo presenta un periodo fondamentale estremamente elevato (superiore ai 2 secondi), tale da richiedere, ai fini dell'isolamento sismico, un periodo di progetto superiore a quello raggiungibile mediante i dispositivi attualmente in commercio.

6.1 Progettazione del sistema di isolamento

6.1.1 Configurazione altimetrica e interventi di rinforzo strutturali

Il primo passo per il dimensionamento del sistema consiste nel definire la quota di inserimento del piano di isolamento e la disposizione planimetrica dei dispositivi. Il "Collegio Fazzini" è un edificio costituito da cinque elevazioni fuori terra, destinate ad ospitare gli alloggi studenteschi, e da un piano seminterrato, che nel nuovo assetto sarà adibito prevalentemente a magazzino o luogo di deposito. La destinazione d'uso di

quest'ultimo livello, quindi, comporta limitati vincoli architettonici e di vivibilità, risultando la sede ottimale per ospitare il sistema di isolamento. Pertanto, si è previsto di collocare i dispositivi in sommità ai pilastri del piano seminterrato, immediatamente al di sotto del piano terra, al fine di garantire un'agevole accessibilità per le future operazioni di ispezione e manutenzione.

Dal punto di vista strutturale, affinché gli isolatori lavorino in modo solidale e omogeneo, è indispensabile garantire un comportamento a diaframma infinitamente rigido al di sopra dell'interfaccia di isolamento. A tale scopo, il progetto di adeguamento prevede due interventi sull'impalcato del piano terra. In primo luogo, è prevista la realizzazione di un graticcio di nuove travi in cemento armato (con sezione 30x60cm) in entrambe le direzioni principali. In direzione Y, esse andranno ad inglobare le preesistenti travi REP, mentre in direzione X andranno a chiudere la maglia strutturale e a sostituire i deboli cordoli perimetrali originali. Tale intervento è necessario per assorbire i massimi momenti flettenti derivanti dalla sovrastruttura. In secondo luogo, è previsto un intervento per l'incremento della rigidezza di piano dell'impalcato, che consiste nel getto di una nuova soletta armata in calcestruzzo alleggerito (peso specifico $1600\text{kg}/\text{m}^3$), rigidamente connessa alle travi e ai travetti di solaio sottostanti con connettori a taglio, portando così lo spessore complessivo del solaio a 18+3+5cm. Tale rinforzo ha la funzione di garantire una ripartizione uniforme delle azioni orizzontali tra i dispositivi di isolamento. Tuttavia, la realizzazione del piano rigido è fondamentale anche per gli impalcati in elevazione, per cui si è ritenuto opportuno estendere questo intervento a tutti i solai dell'edificio, al fine di garantire l'omogeneità della distribuzione delle forze orizzontali anche sugli elementi verticali della sovrastruttura. Inoltre, la nuova soletta armata contribuisce ad aumentare in maniera diffusa la resistenza a flessione di travi e solai esistenti, per cui tale contributo è stato considerato in fase di verifica della sovrastruttura.

Allo stesso modo, anche le strutture situate al di sotto del piano di isolamento necessitano di un significativo intervento di rinforzo. Durante l'evento sismico, infatti, la spinta di taglio trasmessa al dispositivo genera sui pilastri del seminterrato un elevato momento flettente alla base, aggravato dagli effetti del second'ordine ($P - \Delta$) dovuti all'eccentricità del carico assiale nella massima configurazione deformata (SLC). Inoltre, le NTC2018 (al paragrafo §

7.10.4.3), prescrivono un controllo dello spostamento in condizioni sismiche della sottostruttura, il quale deve risultare inferiore ad 1/20 dello spostamento relativo del sistema di isolamento. Tale accorgimento garantisce un comportamento rigido della sottostruttura che risulta fondamentale per il corretto funzionamento del sistema di isolamento. Per soddisfare questi requisiti è necessaria la realizzazione di un intervento di rinforzo per tutti i pilastri del piano seminterrato, portandone la sezione finale a 70x70 cm.

Ai fini della stima accurata della massa totale dell'edificio, necessaria per il pre-dimensionamento del sistema di isolamento, tutte le suddette modifiche strutturali sono state modellate all'interno del telaio in SAP2000. Il valore della massa totale dell'edificio gravante sul sistema di isolamento è stato quindi estrapolato dalla tabella di output “*Assembled Joint Masses*”, interrogando i nodi del piano terra, ed è risultato pari a $M_{tot} = 4393,73 \text{ kN s}^2/\text{m}$.

Joint Text	Mass Source	U1 KN-s2/m	U2 KN-s2/m	U3 KN-s2/m	R1 KN-m-s2	R2 KN-m-s2	R3 KN-m-s2	CenterX m	CenterY m	CenterZ m
706	MSSSRC1	0,0961	0,0961	0,0961	0	0	0	25,17	14,5	2,245
708	MSSSRC1	0,0961	0,0961	0,0961	0	0	0	5	14,5	2,245
710	MSSSRC1	0,05813	0,05813	0,05813	0	0	0	15,085	16,725	2,245
712	MSSSRC1	0,0961	0,0961	0,0961	0	0	0	5	20,1	2,245
714	MSSSRC1	0,0961	0,0961	0,0961	0	0	0	10,85	20,1	2,245
716	MSSSRC1	0,07593	0,07593	0,07593	0	0	0	15,085	20,1	2,245
718	MSSSRC1	0,0961	0,0961	0,0961	0	0	0	19,32	20,1	2,245
720	MSSSRC1	0,0961	0,0961	0,0961	0	0	0	25,17	20,1	2,245
722	MSSSRC1	0,0961	0,0961	0,0961	0	0	0	30,17	10,5	2,245
724	MSSSRC1	0	0	0	0	0	0	15,085	12,5	2,245
SumAccelUX	MSSSRC1	4393,73	0	0	0	0	0	15,09084	12,58605	10,07539
SumAccelUY	MSSSRC1	0	4393,73	0	0	0	0	15,09084	12,58605	10,07539
SumAccelUZ	MSSSRC1	0	0	4393,73	0	0	0	15,09084	12,58605	10,07539

Figura 6.1: Tabella “*Assembled Joint Masses*” ottenuta per i nodi del piano terra.

6.1.2 Predimensionamento degli isolatori

Seguendo le indicazioni progettuali dei sistemi ibridi (discusse nel Capitolo 3), la disposizione in pianta è stata concepita per massimizzare la stabilità torsionale del sistema. L'interfaccia di isolamento risulta pertanto costituita da 22 isolatori elastomerici perimetrali (tipologia HDRB, realizzati con mescola di gomma "Soft" caratterizzata da un modulo di elasticità tangenziale $G = 0.4 \text{ MPa}$), e 21 slitte a superficie piana, collocate in corrispondenza dei pilastri centrali e deputate esclusivamente al trasferimento dei carichi gravitazionali.

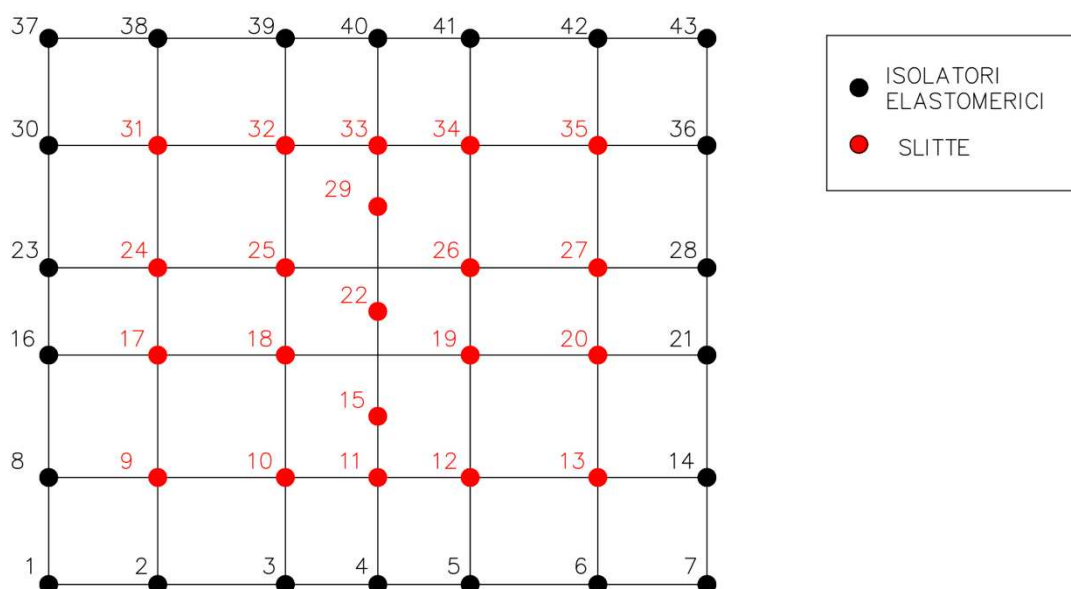


Figura 6.2: Disposizione in pianta degli isolatori elastomerici e delle slitte.

In accordo con le vigenti prescrizioni normative, affinché il moto di un edificio possa essere efficacemente disaccoppiato dal moto del terreno, il periodo di isolamento deve risultare superiore ad almeno il triplo del periodo proprio della struttura originaria non isolata. Poiché dall'analisi modale condotta sul modello dell'edificio con tamponature a base fissa è emerso un periodo fondamentale pari a $T_{bf} = 0.716s$, il periodo minimo di isolamento risulta $T_{is,min} = 3 \cdot 0.716s = 2.148s$. Tale valore è ampiamente superabile con le prestazioni del sistema di isolamento ibrido adottato, che consente di raggiungere periodi di gran lunga

superiori. Pertanto, al fine di garantire un elevato abbattimento delle accelerazioni spettrali, l'obiettivo prestazionale è stato fissato imponendo un periodo di isolamento target T_{is} di 3,5s e assumendo uno smorzamento viscoso equivalente ξ_{is} pari al 15%, coerente con le caratteristiche dissipative delle mescole HDRB di tipo Soft impiegate.

Noti il periodo target e la massa sismica totale dell'edificio (M_{tot}), è stato possibile ricavare la rigidezza orizzontale globale dell'intero sistema di isolamento:

$$K_{is,tot} = \left(\frac{2\pi}{T_{is}}\right)^2 * M_{tot} = 13286,7 \frac{kN}{m}$$

Dividendo allora la rigidezza totale $K_{is,tot}$ per il numero di isolatori elastomerici, si ottiene la rigidezza orizzontale ideale del singolo dispositivo:

$$K_{is,i} = \frac{K_{is,tot}}{22} = 603,9 \frac{kN}{m}$$

Per tradurre questo valore teorico ideale in un dispositivo reale, è necessario consultare i cataloghi commerciali dei produttori specializzati. Oltre a garantire la rigidezza orizzontale richiesta, la scelta del dispositivo deve considerare altri due aspetti fondamentali:

- Lo spostamento orizzontale massimo: dall'analisi dello spettro di risposta allo SLC per il sito in esame (smorzato del 15%), al periodo target di 3,5s corrisponde uno spostamento orizzontale pari a $d = 221,1 \text{ mm}$. Per tenere conto degli effetti torsionali, la normativa prevede un incremento del 20% del valore appena determinato. Di conseguenza lo spostamento massimo di progetto che l'isolatore dovrà assecondare senza subire danni risulta essere $d_{max} = 265,3 \text{ mm}$;
- Capacità portante verticale: dall'analisi statica preliminare dei carichi gravitazionali sono risultati sforzi assiali pari a circa 357 kN per i pilastri d'angolo e 774 kN per i pilastri perimetrali di facciata. Sebbene tali valori non rappresentino le sollecitazioni di progetto allo Stato Limite di Collasso (SLC), essi sono stati impiegati per una verifica preliminare finalizzata a valutare la fattibilità del periodo di isolamento prefissato. La verifica consiste nel controllare che il carico verticale agente non superi la capacità portante dell'isolatore ideale nella configurazione maggiormente

deformata. A tal fine, è stato assunto un valore dello scorrimento della gomma pari a ($\gamma = 2$), corrispondente al limite massimo previsto dalla normativa e adottato dai produttori per la caratterizzazione dei dispositivi. In questo modo, la verifica viene eseguita in una condizione più gravosa rispetto a quella associata allo spostamento di progetto allo SLC, compensando in parte la sottostima dei carichi verticali derivante dall'utilizzo delle sole azioni gravitazionali. La capacità portante verticale massima dell'isolatore ideale nella configurazione deformata (V) così definita risulta pari a $1137,5kN$. Tale valore risulta ampiamente superiore agli sforzi assiali stimati in fase preliminare, confermando la fattibilità della raggiungimento del periodo target di 3,5s scelto.

Mtot [kNs ² /m]	4393,73
Tis	3,5
d (SLC)	221,1
dmax	265,3
γ_{is}	2
his[mm]	132,6
Kis,tot [kN/m]	14145,4
n°isolatori	22
kis,i [kN/m]	643,0
G [N/mm ²]	0,4
Vcr	2655,0
V	1327,5

Figura 6.3: Determinazione della capacità verticale del dispositivo ideale nella massima configurazione deformata ($\gamma = 2$).

Il predimensionamento si conclude con la scelta del dispositivo reale: consultando il catalogo tecnico del produttore FIP Mec (riferito alla serie SI-S per isolatori in gomma Soft omologati per spostamenti fino a 300 mm), si è ricercato l'isolatore elastomerico la cui rigidezza orizzontale nominale (K_e) approssimasse per eccesso il valore ideale calcolato di $0,604kN/mm$. La scelta ottimale è ricaduta sul dispositivo **SI-S 600/152**.

SPOSTAMENTO 300 mm

SI-S	V kN	F _{zd} kN	K _e kN/mm	K _v kN/mm	D _g mm	t _e mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-S 350/150	20	1000	0.26	260	350	150	248	298	400	148
SI-S 400/150	120	1470	0.34	415	400	150	248	298	450	192
SI-S 450/150	280	2420	0.42	493	450	150	262	312	500	258
SI-S 500/150	600	3770	0.52	706	500	150	262	312	550	317
SI-S 550/154	910	4690	0.62	783	550	154	257	307	600	368
SI-S 600/152	1350	5980	0.74	898	600	152	246	296	650	417
SI-S 650/153	1840	7360	0.87	1005	650	153	241	291	700	473
SI-S 700/160	2350	8610	0.96	1077	700	160	255	315	750	615
SI-S 800/160	4050	14940	1.26	1695	800	160	255	315	850	800
SI-S 900/168	5490	19240	1.52	1899	900	168	270	330	950	1049
SI-S 1000/168	6970	22590	1.87	2215	1000	168	272	352	1050	1477
SI-S 1100/168	9850	27460	2.26	3052	1100	168	272	352	1150	1782
SI-S 1200/176	12040	28700	2.57	3283	1200	176	276	356	1250	2093

Figura 6.4: Caratteristiche nominali degli isolatori FIP serie SI-S (spostamento 300 mm).

Una volta individuato il dispositivo reale, è possibile utilizzare i parametri meccanici forniti dal produttore per aggiornare le verifiche preliminari e determinare con maggiore accuratezza il periodo di isolamento conseguibile. In particolare, sono state eseguite le verifiche di stabilità nella configurazione deformata corrispondente allo scorrimento γ calcolato al SLC, nonché la stima del periodo di isolamento associato all'effettiva rigidità del dispositivo selezionato. I risultati delle verifiche e del calcolo del periodo di isolamento ottenuti in fase di predimensionamento sono riportati nella figura seguente.

VERIFICA ISOLATORI D'ANGOLO	
t _e	152
$\gamma_{\max}$	1,745
s ₁	17,81
s ₂	3,75
$\varphi_{\max}$	2,173
D'	570
Ar,max	109618,44
Vcr,max	2928,87
Ved,max	1464,43
verificato	
Periodo isolamento	3,26

Figura 6.5: Verifiche preliminari del dispositivo reale.

6.1.3 Modello del caso studio con sistema di isolamento e analisi modale

Definita la scelta dei dispositivi commerciali in fase di predimensionamento, si è proceduto all'implementazione del sistema di isolamento all'interno del modello tridimensionale dell'edificio su SAP2000. Per la modellazione del comportamento dinamico dei dispositivi, al fine di eseguire un'analisi dinamica lineare, sono stati definiti degli elementi *link*, assegnando a ciascuno di essi una proprietà di tipo lineare (*Linear*).

The screenshot shows the 'Link/Support Property Data' dialog box in SAP2000. The 'Link/Support Type' is set to 'Linear'. The 'Property Name' is 'ISOLATOR'. The 'P-Delta Parameters' section has 'Shear Couple' selected. The 'Total Mass and Weight' section has 'Mass' and 'Weight' set to 0. The 'Factors For Line, Area and Solid Springs' section has 'Property is Defined for This Length In a Line Spring' and 'Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs' both set to 1. The 'Directional Properties' section has 'U1', 'U2', and 'U3' checked under 'Direction'. The 'Stiffness Options' section has 'Stiffness Used for Linear and Modal Load Cases' and 'Stiffness Used for Stiffness-proportional Viscous Damping' both set to 1. The 'Stiffness-proportional Viscous Damping Coefficient Modification Factor' is set to 1. The 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

Figura 6.6: Definizione dei linear-link per la modellazione dei dispositivi antisismici.

La caratterizzazione meccanica dei dispositivi si è concretizzata nell'assegnazione di valori di rigidezza elastica associata ai tre gradi di libertà traslazionali (U_1, U_2, U_3) del *linear-link*, come segue:

- Isolatori elastomerici: è stata assegnata una rigidezza K_e nelle due direzioni orizzontali di $740kN/m$ e una rigidezza verticale K_v di $898\,000kN/m$, come da catalogo;

Figura 6.7: Assegnazione delle rigidezze per l'isolatore elastomerico in SAP2000.

- Slitte: è stata assegnata una rigidezza orizzontale K_e nelle due direzioni trascurabile (valore quasi nullo) e una rigidezza verticale K_v dell'ordine di 10^6 per simulare una rigidezza infinita.

Figura 6.8: Assegnazione delle rigidezze per il dispositivo a scorrimento (slitta piana) in SAP2000.

Una volta assegnate tali rigidezze ai corrispettivi dispositivi del piano di isolamento, con l'aggiunta di slitte alla base dei nuclei ascensore in calcestruzzo armato al fine di garantire il completo disaccoppiamento della sovrastruttura dal terreno, si procede all'esecuzione di un'analisi modale. Tale analisi è finalizzata sia alla verifica della corretta modellazione del sistema di isolamento, sia al controllo che il periodo fondamentale della struttura isolata sia coerente con il valore stimato in fase preliminare.

Si riportano le caratteristiche dinamiche della struttura isolata e le prime forme modali:

Modello isolato							
Modo di vibrare	T [s]	Ux	Uy	Rz	SumUx	SumUy	SumRz
1	3,274	0,000	0,983	0,000	0,000	0,983	0,000
2	3,264	0,983	0,000	0,000	0,983	0,983	0,000
3	2,650	0,000	0,000	0,983	0,983	0,983	0,984

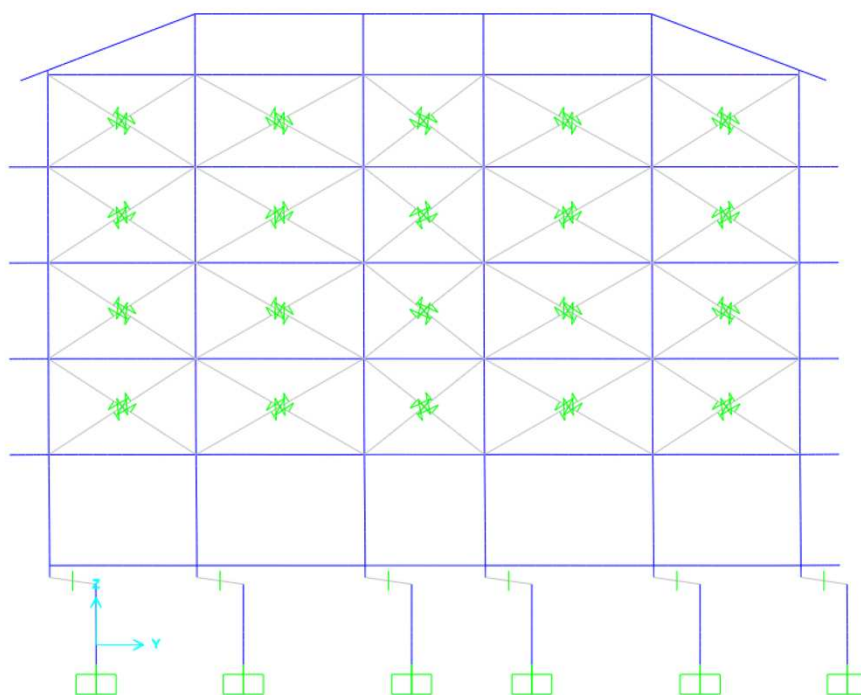


Figura 6.9: Prima forma modale: traslazione pura in Y.

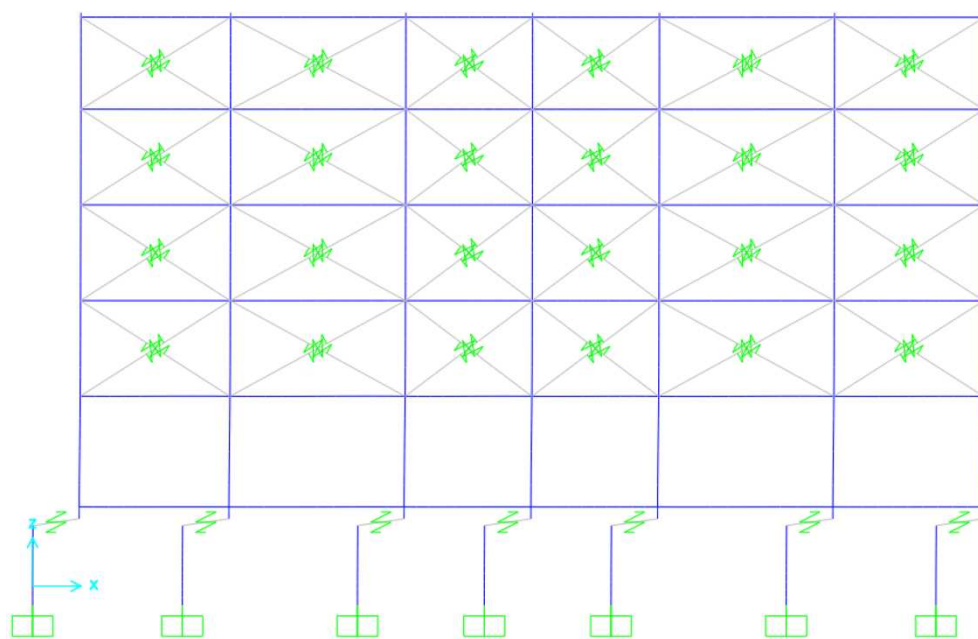


Figura 6.10: Seconda forma modale: traslazione pura in direzione X.

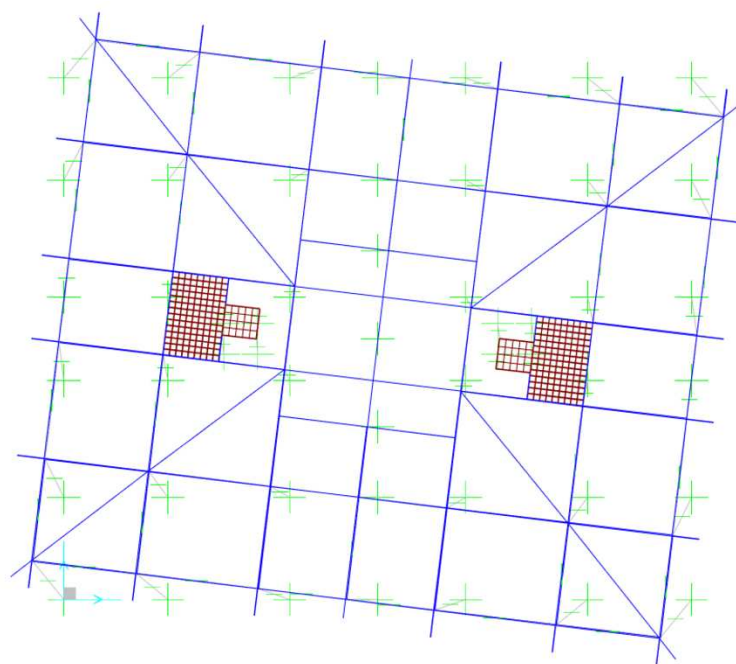


Figura 6.11: Terza forma modale: rotazione attorno a Z.

Innanzitutto, dai risultati dell'analisi modale emerge che il periodo fondamentale della struttura, pari a 3,274 s, coincide con il valore stimato in fase di predimensionamento, confermando la corretta modellazione del sistema di isolamento in SAP2000. Secondariamente si evidenzia che l'introduzione dell'isolamento determina una regolarizzazione della risposta dinamica dell'edificio. In particolare, già nei primi tre modi di vibrare risulta mobilitato il 98,3% della massa complessiva nelle tre direzioni principali: il primo modo è caratterizzato da una traslazione pura lungo l'asse Y, il secondo da una traslazione pura lungo l'asse X, mentre il terzo corrisponde a una rotazione pura attorno all'asse Z. Tale distribuzione modale è tipica delle strutture isolate e conferma l'efficacia del sistema nel concentrare la risposta sismica nei modi associati al piano di isolamento, riducendo il contributo dei modi superiori della sovrastruttura.

Verificata la corrispondenza tra il periodo di progetto e quello ottenuto dall'analisi, nonché la coerenza del comportamento modale con quello atteso per una struttura isolata alla base, è possibile procedere all'analisi dinamica lineare, necessaria per la valutazione delle sollecitazioni e per le successive verifiche del sistema di isolamento.

6.1.4 Azione sismica e analisi dinamica lineare

In conformità con le direttive delle NTC2018, l'azione sismica di riferimento per il progetto e le verifiche di sicurezza del sistema di isolamento è rappresentata dallo spettro di risposta allo Stato Limite di prevenzione del Collasso (SLC).

La scelta di condurre le verifiche allo stato limite più severo è dovuta al ruolo fondamentale che ha il sistema di isolamento affinché le prestazioni dell'edificio siano garantite. Qualora, durante un evento sismico di elevata intensità, un isolatore dovesse collassare o le traslazioni dovessero superare lo spostamento massimo del dispositivo, l'edificio in elevazione potrebbe tornare a comportarsi, almeno localmente, come una struttura a base fissa. La trasmissione improvvisa di forze d'inerzia elevatissime su una sovrastruttura non concepita per resistervi comporterebbe conseguenze rovinose e, con alta probabilità, il collasso dell'intera opera. Risulta pertanto fondamentale progettare i dispositivi di isolamento con adeguati margini di sicurezza sia nei confronti della capacità di spostamento ultima sia rispetto alla capacità portante sotto le massime azioni verticali previste. Tale approccio consente di garantire

robustezza al sistema di isolamento, contribuendo al contempo alla robustezza dell'intera costruzione.

Per determinare l'input sismico relativo al sito in esame, ci si è avvalsi dell'applicativo "Spettri-NTC ver. 1.0.3", generando gli spettri di risposta in conformità al D.M. 20 febbraio 2018.

Il procedimento si è articolato nelle seguenti fasi operative:

- Fase 1 – pericolosità locale: individuazione dell'azione sismica di base mediante inserimento delle coordinate geografiche dell'edificio

The screenshot shows the 'FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO' (Phase 1: Determination of Local Hazard) interface. It features two search methods: 'Ricerca per coordinate' (selected) and 'Ricerca per comune'. The coordinate search fields show 'LONGITUDINE' as 13,06383 and 'LATITUDINE' as 43,13182. The commune search fields show 'REGIONE' as Marche, 'PROVINCIA' as Macerata, and 'COMUNE' as Camerino. On the left, there are sections for 'Elaborazioni grafiche' (Grafici spettri di risposta, Variabilità dei parametri) and 'Elaborazioni numeriche' (Tabella parametri). Below these is a 'Nodi del reticolo intorno al sito' (Nodes of the grid around the site) map showing a grid of points with coordinates like 22970, 22971, 23192, and 23193. The main area displays a map of Italy with a red dot indicating the site location. A 'Controllo sul reticolo' (Grid control) section shows three status indicators: 'Sito esterno al reticolo' (Site outside the grid), 'Interpolazione su 3 nodi' (Interpolation on 3 nodes), and 'Interpolazione corretta' (Correct interpolation). An 'Interpolazione' dropdown menu is set to 'superficie r'. A text box explains that the 'Ricerca per comune' method uses ISTAT coordinates and that seismic actions can differ significantly from those identified by coordinates, recommending the 'Ricerca per coordinate' method. At the bottom, there are navigation buttons for 'INTRO', 'FASE 1' (highlighted in red), 'FASE 2', and 'FASE 3'.

Figura 6.12: Determinazione della pericolosità locale.

- Fase 2 – strategia di progettazione: definizione dei parametri prestazionali dell'opera. Si è impostata una Vita Nominale $V_N = 75$ anni e un Coefficiente d'Uso $C_U = 2$, classificando la struttura per l'uso in condizioni ordinarie;



Figura 6.13: Scelta della strategia di progettazione.

- Fase 3 – azione di progetto: determinata impostando lo stato limite desiderato (SLC), la categoria del sottosuolo (B), la categoria topografica (T1) e lo smorzamento dello spettro elastico ($\xi=15\%$), coerente con gli isolatori elastomerici HDRB utilizzati;

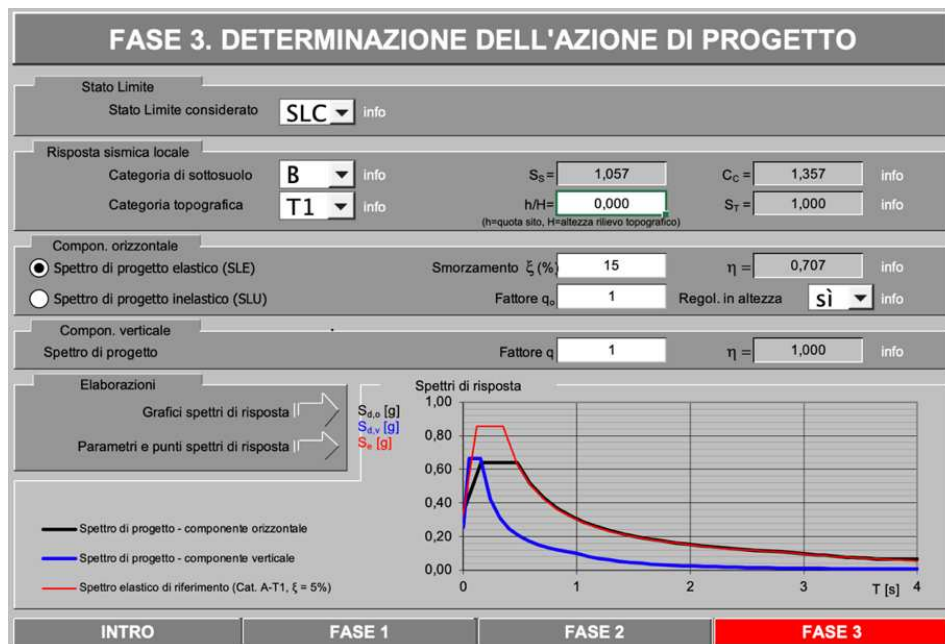


Figura 6.14: Determinazione dell'azione di progetto.

- Fase 4 – generazione dello spettro: estrazione dello spettro di risposta in accelerazione.

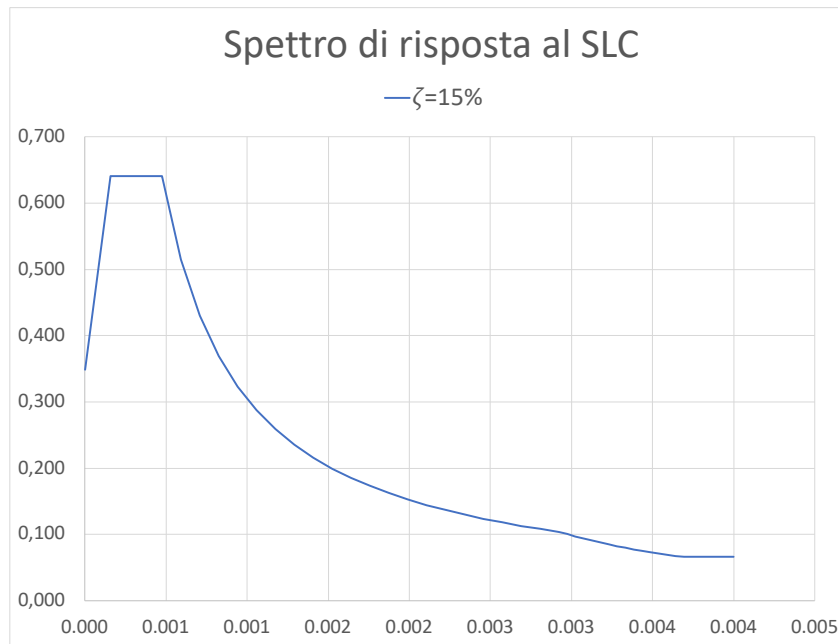


Figura 6.15: Spettro di risposta al SLC con smorzamento del 15%.

Tuttavia, le vigenti NTC2018, al paragrafo § 7.10.5.3.2, prescrivono che lo spettro di progetto per lo svolgimento dell'analisi dinamica lineare sia determinato a partire dallo spettro elastico definito al § 3.2.3.2, applicando il coefficiente correttivo η , correlato allo smorzamento equivalente del sistema di isolamento, esclusivamente per periodi superiori a $T > 0,8 T_{is}$. Per periodi inferiori a tale soglia, lo spettro di progetto coincide invece con lo spettro elastico non ridotto.

Poiché dall'analisi modale è stato ottenuto un periodo fondamentale del sistema di isolamento pari a $T_{is} = T_1 = 3,274s$, il periodo limite oltre il quale è consentita la riduzione dello spettro elastico mediante il coefficiente η risulta essere:

$$T = 0,8 * 3,274s = 2,619s.$$

Questa complessa formulazione normativa trova giustificazione nella dinamica dei sistemi a più gradi di libertà. Infatti, se da un lato i primi modi di vibrare coinvolgono l'aliquota

prevalente della massa della struttura e beneficiano dell'elevato smorzamento fornito dal sistema di isolamento, dall'altro i modi superiori sono caratterizzati da periodi molto più ridotti che, quindi, non risultano influenzati dall'azione dissipativa degli isolatori. Ne consegue che l'applicazione della riduzione spettrale del 15% all'intera estensione dello spettro comporterebbe una sottostima delle azioni sismiche associate ai modi superiori, rilevandosi non a favore di sicurezza.

Pertanto, tenendo conto della limitazione imposta dalla normativa, è possibile definire lo spettro di progetto allo SLC, riportato di seguito.

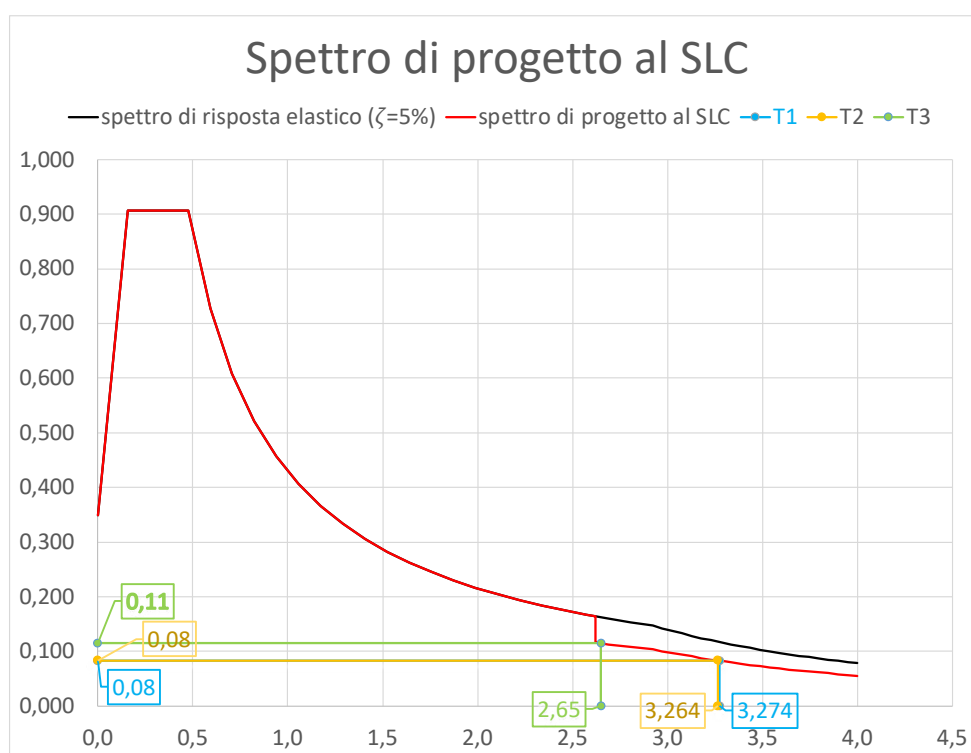


Figura 6.16. Spettro di progetto al SLC.

Si può notare come i primi tre modi di vibrare della struttura isolata ricadono tutti all'interno della parte di spettro smorzata al 15%. Di conseguenza, solo i modi di vibrare superiori subiranno un incremento delle accelerazioni imposto dallo spettro elastico. Tuttavia, ricordando dall'analisi modale che il 98,3% della massa dell'edificio è mobilitata dai primi tre modi, l'incremento di accelerazione previsto dalla norma interessa esclusivamente l'1,7% della massa della struttura.

Una volta definito lo spettro di progetto al SLC è possibile procedere con l'analisi dinamica lineare, finalizzata alla determinazione delle massime sollecitazioni agenti sui dispositivi di isolamento e all'esecuzione delle relative verifiche di sicurezza.

6.1.5 Verifiche di sicurezza degli isolatori

Il dimensionamento degli isolatori elastomerici richiede il soddisfacimento di una serie di verifiche di sicurezza, finalizzate a scongiurare fenomeni di instabilità globale, rotture locali o delaminazioni durante l'evento sismico.

La verifica più stringente in fase di dimensionamento è quella di stabilità (buckling), necessaria per garantire che il dispositivo mantenga la propria capacità portante sotto l'azione dei carichi verticali massimi. Tale controllo va eseguito sia in configurazione indeformata (combinazione statica, dove il carico assiale deve essere inferiore alla metà del carico critico iniziale P_{cr}), sia nella più gravosa configurazione deformata prodotta dallo spostamento sismico allo SLC.

In merito a quest'ultima condizione, le due principali normative di riferimento adottano approcci concettualmente differenti. Le NTC 2018 valutano la stabilità riducendo il carico critico in funzione della area di sovrapposizione efficace A_r , ovvero la porzione di isolatore che rimane compressa durante lo spostamento laterale:

$$P_{cr,NTC} = G_{din} A_r S_1 S_2$$

Dove

- $A_r = \frac{(\varphi - \sin \varphi) D'^2}{4}$ è area di sovrapposizione efficace, con $\varphi = 2 \arccos \frac{d_2}{D'}$
- $S_1 = \frac{D'}{4t_i}$ è il fattore di forma primario
- $S_2 = \frac{D'}{t_e}$ è il fattore di forma secondario

La verifica da effettuare è la seguente:

$$N_{max,SLC} < N_{ammissibile} = \frac{V_{cr}}{2}$$

La norma europea UNI EN 15129, invece, calcola il carico critico applicando un coefficiente correttivo λ dipendente dalla forma della sezione (1.1 per dispositivi circolari, 1.3 per rettangolari), ma impone un limite cinematico e geometrico invalicabile: lo spostamento di progetto non può in alcun caso superare il 70% del diametro efficace dell'isolatore. La verifica quindi diventa:

$$N_{max,SLC} < N_{ammissibile} = \frac{(1-0.7\delta)P_{cr,0}}{2} \text{ con } \delta = \frac{d_2}{D'} < 0.7$$

Come si evince dal confronto dei domini di instabilità riportato in Figura 3.15, l'approccio italiano risulta generalmente più cautelativo sui valori di carico ammissibile, estendendo però idealmente la verifica fino all'annullamento dell'area di sovrapposizione. Al contrario, la norma europea concede carichi critici superiori, ma tronca nettamente il dominio di applicabilità al raggiungimento del limite geometrico imposto.

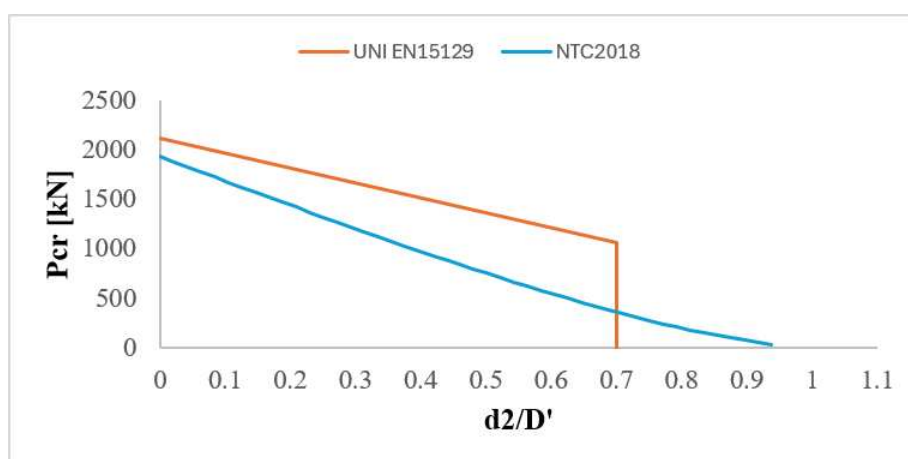


Figura 6.17: Confronto del carico critico di instabilità P_{cr} al variare dello spostamento adimensionale d_2/D' secondo NTC 2018 e UNI EN 15129.

Garantita la stabilità globale, è necessario verificare le deformazioni a taglio della gomma. A livello globale, si controlla che la massima deformazione a taglio indotta dal sisma (γ_s), definita come il rapporto tra lo spostamento orizzontale e lo spessore totale dell'elastomero, non superi il limite normativo pari a 2 secondo le NTC 2018, e 2.5 secondo le UNI EN 15129. Tale verifica è garantita dal produttore. A livello locale, invece, si valuta la massima

deformazione locale della gomma (γ_t), definita attraverso la combinando tre contributi distinti:

$$\gamma_t = \gamma_c + \gamma_s + \gamma_\alpha$$

Dove

- γ_c è la deformazione associata alla compressione verticale. Essa rappresenta il contributo del carico assiale gravante sull'isolatore.
- γ_s è la deformazione dovuta al taglio orizzontale, corrispondente alla distorsione dell'isolatore prodotta dallo spostamento sismico della sovrastruttura.
- γ_α è la deformazione dovuta alla rotazione relativa delle piastre di estremità dell'isolatore. Essa tiene conto degli effetti flessionali che inducono una rotazione geometrica di ampiezza α .

La verifica è stata condotta secondo le prescrizioni sia delle NTC2018, che impongono un valore massimo pari a 5, sia delle EN15129, che consentono un limite più permissivo di 7.

Infine, il dispositivo deve essere verificato nei confronti delle sollecitazioni di trazione. In primo luogo, si controlla che le singole piastre in acciaio interne, la cui funzione è confinare lateralmente l'elastomero, non raggiungano la tensione di snervamento (f_{yk}) a causa degli sforzi di trazione indotti dalla deformazione della gomma compressa. La verifica richiede il rispetto della seguente relazione:

$$\sigma_s = \frac{1.3V(t_1 + t_2)}{A_r t_s} < f_{yk}$$

Nella quale t_1 e t_2 sono gli spessori degli strati di elastomero immediatamente sotto e sopra la piastra in acciaio e t_s è lo spessore della piastra in acciaio $\geq 2\text{mm}$

Successivamente, qualora l'analisi globale della struttura evidenzi la presenza di sforzi di trazione sull'intero isolatore (dovuti ad esempio ad elevati effetti ribaltanti), si deve verificare che la massima trazione agente non superi il valore minimo tra 2G e 1Mpa.

Si riportano nella successiva tabella le verifiche effettuate sugli isolatori elastomerici. Non è stato necessario eseguire la verifica a trazione in quanto nessun dispositivo è soggetto a tali sforzi.

ISOLATORI ELASTOMERICI												
posizione	dispositivo	d2[m]	Ned,max[SLC]	Vcr	verifica	γ_s	γ_t	verifica NTC2018	γ_t	verifica EN15129	σ_s	verifica
1	ISOLATORE	0,239	-1113,4	3748,8	OK	1,57	3,64	OK	5,06	OK	62,72	OK
2	ISOLATORE	0,234	-1263,5	3748,8	OK	1,54	3,80	OK	5,22	OK	69,76	OK
3	ISOLATORE	0,234	-1064,6	3748,8	OK	1,54	3,46	OK	4,75	OK	58,79	OK
4	ISOLATORE	0,234	-994,5	3748,8	OK	1,54	3,33	OK	4,55	OK	54,91	OK
5	ISOLATORE	0,234	-1063,9	3748,8	OK	1,54	3,46	OK	4,74	OK	58,75	OK
6	ISOLATORE	0,234	-1263,9	3748,8	OK	1,54	3,80	OK	5,22	OK	69,78	OK
7	ISOLATORE	0,239	-1112,7	3748,8	OK	1,57	3,64	OK	5,06	OK	62,73	OK
8	ISOLATORE	0,239	-1204,0	3748,8	OK	1,57	3,76	OK	5,12	OK	67,83	OK
14	ISOLATORE	0,239	-1204,1	3748,8	OK	1,57	3,76	OK	5,12	OK	67,89	OK
16	ISOLATORE	0,239	-981,5	3748,8	OK	1,57	3,36	OK	4,55	OK	55,31	OK
21	ISOLATORE	0,239	-1204,1	3748,8	OK	1,57	3,76	OK	5,12	OK	67,89	OK
23	ISOLATORE	0,239	-987,7	3748,8	OK	1,57	3,36	OK	4,54	OK	55,66	OK
28	ISOLATORE	0,239	-982,3	3748,8	OK	1,57	3,36	OK	4,55	OK	55,40	OK
30	ISOLATORE	0,239	-1297,6	3748,8	OK	1,57	3,89	OK	5,27	OK	73,11	OK
36	ISOLATORE	0,239	-988,5	3748,8	OK	1,57	3,36	OK	4,54	OK	55,74	OK
37	ISOLATORE	0,239	-1246,6	3748,8	OK	1,57	3,85	OK	5,32	OK	70,22	OK
38	ISOLATORE	0,236	-1328,7	3748,8	OK	1,55	3,91	OK	5,30	OK	73,89	OK
39	ISOLATORE	0,236	-1114,4	3748,8	OK	1,55	3,55	OK	4,81	OK	61,98	OK
40	ISOLATORE	0,236	-1030,0	3748,8	OK	1,55	3,41	OK	4,60	OK	57,28	OK
41	ISOLATORE	0,236	-1113,7	3748,8	OK	1,55	3,55	OK	4,81	OK	61,94	OK
42	ISOLATORE	0,236	-1329,0	3748,8	OK	1,55	3,91	OK	5,30	OK	73,91	OK
43	ISOLATORE	0,239	-1245,6	3748,8	OK	1,57	3,85	OK	5,32	OK	70,21	OK

Infine, dall'analisi dinamica lineare sono stati estratti gli sforzi assiali in combinazione non sismica al SLU, i quali risultano invece dimensionanti per le slitte.

SLITTE			
posizione	dispositivo	Ned,max (SLU)	
9	SLITTA	-2273,2	22
10	SLITTA	-2100,9	24
11	SLITTA	-1494,1	25
12	SLITTA	-2102,3	26
13	SLITTA	-2274,5	27
15	SLITTA	-1099,9	29
17	SLITTA	-2164,0	31
18	SLITTA	-1664,0	32
19	SLITTA	-1673,9	33
20	SLITTA	-2172,6	34
			35

Il massimo sforzo assiale agente sulle slitte risulta, quindi, essere pari a:

$$N_{ed,max} = 2274,5 \text{ kN}.$$

Di conseguenza, i dispositivi a scorrimento piano (slitte) devono essere in grado di sopportare un massimo carico assiale di 2274,5 kN senza instabilizzarsi ed assecondare il massimo spostamento di progetto al SLC ($d_{max} = 265,3 \text{ mm}$).

6.2 Verifiche della sottostruttura e delle fondazioni

La realizzazione del piano di isolamento in sommità ai pilastri del piano seminterrato come già anticipato, richiede la realizzazione di interventi di rinforzo della sottostruttura, al fine sia di limitarne lo spostamento entro i limiti stringenti della normativa e sia di assorbire gli elevati momenti flettenti alla base dovuti agli effetti del secondo ordine.

6.2.1 Verifiche di resistenza e rigidezza dei pilastri del seminterrato

Il dimensionamento dei pilastri di supporto non è governato principalmente da requisiti di resistenza ultima, bensì dal rispetto di uno specifico vincolo cinematico, fondamentale per garantire il corretto funzionamento del sistema di isolamento. Limitare la deformabilità della sottostruttura, infatti, risulta essenziale sia per preservare l'efficacia del sistema di isolamento sismico, sia per contenere gli effetti locali indotti dalle rotazioni dei dispositivi, assicurando così il soddisfacimento delle relative verifiche.

A tal fine, le NTC 2018 prescrivono che lo spostamento orizzontale della sottostruttura sia inferiore ad $1/20$ dello spostamento massimo del piano di isolamento. Trattandosi di una verifica essenziale per il corretto funzionamento del sistema di isolamento, essa è stata condotta allo Stato Limite di Collasso (SLC) ed è risultata dimensionante per la definizione della sezione dei pilastri.

Le sezioni originarie, variabili tra 35×35 cm agli angoli e 50×50 cm sotto i pilastri interni, si sono dimostrate ampiamente insufficienti a soddisfare tale requisito. Si è pertanto previsto il loro rinforzo mediante incamiciatura in calcestruzzo armato, fino al raggiungimento di una sezione finale tozza pari a **70×70 cm**. Dall'analisi degli spostamenti nodali in SAP2000 al SLC in corrispondenza della sommità della sottostruttura, le nuove colonne 70×70 cm presentano traslazioni elastiche inferiori agli 8mm, ampiamente al di sotto del limite di $1/20$ previsto dalla normativa, che risulta essere attorno agli 11mm.

Una volta garantita l'ipotesi di indeformabilità della sottostruttura, si è proceduto alla verifica della resistenza ultima tramite il dimensionamento delle armature longitudinali e trasversali. In questa fase, l'aspetto più gravoso per il soddisfacimento delle verifiche risiede negli effetti del secondo ordine associati agli spostamenti della sovrastruttura isolata.

Durante l'evento sismico, infatti, lo spostamento del piano di isolamento determina un'eccentricità tra la risultante dei carichi verticali trasmessi dagli isolatori e l'asse dei pilastri sottostanti. In questa configurazione deformata, si genera un momento flettente aggiuntivo che si somma alle azioni derivanti dall'analisi globale della struttura e che può essere valutato pari a:

$$M = N_{Ed} \cdot d_{slc}$$

Per validare l'intervento, si è verificata la sezione 70x70 maggiormente sollecitata, estrapolando i carichi dal modello SAP2000 in combinazione sismica SLC. L'elemento critico è risultato soggetto a uno sforzo normale di compressione $N_{Ed} = 1300 \text{ kN}$ e a momenti flettenti pari a $M_{x,Ed} = M_{y,Ed} = 814,5 \text{ kNm}$, causati per l'appunto dall'eccentricità del carico isolato.

Verifica C.A. S.L.U. - File: _ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo :

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	35	35
2	-35	35
3	-35	-35
4	35	-35

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	3,142	-30	30
2	3,142	-22,5	30
3	3,142	-15	30
4	3,142	-7,5	30
5	3,142	0	30
6	3,142	7,5	30

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.
☐ DXF

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N_{Ed} 0 kN
 M_{xEd} 0 kNm
 M_{yEd} 0

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Metodo di calcolo
☒ S.L.U.+ ☐ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☐ Retta ☒ Deviata

N° rett.

Calcola MRd

angolo asse neutro θ°

☐ Precompresso

Materiali

B450C **C28/35**

ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
 M_{yRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

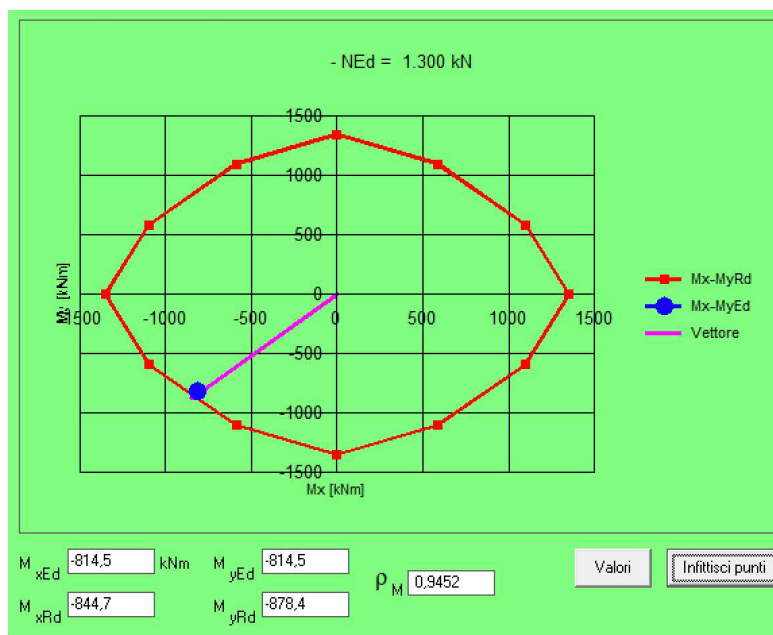


Figura 6.18: Dominio di resistenza a pressoflessione deviata del pilastro 70x70.

L'analisi sezionale a presso-flessione deviata, eseguita con il software di calcolo VcaSlu e riportata nelle figure soprastanti, ha evidenziato che la sezione 70x70cm richiede un'armatura longitudinale costituita da 32 ϕ 20 per soddisfare le verifiche di resistenza in corrispondenza del massimo momento flettente alla base.

Il massimo sforzo di taglio a cui risultano soggetti i pilastri al SLC risulta essere pari a $V_{ed} = 175kN$. Visto le importanti dimensioni della sezione è sufficiente l'impiego dell'armatura trasversale minima corrispondente ad un $\phi 12/24$ cm. La scelta del diametro della staffa è legata alla grande quantità di barre longitudinali da confinare.

6.2.2 Adeguamento del sistema di fondazione

L'intervento di irrigidimento dei pilastri del seminterrato e l'incremento delle sollecitazioni ribaltanti trasmesse alla base della struttura rendono necessario un adeguamento del sistema fondazionale esistente.

Dalle indagini conoscitive è emerso che le fondazioni originarie risultano costituite da plinti isolati in calcestruzzo armato di forma tronco-piramidale, collegati tra loro mediante cordoli presenti esclusivamente lungo l'orditura principale dei telai (in direzione Y).

Il progetto di adeguamento prevede innanzitutto la trasformazione dei plinti esistenti in elementi a geometria rettangolare mediante getti integrativi in c.a., opportunamente ancorati al nucleo originario tramite barre ad aderenza migliorata rese solidali per mezzo di resine epossidiche. Tale operazione è necessaria sia per garantire la compatibilità geometrica tra i plinti di fondazione con le nuove sezioni dei pilastri rinforzati, sia per consentire il corretto ancoraggio dei ferri di ripresa.

Parallelamente, è prevista la realizzazione di nuovi cordoli di collegamento ortogonali all'orditura originaria (in direzione X), al fine di completare la maglia fondazionale. In questo modo, il sistema di fondazione assume un comportamento a scatola rigida, limitando il rischio di cedimenti differenziali che potrebbero compromettere il funzionamento dei dispositivi di isolamento. Inoltre, la presenza dei nuovi cordoli contribuisce ad incrementare la capacità della sottostruttura di contrastare le azioni ribaltanti, fornendo un efficace contributo resistente nei confronti dei momenti flettenti aggiuntivi trasmessi alla base dei pilastri.

6.3 Interventi e verifiche della sovrastruttura

L'obiettivo principale dell'adeguamento sismico mediante isolamento alla base è quello di ridurre significativamente la domanda sismica trasmessa alla sovrastruttura, mantenendola in campo sostanzialmente elastico anche per eventi di elevata intensità. In tale configurazione, gli elementi strutturali esistenti risultano soggetti a livelli di sollecitazione notevolmente inferiori rispetto a quelli che si avrebbero in assenza del sistema di isolamento, consentendo di limitare gli interventi di rinforzo ai soli casi strettamente necessari.

Tutte le verifiche degli elementi esistenti e degli elementi rinforzati mediante incamiciatura sono state condotte nel rispetto delle prescrizioni del Capitolo 8 delle NTC 2018, adottando le proprietà meccaniche dei materiali determinate sulla base del livello di conoscenza raggiunto. Avendo raggiunto un Livello di Conoscenza LC3 (Conoscenza Accurata) attraverso indagini esaustive e il supporto del progetto simulato, è stato possibile applicare un Fattore di Confidenza unitario ($FC=1.0$).

Per l'armatura metallica originaria in acciaio liscio (Aq60), si è adottata una resistenza di progetto allo snervamento $f_{yd} = 310/1.15 = 269.57 \text{ N/mm}^2$. Per quanto concerne il calcestruzzo, partendo dalla resistenza cubica media misurata in situ pari a $R_{cm} = 28,2 \text{ MPa}$, si è ricavata la resistenza cilindrica media $f_{cm} = 0.83 \cdot R_{cm} = 23,41 \text{ MPa}$. La resistenza di progetto finale, secondo le norme tecniche delle costruzioni, risulta quindi determinata applicando il coefficiente parziale di sicurezza del materiale ($\gamma_c = 1.5$), il coefficiente riduttivo per le resistenze di lunga durata ($\alpha_{cc} = 0,85$) e il fattore di confidenza raggiunto ($FC = 1$). Il valore ottenuto è $f_{cd} = 13,26 \text{ MPa}$, il quale è stato adottato, a favore di sicurezza, anche per la valutazione dei nuovi getti di completamento e incamiciatura.

6.3.1 Verifiche del graticcio di travi al piano terra

Come discusso nel Paragrafo 5.1.1, l'efficacia dell'isolamento alla base impone la trasformazione dell'impalcato del piano terra in un diaframma infinitamente rigido, funzionale sia alla ripartizione uniforme dei carichi orizzontali sui dispositivi sia ad assorbire le sollecitazioni flettenti dovute ai carichi gravitazionali. Tale obiettivo è stato perseguito

progettando un nuovo graticcio bidimensionale in c.a. (travi 30x60 cm) e una soletta armata collaborante di 5 cm (estesa poi a tutti i livelli).

Acquisita la validità geometrica dell'intervento, in questa sede si procede alla verifica di resistenza delle nuove membrature. A differenza della comune prassi sismica, dove le sollecitazioni più severe per gli elementi strutturali sono determinate in combinazione sismica, in una struttura adeguatamente isolata le verifiche più gravose in termini di sollecitazioni sono quelle condotte alla combinazione non sismica allo Stato Limite Ultimo (SLU). Pertanto, la progettazione e la verifica delle armature delle nuove travi 30x60cm sono state effettuate, per quanto riguarda la flessione, alla combinazione fondamentale. Dalla verifica sezionale della trave più sollecitata, è emersa una armatura di progetto longitudinale costituita da 5 $\phi 16$ sia superiormente che inferiormente.

Verifica C.A. S.L.U. - File: _ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo:

N° strati barre Zoom

N°	b [cm]	h [cm]
1	30	60

N°	As [cm²]	d [cm]
1	10,05	3
2	10,05	57

Sollecitazioni
 S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N_{Ed} kN
 M_{xEd} kNm
 M_{yEd}

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
 Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
 B450C Rcm28.2
 ε_{su} ‰ ε_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ε_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} ‰
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ε_{syd} ‰ σ_{c,adm} ‰
 σ_{s,adm} N/mm² τ_{co} ‰
 τ_{c1} ‰

M_{xRd} kN m
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ε_c ‰
 ε_s ‰
 d cm
 x x/d
 δ

Tipo Sezione
☒ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☐ Coord.
☐ DXF

Metodo di calcolo
☐ S.L.U.+ ☒ S.L.U.-
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
 Calcola MRd Dominio M-N
 L_o cm Col. modello
 M-curvatura
☐ Precompresso

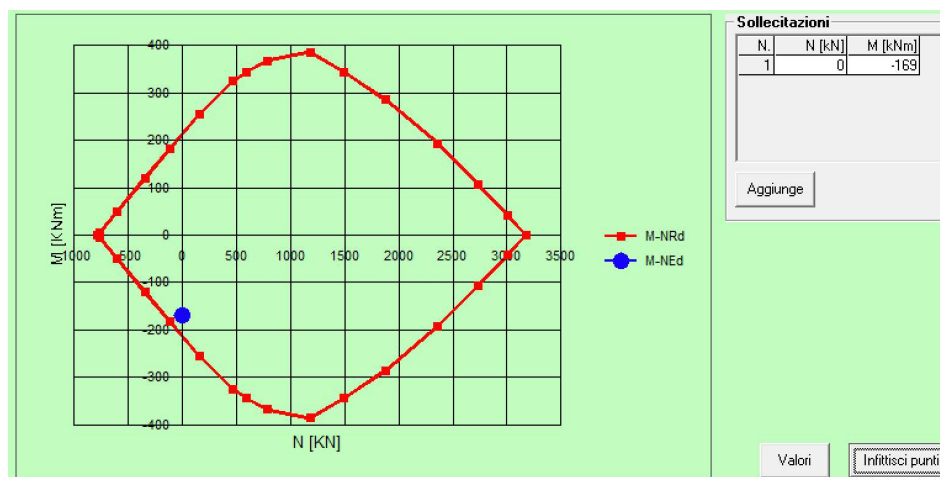


Figura 6.19. Verifica sezionale delle travi 30x60 del piano terra al SLU.

Per quanto riguarda la verifica di resistenza a taglio, si è adottato un approccio fortemente conservativo: l'intera sollecitazione tagliante di progetto ($V_{Ed} = 210 \text{ kN}$) è stata affidata interamente alla nuova armatura trasversale. Trascurando volontariamente il contributo resistente offerto dalle vecchie staffe inglobate, il dimensionamento ha portato alla prescrizione di una staffatura $\phi 12/13 \text{ cm}$.

6.3.2 Verifiche degli elementi strutturali in elevazione (travi e pilastri)

In primo luogo, sono state analizzate le travi miste tipo REP: dalle indagini effettuate è emerso che le travi REP hanno un'armatura inferiore costituita da un fondello di sezione $25 \times 0.6 \text{ cm}$ con l'aggiunta in campata di $2\phi 30$ saldati per coprire il momento positivo. Superiormente sono stati individuati $2\phi 26$ correnti, con l'aggiunta in zona di appoggio di $2\phi 30$ per coprire il momento in appoggio: Nel calcolo della capacità resistente delle sezioni in appoggio sono stati considerati inefficaci i $2\phi 26$ del traliccio, poiché la loro lunghezza di ancoraggio non è nota.

Effettuando quindi le verifiche elastiche con le sollecitazioni derivanti dalla combinazione fondamentale (SLU), si è visto come nelle sezioni maggiormente sollecitate fino al quarto piano le verifiche in campata siano soddisfatte, mentre risultano superate in zona di appoggio.

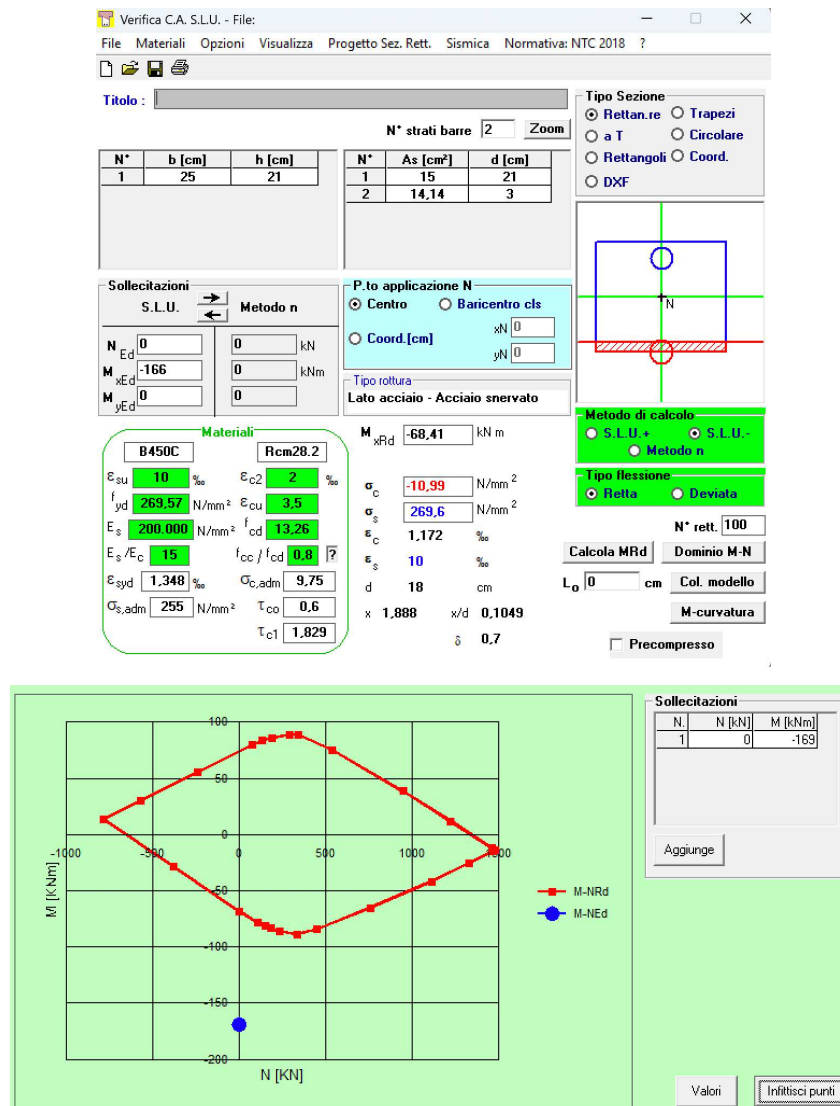


Figura 6.20. Verifiche di resistenza al massimo momento negativo al SLU delle travi REP esistenti.

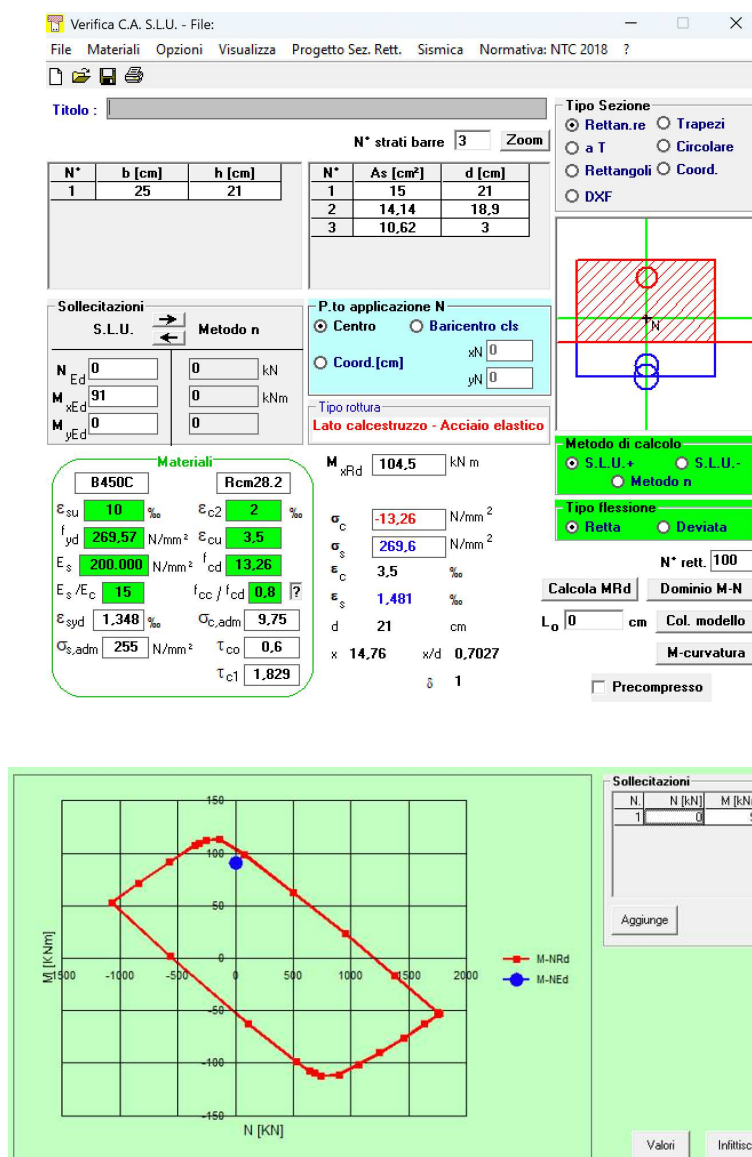


Figura 6.21: Verifiche di resistenza in campata al SLU delle travi REP esistenti.

Per l'adeguamento delle travi esistenti si è previsto un intervento di incamiciatura in c.a. all'estradosso, con il passaggio da una sezione 25x21cm a 35x30cm per tutti i piani. L'altezza delle nuove travi è stata determinata per avere un'altezza utile della sezione sufficiente per coprire il momento negativo al SLU in appoggio, ma allo stesso tempo affinché siano rispettati i vincoli architettonici, garantendo che le travi rimanessero all'interno dello spessore del nuovo massetto allo stato di progetto. In definitiva, per soddisfare la verifica delle travi in appoggio, si sono aggiunti superiormente altri 3φ26 oltre quelli già presenti nelle travi REP esistenti.

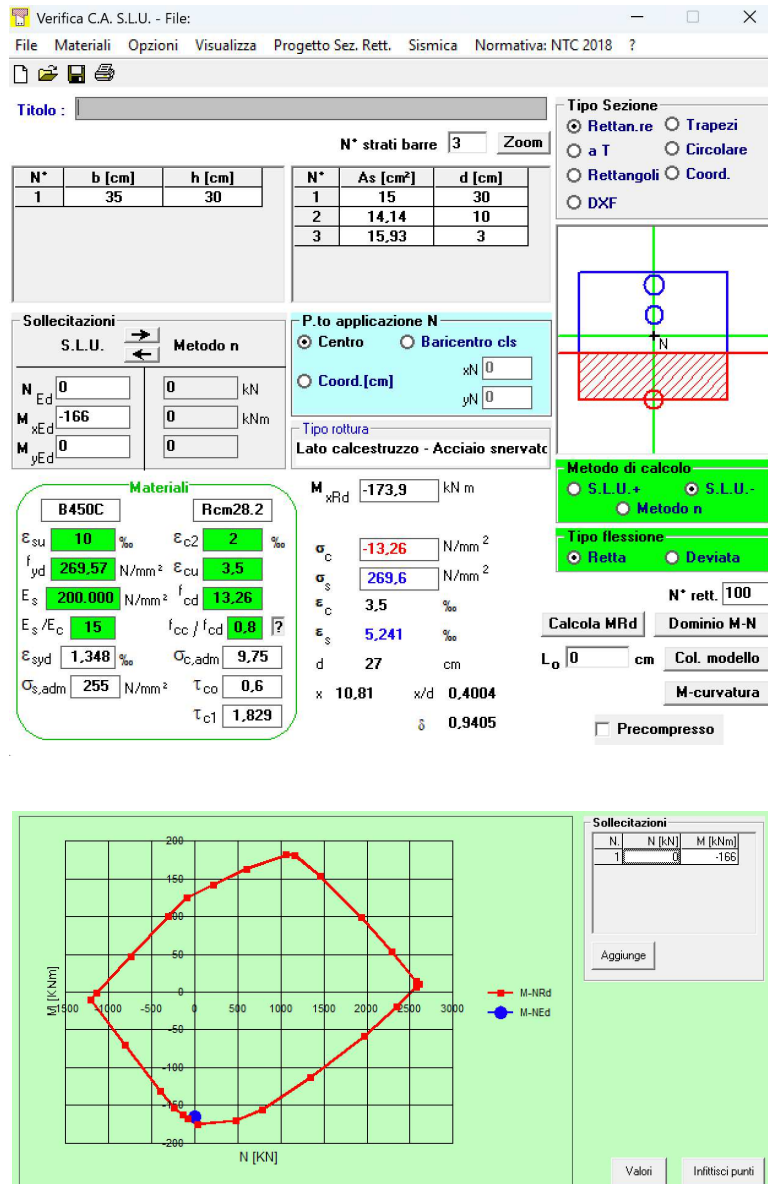


Figura 6.22: Verifiche di resistenza in appoggio al SLU delle travi rinforzate 35x30cm.

Questa tipologia di intervento garantisce il comportamento elastico delle travi fino al SLU.

Si riporta, infine, la verifica a taglio della trave REP esistenti, la cui armatura resistente è costituita dal traliccio (1φ22) con passo 210 mm, inclinato di un angolo $\alpha=45^\circ$ rispetto all'asse della trave. La verifica è condotta in accordo con il paragrafo § 4.1.1.3.5.2 delle NTC 2018 (metodo a θ variabile). La resistenza a taglio della sezione è data da:

$$V_{Rd} = \min (V_{Rsd}; V_{Rcd})$$

Dove

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

$$V_{Rcd} = 0,9 \cdot d \cdot b_w \cdot \alpha_c \cdot v \cdot f_{cd} \cdot (ctg\alpha + ctg\theta) / (1 + ctg\theta^2)$$

Effettuando i calcoli si ottiene:

$$V_{Rd} = 156,74 \text{ kN} < V_{ed} = 196,5 \text{ kN (SLU)}$$

Di conseguenza, poiché la verifica a taglio non risulta soddisfatta, analogamente a quanto visto per le travi del pianoterra, si è prevista una armatura a taglio aggiuntiva realizzata con delle staffe $\phi 12/12$ cm.

Successivamente si è proceduto alle verifiche delle pilastrate. L'estrazione degli sforzi assiali (N_{Ed}) e dei momenti flettenti biassiali ($M_{x,Ed}, M_{y,Ed}$) per la combinazione statica fondamentale al SLU ha dimostrato la complessiva adeguatezza della struttura portante verticale esistente. I domini di resistenza ($P - M_x - M_y$), calcolati tenendo conto delle armature lisce originali e della resistenza di progetto del calcestruzzo f_{cd} , risultano in gran parte soddisfatti, confermando che la quasi totalità dei pilastri esistenti si mantiene in campo elastico senza necessità di intervento.

Tuttavia, la verifica condotta non è soddisfatta per i quattro pilastri del quarto piano affacciati sulla corte interna. In tali elementi, a causa delle sezioni eccessivamente ridotte (30x30cm), le sollecitazioni flettenti determinate hanno superato i limiti del dominio di rottura.

Verifica C.A. S.L.U. - File: _ □ ×

File Materiali Opzioni Visualizza Progetto Sez. Rett. Sismica Normativa: NTC 2018 ?

Titolo:

N° Vertici Zoom N° barre Zoom

N°	x [cm]	y [cm]
1	15	15
2	-15	15
3	-15	-15
4	15	-15

N°	As [cm²]	x [cm]	y [cm]
1	2,011	-12	12
2	2,011	12	12
3	2,011	-12	-12
4	2,011	12	-12

Sollecitazioni S.L.U. ☒ Metodo n ☐

N_{Ed} kN
M_{xEd} kNm
M_{yEd} kNm

P.to applicazione N
☒ Centro ☐ Baricentro cls
☐ Coord.[cm] xN yN

Tipo rottura
Lato calcestruzzo - Acciaio snervato

Materiali
Aq60 **Rcm28,2**
 ϵ_{su} ‰ ϵ_{c2} ‰
 f_{yd} N/mm² ϵ_{cu} ‰
 E_s N/mm² f_{cd} N/mm²
 E_s/E_c f_{cc}/f_{cd} ?
 ϵ_{syd} ‰ $\sigma_{c,adm}$ N/mm²
 $\sigma_{s,adm}$ N/mm² τ_{co} τ_{c1}

M_{xRd} kNm
M_{yRd} kNm
 σ_c N/mm²
 σ_s N/mm²
 ϵ_c ‰
 ϵ_s ‰
d cm
x x/d
 ρ

Tipo Sezione
☐ Rettan.re ☐ Trapezi
☐ a T ☐ Circolare
☐ Rettangoli ☒ Coord.
☐ DXF

Metodo di calcolo
☒ S.L.U. + ☐ S.L.U. -
☐ Metodo n

Tipo flessione
☒ Retta ☐ Deviata

N° rett.
Calcola MRd Dominio Mx-My

angolo asse neutro θ°
☐ Precompresso

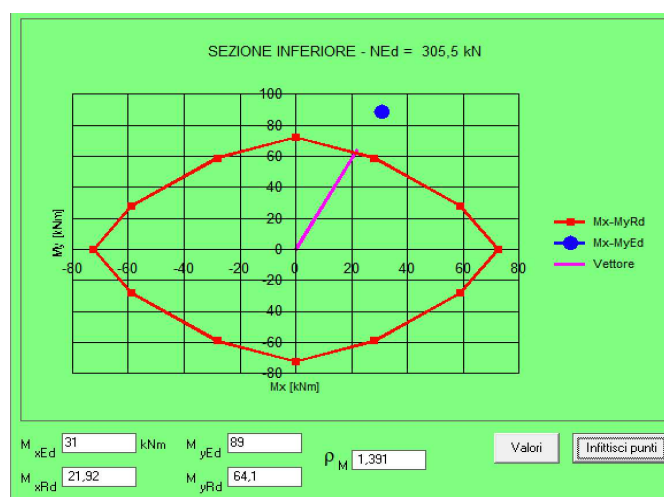


Figura 6.23: Verifiche di resistenza del pilastro 30x30 al quarto piano più sollecitato.

Per il rinforzo locale di questi quattro pilastri si è scelto ancora una volta l'incamiciatura in c.a. I pilastri sono stati allargati verso l'interno dell'edificio, passando da una sezione 30x30cm a una sezione rettangolare 35x40 cm. Tale incremento geometrico è stato accompagnato dall'inserimento di un'armatura longitudinale aggiuntiva costituita da 4 ϕ 16 disposti ai vertici, la quale ha riportato le sollecitazioni all'interno del nuovo dominio resistente.

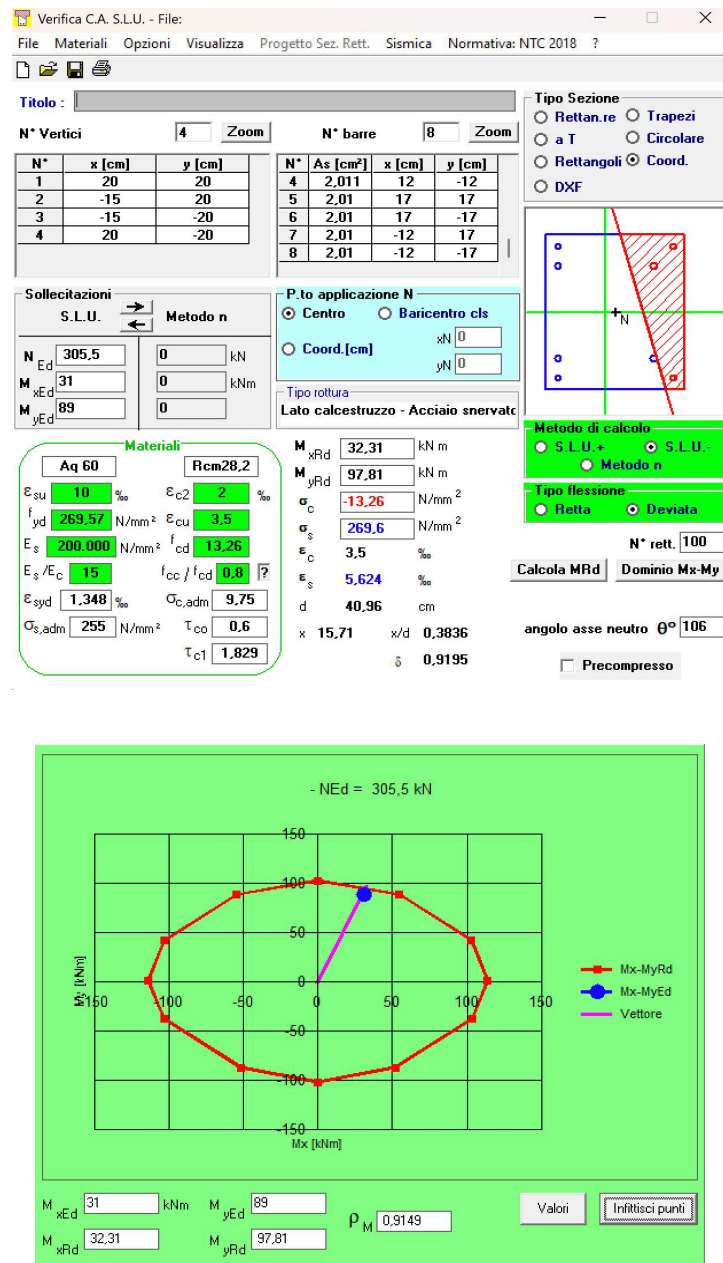


Figura 6.24: Verifiche di resistenza del pilastro 35x40cm al quarto piano più sollecitato dopo l'intervento.

A completamento delle verifiche sulla sicurezza della sovrastruttura, è stata eseguita la verifica a taglio dei pilastri in combinazione sismica, al fine di accertare la sufficienza della staffatura esistente nei confronti della ridotta domanda di taglio conseguente all'adozione del sistema di isolamento. Dall'analisi dinamica lineare allo SLC è emerso che il massimo taglio agente sui pilastri del piano terra risulta pari a 70 kN. Per tale valore di sollecitazione,

la staffatura richiesta è pari a $\Phi 8/29$ cm. La verifica risulta pertanto ampiamente soddisfatta, evidenziando come le armature trasversali esistenti siano pienamente adeguate a sostenere le azioni di progetto. Si osserva inoltre che la normativa richiede l'esecuzione di tale controllo al solo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), rendendo la verifica allo SLC ulteriormente cautelativa.

6.4 Verifiche e interventi sugli elementi non strutturali

Completate le verifiche sugli elementi strutturali, l'attenzione può essere rivolta agli elementi non strutturali. Come illustrato nel Capitolo 4, nel modello tridimensionale sviluppato in SAP2000 sono state modellate le tamponature seguendo le direttive della nuova bozza dell'Eurocodice 8 (FprEN 1998-1-2:2025). L'obiettivo è quello di dimostrare come le prestazioni raggiungibili con il sistema di isolamento adottato consentano la protezione degli elementi non strutturali, salvaguardandoli dalla fessurazione e dalla rottura fuori dal piano non solo allo Stato Limite di Danno (SLD), bensì fino allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV). Le verifiche imposte dall'Eurocodice 8 si articolano in due fasi: il controllo degli spostamenti d'interpiano, finalizzata a limitare il danneggiamento indotto dalle eccessive deformazioni della struttura, e la verifica di resistenza delle tamponature, per accertarne l'integrità nei confronti delle azioni sismiche sia nel piano che fuori dal piano.

6.4.1 Controllo degli spostamenti di interpiano

La prima condizione di sicurezza riguarda il controllo della deformazione relativa d'interpiano, che non deve superare la capacità deformativa ultima delle tamponature. In accordo con la Tabella 7.1 della bozza del nuovo Eurocodice 8, le tamponature dell'edificio "Fazzini" possono essere classificate come murature non armate in laterizio semipieno o forato (gruppi 1 e 2), con spessore inferiore a 200 mm. Per tale tipologia costruttiva, la soglia limite consentita allo Stato Limite SD (*Significant Damage*), che corrisponde al SLV delle NTC2018, è pari a $0.008 h_s$, dove h_s rappresenta l'altezza di interpiano. Nel caso di pannelli caratterizzati dalla presenza di aperture, quali finestre o porte, la normativa prescrive una riduzione del 20% della capacità deformativa, portando il limite ammissibile a $0.0064 h_s$.

La verifica è stata eseguita estrapolando dal software gli spostamenti nodali per una pilastrata d'angolo, sia in direzione x che in direzione y, e calcolando le corrispondenti deformazioni relative d'interpiano. I risultati evidenziano come gli spostamenti di interpiano associati alla combinazione sismica allo SLV risultino inferiori ai limiti prescritti dall'Eurocodice 8. Inoltre, tali limiti sono rispettati anche considerando gli spostamenti derivanti dall'analisi dinamica lineare condotta con lo spettro di progetto allo SLC. L'unica eccezione è rappresentata dagli spostamenti d'interpiano del piano terra in direzione y. A tale livello, infatti, nel telaio al SAP2000 le tamponature non sono state modellate in quanto non risultano confinate dagli elementi strutturali. Di conseguenza, poiché tali pannelli sono da ricostruire dopo i danneggiamenti subiti dagli eventi sismici del 2016, si provvederà a realizzare tamponamenti scollegati dalla struttura portante. I risultati delle verifiche sono riportati nelle tabelle seguenti.

Verifiche drift (SLV)				
Piano	Comb	h [m]	drift x (‰ h)	drift y (‰ h)
4	Max	2,96	0,1	0,3
	Min	2,96	-0,1	-0,2
3	Max	2,93	0,2	0,4
	Min	2,93	-0,2	-0,4
2	Max	2,94	0,3	0,4
	Min	2,94	-0,3	-0,4
1	Max	2,95	0,5	0,6
	Min	2,95	-0,5	-0,6
PT	Max	3,47	0,5	1,2
	Min	3,47	-0,5	-1,2

Verifiche drift (SLC)				
Piano	Comb	h	drift x (‰ h)	drift y (‰ h)
4	Max	2,96	0,1	0,3
	Min	2,96	-0,1	-0,3
3	Max	2,93	0,3	0,5
	Min	2,93	-0,3	-0,4
2	Max	2,94	0,4	0,5
	Min	2,94	-0,4	-0,5
1	Max	2,95	0,6	0,8
	Min	2,95	-0,6	-0,8
PT	Max	3,47	0,6	1,5
	Min	3,47	-0,6	-1,5

La verifica deformativa dei tamponamenti può pertanto considerarsi soddisfatta, a conferma dell'elevata efficacia del sistema di isolamento nel contenere le deformazioni della sovrastruttura.

6.4.2 Verifica di resistenza dei pannelli murari

Come ampiamente discusso nel Capitolo 4, la vera innovazione concettuale della bozza del nuovo Eurocodice 8 risiede nella verifica di resistenza esplicita richiesta per i singoli pannelli di tamponamento. Trattando la tamponatura come un elemento resistente, la norma richiede che lo sforzo assiale di compressione (F_{Ed}) indotto dal sisma sul puntone diagonale fittizio non superi la resistenza di progetto a taglio orizzontale del pannello in laterizio ($V_{ap,Rd}$), opportunamente proiettata lungo l'asse della biella. Dall'estrazione degli sforzi assiali (N_{Ed}) sui puntoni del modello SAP2000 per la combinazione sismica SLV è emerso che la verifica di resistenza risulta sostanzialmente soddisfatta per la quasi totalità delle tamponature perimetrali e interne. Tuttavia, il calcolo ha fatto emergere una criticità localizzata: la capacità resistente è risultata superata esclusivamente in corrispondenza delle quattro tamponature perimetrali in mattone semipieno poste sugli spigoli delle facciate Est e Ovest, al primo piano dell'edificio. Dovendo comunque prevedere in fase esecutiva la restaurazione delle tamponature dei primi piani, si provvederà alla demolizione e ricostruzione di questi quattro pannelli murari, prevedendo l'utilizzo di mattoni semipieni con un più basso volume di vuoti, in quanto la resistenza aggiuntiva necessaria al soddisfacimento della verifica è molto contenuta.

6.5 Dettagli costruttivi

La progettazione di un sistema di isolamento alla base non si esaurisce nel solo calcolo strutturale dei dispositivi e agli interventi di rinforzo locale degli elementi strutturali e non strutturali, ma comporta anche la risoluzione di una complessa serie di problematiche architettoniche, impiantistiche ed esecutive. Disaccoppiare il moto di un intero edificio da quello del terreno e le sue fondazioni richiede infatti che la sovrastruttura possa muoversi liberamente, disponendo di uno franco di oscillazione compatibile con il massimo spostamento sismico di progetto al SLC ($d_{max} = 265,3mm$).

Qualsiasi interferenza tra la struttura isolata ed elementi fissi al terreno potrebbe provocare fenomeni di martellamento o il trasferimento diretto di azioni sismiche indesiderata alla sovrastruttura, compromettendo l'efficacia del sistema di isolamento. Pertanto, assumono un ruolo fondamentale nella progettazione lo studio dei dettagli costruttivi che interessano l'interfaccia di isolamento, al fine di garantire la continuità funzionale dell'edificio senza pregiudicarne la libertà di movimento.

Per la corretta valutazione delle soluzioni costruttive da adottare nel presente caso studio, è stato necessario, in primo luogo, realizzare le tavole di carpenterie relative alle piante e alle sezioni dell'edificio allo stato di progetto. La redazione di tali elaborati grafici ha permesso di visualizzare in modo chiaro il nuovo assetto strutturale (conseguente agli interventi di rinforzo descritti nei paragrafi precedenti) e di inquadrare con esattezza le interferenze spaziali, guidando la progettazione dei dettagli costruttivi necessari al corretto funzionamento del sistema di isolamento.

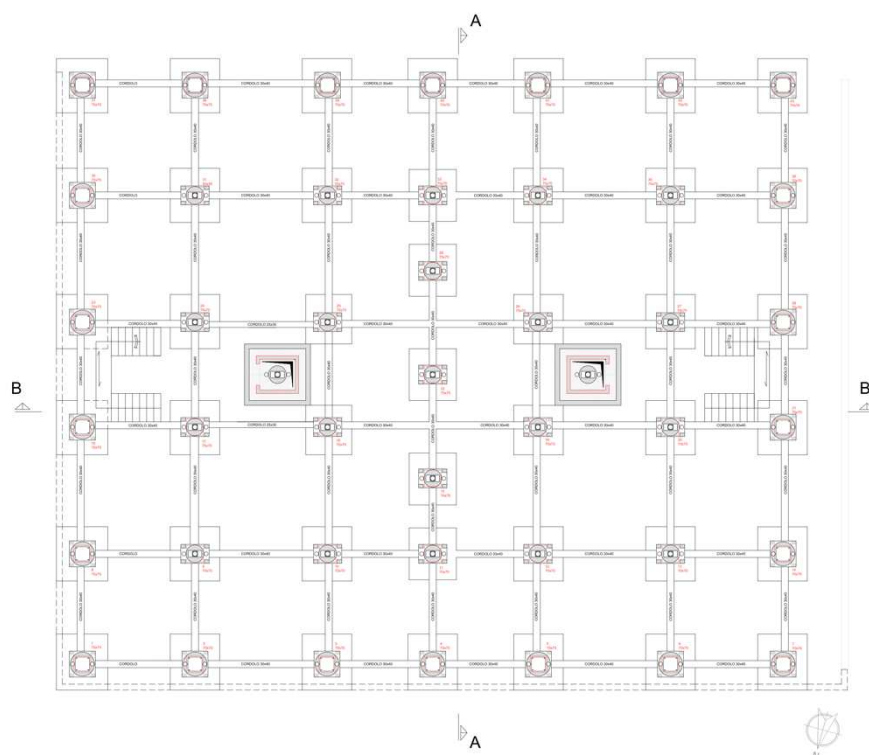


Figura 6.25: Carpenteria dell'edificio nello stato di progetto. Pianta fondazione (scala 1:50).

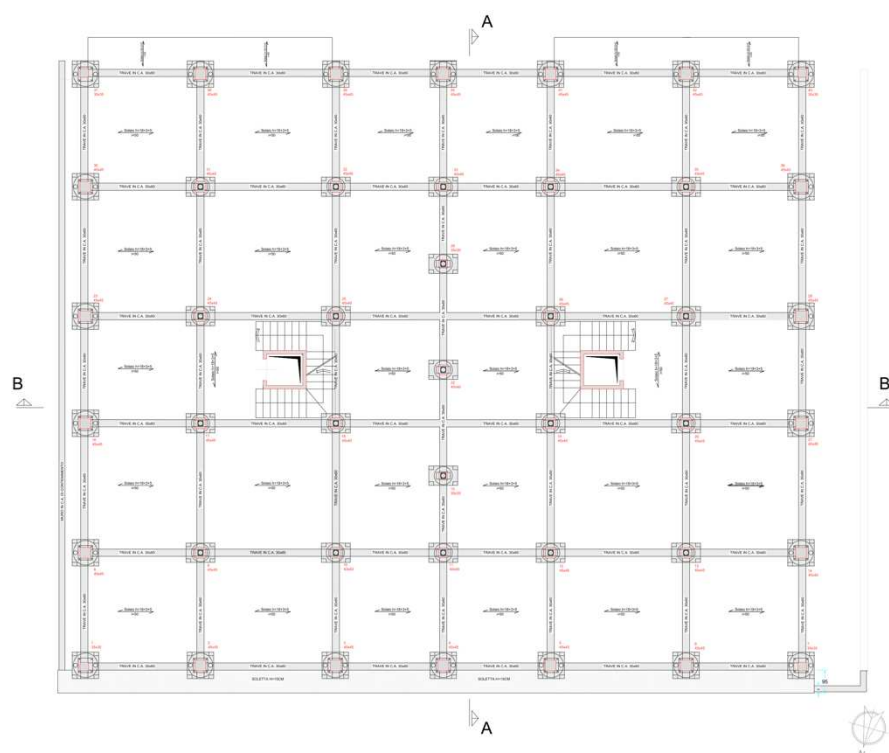


Figura 6.26: : Carpenteria dell'edificio nello stato di progetto. Pianta piano terra (scala 1:50).

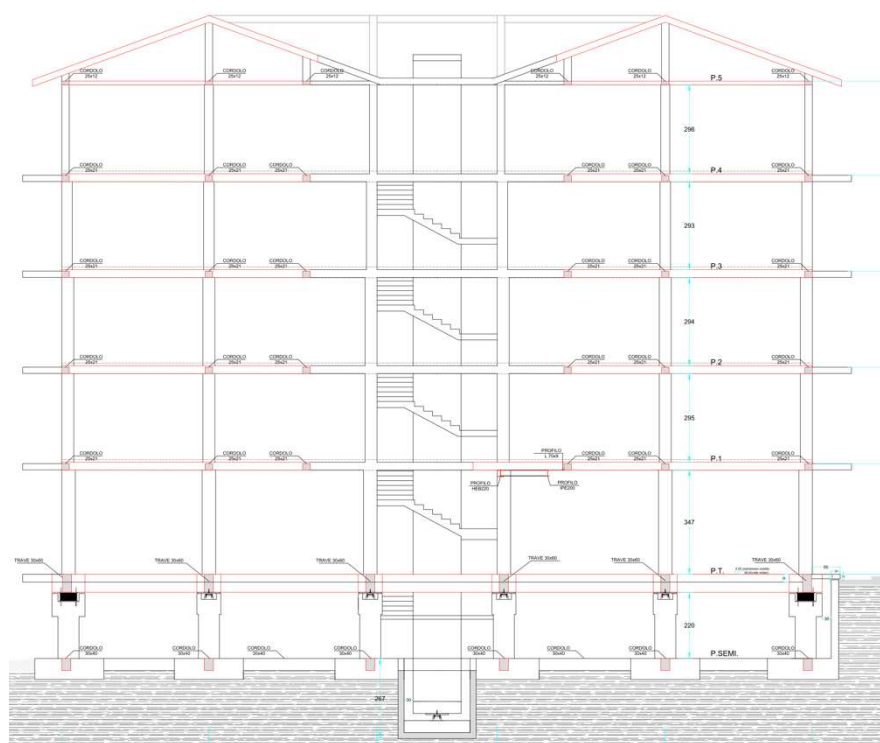


Figura 6.27: Carpenteria dell'edificio nello stato di progetto. Sezione A-A (scala 1:50).

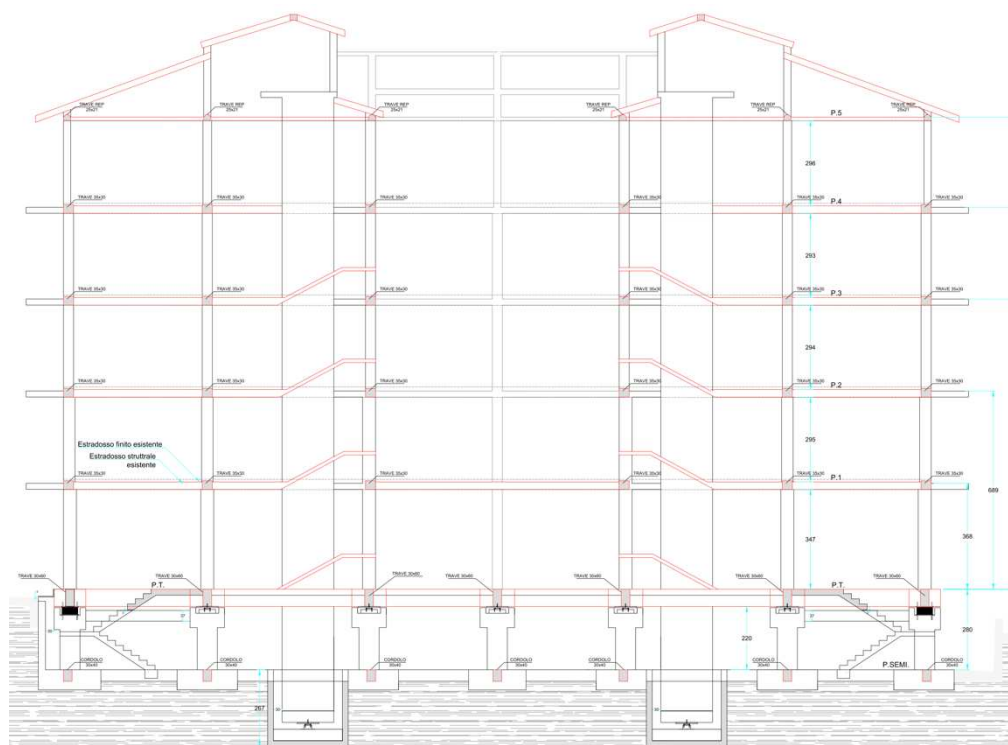


Figura 6.28: Carpenteria dell'edificio nello stato di progetto. Sezione B-B (scala 1:50).

6.5.1 Definizione del giunto sismico perimetrale e adeguamento degli accessi

Uno degli aspetti progettuali più delicati riguarda la gestione del giunto sismico perimetrale in corrispondenza delle aree di contatto tra l'edificio in elevazione e il terreno circostante. Affinché il sistema di isolamento possa svolgere correttamente la sua funzione, la sovrastruttura deve essere libera di traslare orizzontalmente senza incontrare ostacoli che possano generare martellamenti o attriti in grado di alterarne il comportamento dinamico. A tal fine, è necessario prevedere lungo l'intero perimetro del fabbricato un giunto sismico continuo, avente ampiezza non inferiore al massimo spostamento di progetto al SLC. A favore di sicurezza, per lo stato di progetto è stata adottata un'ampiezza del giunto sismico di 30cm. Tuttavia, come descritto nel Capitolo 4, il piano seminterrato presenta due lati interrati (lato Nord e lato Est), originariamente delimitati con murature controterra. Nel nuovo assetto strutturale isolato, l'ingombro del terreno adiacente ostacolerebbe immediatamente qualsiasi movimento della sovrastruttura. Di conseguenza, per garantire il giunto sismico di 30cm lungo l'intero perimetro dell'edificio, il progetto prevede lo sbancamento del terreno a ridosso dei due fronti e la realizzazione di nuovi muri in c.a. di contenimento di spessore 250mm.

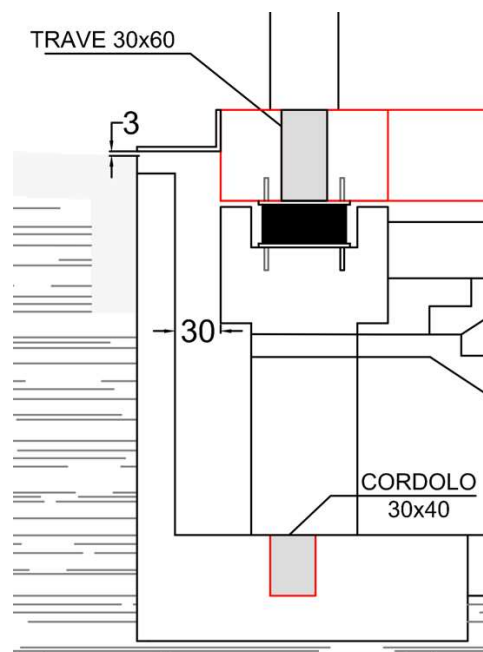


Figura 6.29: Dettaglio costruttivo: muro di contenimento in c.a. e franco di sicurezza laterale.

La presenza di tale discontinuità attorno al perimetro dell'edificio risulta particolarmente critica in corrispondenza della facciata Nord, dove devono essere contemporaneamente garantite la libertà di movimento della struttura isolata e la piena funzionalità degli accessi al piano terra. Per risolvere tale problematica, il progetto prevede la realizzazione di una soletta a sbalzo in calcestruzzo armato di spessore pari a 15cm, solidale all'impalcato irrigidito del piano terra. Essa si estende per 95 cm oltre il filo esterno delle tamponature, sormontando il fossato perimetrale e prolungandosi per 300mm oltre il ciglio dello stesso, così da garantire un adeguato margine di sicurezza per l'appoggio. La soletta si sovrappone alla pavimentazione stradale esterna senza instaurare alcun collegamento rigido con essa, preservando così la completa libertà di scorrimento orizzontale della sovrastruttura isolata. Sul lato della facciata Est (Figura 6.28), non essendoci accessi alla struttura, la copertura del fossato è stata affidata, invece, a una semplice lamiera d'acciaio a sbalzo di 30mm di spessore.

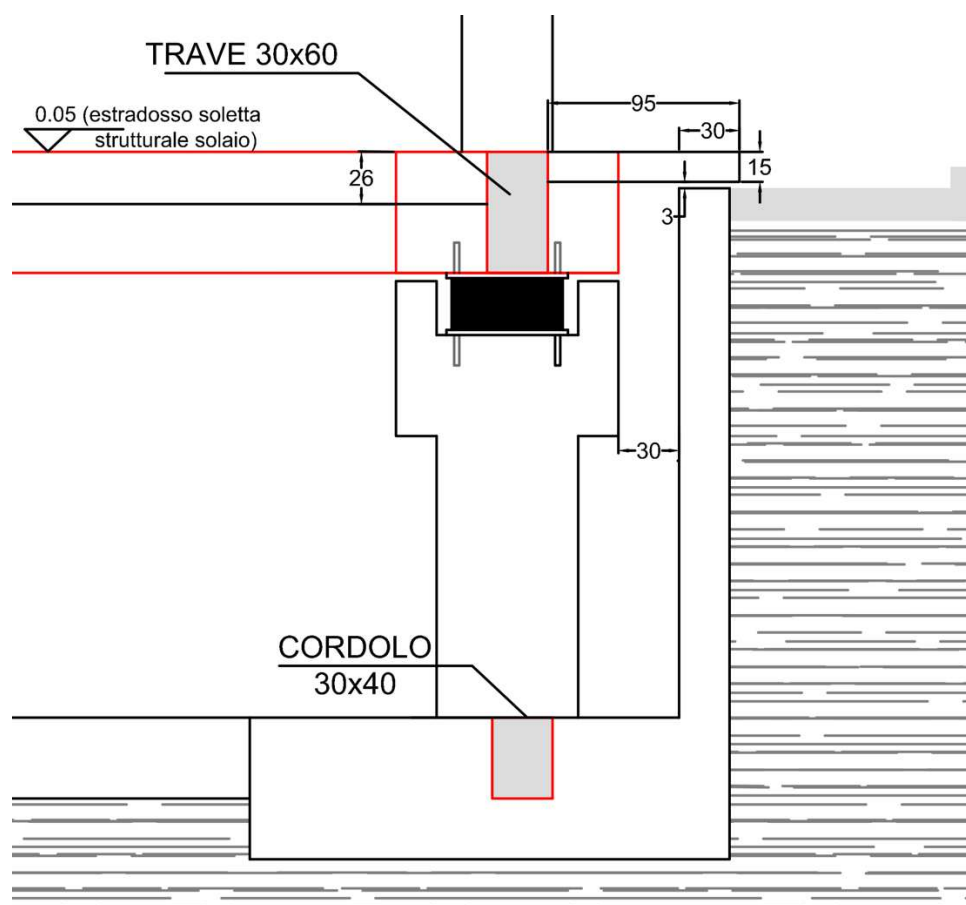


Figura 6.30: Dettaglio costruttivo: solaio a sbalzo.

Un altro aspetto importante da gestire nell'inserimento del piano di isolamento sono la definizione delle quote altimetriche di progetto. Il rinforzo dell'impalcato del piano terra, mediante la realizzazione della nuova soletta collaborante, determina infatti un innalzamento della quota finita strutturale di circa 5 cm rispetto allo stato di fatto. A partire da tale livello sono state impostate le nuove travi di irrigidimento in calcestruzzo armato di sezione 30×60 cm, che definiscono la quota di installazione del piano di isolamento.

Inoltre, per garantire il mantenimento del franco di sicurezza tra la soletta a sbalzo e il piano stradale è stato necessario prevedere uno scavo locale del piazzale esterno. La continuità funzionale tra il piano terra e il piano stradale sarà garantita mediante l'impiego di appositi sistemi coprigiunto per edifici isolati, progettati per assecondare gli spostamenti orizzontali di progetto senza compromettere la percorribilità degli accessi durante le condizioni di esercizio ordinario. Tali dispositivi svolgono inoltre una funzione di protezione del giunto, impedendo l'accumulo di detriti o l'introduzione accidentale di oggetti che potrebbero ostacolare il libero movimento della struttura durante un evento sismico.

6.5.2 Adeguamento dei collegamenti verticali rigidi: vani scala e nuclei ascensore

Gli elementi strutturali verticali caratterizzati da elevata rigidità e continuità, quali i nuclei ascensore e i vani scala, rappresentano uno degli aspetti più delicati nella progettazione di edifici isolati alla base, poiché possono costituire un vincolo indesiderato agli spostamenti relativi tra sovrastruttura e sottostruttura. Nel caso in esame, l'interfaccia di isolamento principale è stata collocata in sommità ai pilastri del piano seminterrato. I nuclei ascensore, tuttavia, devono necessariamente appartenere alla sovrastruttura isolata per garantire la continuità funzionale del vano corsa. A tal fine, è stato previsto l'inserimento di una slitta a scorrimento alla base di ciascun nucleo, posta al di sotto della fondazione dei setti in calcestruzzo armato. L'intervento richiede la realizzazione di una nuova soletta di fondazione in calcestruzzo armato, avente funzione di piano di appoggio per il dispositivo. Per consentire il libero spostamento del nucleo rispetto alle fondazioni fisse sottostanti, è stato inoltre previsto un giunto sismico perimetrale di ampiezza pari a 30 cm lungo l'intero contorno della base dei setti. L'adozione di tale dettaglio costruttivo ha reso necessaria una

Technical drawing of a square structural node, likely a column-to-column joint or a central panel. The drawing shows a central square panel with a circular opening in the center, surrounded by a square frame. The panel is labeled with dimensions 280.0 (width) and 260.0 (height). The central opening has a diameter of 30.0. The panel is supported by four columns, labeled CORDOLO 25x30 (top and bottom) and CORDOLO 30x40 (left and right). The columns are connected to the panel via four circular nodes, labeled 24 (top-left), 25 (top-right), 17 (bottom-left), and 18 (bottom-right). Each node is shown in a cross-section view, indicating a 70x70 size. The overall dimensions of the node assembly are 210.0 (width) and 210.0 (height).

160

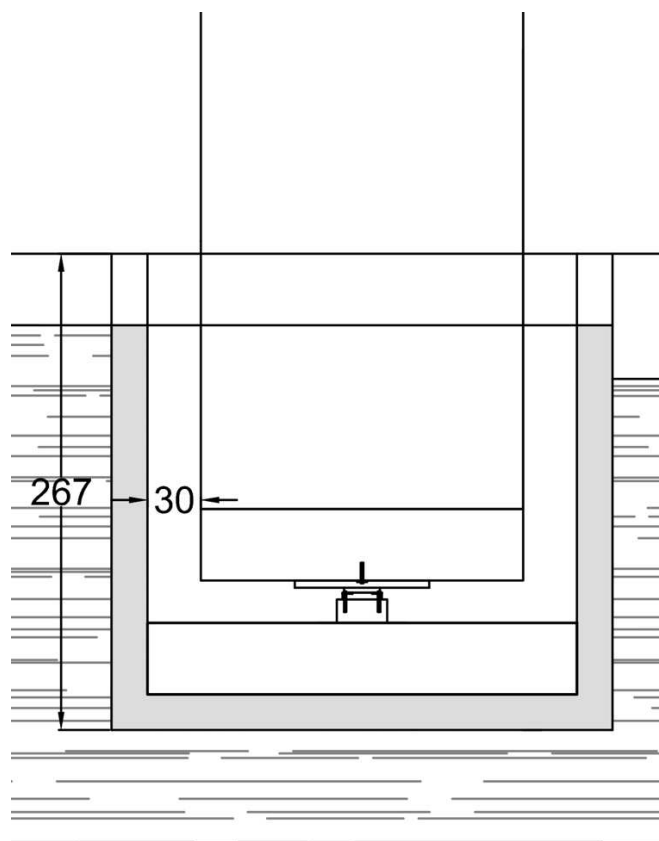


Figura 6.32: Dettaglio costruttivo: isolamento del vano ascensore e giunto sismico.

Un'altra criticità si è manifestata per l'adeguamento dei vani scala. Nell'edificio esistente, infatti, le rampe del piano seminterrato si sviluppano in stretta aderenza ai nuclei ascensore, senza essere collegati. La soluzione apparentemente più immediata, consistente nell'integrare scale e ascensori in un unico blocco isolato, è risultata impraticabile a causa della presenza dei pilastri delle campate adiacenti, che non avrebbero consentito la realizzazione del necessario giunto sismico perimetrale. Si è pertanto optato per la demolizione delle rampe esistenti del piano seminterrato e per la loro ricostruzione nelle campate esterne adiacenti ai vani ascensore. L'intervento prevede l'introduzione di una discontinuità in corrispondenza della quota di isolamento, mediante il taglio della scala e la separazione tra la porzione inferiore solidale alla sottostruttura e quella superiore appartenente alla sovrastruttura isolata. Per far questo, però, è necessaria la realizzazione di una trave tra i due capitelli dei pilastri adiacenti, al fine di sostenere la parte di rampa tra il pianerottolo di piano e il taglio sismico. L'altezza della trave è di 37cm, per garantire il collegamento a due gradini.

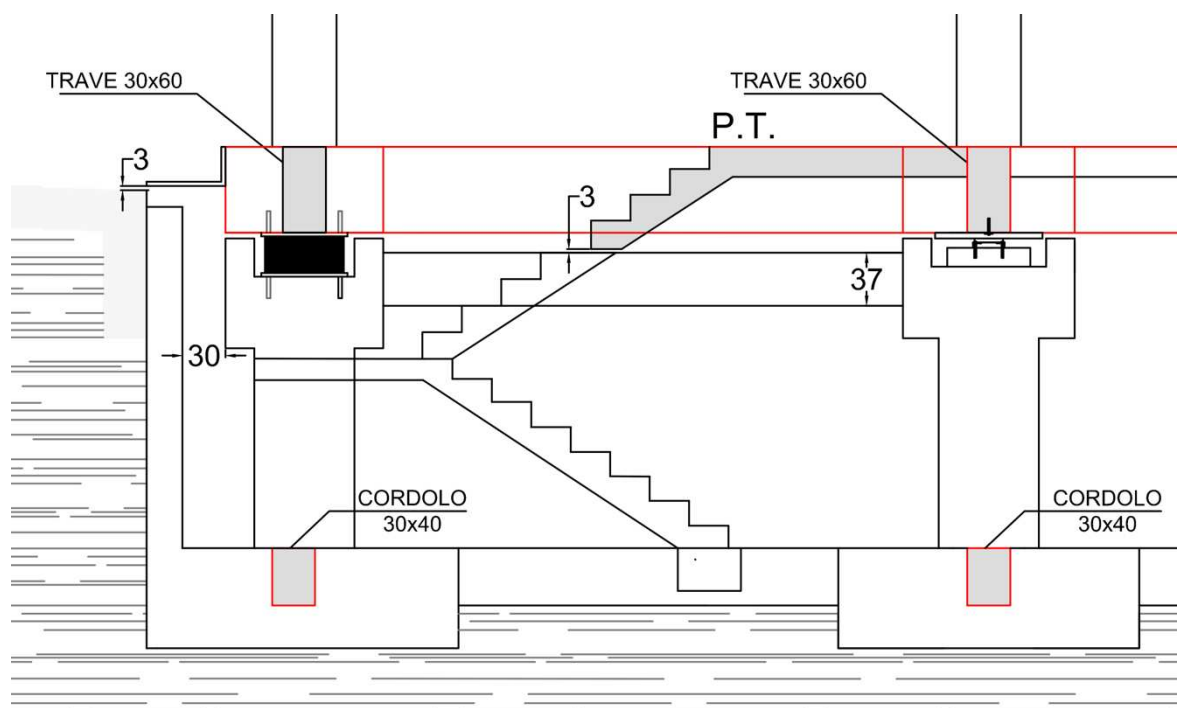
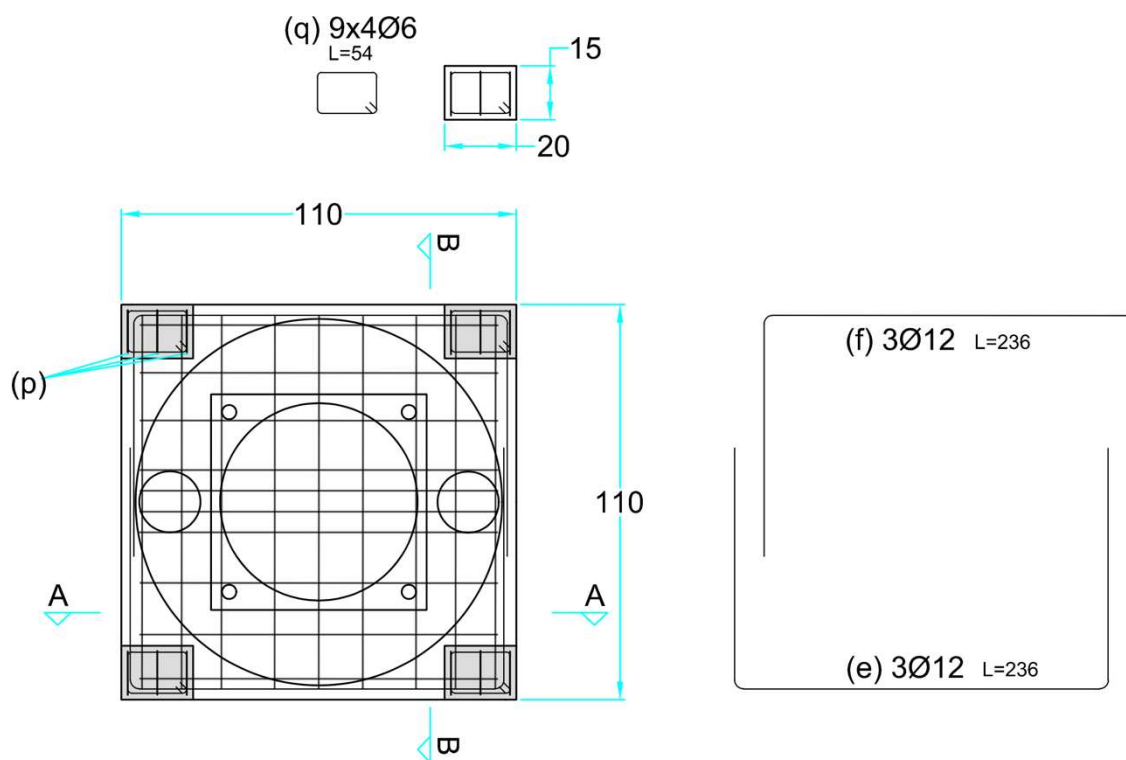


Figura 6.33: Dettaglio costruttivo: taglio della scala.

In questo modo viene garantita la completa indipendenza cinematica tra le due parti dell'edificio, preservando al contempo la funzionalità dei collegamenti verticali. Inoltre, l'intervento risulta compatibile con i vincoli architettonici dell'edificio, poiché al piano terra la campata centrale in direzione Y è destinata a spazi comuni e non ospita unità residenziali, permettendo così la riorganizzazione del sistema di collegamento verticale senza interferire con gli ambienti abitativi.

6.5.3 Inserimento dispositivi antisismici: dettagli costruttivi

L'installazione dei dispositivi di isolamento in sommità ai pilastri non si esaurisce nel semplice appoggio, ma richiede lo studio di complessi dettagli costruttivi. Innanzitutto, è stata prevista la realizzazione di capitelli in calcestruzzo armato in testa ai pilastri del piano seminterrato, i quali sono stati dimensionati con un ingombro planimetrico 110x110cm per ospitare gli isolatori elastomerici (HDRB) e 120x80cm per alloggiare le slitte. Qualora, nel corso della vita nominale dell'edificio o a seguito di un evento sismico eccezionale, si rendesse necessaria la sostituzione di un dispositivo, i martinetti permetterebbero di sollevare localmente la sovrastruttura di pochi millimetri, scaricando l'isolatore e consentendone lo sfilamento in totale sicurezza. Specularmente, in corrispondenza dell'intradosso delle nuove travi di base (30x60 cm), sono stati previsti appositi ringrossi, delle stesse dimensioni planimetriche dei capitelli sottostanti, per fornire una superficie piana di contrasto per i martinetti stessi. La progettazione delle armature interne dei capitelli è stata peraltro infittita proprio per sopportare le elevate tensioni locali concentrate indotte dall'eventuale spinta dei martinetti.



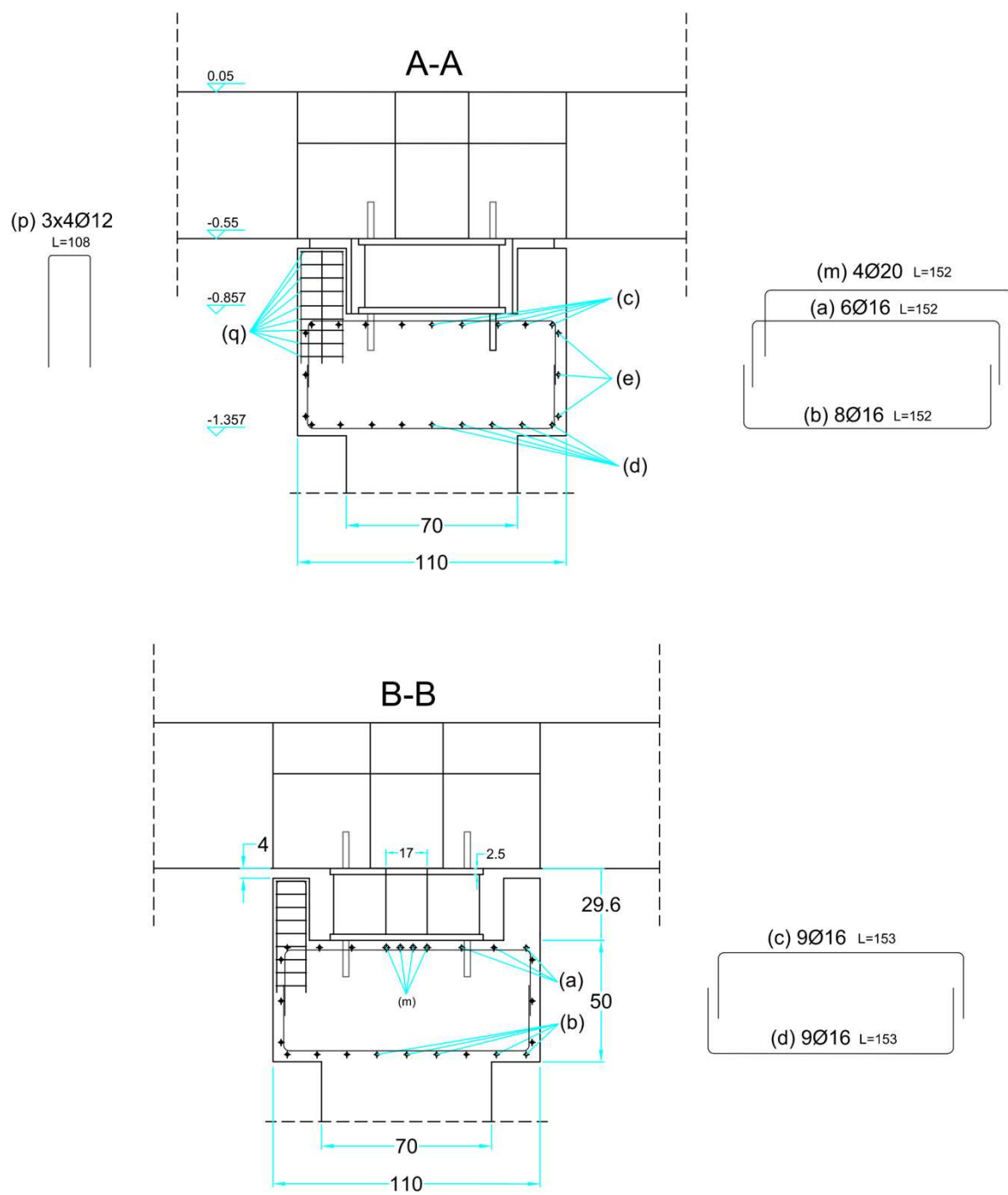
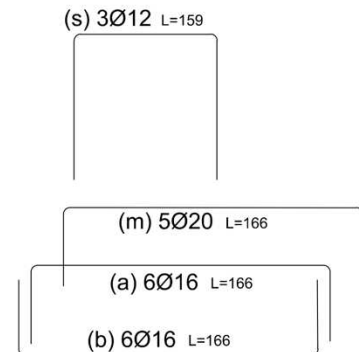
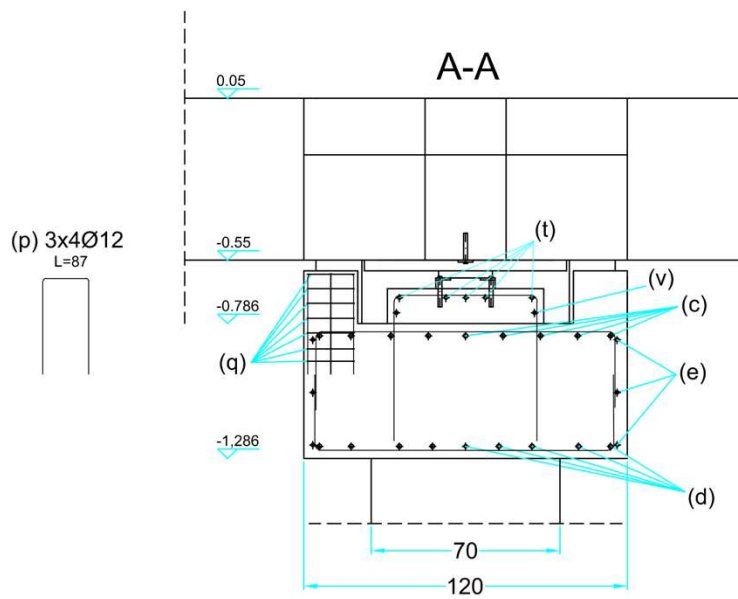
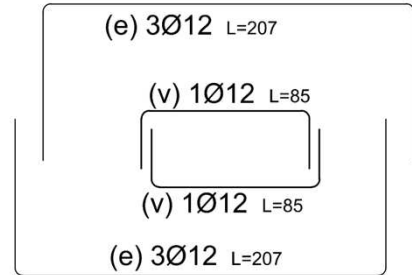
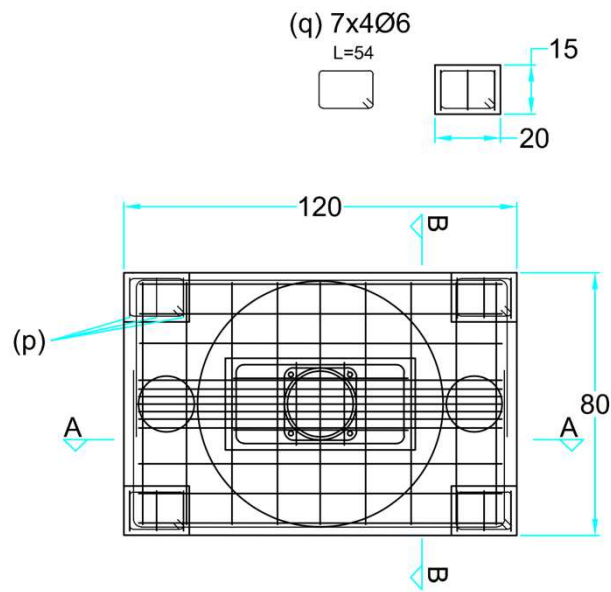


Figura 6.34: Carpenteria degli isolatori elastomerici scala 1:20.



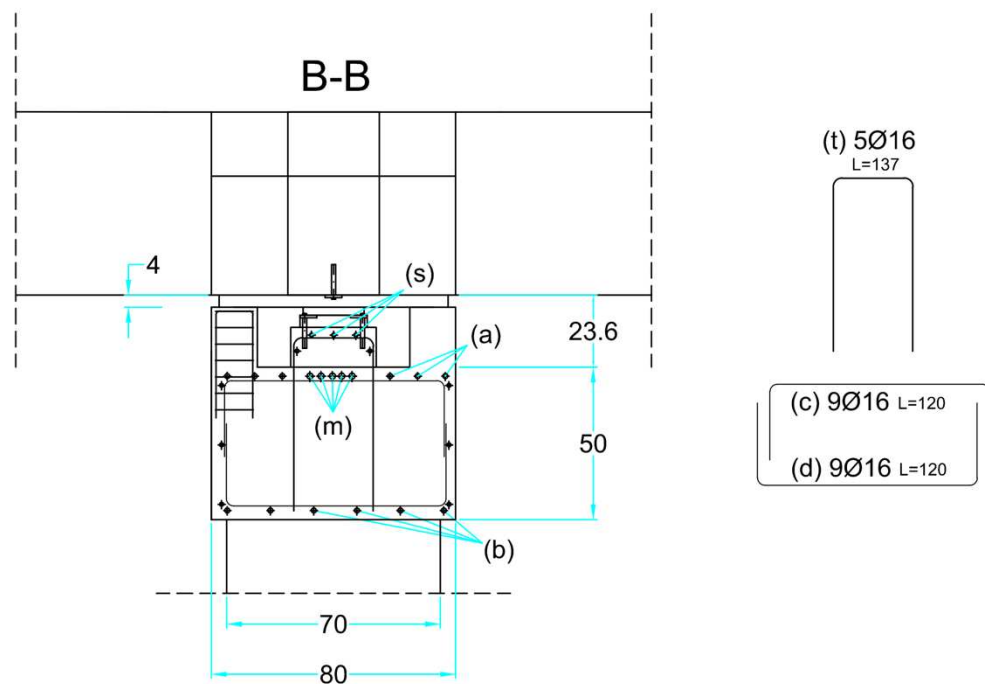


Figura 6.35: Carpenteria degli isolatori a scorrimento piani (slitte) scala 1:20.

A completamento del dettaglio costruttivo, come si evince dai disegni di carpenteria, in corrispondenza dei quattro vertici di ciascun capitello è prevista l'installazione di sostegni di emergenza. Questi appoggi provvisori in calcestruzzo armato sono dimensionati mantenendo un franco altimetrico rispetto all'intradosso della trave sovrastante. Il loro scopo è subentrare istantaneamente nel sostegno del carico verticale in caso di collasso del dispositivo principale. Tale scenario di cedimento si può verificare in caso di sviluppo di un incendio localizzato nel piano seminterrato, in quanto comporterebbe un rapido degrado delle proprietà meccaniche degli strati in gomma degli isolatori elastomerici e del disco in PTFE (o in polimero speciale ad altissimo peso molecolare) delle slitte.

Tuttavia, il contatto rigido tra la sovrastruttura e gli appoggi d'emergenza annullerebbe di fatto l'effetto di isolamento, riportando la struttura a un comportamento a base fissa. È pertanto indispensabile che siano adottate adeguate misure di prevenzione incendi per scongiurare che un innesco accidentale possa mai raggiungere e compromettere i dispositivi di protezione sismica.

6.5.4 Adeguamento e protezione delle reti impiantistiche

Un ulteriore aspetto di fondamentale importanza nella progettazione di edifici isolati alla base riguarda la gestione e la salvaguardia delle reti impiantistiche. Garantire la piena operatività dei servizi tecnologici a seguito di un evento sismico costituisce infatti uno dei principali benefici dell'isolamento sismico, risultando essenziale per assicurare la continuità d'uso dell'edificio e la sicurezza degli occupanti. La criticità principale si manifesta in corrispondenza dell'attraversamento del piano di isolamento. Tutte le reti che collegano la sottostruttura alla sovrastruttura (quali impianti idrico-sanitari, reti fognarie, linee del gas, impianti elettrici e infrastrutture dati) sono infatti soggette agli spostamenti relativi imposti dal funzionamento del sistema di isolamento. In assenza di opportuni accorgimenti progettuali, tali movimenti potrebbero provocare danneggiamenti localizzati o l'interruzione del servizio. È pertanto indispensabile che gli attraversamenti siano progettati per accomodare gli spostamenti massimi previsti allo Stato Limite di Collasso (SLC), preservando la continuità funzionale delle reti.

Le soluzioni adottabili variano in funzione della tipologia di impianto. Nel caso delle tubazioni caratterizzate da elevata rigidità, quali le reti idrauliche e di adduzione del gas, solitamente è necessario prevedere specifici giunti flessibili tridimensionali in grado di assorbire le traslazioni e le rotazioni previste dal progetto. Tali dispositivi richiedono adeguati spazi di installazione e devono pertanto essere integrati sin dalle prime fasi progettuali. Per le reti naturalmente deformabili, quali i cablaggi elettrici e i sistemi di trasmissione dati, la protezione può invece essere ottenuta mediante la predisposizione di opportune riserve di lunghezza, realizzate attraverso configurazioni ad ansa o a cappio, dimensionate in modo da consentire l'intera escursione sismica prevista.

Sebbene tali accorgimenti costruttivi siano concettualmente semplici, la loro corretta progettazione e realizzazione riveste un ruolo determinante per il raggiungimento delle prestazioni attese. Un'esecuzione non adeguata potrebbe infatti compromettere la funzionalità delle reti impiantistiche e, di conseguenza, ridurre il livello di operatività dell'edificio successivamente all'evento sismico.

7 Intervento di adeguamento sismico con controventi dissipativi esterni

La seconda strategia di intervento analizzata per l'adeguamento sismico del "Collegio Fazzini" prevede la realizzazione di controventi esterni rigidi a struttura metallica, collegati a livello di piano con l'edificio da proteggere tramite dissipatori viscosi. Durante l'evento sismico tali dispositivi vengono attivati dagli spostamenti relativi di piano che si manifestano tra la costruzione esistente e i controventi stessi. Di conseguenza, per massimizzare l'efficacia del sistema dissipativo, il progetto deve sfruttare quanto più possibile la deformabilità del telaio originario realizzando delle strutture esterne di controvento sufficientemente rigide. Sulla base delle analisi modali condotte sui modelli dell'edificio con e senza tamponature (illustrate in modo approfondito al Capitolo 5) si è scelto di eliminare le tamponature esistenti (troppo rigide) inserendo nuove tamponature più deformabili (realizzate non in laterizio ma con pannelli prefabbricati in cartongesso). In particolare il telaio nudo esibisce un periodo fondamentale T_1 significativamente più elevato (2,28s contro gli 0,71s del modello con tamponature), consentendo lo sviluppo di maggiori spostamenti di piano e, conseguentemente, una migliore efficienza dei dissipatori. Come prima cosa è stata quindi stimata l'influenza della nuova tamponatura sul comportamento dinamico del telaio nudo, per poi passare alla progettazione del sistema di controventi esterni, che include sia i dissipatori che la struttura esterna di contrasto in acciaio.

7.1 Stima del periodo del modello con tamponatura in cartongesso

L'intervento prevede la demolizione di tutte le tamponature in laterizio esistenti e la loro sostituzione con pannelli a secco in cartongesso. Dal punto di vista strutturale, sebbene estremamente più flessibili rispetto al laterizio, i pannelli in cartongesso offrono comunque un modesto contributo di rigidezza al telaio che non può essere trascurato in fase di analisi modale, al fine di non sovrastimare gli spostamenti sismici di progetto. Si è resa pertanto necessaria un'accurata quantificazione di tale aliquota irrigidente.

Per la loro modellazione numerica, si è assunto come base di partenza il telaio con tamponature implementate secondo la nuova bozza dell'Eurocodice 8. L'incidenza delle masse sismiche è stata aggiornata riducendo convenzionalmente a circa un terzo i carichi permanenti non strutturali precedentemente associati alle tamponature in laterizio originali. In assenza di normative specifiche, la stima della rigidezza dei nuovi pannelli a secco è stata condotta basandosi su dati sperimentali di autorevole letteratura (Landolfo et al., 2019). Dai risultati di prove cicliche eseguite nel piano su pannelli in cartongesso di dimensioni 240x270cm, si evince una rigidezza orizzontale secante di circa $1500kN/m$.

Volendo indagare il comportamento elastico iniziale delle tamponature (fase non fessurata), è stato stimato un valore di rigidezza elastica orizzontale della tamponatura in cartongesso di $6000kN/m$. Convertendo tale rigidezza orizzontale nella corrispondente rigidezza assiale di un puntone diagonale e rapportandola alla rigidezza assiale precedentemente calcolata per i pannelli in laterizio pieno (secondo le formule dell'Eurocodice 8), si è ottenuto un coefficiente di riduzione della rigidezza pari a 0.02.

Moltiplicando per tale fattore la rigidezza di tutti i puntoni diagonali in laterizio modellati in SAP2000 (i quali incorporavano già le riduzioni geometriche per le aperture), si è ottenuto il modello definitivo dell'edificio con le nuove tamponature leggere. L'analisi modale condotta su tale configurazione ha restituito un nuovo periodo fondamentale di vibrazione pari a $T_1 = 1.95s$ (con $\omega_0 = 3.22 rad/s$).

Modello con tamponature in gesso							
Modo di vibrare	T [s]	Ux	Uy	Rz	SumUx	SumUy	SumRz
1	1,950	0,743	0,000	0,003	0,743	0,000	0,003
2	1,705	0,000	0,762	0,004	0,743	0,762	0,007
3	1,491	0,002	0,004	0,782	0,745	0,765	0,790

Figura 7.1: Periodi e coefficienti di partecipazione modale del modello con tamponature in cartongesso.

Tuttavia, al fine di valutare la sensibilità prestazionale dei controventi dissipativi esterni rispetto alle incertezze di modellazione, si è ipotizzato un secondo scenario. Mettendo in conto ulteriori contributi irrigidenti fisiologicamente presenti nella struttura reale e non pienamente catturati dal modello di calcolo, si è stimato prudenzialmente un limite inferiore

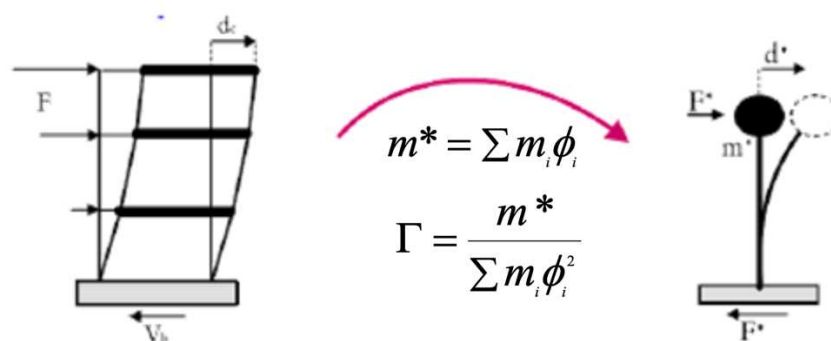
per il periodo fondamentale pari a **1.65s**. Le successive analisi di progettazione dell'intervento sono state pertanto condotte in parallelo per entrambi i periodi ottenuti da questo studio preliminare, per valutare e quantificare l'incidenza dell'accuratezza della stima del periodo della struttura esistente sulla progettazione finale dei controventi dissipativi.

7.2 L'approccio progettuale semplificato (controventi infinitamente rigidi)

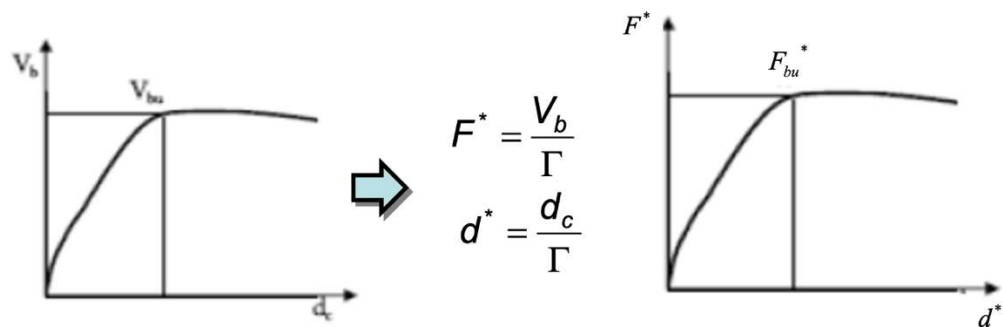
La progettazione del sistema di protezione sismica con controventi dissipativi esterni richiede lo svolgimento di una procedura analitica iterativa. Nell'approccio semplificato, si assume l'ipotesi cinematica che il controvento esterno di contrasto sia infinitamente rigido, considerando quindi massima l'efficacia dei dissipatori applicati.

L'approccio progettuale semplificato si articola in quattro step fondamentali:

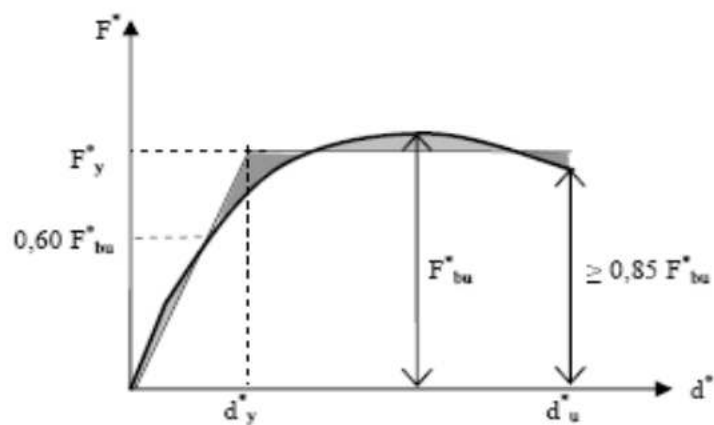
1. Valutazione della capacità della struttura esistente: Partendo dai risultati di un'analisi statica non lineare (Pushover), la curva di capacità del telaio spaziale (sistema a più gradi di libertà, MDOF) viene convertita nella curva di un oscillatore semplice equivalente a un grado di libertà (SDOF). Questo passaggio è necessario perché la domanda sismica per i vari stati limite è formulata in termini di spettro di risposta, che per definizione fa riferimento ad un oscillatore semplice.



Questo avviene operativamente dividendo le ascisse e le ordinate della curva di capacità della struttura per il fattore di partecipazione modale Γ .

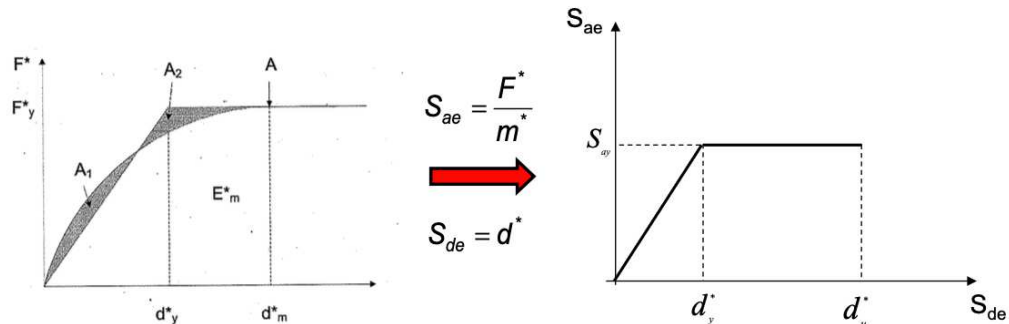


Successivamente, alla curva di pushover del sistema equivalente occorre sostituire una curva bilineare avente un primo tratto elastico ed un secondo tratto perfettamente plastico. Il tratto elastico si individua imponendo il passaggio per il punto $0,6 F_{bu}^*$ della curva di capacità del sistema equivalente. La forza di plasticizzazione F_y^* si individua imponendo l'uguaglianza delle aree sottese dalla curva bilineare e dalla curva di capacità per lo spostamento massimo d_u^* , che coincide con il minimo tra lo spostamento massimo del telaio esistente e lo spostamento in corrispondenza di una riduzione di resistenza massima di $0,15 F_{bu}^*$.



Infine, la curva di capacità bilinearizzata viene riportata nel piano *ADRS* (*Acceleration-Displacement Response Spectrum*), che ha in ordinata la pseudo-accelerazione spettrale (S_{ae}) e in ascissa lo spostamento relativo spettrale (S_{de}). La curva di capacità sul piano *ADRS* può essere ottenuta semplicemente scalando le

ordinate, ovvero i valori della forza F^* , per la massa partecipante m^* in modo da ottenere un'accelerazione.



Definita la curva bilineare e la duttilità disponibile $\mu_t = \frac{s_u}{s_{ty}}$, si può risalire allo smorzamento e alla rigidezza equivalenti del telaio esistente (lineare equivalente) applicando le seguenti formulazioni note in letteratura.

$$V_t^1, s_u \rightarrow \mu_t = s_u / s_{ty} \rightarrow K_t = \frac{V_t^1}{s_u}$$

$$\xi_t = 0,05 + 0,565 \frac{\mu_t - 1}{\mu_t \pi}$$

The diagram shows a bilinear model with yield strength V_t^1 and ultimate strength s_u . The yield displacement is s_{ty} and the ultimate displacement is s_u . The equivalent stiffness is K_t and the equivalent damping is ξ_t . The diagram is labeled (descrizione visco-elastica).

2. Definizione del sistema accoppiato e della domanda: a questo punto si sovrappone la curva di capacità così ottenuta allo spettro di risposta sismico di progetto (ridotto in base allo smorzamento target). L'incognita del problema diviene la quota di smorzamento viscoso aggiuntivo (ξ_c) che i dispositivi dissipativi dovranno fornire per far sì che la domanda sismica intersechi la curva di capacità al di sotto della soglia di collasso (*Performance Point*). Essendo i dissipatori elementi puramente viscosi, si assume che essi non forniscano alcun contributo aggiuntivo alla rigidezza del telaio ($K_{tot} = K_t$).
3. Calcolo iterativo: Poiché lo spettro di domanda varia in funzione dello smorzamento viscoso inserito, la determinazione del parametro ξ_c avviene per via iterativa,

incrementandone il valore fino a uguagliare la domanda sismica con la capacità del sistema.

4. Dimensionamento dei dispositivi: Noto lo smorzamento viscoso totale richiesto, si procede al calcolo dell'energia che i dispositivi dovranno dissipare. Ipotizzando un comportamento uguale dei dissipatori ad ogni piano ($c = c_i$) e l'utilizzo di dispositivi viscosi lineari, si può risalire alla costante viscosa di piano c dalla seguente relazione basata sul bilancio energetico:

$$\xi = \xi_t + \frac{c \sum_i s_i^2}{2 \omega_u^2 \sum_i m_i (\phi^i)^2} \rightarrow c$$

Trovata la costante di piano c , dividendola per il numero di dissipatori previsti in pianta in una direzione, si ottiene la costante viscosa di progetto c_i per il singolo smorzatore. Definita quindi la configurazione di progetto dei dissipatori, che nel caso in esame risulta proporzionale alle masse di piano (Figura 7.2), è possibile determinare la forza sviluppata da ciascun dispositivo mediante la relazione $F_i = c \omega s_i$. Infine, tale valore dimensionante consente di effettuare le verifiche per il dimensionamento dei bracci di collegamento e delle relative connessioni.

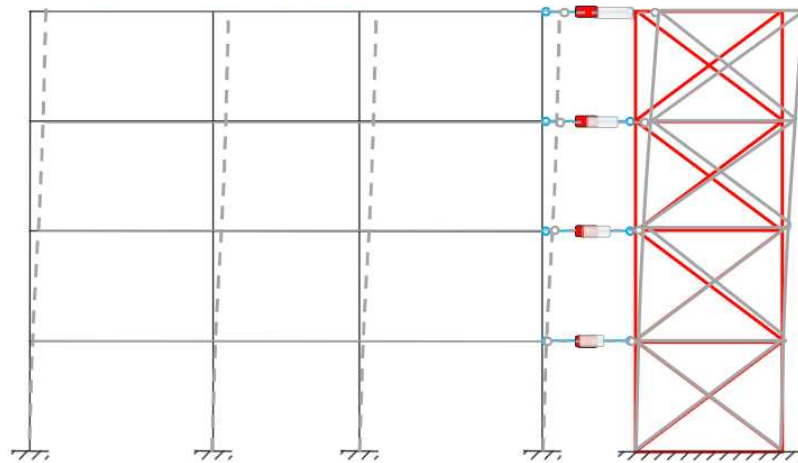


Figura 7.2: Configurazione degli smorzatori proporzionale agli spostamenti di piano.

7.2.1 Progettazione con approccio semplificato

Questa procedura di progettazione viene definita semplificata poiché si basa sull'ipotesi che il controvento esterno sia infinitamente rigido. In tali condizioni, la determinazione della costante viscosa di piano (c) risulta immediata, in quanto lo spostamento relativo del dissipatore coincide con lo spostamento di piano della struttura esistente. Inoltre, come detto, essendo i dissipatori fluido viscosi lineari dispositivi puramente dissipativi, essi non introducono alcuna rigidità aggiuntiva nel sistema e, di conseguenza, non modificano il periodo proprio dell'edificio.

Nell'ambito di tale schematizzazione, la struttura di controvento rimane sostanzialmente indeformata durante il moto sismico, mentre l'edificio continua a oscillare secondo le proprie forme modali e con il periodo originario. L'intero spostamento di piano viene pertanto trasferito ai dissipatori, che risultano così pienamente attivati e in grado di esprimere la massima capacità dissipativa prevista dal modello teorico.

La progettazione del sistema di controventamento dissipativo del presente caso studio è stata condotta con l'obiettivo di massimizzare lo smorzamento equivalente, portandolo al limite del 28%. Tale soglia rappresenta il massimo valore ammesso dalla norma vigente (NTC2018) per l'esecuzione di un'analisi lineare con spettro di risposta e risulta associata al valore minimo del fattore di riduzione delle accelerazioni spettrali ($\eta = 0,55$). Come obiettivo di progetto è stata assunta la completa assenza di danni strutturali e non strutturali fino allo SLV (quindi comportamento elastico lineare dell'edificio), verificando a posteriori che il livello di danno allo SLC sia accettabile e compatibile con le minime risorse in duttilità dell'edificio esistente. Una volta calibrati i dispositivi allo SLV (cioè valutate le costanti viscosi da adottare), i risultati saranno estesi alle verifiche allo SLC, assicurandosi di adottare dispositivi con una corsa utile e una resistenza idonee a sopportare le maggiori deformazioni richieste e dimensionando le carpenterie dei controventi esterni per gli incrementi di forza sviluppati allo SLC. Nel presente elaborato di tesi verrà affrontato solo il dimensionamento allo SLV, che è stato affrontato in prima battuta con il metodo precedentemente descritto in cui è stato assunto un comportamento elastico lineare della struttura.

Nel dettaglio, gli spostamenti modali di piano, ottenuti dall'analisi modale eseguita sul modello SAP2000, sono stati utilizzati come dati di input per un apposito foglio di calcolo sviluppato per la risoluzione inversa dell'equazione di progetto dei dissipatori, illustrata al punto 3 del paragrafo precedente. Imponendo uno smorzamento equivalente pari al 28%, è stato possibile ottenere in modo diretto il valore della costante viscosa totale di piano (c) che il sistema di dissipazione deve garantire ad ogni piano da cui è possibile ottenere la costante viscosa del singolo dispositivo (ci) dividendo per il numero di dispositivi per piano in ogni direzione (4 nel caso in esame). Di seguito si riportano i risultati della analisi condotte in parallelo per i due periodi della struttura di partenza definiti inizialmente. Dai risultati si evince chiaramente come il valore della costante viscosa sia sensibile al periodo stimato per la costruzione esistente.

Progetto semplificato			Progetto semplificato		
Tstr	C	$\xi_{d,eq}$	Tstr	C	$\xi_{d,eq}$
[s]	[kNs/m]	[%]	[s]	[kNs/m]	[%]
1,65	1250	28,86	1,95	1050	28,65

L'approccio progettuale adottato è estremamente semplice, il che permetterebbe una diffusione di tale sistema di dissipazione tra i progettisti strutturali al pari dell'isolamento alla base. Tuttavia, l'ipotesi di controvento esterno infinitamente rigido su cui si basa la validità di questo approccio semplificato, rappresenta di fatto un caso ideale. Nella realtà ingegneristica, garantire la totale indeformabilità del supporto esterno richiederebbe la realizzazione di controventi esterni imponenti e troppo onerosi sia dal punto di vista economico che strutturale. Di conseguenza, in questo elaborato di tesi si è voluto approfondire l'approccio progettuale utilizzato nel progetto definitivo del sistema di adeguamento del "Collegio Fazzini" che considera anche il reale contributo in rigidezza dei controventi dissipativi esterni. La loro deformabilità intrinseca influenza, infatti, il comportamento del sistema nel suo complesso e, pertanto, impone l'adozione di un metodo di progettazione avanzato dei dissipatori.

7.3 L'influenza della flessibilità dei controventi dissipativi esterni

Per tradurre in termini analitici la reale flessibilità dei controventi esterni appena discussa ed evitare pericolose sovrastime prestazionali, la progettazione è stata condotta adottando un modello a Tre Elementi (*Three-Element Model*). Fisicamente, questo approccio avanzato consente di valutare la perdita di efficienza del sistema: la spinta del dissipatore, infatti, flette i controventi, facendo sì che un'aliquota dello spostamento di piano venga assorbita dai controventi stessi anziché trasformarsi in scorrimento utile per il pistone del dispositivo. Il modello reologico a tre elementi può essere concettualmente scomposto nel modello di Maxwell, costituito dalla rigidezza della molla K_1 (che rappresenta la rigidezza del sistema ad un grado di libertà equivalente del sistema di controventi esterni) collegata in serie con un elemento viscoso (che rappresenta il contributo dissipativo dei dissipatori di piano, con l'aggiunta in parallelo della rigidezza K_0 (che rappresenta la rigidezza del sistema ad un grado di libertà equivalente del sistema di controventi esterni)).

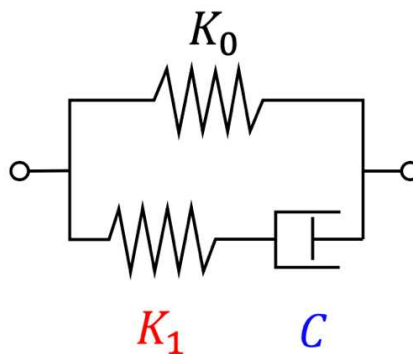
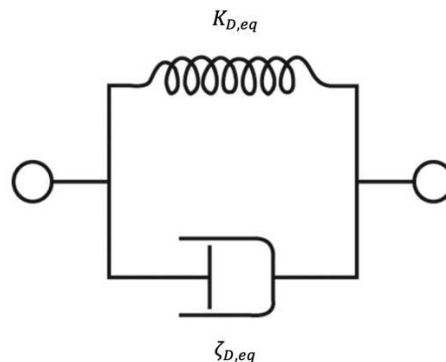


Figura 7.3: Modello reologico a tre elementi (*Three-Element Model*)

La procedura analitica alla base del modello a tre elementi è analoga a quella illustrata per il modello di Maxwell (Paragrafo 2.2.4) e conduce alla risoluzione di un'equazione differenziale di primo grado a coefficienti costanti, nella quale l'incognita (x_v) rappresenta la quota di spostamento assorbita dal dissipatore viscoso. Rispetto al modello di Maxwell, tuttavia, la determinazione dei parametri dell'equazione risulta più complessa, poiché essi dipendono non solo dalla costante viscosa (c), dalla pulsazione (ω) e dalla rigidezza della struttura di contrasto (K_1), ma anche dalla rigidezza della struttura esistente (K_0).

In fase di progettazione, per determinare il comportamento della struttura esistente accoppiata con i controventi esterni, si è ricondotto il modello a tre elementi ad un sistema equivalente costituito dalla rigidezza equivalente $K_{D,eq}$, rappresentativa della rigidezza globale del sistema edificio con controventi, accoppiata in parallelo con uno smorzamento equivalente ($\zeta_{D,eq}$), che tiene conto della reale capacità dissipativa dei dispositivi considerando anche la deformabilità dei controventi. Per fare questo sono state utilizzate le equazioni viste per il modello di Maxwell a cui è stata aggiunta una molla in parallelo. Il sistema equivalente costituisce, quindi, il modello reologico di Kelvin–Voigt, costituito dall'accoppiamento in parallelo di una molla e di uno smorzatore viscoso. Questa nuova configurazione permette di studiare agilmente il comportamento dinamico complessivo dell'edificio adeguato, al quale sarà associato un periodo di vibrazione fondamentale accoppiato (T_D), che risulterà inferiore a quello stimato per la sola struttura esistente (a causa dell'irrigidimento complessivo introdotto da $K_{D,eq}$). Il modello del sistema equivalente è illustrato nella figura seguente.



Questi due parametri sono entrambi funzione della pulsazione ω del sistema equivalente, motivo per cui il calcolo della costante viscosa c del sistema di dissipazione richiede una procedura iterativa. L'obiettivo progettuale, come anticipato, è determinare una costante viscosa c che permetta di massimizzare l'efficienza, ottenendo uno smorzamento complessivo aggiuntivo del 28%.

La soluzione analitica del modello permette di ottenere il grafico a campana illustrato di seguito in cui lo smorzamento equivalente è stato diagrammato in funzione del rapporto K_1/K_0 e $\frac{c\omega}{K_0}$. Dall'analisi delle curve prestazionali si evince come, per raggiungere il target

di smorzamento del 28%, sia richiesto un valore del rapporto $\frac{c\omega}{K_0}$ pari a circa 1 e la necessità di dotare i controventi esterni di una rigidezza K_1 pari a circa due volte quella del telaio originale (K_0).

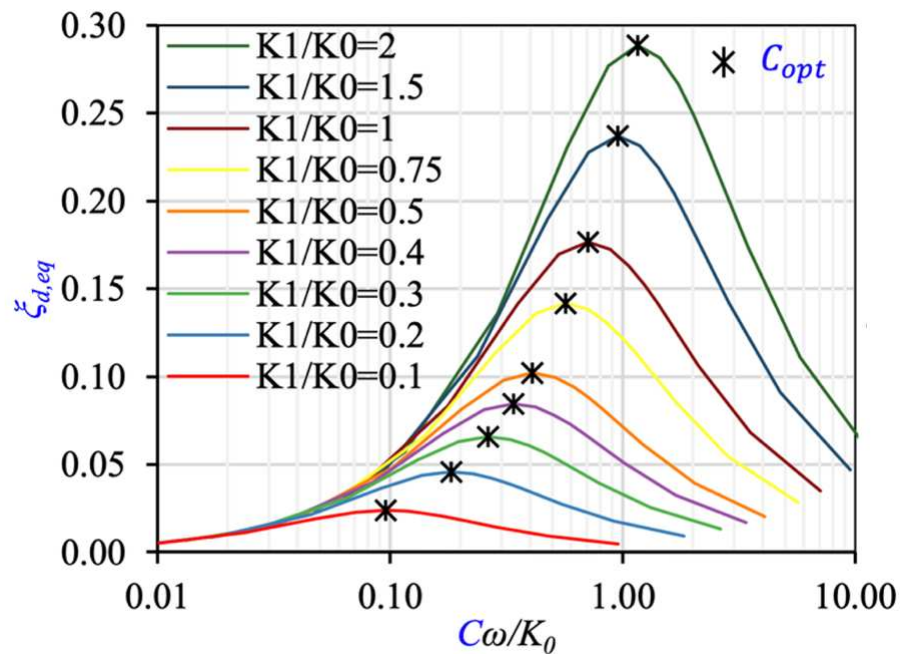


Figura 7.4: Curve di ottimizzazione dello smorzamento equivalente in funzione del rapporto K_1/K_0 .

Di conseguenza, dalle condizioni di massima efficienza appena determinate, il valore ottimale della costante viscosa di piano c può essere assunto pari al rapporto K_0/ω . Definito allora $K_1 = 2K_0$, è stato possibile eseguire il dimensionamento analitico della costante viscosa attraverso i seguenti fogli di calcolo.

STEP2 - 3ELEMENT MODEL					
ω	M^*	$K^*=K_0$			
[rad/s]	[t]	[kN/m]			
3,807991095	1310	18996,04			
parametri dissipazione esterna					
K_1	C	ω_{3el}	$K_1^2 + (\omega C)^2$	a	b
[kN/m]	[kNs/m]	[rad/s]			
38000	4216,01	4,50569	1,805E+09	0,8000666	0,39995
2,00	K_1/K_0				
$K_{d,eq}$	$\xi_{d,eq}$	ω_{3el}	T_d	T_d	
[kN/m]	[%]	[rad/s]	[s]	[s]	
26593,51	28,57	4,505595	1,3945	1,3945	
eta					
S_a	$S_d \rightarrow A$	x_e	x_v		
[-]	[m/s^2]	[m]	[m]	[m]	
0,55	1,1576	0,0570	0,0114008	0,0456223	

Figura 7.5: Foglio di calcolo per l'ottimizzazione del parametro c per $T_{str1} = 1,65s$

STEP2 - 3ELEMENT MODEL					
ω	M^*	$K^*=K_0$			
[rad/s]	[t]	[kN/m]			
3,222146311	1310	13600,72			
parametri dissipazione esterna					
K_1	C	ω_{3el}	$K_1^2 + (\omega C)^2$	a	b
[kN/m]	[kNs/m]	[rad/s]			
27200	3567,30	3,812612	924819508	0,7999831	0,4000127
2,00					
$K_{d,eq}$	$\xi_{d,eq}$	ω_{3el}	T_d	T_d	
[kN/m]	[%]	[rad/s]	[s]	[s]	
19041,18	28,57	3,812512	1,6480	1,6480	
eta					
S_a	$S_d \rightarrow A$	x_e	x_v		
[-]	[m/s^2]	[m]	[m]	[m]	
0,55	0,9795	0,0674	0,0134791	0,0539107	

Figura 7.6: Foglio di calcolo per l'ottimizzazione del parametro c per $T_{str2} = 1,95s$

Dall'analisi condotta per i due periodi stimati precedentemente per la struttura esistente, si riportano i valori di progetto della costante viscosa di piano c determinati:

- Per $T_{str1} = 1,65s \rightarrow c = 4216,1 \text{ kNs/m}$

- Per $T_{str2} = 1,95s \rightarrow c = 3567,3 \text{ kNs/m}$

Osservando i risultati ottenuti e confrontandoli con quelli dell'approccio semplificato (nel quale si assumeva idealmente una torre esterna infinitamente rigida), si evince che, introducendo la reale rigidezza finita dei controventi esterni ($K_1 = 2K_0$), la costante c necessaria per raggiungere il medesimo target di smorzamento (del 28%) risulta amplificata di circa quattro volte. Tale risultato evidenzia l'importanza di considerare la reale deformabilità dei controventi esterni in fase di progetto. Trascurare questo aspetto comporterebbe infatti una significativa sottostima della costante viscosa richiesta e, di conseguenza, un sottodimensionamento dei dissipatori, con inevitabili ripercussioni sulle prestazioni complessive del sistema di protezione sismica.

Una seconda osservazione di fondamentale rilevanza progettuale riguarda l'influenza della rigidezza della struttura esistente sul dimensionamento del sistema dissipativo. Dai risultati ottenuti, infatti, emerge come la corretta stima del periodo della struttura originaria (T_{str}) e conseguentemente, della corrispettiva rigidezza K_0 , condizioni in modo determinante il valore della costante viscosa c richiesta. Di conseguenza, una valutazione non accurata della rigidezza del telaio esistente (ad esempio trascurando l'apporto degli elementi non strutturali) può generare un errore non trascurabile nella calibrazione del parametro c di progetto, conducendo ad un dimensionamento non corretto dei dissipatori.

Tale incertezza si riflette, inoltre, sul valore del periodo accoppiato globale (T_D), parametro fondamentale per la definizione della domanda sismica e degli spostamenti di progetto dei dissipatori. In particolare, sottostimare la rigidezza della struttura iniziale comporta la sovrastima del periodo accoppiato T_D , inducendo una valutazione più elevata degli spostamenti di progetto e, di conseguenza, delle prestazioni attese dai dissipatori. I risultati ottenuti dai fogli di calcolo confermano tale comportamento: al periodo strutturale di partenza più elevato ($T_{str2} = 1.95s$) corrisponde, infatti, un periodo accoppiato di progetto maggiore ($T_{D,2} = 1.648s$), cui si associa una più elevata deformazione di progetto (S_D). Le corse dei dispositivi saranno pertanto sensibilmente maggiori, mentre le forze (che dipendono anche dalla pulsazione che diminuisce) sono meno sensibili a tale incertezza. Di contro pertanto,

una sovrastima della rigidità porta ad una sottostima degli spostamenti mentre le forze (diminuendo gli spostamenti ma aumentando la pulsazione) sono meno sensibili.

L'applicazione del modello a tre elementi permette di considerare esplicitamente la ripartizione dello spostamento globale di progetto (S_D) tra la deformazione della struttura di contrasto esterna (x_e) e lo spostamento effettivamente assorbito dal dissipatore viscoso (x_v). In questo modo è possibile determinare il reale spostamento che attiva il dispositivo, pari a $x_v = x - x_e$, tenendo conto della rigidità finita dei controventi esterni. Procedendo nell'applicazione della procedura di progetto è possibile determinare gli spostamenti di piano (del telaio, dei dispositivi e della torre) e quindi le forze sui dispositivi. Tuttavia, essendo i dispositivi viscosi dipendenti dallo spostamento, la normativa tecnica impone l'analisi dinamica nel dominio del tempo (Time History) per la verifica di tali grandezze, attraverso l'utilizzo di appropriati accelerogrammi. Inoltre, essendo nella pratica i dispositivi a comportamento non lineare (esponente della velocità minore di uno) così come il comportamento del telaio non lineare (solo allo SLC nel caso in esame) sono necessarie complesse analisi dinamiche non lineari, che di fatto, limitano attualmente la diffusione di tale strategia di protezione sismica.

CONCLUSIONI

La presente tesi di laurea affronta il tema dell'adeguamento sismico di un edificio esistente, sviluppando e confrontando due differenti strategie di protezione sismica avanzata: l'isolamento alla base e i controventi dissipativi esterni. Il caso studio analizzato è il "Collegio Universitario Fazzini", situato a Camerino in provincia di Macerata, che a seguito degli eventi sismici del 2016 ha subito ingenti danni ed è stato dichiarato inagibile e che si presta bene all'applicazione di entrambe le tecniche di protezione.

La prima fase ha riguardato il percorso di conoscenza dell'edificio, che è stato realizzato nei primi anni '70 in assenza di norme sismiche avanzate, con un sistema di travi parzialmente prefabbricate nello spessore di solaio e per il quale non è disponibile il progetto strutturale. Pertanto il processo della conoscenza si è sviluppato a partire dall'analisi storico-critica fino al raggiungimento del livello di conoscenza accurato (LC3). Tale attività ha consentito di definire le caratteristiche geometriche e meccaniche del telaio esistente, fornendo le informazioni necessarie per la realizzazione del modello numerico nel software di calcolo agli elementi finiti SAP2000.

Lo studio del comportamento dinamico dell'edificio è stato condotto partendo dall'analisi modale, condotta sia sul telaio nudo (standard procedurale consueto), che sul telaio comprensivo delle tamponature in laterizio (progettazione avanzata). Il telaio nudo ha mostrato un periodo fondamentale molto elevato pari a $T_1 = 2,28s$. Con l'introduzione delle tamponature il periodo fondamentale si è ridotto a $T_1 = 0,71s$. Le tamponature sono state modellate secondo le indicazioni della nuova bozza dell'Eurocodice 8. La differenza nei periodi di vibrazione evidenzia il significativo contributo irrigidente offerto dagli elementi non strutturali. L'elevata deformabilità del telaio nudo, particolarmente marcata per un edificio di sei piani, è riconducibile all'epoca di progettazione dell'opera, realizzata nei primi anni Settanta secondo uno schema strutturale a telaio monodirezionale tipico del periodo e concepita sulla base di normative antecedenti alla moderna progettazione antisismica. La notevole variazione del comportamento dinamico tra le configurazioni con e senza tamponatura, caratterizzata da valori di rigidezza laterale profondamente differenti, ha reso

il “Collegio Fazzini” un caso studio ideale per il confronto tra le due tecnologie avanzate di adeguamento sismico.

La prima strategia di intervento analizzata è stata l'isolamento sismico alla base, che rappresenta la soluzione maggiormente approfondita nel presente elaborato. Il progetto di adeguamento prevede il mantenimento delle tamponature originali in laterizio, ad eccezione di quelle danneggiate dagli eventi sismici del 2016 per le quali è previsto il ripristino, e l'inserimento di un sistema di isolamento ibrido costituito da 22 isolatori elastomerici ad alto smorzamento (HDRB), disposti perimetralmente, e 21 isolatori a scorrimento a superficie piana, collocati in corrispondenza dei pilastri interni e dei due nuclei ascensore. L'intervento ha comportato il dimensionamento e la verifica dei dispositivi allo SLC, la progettazione dei nuovi diaframmi rigidi di piano posti al di sopra e al di sotto del piano di isolamento e la verifica della sovrastruttura allo SLV, condotta sia per gli elementi strutturali, che per gli elementi non strutturali. L'esito delle verifiche ha dimostrato l'efficacia della strategia adottata: l'isolamento ha abbattuto la domanda sismica, consentendo alla sovrastruttura di rimanere in campo sostanzialmente elastico, fatta eccezione per limitati interventi di rinforzo localizzati sulle travi e sui pilastri maggiormente sollecitati. Parallelamente, la marcata riduzione degli spostamenti di interpiano ha garantito la protezione delle tamponature, che risultano verificate ai severi limiti deformativi e di resistenza previsti dalla nuova bozza dell'Eurocodice 8 allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV), evidenziando l'elevato livello prestazionale raggiunto dal sistema di isolamento. Particolare attenzione è stata inoltre dedicata allo studio dei dettagli costruttivi necessari a garantire il corretto funzionamento del sistema di isolamento, affrontando le problematiche connesse alla realizzazione del giunto sismico perimetrale, all'adeguamento dei collegamenti verticali e alla definizione delle soluzioni costruttive per l'inserimento, l'ispezione e la manutenzione dei dispositivi.

Successivamente, è stata analizzata la seconda strategia di adeguamento sismico, basata sull'impiego di controventi dissipativi esterni. In questo caso lo studio si è concentrato sul dimensionamento del sistema di dissipazione, con l'obiettivo di confrontare le due tecnologie di protezione sismica avanzata sotto il profilo tecnico. La progettazione è stata sviluppata sia mediante un approccio semplificato, fondato sull'ipotesi di una struttura di

contrasto esterna infinitamente rigida, sia attraverso l'applicazione di un modello avanzato, il *Three-Element Model*, che consente di tenere conto della reale deformabilità dei controventi esterni. Le analisi hanno evidenziato come l'approccio semplificato, a causa delle ipotesi troppo approssimative, conduca a una stima non corretta della costante viscosa (c) dei dissipatori, con conseguente sottodimensionamento dei dispositivi e sovrastima delle prestazioni del sistema. Ne deriva la necessità di ricorrere a procedure di progettazione più accurate, in grado di rappresentare il comportamento reale dell'insieme edificio-controventi dissipativi. L'applicazione del *Three-Element Model* ha consentito di determinare in maniera più affidabile la costante viscosa (c) richiesta e di valutare correttamente l'efficienza del sistema dissipativo. Tuttavia, tale procedura presenta alcune criticità: da un lato richiede una formulazione analitica significativamente più complessa, mentre dall'altro, i risultati ottenuti risultano fortemente influenzati dalla stima della rigidezza della struttura esistente (K_0). Pertanto, se quest'ultima è valutata trascurando la presenza degli elementi non strutturali si ottengono risultati di progetto non corretti. Qualora invece K_0 tenga conto degli elementi non strutturali quali tamponature e tramezzi, la sua determinazione rimane in ogni caso uno degli aspetti più delicati della progettazione. La rigidezza effettiva dell'edificio reale non coincide quasi mai con quella del modello, in quanto entrano in gioco numerosi contributi aggiuntivi difficilmente quantificabili con precisione. Di conseguenza, eventuali errori nella valutazione di K_0 si riflettono direttamente sul dimensionamento dei dissipatori e sulle prestazioni attese dell'intero sistema di protezione sismica.

Il confronto finale tra le due tecnologie evidenzia come i controventi dissipativi esterni richiedano una procedura di progettazione particolarmente complessa e, al contempo, fortemente sensibile alla corretta caratterizzazione della struttura originaria. Al contrario, l'isolamento alla base presenta un iter progettuale più semplice e molto meno sensibile ad inevitabili incertezze associate alla stima delle caratteristiche dell'edificio originario. Infatti, un'eventuale imprecisione sulla definizione dei parametri dello stato di fatto comporterebbe unicamente una modesta variazione del rapporto di isolamento effettivamente conseguito, senza compromettere il comportamento pressoché rigido della sovrastruttura né il livello di sicurezza globale dell'opera. Sotto questo profilo, l'isolamento alla base si configura quindi come una soluzione progettualmente più robusta e meno influenzata dalle incertezze di caratterizzazione e quindi modellazione tipiche degli edifici esistenti.

Le considerazioni e le risultanze ottenute nel presente elaborato, focalizzate principalmente sugli aspetti strutturali, aprono la strada a future valutazioni di carattere multidisciplinare. Se le due tecnologie offrono livelli prestazionali comparabili, la scelta finale in ambito professionale dovrà necessariamente includere considerazioni di carattere economico, valutando l'incidenza di opere accessorie, finiture architettoniche e adeguamenti impiantistici associati a ciascuna soluzione. Lo sviluppo di tale confronto tecnico-economico rappresenta uno spunto interessante per futuri lavori di tesi.

BIBLIOGRAFIA

CEN. (2025). *FprEN 1998-1-2:2025 – Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance – Part 1-2: Buildings*.

Christopoulos, C., & Filiatrault, A. (2006). *Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation*. IUSS Press.

CSI. (2025). *SAP2000 – Integrated Software for Structural Analysis and Design* [Software].

MIT. (2018). *Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 17 gennaio 2018)*.

C.S.LL.PP. (2019). *Circolare 21 gennaio 2019, n. 7 – Istruzioni per l'applicazione dell'Aggiornamento delle Norme Tecniche per le Costruzioni di cui al D.M. 17 gennaio 2018*.

Decanini, L., Mollaioli, F., Mura, A., & Saragoni, R. (2004). *Seismic Performance of Masonry Infilled R/C Frames*.

Decanini, L. D., Liberatore, L., & Mollaioli, F. (2014). *Strength and Stiffness Reduction Factors for Infilled Frames with Openings*.

Sassun, K., Sullivan, T. J., Morandi, P., & Cardone, D. (2016). *Characterising the In-Plane Seismic Performance of Infill Masonry*.

Landolfo, R., Pali, T., Bucciero, B., et al. (2019). *Seismic Response Assessment of Architectural Non-Structural LWS Drywall Components Through Experimental Tests*.

RINGRAZIAMENTI

La presente tesi rappresenta per me un traguardo importante, che conclude un percorso di crescita sia personale sia accademica.

Desidero ringraziare la Prof.ssa Laura Ragni e l'Ing. Laura Gioiella per la guida, la competenza e la costante disponibilità dimostrate durante lo svolgimento di questo lavoro.

Un ringraziamento particolare va a tutta la mia famiglia, senza la quale non avrei potuto terminare questo percorso.

Infine, ringrazio tutti i miei amici per esserci sempre stati e aver reso questo cammino più leggero.