UNIVERSITA' POLITECNICA DELLE MARCHE

FACOLTA' DI INGEGNERIA

Corso di Laurea magistrale in Ingegneria Civile

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura - Sezione Strutture (DICEA)

STUDIO DI FATTIBILITA' DELL'ISOLAMENTO SISMICO DI UN EDIFICIO ESISTENTE IN C.A.

FEASIBILITY STUDY OF THE SEISMIC ISOLATION OF AN EXISTING R.C. BUILDING

Relatore:

Prof.ssa **Laura Ragni**

Correlatori:

Ing. **Laura Gioiella**
Ing. **Fabio Micozzi**

Tesi di Laurea di:

Nicola Marini

A.A. 2020 / 2021

SOMMARIO

1. INTRODUZIONE 5
2. ISOLAMENTO SISMICO 6
   2.1 Isolatori a scorrimento (o a pendolo) 17
   2.2 Isolatori elastomerici 19
3. DESCRIZIONE DEL CASO STUDIO 26
   3.1 Quadro normativo 27
   3.2 Analisi dell'edificio 34
      3.2.1 Rilievo geometrico 34
      3.2.2 Indagini in situ 42
      3.2.3 Risultati delle indagini in situ sugli elementi verticali 63
      3.2.4 Prove di laboratorio 74
      3.2.5 Determinazione delle caratteristiche meccaniche di calcestruzzo ed acciaio in base ai risultati delle prove in situ ed in laboratorio 77
      3.2.6 Danno sismico rilevato 80
      3.2.7 Analisi dei carichi 87
4. INTERVENTO DI ADEGUAMENTO TRAMITE ISOLAMENTO ALLA BASE 96
   4.1 Modellazione 96
      4.1.1 Modellazione a telaio equivalente 99
      4.1.2 Armature elementi strutturali 99
      4.1.3 Analisi statica non lineare 100
      4.1.4 Modello a plasticità concentrata 101
      4.1.5 Modellazione tamponature 106
      4.1.6 Influenza delle aperture: Decanini et al. (2014) 111
   4.2 Predimensionamento del sistema di isolamento sismico alla base 118
   4.3 Scelta posizionamento sistema di isolamento 126

4.4 Modello base per lo studio di adeguamento sismico 127
4.4.1 Modello 1 128
4.4.2 Modello 2 138
4.4.3 Confronto tra modelli 151
4.5 Progettazione del sistema di isolamento 152
4.6 Modello isolato alla base 155
4.6.1. Verifiche degli isolatori 156
4.6.1.1. Verifica di instabilità (NTC2018) 157
4.6.1.2. Verifica di deformazione (NTC2018) 158
4.6.1.3. Verifica di tensione dell'acciaio (NTC2018) 161
4.6.1.4. Verifica di instabilità (UNI-EN15129) 162
4.6.1.5. Verifica di deformazione (UNI-EN15129) 164
4.6.1.6. Verifica di tensione dell'acciaio (UNI-EN15129) 167
4.6.1.7. Confronto delle verifiche tra le due normative 168
4.6.2. Verifiche della sovrastruttura 168
4.6.2.1. Taratura modello SLV 169
4.6.2.2. Taratura modello SLD 172
4.6.2.3. Drift di piano SL 178
4.6.2.4. Drift di piano SLV 182
5. POSA IN OPERA DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO 186
6. CONCLUSIONI 193
7. BIBLIOGRAFIA 195
8. RINGRAZIAMENTI 196

1. INTRODUZIONE

La sequenza sismica che ha colpito nel 2016il centro Italia (il 26 agosto 2016 con epicentro Accumoli (RI), il 26 ottobre con epicentro ad Ussita (MC) ed il 30 ottobre 2016 con epicentro a Norcia (PG)) ha causato numerosi danni strutturali e in alcuni casi crolli di interi edifici.
Una delle cittadine più colpite da questi gravi danni è sicuramente Camerino, in provincia di Macerata, dove si trova l'edificio caso studio della presente tesi "Collegio Universitario Fazzini".
L'edificio è costituito da 7 elevazioni, compreso il seminterrato ed il sottotetto, è una struttura intelaiata in c.a., ha un cortile interno ed è doppiamente simmetrica in pianta; a seguito dell'evento sismico ha riportato lievi danni a tamponature e divisori interni.
L'obiettivo della presente tesi è quello di progettare un sistema avanzato di protezione sismica che permetta non solo di adeguare l'edificio ai sensi della attuale normativa sismica ma lo preservi da danni strutturali e non strutturali in caso di eventi futuri.
La tecnica di protezione a cui si è pensato di ricorrere è quella dell'isolamento alla base che permette di ridurre drasticamente l'energia in ingresso alla struttura raggiungendo livelli di protezione ben superiori a quelli raggiungibili con interventi convenzionali di rinforzo. Tale intervento consiste in una vera e propria disconnessione della struttura dal terreno ottenuta tramite l'inserimento di un piano deformabile costituito da isolatori elastomerici HDRB ad alto smorzamento e gomma soft; questo piano funge da disconnessione tra la sottostruttura e la sovrastruttura le quali sono entrambe rigide.
Nel caso specifico del Fazzini, dato che è dotato di un piano interrato, il piano di isolamento è stato inserito tra questo piano (sottostruttura) e il piano terra (sovrastruttura); tale configurazione risulta vantaggiosa sia per la posa in opera dei dispositivi che per la manutenzione ordinaria e straordinaria degli stessi.
I dispositivi attualmente in commercio sono di due diversi tipi. Nel caso specifico si è scelto di inserire i dispositivi di isolamento elastomerici e più precisamente gli HDRB, cioè dispositivi in gomma ad alto smorzamento che permettono di raggiungere smorzamenti del 15% e periodi elevati, soprattutto se utilizzate in combinazione con slitte piane a basso attrito.
Sempre in relazione al caso specifico, oltre al sistema di isolamento alla base verrà valuta anche la necessità di eventuali interventi locali in sovrastruttura, e in sottostruttura, come ad esempio il rinforzo dei pilastri tramite incamiciatura.

In particolare, nella prima parte della tesi è stato svolto un lavoro di ricerca riguardo le principali tipologie di isolatori e il dimensionamento di un sistema di isolamento. Successivamente è stato studiato nel dettaglio l'edificio oggetto della tesi, valutandone le principali vulnerabilità, come ad esempio l'utilizzo delle travi REP in una sola direzione e la totale assenza di travi nell'altra direzione.
Nella seconda parte della tesi è stato progettato, nel dettaglio, il sistema di isolamento con l'obiettivo di preservare la sovrastruttura in campo elastico. A tale fine è stato necessario svolgere un'analisi statica non lineare (push-over) della sovrastruttura a base fissa, al fine di determinare il limite elastico. Tale analisi è stata eseguita attraverso il software Sap2000, con particolare attenzione alla modellazione delle tamponature che in questo edificio svolgono un ruolo molto importante.
Una volta eseguite tali analisi preliminari, si è dapprima dimensionato il sistema di isolamento con la scelta dei dispositivi più appropriati poi, in secondo luogo, si è modellato lo stesso sistema sul software Sap2000 e sono state eseguite le verifiche dei dispositivi. In particolare, sono state eseguite le verifiche allo Stato Limite di collasso (SLC) nei confronti dei sistemi HDRB, in conformità con le norme italiane (NTC2018) ed europee (UNI-EN15129), e le verifiche allo Stato Limite di Danno (SLD) ed allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) nei confronti della sovrastruttura.

Infine, nell'ultimo capitolo della tesi è stato fatto un approfondimento relativo alla posa in opera dei dispositivi di isolamento alla base di edifici esistenti in cemento armato grazie all'analisi di alcuni casi studio. Questo aspetto puramente tecnologico riveste infatti un ruolo molto importante negli edifici esistenti e deve essere fatto da imprese esperte e specializzate del settore.

2. ISOLAMENTO SISMICO

L'isolamento sismico rientra tra le strategie di protezione usualmente raggruppate sotto la denominazione di "controllo passivo delle vibrazioni". Di queste, l'isolamento sismico e la dissipazione di energia sono quelle più comunemente utilizzate. Entrambe le tecniche di protezione sono correntemente usate per la protezione delle costruzioni, sia nuove che esistenti, e sono efficaci in ragione del modo in cui ne modificano il comportamento dinamico. L'isolamento

sismico è essenzialmente finalizzato a limitare l'energia in ingresso attraverso isolatori collocati tra la porzione di costruzioni da proteggere e quella solidale al terreno.

La dissipazione di energia, invece, consente di dissipare parte dell'energia in ingresso attraverso meccanismi di dissipazione controllata, utilizzando appositi dispositivi collocati all'interno della struttura o colleganti strutture contigue.

Per realizzare l'isolamento sismico occorre creare una discontinuità strutturale lungo l'altezza della costruzione, che permetta ampi spostamenti orizzontali relativi tra la parte della costruzione superiore (sovrastruttura) e quella inferiore (sottostruttura). Il collegamento tra queste ultime è realizzato mediante isolatori, ovvero speciali apparecchi di appoggio caratterizzati da rigidezze basse nei confronti degli spostamenti orizzontali, ed elevate nei confronti di quelli verticali.

La differenza sostanziale tra i due sistemi avanzati per la protezione sismica è che i primi (dissipatori) non bloccano l'energia in ingresso ma proteggono la struttura andando a dissipare l'energia con appositi dispositivi; mentre i secondi (isolatori) riducono notevolmente l'energia in ingresso deformando i dispositivi e quindi salvaguardano la struttura, come mostrato in fig.1.

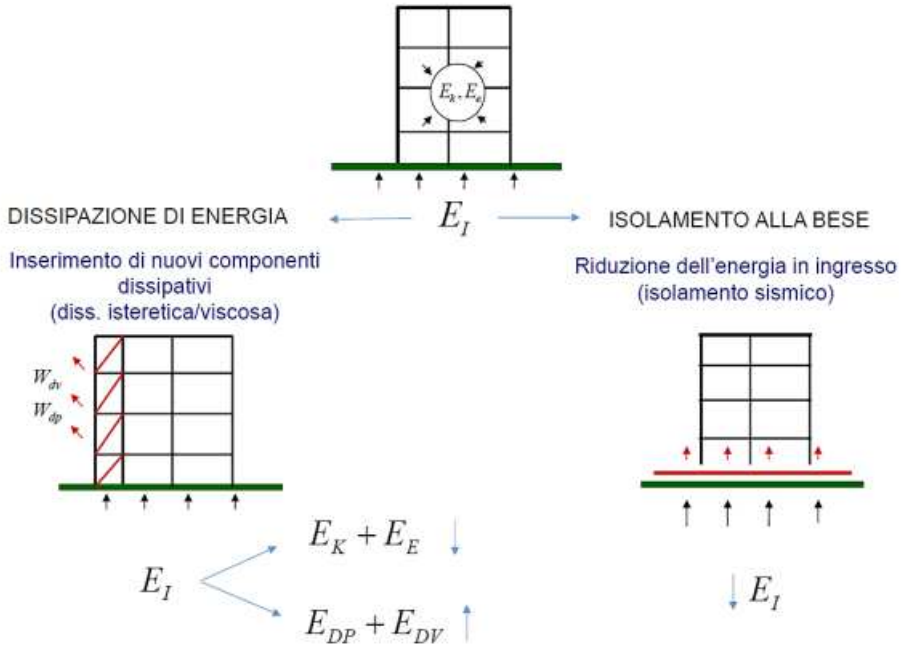


Figura 1, A sx energia dissipata coi dissipatori e a dx energia in ingresso sugli isolatori.

I controventi dissipativi sono interventi invasivi che non riducono l'energia in ingresso alla struttura ma la dissipano con degli elementi che snervandosi, plasticizzandosi dissipano energia, le torri dissipative hanno più o meno la stessa funzionalità ma hanno bisogno di molto più spazio perché non essendo un intervento invasivo vanno poste al di fuori dell'edificio.

La potenza in ingresso si divide tra:

- La parte di energia che rimane nell'edificio è quella che si trasforma da energia cinetica ad energia elastica perché nell'istante di massima deformazione ho la massima energia elastica, nel momento in cui, nell'oscillazione l'edificio torna nella posizione di partenza, ho la massima velocità e quindi massima energia cinetica e zero energia elastica.
  Quindi parte dell'energia in ingresso fa oscillare l'edificio, con una continua trasformazione tra energia cinetica e energia elastica; quest'ultima è quella che determina le sollecitazioni nel nostro edificio.
- Parte dell'energia in ingresso viene dissipata. Può essere dissipata attraverso il telaio, con dissipazione viscosa, che è intrinseca in un telaio e che nel c.a. schematizziamo con il coefficiente di dissipazione viscosa ξ= 5% (2% se è acciaio), e che è una dissipazione fittizia che tiene conto di fenomeni dissipativi come gli attriti vari (struttura-non struttura, acciaio-cls), fessurazione del cls, ecc….
- Oppure la grande fonte di dissipazione di energia è la dissipazione per plasticizzazione della struttura (formazione di un meccanismo plastico che sia il più diffuso e il più duttile possibile in modo tale da riuscire a dissipare l'energia in ingresso → obiettivo della progettazione classica). Il problema è che la dissipazione plastica implica il danneggiamento degli elementi strutturali, riparabile, ma pur sempre un danno. Quindi se non vogliamo far dissipare energia alla struttura e vogliamo farla rimanere in campo elastico o sostanzialmente elastico, allora dobbiamo introdurre degli elementi esterni finalizzati alla dissipazione dell'energia al posto del telaio.

L'obiettivo è aumentare, nel bilancio energetico, l'en. dissipata attraverso questi elementi esterni e ridurre la domanda, in termini energetici, sul telaio.

Mentre la seconda modalità d'intervento è l'isolamento sismico alla base che significa proprio creare una disconnessione con il terreno (fig.2) dove abbiamo la sottostruttura che è un corpo rigido poi abbiamo il sistema di isolamento che è la parte che si deforma e la sovrastruttura che rimane in campo elastico ed ha delle deformazioni minime (fig.3).

Figura 2, Disconnessione struttura-terreno.

Figura 3, funzionamento del sistema d'isolamento.

Isolare un edificio significa proprio creare una disconnessione con il terreno; la struttura sovrastante non si deforma ma trasla quasi come fosse un corpo rigido.

Questa disconnessione consente di disaccoppiare il moto del terreno da quello della sovrastruttura per ridurre gli effetti distruttivi del terremoto e questo è reso possibile grazie a questi dispositivi, gli isolatori, dotati di elevata deformabilità orizzontale ed elevata capacità dissipativa che consentono di ridurre drasticamente le accelerazioni in sovrastruttura che si comporta circa come un corpo rigido che trasla al di sopra degli isolatori (fig.4).

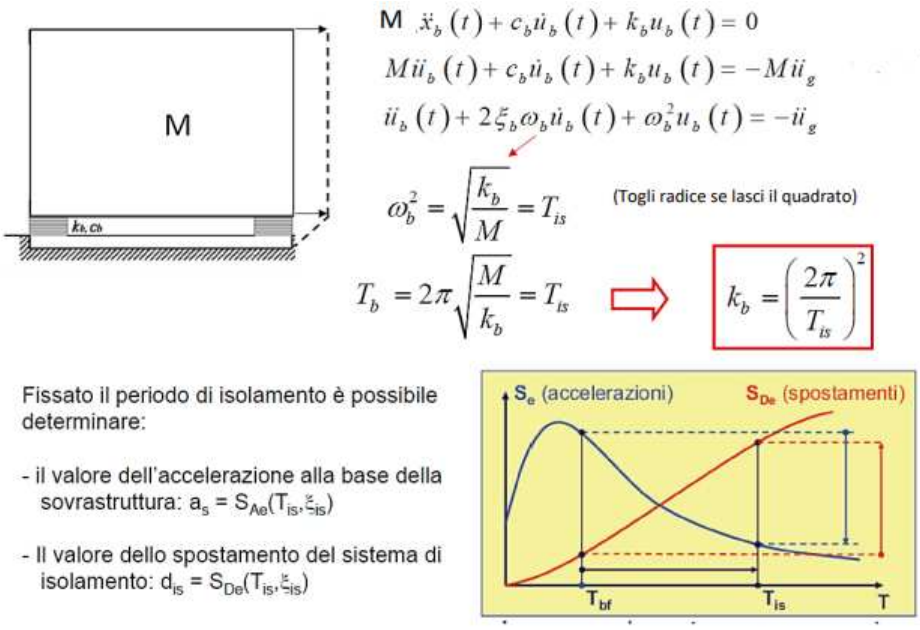


Figura 4, Spostamento rigido della sovrastruttura ad 1GDL

Si può partire dall'approssimazione che la sovrastruttura sia un blocco rigido dotato di una massa M e che l'isolamento sia ottenuto mediante dei dispositivi dotati di una rigidezza k_b e c_b.

Se si pone il periodo della base pari al periodo target di isolamento desiderato si trova la rigidezza che deve avere il sistema di isolamento per garantire quel periodo target; vuol dire che la struttura di massa M oscillerà rigidamente con periodo di T_b al di sopra del sistema di isolamento che si deformerà; fissato il T_b si prende lo spettro in pseudoaccelerazione del sito e quello in spostamento, si nota che si è su un range di periodi tra 2s e 3.5s, contro i periodi di 0,5s – 1s degli edifici a base fissa, che si traduce in uno sconto in accelerazione che passa alla struttura notevole e da spostamenti limitati a spostamenti elevati ma che non sono spostamenti delle sovrastruttura ma del piano di isolamento, che essendo molto deformabile sarà soggetto a grandi spostamenti ma la sovrastruttura trasla rigidamente.

Quindi l'unica accortezza che si deve avere è che il sistema di isolamento riesca a sopportare contemporaneamente quegli spostamenti e il carico della sovrastruttura e dobbiamo inoltre prevedere che ci sia spazio a sufficienza per questi spostamenti; anche se gli spostamenti sono notevoli le oscillazioni sono lente quindi alla sovrastruttura arriva un'accelerazione molto bassa. Questo sistema, sopra descritto, è a 1 GDL perché effettivamente abbiamo solo lo spostamento dell'isolamento, lo spostamento della base u_b, perché la sovrastruttura è rigida quindi lo spostamento della base è uguale allo spostamento che ho in sommità; per cui l'equazione che vedevamo è un'equazione di un sistema a 1 GDL dove l'incognita è lo spostamento del piano di

base u_b, che corrisponde allo spostamento di tutta la sovrastruttura rigida ma in realtà questa è una trattazione semplificata perché la sovrastruttura non è un corpo infinitamente rigido ma ha una sua deformabilità.

Quindi per capire meglio, con più precisione, cosa succede in una struttura isolata si prende in considerazione un sistema a 2 GDL dove abbiamo due masse ripartite tra la base m_b, collegata al terreno con degli elementi dotati di una rigidezza e c_b propri (isolatori), sopra si mette una struttura semplice con un telaio che ha quindi una sua rigidezza k, una sua capacità dissipativa c e una sua massa (fig.5).

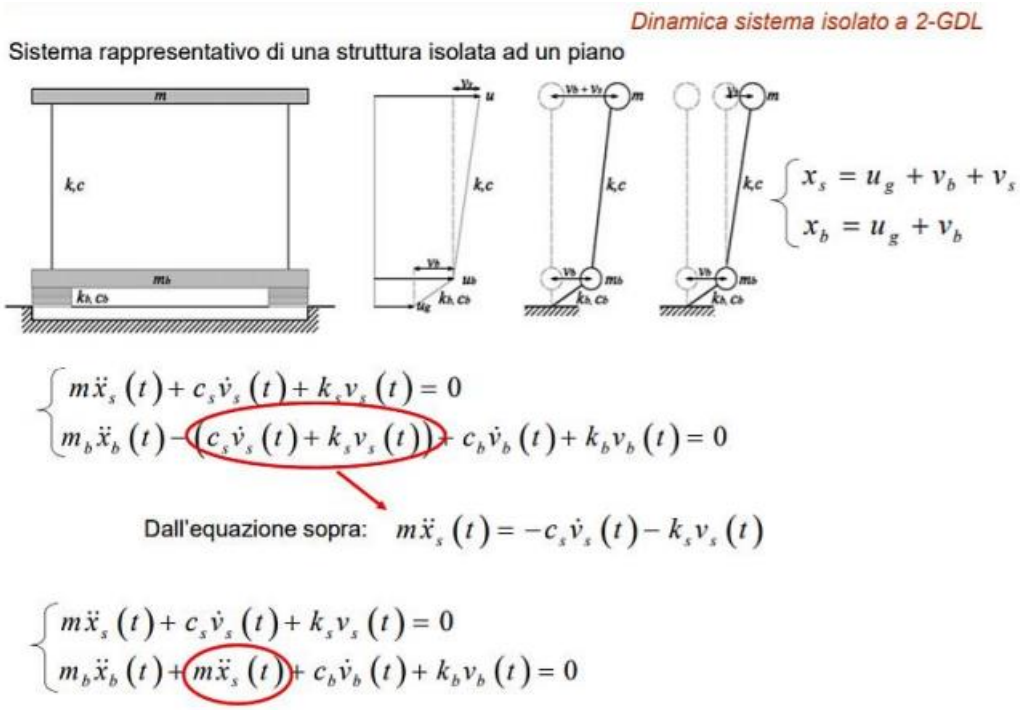


Figura 5, Spostamento sovrastruttura a 2GDL

Lo spostamento assoluto della base è dato dallo spostamento del terreno + lo spostamento relativo della massa di base rispetto al terreno v_b, cioè lo spostamento per cui lavora il sistema di isolamento.

Se consideriamo la sovrastruttura qui si aggiunge lo spostamento v_s che è lo spostamento relativo della massa m rispetto alla base; quindi per la sovrastruttura lo spostamento relativo rispetto al terreno è v_s+v_b, se sommo lo spostamento del terreno a questi ottengo lo spostamento assoluto (fig.6).

Nelle equazioni di equilibrio ho la forza d'inerzia + la forza di dissipazione + la forza di richiamo elastica (fig.7).

Dinamica sistema isolato a 2-GDL

Sistema rappresentativo di una struttura isolata ad un piano

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

$$\rightarrow \begin{cases} x_s = u_g + v_b + v_s \\ x_b = u_g + v_b \end{cases}$$

$$\begin{cases} m\ddot{v}_b(t) + m\ddot{v}_s(t) + c_s\dot{v}_s(t) + k_s v_s(t) = -m\ddot{u}_g(t) \\ (m+m_b)\ddot{v}_b(t) + m\ddot{v}_s(t) + c_b\dot{v}_b(t) + k_b v_b(t) = -(m+m_b)\ddot{u}_g(t) \end{cases}$$

Equazioni di equilibrio in forma matriciale

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

Figura 6, dinamica sistema isolato a 2GDL.

Dinamica sistema isolato a 2-GDL

Si introducono i due oscillatori semplici corrispondenti alle situazioni

1) di struttura a base fissa (k_b infinitamente rigida)

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

2) di massa totale isolata alla basa (k_s infinitamente rigida)

Struttura rigida isolata $\omega_b^2 = \frac{k_b}{m+m_b} = \frac{k_b}{M}$ $\xi_b = \frac{c_b}{2\omega_b(m+m_b)} = \frac{c_b}{2\omega_b M}$

Si introducono inoltre i seguenti rapporti

Rapporto pulsazioni $\varepsilon = \frac{\omega_b^2}{\omega_s^2} = \frac{T_s^2}{T_b^2}$ *Rapporto masse* $\gamma = \frac{m}{m+m_b} = \frac{m}{M}$

Rapporto di isolamento $\frac{T_b}{T_s}$

Nota: Sistema rappresentativo anche di una struttura a più piani isolata alla base in cui considero solo il primo modo di vibrare della sovrastruttura

Figura 7, dinamica sistema isolato a 2GDL.

Introduciamo pulsazioni e smorzamento prima considerando la struttura come se fosse a base fissa, quindi con una sua rigidezza k_s e la rigidezza dell'isolamento come infinita, cioè la struttura è connessa con il terreno (a base fissa), e poi considerando la struttura come infinitamente rigida.

Queste considerazioni valgono anche per una struttura a più piani isolata alla base in cui consideriamo solo il primo modo di vibrare, laddove la massa m è la massa partecipante al primo modo di vibrare e dove la pulsazione è del periodo del primo modo di vibrare a base fissa (fig.8).

Dinamica sistema isolato a 2-GDL

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

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

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

L'analisi modale si ottiene risolvendo il seguente problema agli autovalori/autovettori:

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

Figura 8, dinamica sistema isolato a 2GDL.

ω_1 e ω_2 sono le due pulsazioni del sistema a due gradi di libertà.

Il primo modo di vibrare del sistema isolato alla base è quello a masse concordi dove il sistema di isolamento e la sovrastruttura si spostano di uno spostamento concorde, la pulsazione è quella del sistema isolato come se la struttura fosse infinitamente rigida.

Il secondo modo di vibrare, è quello a masse discordi; cioè il sistema di isolamento si sta deformando verso destra, la sovrastruttura sta oscillando invece verso sinistra, la pulsazione del secondo modo di vibrare è quella a base fissa modificata di un certo fattore (fig.9).

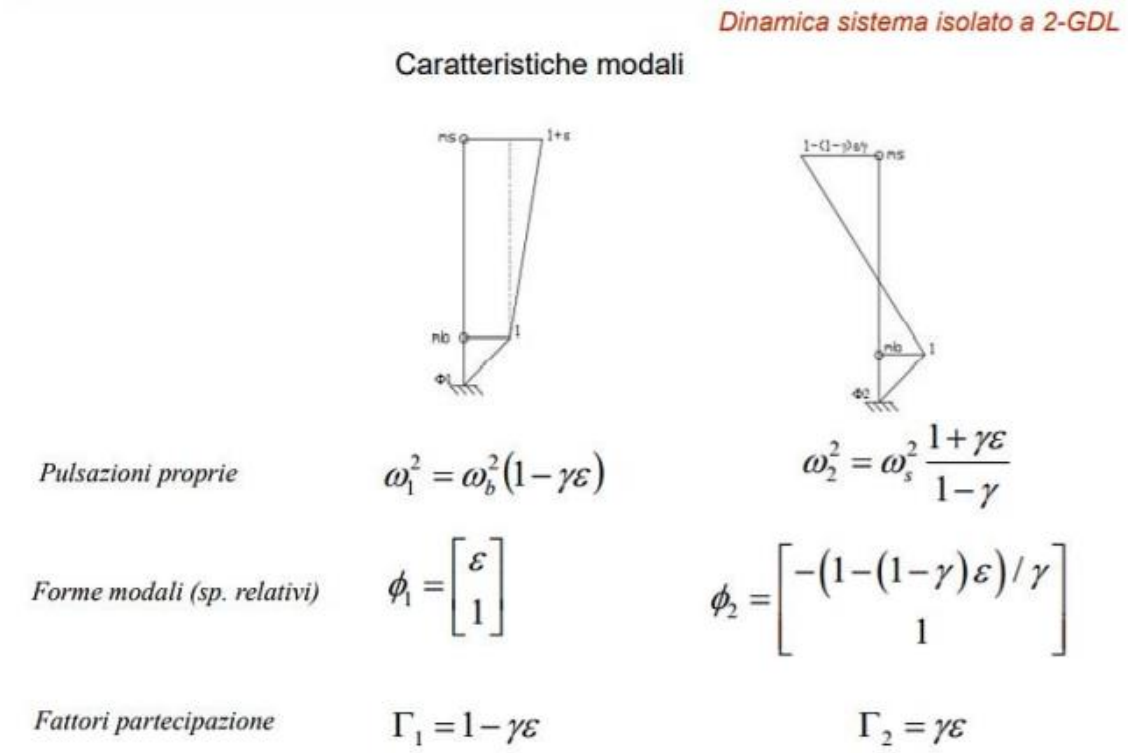


Figura 9, caratteristiche modali, primo modo e secondo modo di vibrare.

Concentrandosi quindi sul primo modo di vibrare (fig.10), che è il più importante.

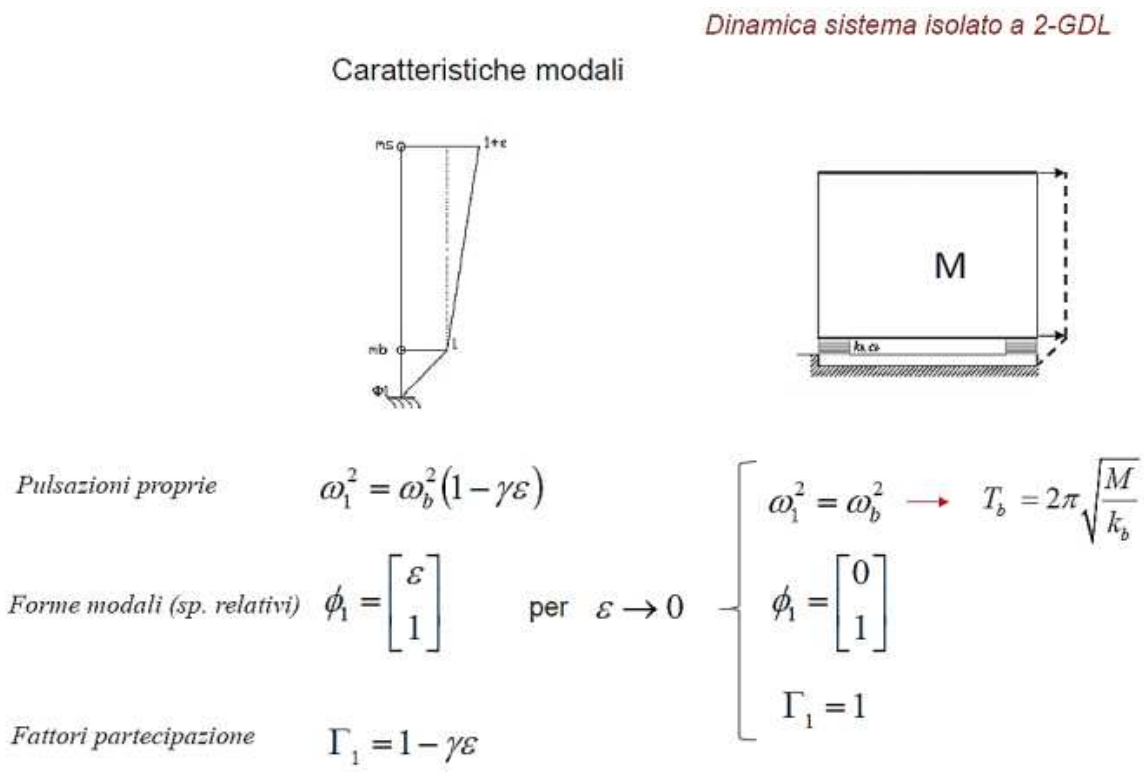


Figura 10, primo modo di vibrare di una struttura isolata.

Se si va a sostituire l'espressione di $\omega = \frac{2\pi}{T}$ nell'espressione di ε, vediamo che ε è proporzionale al $\frac{Ts^2}{Tb^2}$, quindi dire che ε→0 vuol dire che il periodo di isolamento sta tendendo a infinito, o meglio abbiamo un periodo di isolamento che è molto maggiore del periodo che avrebbe la struttura a base fissa; quindi se una struttura a base fissa ha un periodo di 0,5s e il periodo di isolamento è 3s, $\varepsilon = (\frac{0.5}{3})^2$, quindi un numero che tende velocemente a zero se T_b è sufficientemente più grande di T_s, e allora si dice che quella struttura è sufficientemente isolata; se ε→0 succede che la pulsazione del primo modo di vibrare coincide esattamente con la pulsazione del sistema di isolamento, perché vuol dire che l'isolamento è così tanto deformabile che si può considerare che la struttura sia infinitamente rigida e quindi ritrovo le espressioni di pulsazione e periodo viste prima.

La forma di vibrare ci dice che lo spostamento relativo sopra rispetto alla base è zero, cioè ho una traslazione rigida della massa sopra all'isolamento; la massa partecipante diventa 1, cioè tutta sul primo modo di vibrare.

In fase di pre-dimensionamento solitamente si considera la situazione con ε→0, quindi si inizia con l'analisi dei carichi, poi si trova la massa totale del mio edificio, si imposta un periodo di isolamento ed infine si trova la rigidezza che deve avere il sistema, però poi con la modellazione dell'edificio al SAP il periodo che troveremo non sarà proprio quello target stabilito perché se la sovrastruttura ha una sua deformabilità questo influenza il primo modo di vibrare dell'edificio; l'influenza è tanto più grande quanto più il periodo di isolamento è vicino al periodo a base fissa.

Il suggerimento è $\frac{Tb}{Ts} > 3$ che vuol dire un periodo del sistema che sia almeno 3 volte il periodo della sovrastruttura da isolare a base fissa, cioè con un ε dell'ordine di 10^{-1}

La situazione attuale in Italia è quella di II generazione, si progetta con periodi di isolamento tra 2,5s e 4s (fig.11).

Generation	Years	T_{ISO} [s]
I	1984-1994	2.0 – 2.5
II	1995-2004	2.5 – 4.0
III	2005-2018	Up to10.0

Base isolation: Linear Theory and Design. Earthquake Spectra, 1990

Figura 11, 3 generazione per i periodi di isolamento.

In Giappone sono già alla III generazione e quindi a periodi di isolamento che vanno da 4s fino a 10s, che permette di avere ε di un ordine di grandezza inferiore per edifici rigidi, un altro vantaggio è che avendo periodi di isolamento di 5-6s permette di isolare efficientemente anche edifici flessibili.

La riduzione delle accelerazioni sulla struttura, rispetto alla configurazione a base fissa, determina:

- l'abbattimento delle forze di inerzia, e quindi delle sollecitazioni, prodotte dal sisma sulla struttura, tale da evitare il danneggiamento anche sotto un violento terremoto;
- una drastica riduzione degli spostamenti di interpiano, tale da eliminare il danno agli elementi non strutturali e garantire la piena funzionalità dell'edificio anche a seguito di terremoti violenti;
- un'elevata protezione del contenuto strutturale;
- una percezione molto minore delle scosse sismiche da parte degli occupanti;
- il calcolo e il progetto dei dettagli strutturali delle costruzioni isolate è più semplice rispetto a quello di una struttura convenzionale fissa alla base.

I benefici si traducono in una drastica riduzione (o nel totale azzeramento) dei costi di riparazione dell'edificio a seguito di un evento sismico.

Rispetto ad una normale struttura antisismica, i costi iniziali possono essere leggermente superiori (dell'ordine di qualche % del costo strutturale) ma possono anche risultare inferiori in funzione di numerosi parametri, quali:

- le dimensioni dell'edificio e, soprattutto, il numero di piani;
- la configurazione dell'edificio, in relazione alla facilità di individuare il piano di isolamento;
- la maglia strutturale, in relazione al numero di dispositivi necessari per realizzare il sistema di isolamento;
- il contenuto in frequenze dell'azione di progetto, in relazione all'entità dell'abbattimento delle accelerazioni;
- il tipo di dispositivi del sistema di isolamento.

2.1 Isolatori a scorrimento (o a pendolo)

Gli isolatori a scorrimento sono costituiti da un piatto inferiore a superficie curva (concava), è una superficie trattata perché deve essere liscia, sopra c'è l'appoggio, o pasticca, che ha una dimensione variabile a seconda del carico verticale, viene inserito del teflon o PE tra le due superfici ad attrito controllato; sopra ancora abbiamo un cuscinetto in gomma per attutire le rotazioni che provengono dal pilastro sopra (fig.12).

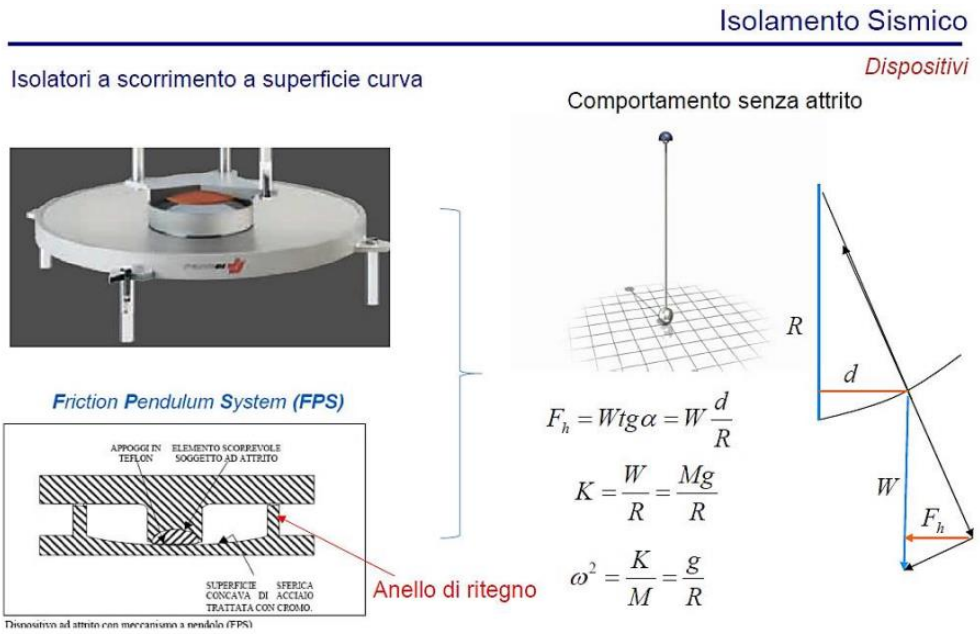


Figura 12, isolatore a scorrimento (o a pendolo).

Il meccanismo principale è dunque che questa pasticca scorre sopra la superficie concava.

Aspetti positivi:

- La superficie concava favorisce il ricentraggio (comportamento a pendolo: dove R è il raggio di curvatura della superficie concava, la rigidezza è F/d_{orizz} che diventa W/R, da $\omega=2\pi/T$ ricavo il periodo di isolamento T che dipende esclusivamente da R);
- La progettazione del dispositivo è banale, T dipende solo da R quindi se fisso il T desiderato ricavo il R di curvatura che deve avere il dispositivo.

Molto utilizzati in America, sono chiamati FPS, che è quello che abbiamo visto con in più un anello di ritegno trasversale che impedisce alla pasticca di uscire dal piatto in caso di evento sismico più grande di quello di progetto.

Quando si aggiunge attrito, in realtà il pendolo non si muove fino a che non raggiungo la soglia di scorrimento dell'attrito (μW), quindi la forza orizzontale non è solo $\frac{Wd}{R}$ ma c'è anche μW che è praticamente la forza di scorrimento che devo superare per iniziare a scorrere; quindi la rigidezza è $\frac{forza}{spostamento}$ e ω_2 è $\frac{K}{M}$ da cui ottengo il periodo di isolamento, che ora dipende anche da μ e d.

La dipendenza di T da d si può notare anche dal grafico in cui Il ciclo forza-spostamento senza attrito sarebbe quello rosso, non dissipativo e con pendenza $\frac{1}{R}$, con l'attrito il ciclo diventa dissipativo (fig.13).

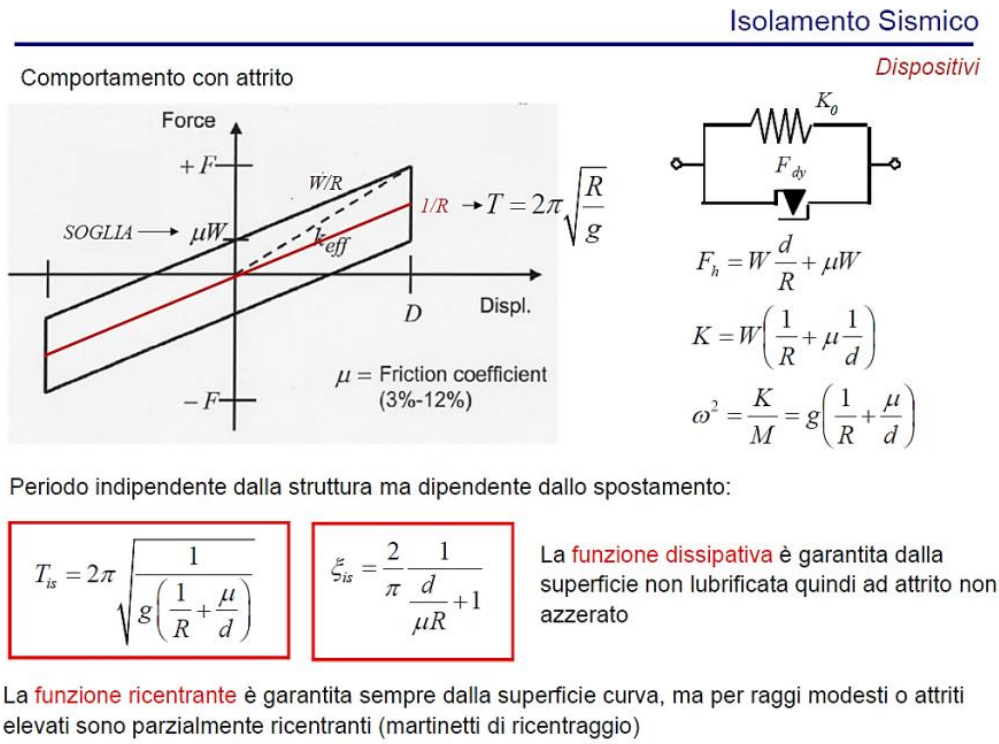


Figura 13, caratteristiche isolatori a scorrimento.

La K_{eff} dipende dallo spostamento, infatti se faccio spostamenti piccoli la retta è molto inclinata, quindi avrò K_{eff} elevati, più vado verso spostamenti grandi e più diminuisce e T aumenta → T dipende dallo spostamento.

Il comportamento è un comportamento fortemente non lineare, cioè rigido plastico incrudente, l'area interna è l'energia dissipata, l'energia dissipata/ 4π l'energia elastica mi permette di avere una stima del coefficiente di smorzamento di questa tipologia di smorzatori, che dipende dallo spostamento (fig.14).

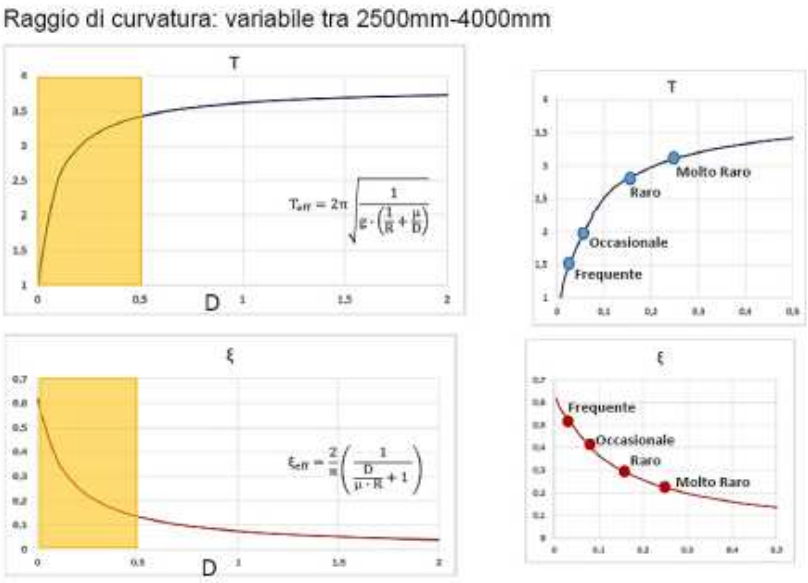


Figura 14, comportamento non lineare.

Nel grafico in alto vediamo che per bassi spostamenti D abbiamo bassi periodi di isolamento T; quindi per spostamento che tende ad infinito, avremo T senza attrito.

Nel grafico in basso vediamo che per bassi spostamenti D abbiamo un aumento dello smorzamento

2.2 Isolatori elastomerici

Gli isolatori elastomerici sono sostanzialmente di 3 tipi (fig.15):

1. NRB (Natural Rubber Bearing)
2. HDRB (High Damping Rubber Bearing)
3. LRB (Lead Rubber Bearing)

I primi due sono formati dall'alternanza di strati in gomma e piastri di acciaio, tutto ricoperto da 1-2cm di gomma per proteggere le piastre in acciaio interne.

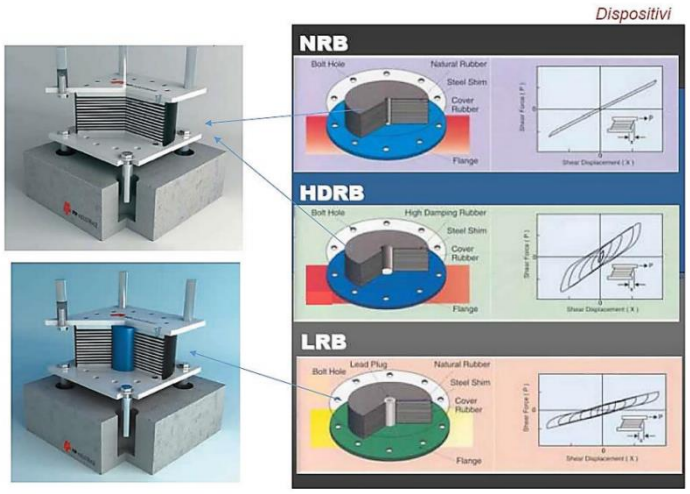


Figura 15, 3 tipologie di isolatori elastomerici.

La differenza tra i due è che la gomma naturale (caucciù) ho un ciclo dissipativo forza-spostamento piccolo quindi ha una bassa capacità dissipativa; mentre se inserisco un'elevata percentuale di filler, questi creano dei link con la matrice elastomerica e la rottura di questi link genera dissipazione di energia e così il ciclo di dissipazione è molto più ampio

La terza ed ultima categoria di isolatori elastomerici sono i dispositivi con nucleo centrale in piombo dove oltre a quest'ultimo abbiamo anche una gomma natura a basso smorzamento, quindi non additivata perché la capacità dissipativa è garantita dal nucleo interno con materiale elasto-plastico che plasticizzando dissipa energia.

Questi tre dispositivi vengono realizzati mediante un processo di vulcanizzazione della gomma per farla aderire perfettamente all'acciaio; questo processo consiste nel mettere tutto il dispositivo dentro un forno, applicare per un certo periodo di tempo, in base alla dimensione dell'isolatore, una certa pressione e una certa temperatura; nella figura 16 vengono riportare alcune caratteristiche dell'isolatore elastomerico:

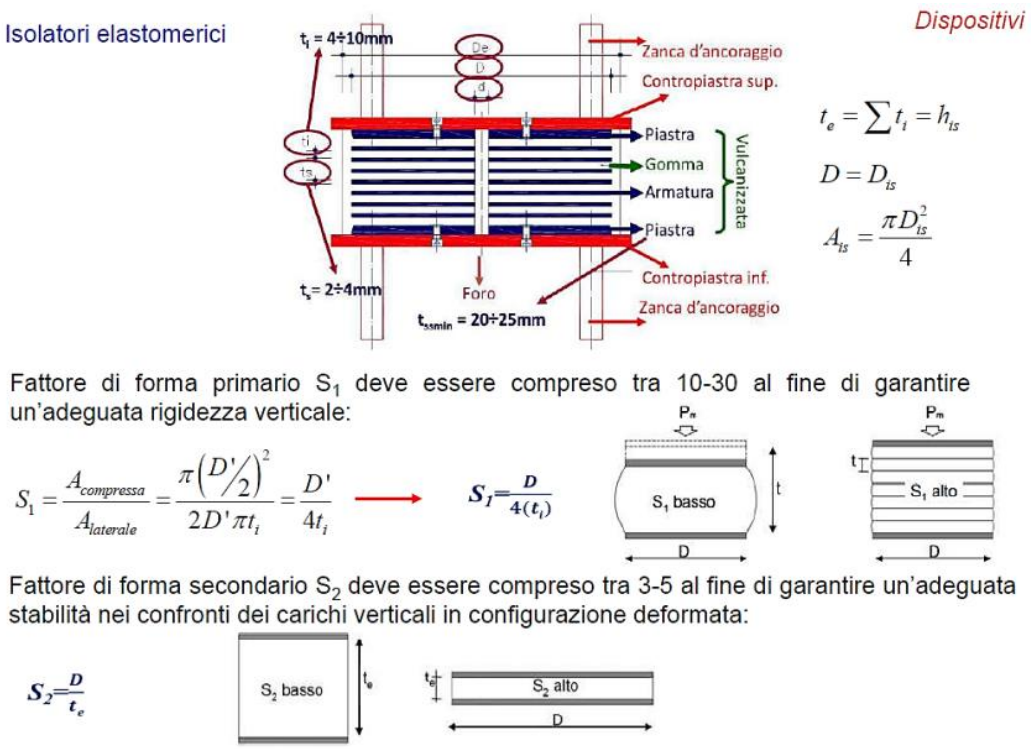


Figura 16, caratteristiche isolatori elastomerici.

Lo spessore della gomma varia tra i 4 e i 10mm; lo spessore della piastra d'acciaio varia da 2 a 4mm; l'altezza dell'isolatore è la somma dei soli strati di gomma, perché quando si deforma a taglio in seguito ad una forza orizzontale, quello che si deforma a taglio sono solo gli strati di gomma; quindi l'altezza dell'isolatore sono solo gli strati deformabili; con diametro dell'isolatore si

intende il diametro totale, compreso il ricoprimento in gomma; D' è invece il diametro della piastra o dello strato di gomma confinato (compreso tra due piastre), cioè il diametro totale meno il ricoprimento; i due fattori di forma che caratterizzano un isolatore elastomerico sono:

- il fattore di forma primario S_1 che è compreso tra 10-30 (in Italia si utilizzano fino a 20, in altri paesi sono riusciti a spingersi anche oltre).
  È il rapporto tra l'area netta dell'isolatore e la superficie laterale del singolo strato, ossia, è il rapporto tra il diametro dello strato e il suo spessore; quindi un S1 basso vuol dire uno spessore di gomma elevato, quando applico un carico verticale e ho uno strato di gomma alto ho l'espansione laterale della gomma e un'elevata deformabilità verticale dell'isolatore che non è positivo quindi meglio rapporti S1 elevati (strati sottili di gomma). Il fattore di forma secondario è dato dal rapporto tra diametro totale e la somma di tutti gli strati di gomma.
- il fattore di forma secondario S_2 che se è basso vuol dire diametro piccolo e altezza grande, quindi isolatore snello, invece per un S_2 alto ho un isolatore largo e basso; l'isolatore snello, soggetto ad un carico verticale e una forza orizzontale si instabilizza molto prima rispetto a quello basso e largo; quindi meglio fattori secondari alti, garantiscono un carico critico in configurazione deformata sufficientemente elevato.

Con una prova a controllo di spostamento, cioè testando l'isolatore in laboratorio deformandolo ciclicamente, imprimendo uno spostamento o una forza alla piastra superiore, ottengo il ciclo forza-spostamento dell'isolatore che posso descrivere con i parametri lineari equivalenti: rigidezza equivalente, smorzamento equivalente (fig.17).

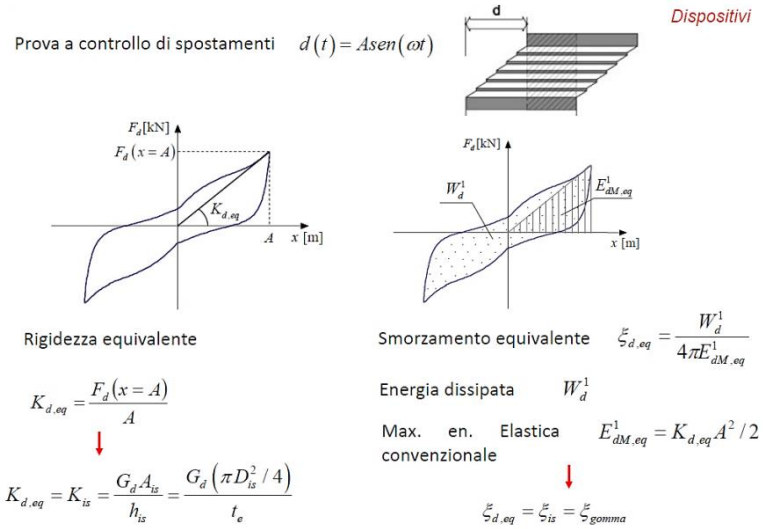


Figura 17, rigidezza e smorzamento equivalenti.

Per Isolatore elastomerico, quello che si deforma è lo strato in gomma, La rigidezza equivalente è una rigidezza a taglio, è un elemento che ha esclusivamente una deformabilità a taglio per cui la rigidezza è: il modulo di taglio della gomma moltiplicato l'area dell'isolatore tutto diviso l'altezza dell'isolatore.

L'isolatore sarà tanto più rigido quanto più è grande e sarà tanto più rigido quanto più è basso.

Il coefficiente di smorzamento dell'isolatore coincide con il coefficiente di smorzamento della gomma.

Il modulo a taglio varia tra 0,4 (soft), 0,8 (normal) e 1,4 (hard). Esistono 3 tipi di gomme e quindi 3 categorie di isolatori. Quella più utilizzata è quella soft perché mi permette di avere dispositivi meno rigidi e quindi periodi di isolamento superiori.

Lo smorzamento degli isolatori utilizzati attualmente in Italia varia tra il 10-15%, perché questo è lo smorzamento della gomma che riusciamo ad ottenere tra quelle prodotte in Europa (le giapponesi sono arrivate a smorzamenti superiori). I valori indicati valgono per $\gamma = 1$, γ è la deformazione a taglio (spostamento/ l'altezza isolatore).

Dai cicli forza-spostamento si può osservare che quelli a basso spostamento sono diversi da quelli ad alti spostamenti, quindi si capisce che il comportamento degli isolatori elastomerici è non lineare con gli spostamenti, cioè dipende dall' entità degli spostamenti; quindi, di solito, si prende come riferimento il comportamento a $\gamma = 1$ che ha una G di 0,4 e uno smorzamento di 10-15%. Se prendo i cicli più piccoli avranno una rigidezza molto superiore, per cui i produttori forniscono anche la curva: G a qualsiasi γ rispetto a G per $\gamma=1$ (per $\gamma=1$ ottengo 1 e per γ superiori non cambia molto mentre per γ inferiori i cicli tendono a irrigidirsi parecchio, questo ci fa comodo perché a basse deformazioni l'isolatore è più rigido.

Anche lo smorzamento per γ superiori a 1 scende ma non troppo e per deformazioni piccole sale; la dipendenza di G e ξ dall'entità dello spostamento è quella principale, ma dipendono anche da altri fattori come per esempio dallo "scragging".

La prova ciclica è una prova fatta all'indietro, cioè partendo dai grandi spostamenti e poi andando verso spostamenti sempre più piccoli, nella prima prova esiste un fenomeno che è una sorta di allenamento, cioè la gomma prima di arrivare ad una risposta stabile ha bisogno di qualche ciclo di allenamento, dove avviene la rottura di qualche legame tra particelle di carbone e matrice per poi stabilizzarsi, quindi il comportamento, la risposta, diviene stabile; una volta stabilizzato nelle prove

successive non ho più quel fenomeno; questo effetto nella norma europea si chiama dipendenza del comportamento della gomma dalla storia di carico o stabilità del comportamento della gomma sotto cicli ripetuti di carico.

Questa tipologia di isolatori presenta diversi vantaggi:

- alta capacità di ricentraggio, dovuta al loro comportamento quasi-lineare;
- buona capacità di smorzamento, avente un valore compreso tra il 10% e il 15%;
- bassa rigidezza orizzontale, in modo da ottenere un alto periodo della struttura isolata T_{is};
- nessuna manutenzione necessaria. Viene raccomandata l'ispezione ogni 5 anni o dopo un evento eccezionale, come un terremoto o un incendio.

Tuttavia, questa tipologia di isolatori è soggetta a fenomeni di invecchiamento, dovuto alla presenza di additivi (nerofumo, silicio) all'interno dell'elastomero; tali fenomeni variano anche in seguito ad elevate temperature.

Gli isolatori con nucleo in piombo non sono molto utilizzati perché la plasticizzazione non sta nella gomma ma nel nucleo in piombo quindi questo provoca due problemi

- Non sono ricentranti
- Forte degrado nel comportamento all'aumentare dei cicli di dissipazione; questo avviene perché abbiamo un problema di surriscaldamento quando si plasticizza il nucleo

Per la posa in opera dei dispositivi del sistema di isolamento ci sono diverse modalità:

I. La prima opzione, tra le più utilizzate, è quella che vede mettere il piano di isolamento tra la fondazione e la sovrastruttura che si sviluppa sopra suddetto piano, comunque il sistema di isolamento si trova sopra il sistema di fondazione, qualsiasi esso sia.
II. La seconda opzione, anche questa molto frequente soprattutto quando ho un piano interrato, prevede il sistema di isolamento appena sopra il piano interrato, perché di solito il piano interrato e la fondazione devono essere insieme un sistema molto rigido, poi c'è il sistema deformabile del piano d'isolamento e poi parte la sovrastruttura.
III. La terza soluzione è intermedia, taglio il pilastro e inserisco il sistema di isolamento, ma è poco utilizzata.

I requisiti obbligatori per un sistema d'isolamento sismico sono:

- Rigidezza sottostruttura
- Rigidezza sovrastruttura (piano rigido)
- Ispezione e sostituzione
- Sostituibilità, quindi alloggio per i martinetti idraulici
- Protezione incendio

Per quanto riguarda la configurazione in pianta bisogna innanzitutto sapere dove si trova il CM (centro di massa) del nostro edificio per poi disporre gli isolatori in modo tale da avere un CR (centro delle rigidezze) il più possibile coincidente con il CM; se una struttura è simmetrica sia in X che in Y basterà disporre gli isolatori in modo simmetrico nelle due direzioni.

La norma, infatti, dice che quando realizzo il piano di isolamento, la distribuzione delle rigidezze degli isolatori deve essere sempre simmetrica rispetto alla distribuzione delle masse della sovrastruttura.

Per quanto riguarda, invece, l'esecuzione del sistema di isolamento, bisogna seguire 5 passi fondamentali:

1. SPECIFICHE PROGETTUALI, dove bisogna fare una relazione sui materiali ed in particolare:
    - Specifiche prestazionali
    - Specifiche tecniche
    - Specifiche procedurali

2. IDENTIFICAZIONE DEL FABBRICANTE, che deve essere in possesso del CPR (certificate of constancy of performance), al quale bisogna richiedere:
    - Autorizzazioni ministeriali
    - Autorizzazioni Cons. Sup. LL. PP.

3. IDENTIFICAZIONE E QUALIFICAZIONE DEL PRODOTTO e nel particolare:
    - Specifiche di prodotto
    - Marcatura CE (DPR 246/93)
4. CONTROLLO DI ACCETTAZIONE dove bisogna fare:
    - Controllo documentale
    - Prove

- Controllo dimensionale

5. AUTORIZZAZIONE ALLA POSA: sta al direttore dei lavori, riscontrata la conformità dei dispositivi sulla base delle precedenti fasi, procedere all'autorizzazione alla posa del prodotto in cantiere.

Gli effetti dell'isolamento su una struttura possono essere ben interpretati, facendo riferimento a forme tipiche degli spettri di risposta elastici in accelerazioni e in spostamenti, per diversi rapporti di smorzamento. Considerando una porzione di struttura che avrebbe un periodo fondamentale di oscillazione T_{bf} in una data direzione, l'isolamento alla base di questa porzione deve produrre uno dei seguenti effetti:

- l'incremento del periodo grazie all'adozione di dispositivi con comportamento di insieme approssimativamente lineare. Si ottiene un buon "disaccoppiamento" quando il periodo della struttura isolata T_{is} risulta soddisfare $T_{is} \geq 3 \cdot T_{bf}$.
  Maggiore è l'incremento di questo periodo, generalmente $T_{is} > 2\ sec$, maggiore è la riduzione delle accelerazioni sulla sovrastruttura e l'incremento degli spostamenti, che si concentrano essenzialmente nel sistema di isolamento;
- la limitazione della forza trasmessa alla sottostruttura, grazie all'adozione di dispositivi con comportamento di insieme non lineare, caratterizzato da basso incrudimento, ovvero incrementi minimi o nulli della forza per grandi spostamenti. In questo modo si limitano le forze di inerzia, quindi l'accelerazione, sulla sovrastruttura, ancora a scapito di un sensibile incremento degli spostamenti nel sistema di isolamento.

Il sistema d'isolamento è composto dai dispositivi d'isolamento e, eventualmente, di dissipazione, ciascuno dei quali espleta una o più delle seguenti funzioni:

- sostegno dei carichi verticali con elevata rigidezza in direzione verticale e bassa rigidezza o resistenza in direzione orizzontale, permettendo notevoli spostamenti orizzontali;
- dissipazione di energia con meccanismi isteretici e/o viscosi;
- ricentraggio del sistema;
- vincolo laterale, con adeguata rigidezza sotto carichi orizzontali di servizio.

viene definita come interfaccia di isolamento, la superficie di separazione sulla quale è attivo il sistema d'isolamento, che separa due parti:

- “sottostruttura”, la parte della struttura posta al di sotto dell’interfaccia del sistema d’isolamento e che include le fondazioni, avente in genere deformabilità orizzontale trascurabile e soggetta direttamente agli spostamenti imposti dal movimento sismico del terreno;
- “sovrastruttura”, la parte della struttura posta al di sopra dell’interfaccia d’isolamento e, perciò, isolata.

Entrambe si devono mantenere in campo sostanzialmente elastico.

Nella progettazione del sistema di isolamento, per minimizzare gli effetti torsionali, la proiezione del centro di massa della sovrastruttura sul piano degli isolatori ed il centro di rigidezza del sistema sottostrutturaisolamento devono essere, per quanto possibile, coincidenti. Inoltre, nei casi in cui il sistema di isolamento affidi a pochi dispositivi le sue capacità dissipative e ricentranti rispetto alle azioni orizzontali, occorre che tali dispositivi siano, per quanto possibile, disposti in maniera da minimizzare gli effetti torsionali (ad esempio perimetralmente) e siano in numero staticamente ridondante.

3. DESCRIZIONE DEL CASO STUDIO

Il “Collegio Universitario Fazzini” è un edificio situato in Via Le Mosse nel comune di Camerino (MC). Fino all’ottobre del 2016 il fabbricato è stato sede degli alloggi ERSU e del presidio territoriale di Camerino dell’ufficio regionale di Protezione Civile. A seguito degli eventi sismici del 26 e 30 ottobre 2016 l’immobile è stato dichiarato inagibile e tutt’ora risulta inutilizzato.

Con la presente tesi ho cercato di andare a progettare un intervento di isolamento alla base del suddetto edificio grazie all’utilizzo del software Sap2000 con il quale attraverso l’analisi pushover sono riuscito a dimensionare il miglior intervento possibile nella struttura senza andare ad intervenire localmente sulle parti strutturali, l’unico intervento fatto è stato quello di alleggerire le tamponature per abbassare la massa totale dell’edificio passando da tamponature classiche in forati a quelle leggere in acquapanel e cartongesso.

3.1 Quadro normativo

La norma di riferimento è il D.M. 17/01/2018 Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni», con relativa Circolare 21/01/2019 n.7 C.S.LL.PP. Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

Le NTC 2018 trattano le costruzioni esistenti al Capitolo 8 ed in particolare, al paragrafo 8.1, definiscono una costruzione esistente come quella che, al momento della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento, abbia la struttura completamente realizzata.

Nella valutazione della sicurezza e nella progettazione degli interventi, come scritto al 8.2, occorre tenere conto di alcuni aspetti tra cui: stato delle conoscenze al tempo della sua realizzazione, eventuali difetti di impostazione e di realizzazione, azioni, anche eccezionali, che hanno colpito l'edificio provocando effetti non completamente noti, degrado e modifiche significative della struttura rispetto alla situazione originale.

Sulla base del livello di approfondimento dipendente dalla documentazione disponibile e dalla qualità ed estensione delle indagini svolte, nel definire il modello strutturale si dovranno tenere in considerazione: geometria e particolari costruttivi, proprietà meccaniche dei materiali e dei terreni, carichi permanenti.

L'impiego dei metodi di analisi e di verifica sarà determinato dalla completezza e dall'affidabilità delle informazioni disponibili e dall'utilizzo di coefficienti denominati "Fattori di Confidenza" che, nelle verifiche di sicurezza, modificano i parametri di capacità in funzione del livello di conoscenza delle caratteristiche sopra citate.

Il modello di riferimento per le analisi dovrà essere realizzato, come specificato al paragrafo 8.5 delle NTC, sulla base dei risultati delle seguenti fasi: analisi storico-critica, rilievo e caratterizzazione meccanica dei materiali.

Per l'analisi storico-critica, ai fini di una corretta individuazione del sistema strutturale esistente e del suo stato di sollecitazione è importante ricostruire il processo di realizzazione e le successive modificazioni subite nel tempo dal manufatto, nonché gli eventi che lo hanno interessato.

La conoscenza delle fasi edificatrici e dei successivi interventi sono elementi fondamentali per progettare il piano delle indagini diagnostiche, distruttive e non distruttive, da eseguire; il progetto

dovrebbe seguire i criteri del minimo numero e minore invasività possibile delle prove, non solo per motivi economici ma soprattutto al fine di limitare il disturbo alle strutture e all'operatività dell'edificio, soprattutto nel caso di beni monumentali e di pregio storico-culturale-artistico

È necessario innanzitutto reperire i documenti disponibili sulle origini del fabbricato e sulle modifiche, quali disegni e relazioni progettuali, e le fonti da cui reperirli possono essere le più svariate, tra cui: archivi tecnici, archivi storici e biblioteche, documentazioni fotografiche e rappresentazioni grafiche; in particolare, come illustrato al C8.5.1, occorre determinare: epoca di costruzione, tecniche, regole costruttive e norme tecniche vigenti all'epoca di costruzione, forma originaria e successive modifiche, traumi subiti ed alterazioni delle condizioni al contorno, deformazioni, dissesti e quadri fessurativi, eventuali interventi di consolidamento, aspetti urbanistici e storici che hanno regolato lo sviluppo dell'aggregato di edifici, se l'edificio è parte di un aggregato.

Il rilievo delle costruzioni in cemento armato oggetto di interventi, deve comprendere il rilievo geometrico-strutturale e materico, il rilievo del quadro fessurativo e di degrado, il rilievo delle fondazioni.

È richiesto che il rilievo sia compito in maniera quanto più completo e dettagliato possibile, ai fini della definizione del modello strutturale necessario alla valutazione della sicurezza per le azioni prese in esame; la rappresentazione dei risultati del rilievo dovrà essere effettuata attraverso piante, prospetti e sezioni, oltre che con particolari costruttivi di dettaglio.

Il rilievo geometrico-strutturale deve comprendere:

- Rilievo delle strutture e della loro organizzazione;
- Rilievo dell'orditura e della geometria dei solai, estesa al massetto ed alla pavimentazione;
- Rilievo della geometria degli elementi strutturali con individuazione di elementi critici;
- Rilievo degli elementi scatolari;
- Rilievo della posizione e della dimensione delle armature;
- Rilievo degli elementi non strutturali dotati di apprezzabile rigidezza.

Il rilievo del quadro fessurativo, del degrado e degli eventuali dissesti deve riguardare sia gli elementi strutturali che quelli non strutturali; devono essere individuati ampiezza, profondità e sviluppo delle fessure nonché la qualità e lo stato di conservazione dei materiali dopodiché viene fatta un'analisi ed interpretazione del danno.

Tale fase viene dettagliatamente descritta al C8.5.2.2.

Il rilievo è finalizzato alla definizione della geometria esterna e dei dettagli di tutti gli elementi costruttivi, con funzione strutturale o meno. In particolare, il rilievo di elementi non strutturali, quali ad esempio tamponature, pareti divisorie, controsoffitti ed impianti, è importante per la valutazione dei rischi connessi alla stabilità di questi durante eventi sismici.

Le informazioni sui dettagli costruttivi possono essere ricavate dai disegni originali, se disponibili, altrimenti mediante indagini in sito e mediante progetto simulato.

Il progetto simulato deve essere eseguito sulla base delle norme tecniche vigenti all'epoca di costruzione e delle rispettive pratiche e consuetudini costruttive. Esso è molto utile per risalire a quantità e disposizione delle armature negli elementi strutturali ed alle caratteristiche dei collegamenti.

Nonostante la disponibilità di disegni originali oppure di un progetto simulato, per verificare la rispondenza tra realtà e progetto, è necessario eseguire delle indagini in sito.

Nei rilievi si possono individuare tre livelli di indagine, distinti per grado di approfondimento dei dettagli costruttivi: indagini limitate, indagini estese ed indagini esaustive; le indagini limitate consistono in saggi a campione che permettono di verificare la corrispondenza tra le caratteristiche di elementi riportate negli elaborati progettuali, oppure ottenute mediante un progetto simulato, e la realtà; le indagini estese si rendono utili quando non sono disponibili elaborati progettuali originali, oppure quando sono disponibili ma incompleti, o come alternativa ad un progetto simulato accompagnato da indagini limitate; le indagini esaustive, invece, consentono il raggiungimento di un livello di conoscenza accurata e sono necessarie quando non sono disponibili documenti originali.

Dunque, i principali obiettivi del rilievo di una costruzione in calcestruzzo armato sono:

- Quantità di armatura longitudinale in travi, pilastri, pareti e relativa disposizione;

- Quantità di armatura trasversale in travi, pilastri, pareti e nodi trave-pilastro;

- Quantità di armatura longitudinale che contribuisce a momento negativo nelle travi a T presenti nei solai;

- Lunghezze di appoggio e condizioni di vincolo degli elementi orizzontali;

- Spessore dei copriferri;

- Lunghezza delle zone di sovrapposizione delle barre e dei loro ancoraggi.

La caratterizzazione meccanica dei materiali permette la definizione dei parametri meccanici dei materiali impiegati nella struttura, mediante esami visivi in sito e prove sperimentali in sito e laboratorio.

Solitamente per il calcestruzzo si fa riferimento alle Linee Guida per la valutazione delle caratteristiche del calcestruzzo in opera, del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici; mentre per l'acciaio è necessario estrarre dei campioni da sottoporre a prova di trazione fino a rottura per determinare tensione di snervamento, tensione di rottura ed allungamento percentuale.

Sono ammesse prove non distruttive purché i risultati ottenuti siano comparati con quelli di prove distruttive.

Anche le prove, sulla base del grado di approfondimento raggiunto, si distinguono in tre livelli: prove limitate, prove estese e prove esaustive.

Le prove limitate, cioè un numero limitato di prove in sito o su campioni, consentono di confermare e/o integrare informazioni ricavate da norme dell'epoca di costruzione, disegni originali o certificati di prova originali.

Le prove estese, cioè prove in sito o su campioni in numero maggiore rispetto al livello precedente, hanno l'obiettivo di fornire informazioni in assenza di disegni originali, di certificati originali di prova, oppure quando i risultati delle prove limitate sono inferiori rispetto a quelli riportati sulla documentazione disponibile.

Le prove esaustive, cioè prove in sito o su campioni in numero maggiore rispetto al livello precedente, sono finalizzate a caratterizzare i materiali quando non si hanno a disposizione particolari documenti, quando si ottengono risultati inferiori con le prove limitate o estese rispetto ai valori riportati sugli elaborati e/o certificati a disposizione, oppure nei casi in cui si voglia raggiungere un livello di conoscenza dettagliata.

In funzione degli approfondimenti effettuati nelle fasi conoscitive, le NTC2018(8.5.4) definiscono tre Livelli di Conoscenza (LC) ordinati in modo crescente: LC1, LC2 e LC3. A ciascuno di essi è associato un Fattore di Confidenza (FC) cioè un coefficiente riduttivo dei parametri meccanici dei materiali, in funzione del grado di conoscenza raggiunto.

La Circolare, al C8.5.4.2, determina i Fattori di Confidenza (FC), corrispondenti al Livello di Conoscenza (LC) raggiunto, per le costruzioni di calcestruzzo armato o di acciaio.

Il livello LC1 si intende raggiunto quando:

- Sia stata effettuata l'analisi storico-critica commisurata al livello di conoscenza considerato;

- Sia nota la geometria della struttura da disegni originali oppure da un rilievo; mentre i dettagli costruttivi siano stati determinati grazie ad un progetto simulato e a prove limitate in sito sulle armature e sui collegamenti presenti negli elementi più significativi;

- Siano stati adottati i parametri meccanici dei materiali soliti della pratica costruttiva dell'epoca, convalidati mediante prove limitate in sito sugli elementi più significativi.

Al livello LC1 corrisponde un fattore di confidenza FC=1,35; la valutazione della sicurezza solitamente è eseguita tramite un'analisi lineare, statica o dinamica.

Il livello LC2 si intende raggiunto quando:

- Sia stata effettuata l'analisi storico-critica commisurata al livello di conoscenza considerato;

- Sia nota la geometria della struttura da disegni originali oppure da un rilievo; mentre i dettagli costruttivi siano noti parzialmente da disegni costruttivi originali integrati con indagini limitate in sito sulle armature e sui collegamenti degli elementi più significativi, oppure siano noti grazie ad un'indagine estesa in sito;

- Siano note le caratteristiche meccaniche dei materiali in base ai disegni costruttivi integrati con prove limitate in sito, oppure in base ad indagini estese in sito.

Al livello LC2 corrisponde un fattore di confidenza FC=1,20; la valutazione della sicurezza è eseguita tramite metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici.

Infine, il livello LC3 si intende raggiunto quando:

- Sia stata effettuata l'analisi storico-critica commisurata al livello di conoscenza considerato;

- Sia nota la geometria della struttura da disegni originali oppure da un rilievo; mentre i dettagli costruttivi siano noti da disegni costruttivi originali integrati con indagini limitate in sito sulle armature e sui collegamenti degli elementi più significativi, oppure siano noti grazie ad un'indagine esaustiva in sito;

- Siano note le caratteristiche meccaniche dei materiali in base ai disegni costruttivi e ai certificati di prova originali integrati con prove limitate in sito, oppure in base ad indagini esaustive in sito.

Al livello LC3 corrisponde un fattore di confidenza FC=1; la valutazione di sicurezza è eseguita tramite metodi di analisi lineare o non lineare, statici o dinamici (fig.18).

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

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

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

Figura 18, fattore di confidenza in relazione al livello di conoscenza.

La Circolare specifica che le resistenze dei materiali, da utilizzare nelle formule di capacità degli elementi, sono ricavate dalle resistenze medie, ottenute dalle informazioni disponibili e dalle prove in sito aggiuntive, dividendole per il fattore di confidenza FC corrispondente al livello di conoscenza LC conseguito.

La Tabella C8.5.VI (fig.19), di seguito riportata, definisce la quantità di indagini e di prove che devono essere condotte al fine di raggiungere rispettivamente i livelli limitato, esteso ed esaustivo.

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

Livello di Indagini e Prove	Rilievo(dei dettagli costruttivi)[a]	Prove (sui materiali)[b][c][d]
	Per ogni elemento "primario" (trave, pilastro)	
limitato	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 15% degli elementi	1 provino di cls. per 300 m² di piano dell'edificio, 1 campione di armatura per piano dell'edificio
esteso	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 35% degli elementi	2 provini di cls. per 300 m² di piano dell'edificio, 2 campioni di armatura per piano dell'edificio
esaustivo	La quantità e disposizione dell'armatura è verificata per almeno il 50% degli elementi	3 provini di cls. per 300 m² di piano dell'edificio, 3 campioni di armatura per piano dell'edificio

Figura 19, livello indagini e prove

Un'ultima distinzione che le NTC2018 fanno riguardano gli interventi che si possono effettuare in costruzioni esistenti, i quali sono suddivisi in: interventi di riparazione o locali, interventi di miglioramento ed interventi di adeguamento.

Gli interventi di riparazione o locali riguardano singole parti e/o elementi della struttura; essi non devono modificare in modo significativo il comportamento globale della struttura e si svolgono per i seguenti fini:

- Ripristinare le condizioni iniziali di elementi o parti danneggiate;

- Migliorare la resistenza e/o la duttilità di elementi o parti, anche non danneggiati;

- Impedire meccanismi di collasso locale;

- Modificare un elemento o una porzione limitata della struttura.

Gli interventi di miglioramento hanno lo scopo di aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere livelli di sicurezza fissati; occorre valutare la sicurezza di tutte le parti coinvolte da modifiche di comportamento, quindi della struttura globale se necessario.

Gli interventi di adeguamento, invece, hanno lo scopo di aumentare la sicurezza strutturale preesistente raggiungendo livelli di sicurezza fissati; la valutazione della sicurezza, il progetto d'intervento e le verifiche dovranno interessare l'intera struttura; tale tipologia di intervento è obbligatoria quando si intende:

- Sopraelevare la costruzione;

- Ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne la risposta;

- Apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica;

- Effettuare interventi strutturali che modificano il sistema strutturale esistente e quindi il suo comportamento;

- Portare la classe d'uso a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.

Il collaudo statico è obbligatorio per gli interventi di miglioramento e di adeguamento.

3.2 Analisi dell'edificio

Il collegio Universitario Fazzini è situato nel comune di Camerino, in provincia di Macerata, nelle Marche.

È un edificio realizzato nella prima metà degli anni '70 e la destinazione d'uso prevista era residenziale ad uso privato o struttura ricettiva alberghiera; successivamente la struttura è stata acquistata dall'Università di Camerino che ne ha cambiato la destinazione d'uso rendendola un collegio universitario sia con aule didattiche sia come sede delle segreterie studenti.

In seguito agli eventi sismici del 26 e 30 ottobre 2016 l'edificio è stato dichiarato inagibile e risulta ancora oggi inutilizzato.

3.2.1 Rilievo geometrico

L'edificio è a pianta rettangolare doppiamente simmetrica e di dimensioni 30,18 m x 25,00 m. Esso presenta, a partire dalla prima elevazione fuori terra, una corte interna di dimensioni 8,35 m x 8,35 m.

In elevazione esso è formato da:

- 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 2,03 m.

Dunque, le elevazioni sono sette e l'altezza totale al colmo risulta circa 21 m. 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 ordite nella sola direzione trasversale alla facciata principale, la facciata Nord; in direzione ortogonale a tali travi, solo perimetralmente sono presenti delle travi formate da una coppia di travetti di solaio accostati tra loro.

Le travi REP sono travi miste acciaio-calcestruzzo parzialmente prefabbricate (figg.20 e 21); infatti, s'intende una trave metallica realizzata in stabilimento e formata da:

- un corrente inferiore costituito da un fondello di acciaio ed eventuali barre ad esso saldate;

- un corrente superiore formato da almeno una coppia di profilati;
- un’anima a traliccio di collegamento saldata al corrente inferiore e superiore.

Figura 20, trave REP prefabbricata.

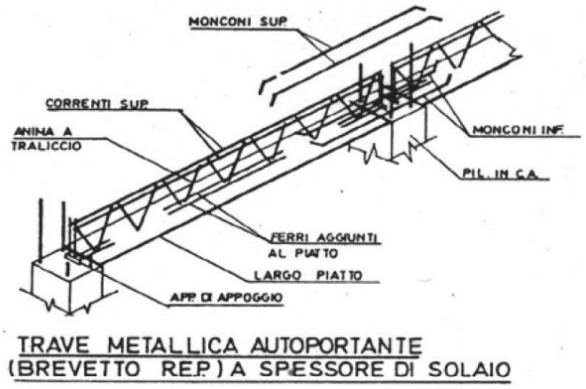


Figura 21, trave REP in teoria.

La trave REP viene completata quindi con il getto di calcestruzzo. Nel caso in esame tutte le travi sono in spessore di solaio e quest’ultimi sono latero-cementizi tutti da 18+3 cm ad eccezione dell’impalcato del sottotetto caratterizzato da un 12+3 cm; quindi, anche la copertura, a padiglione, è costituita da un solaio in latero-cemento da 18+3 cm. Il collegamento tra le varie elevazioni è reso possibile grazie alla presenza di due vani scala con al centro un nucleo ascensore in c.a.; tali vani sono in posizione simmetrica. Le scale sono a soletta rampante mentre i nuclei ascensori sono a C con setti da 15 cm di spessore. In copertura svettano i due torrini per l’extra-corsa dei nuclei ascensori. La fondazione è di tipo superficiale costituita da plinti collegati da cordoli in cemento armato. Di seguito si descrivono nel dettaglio gli elementi strutturali e non strutturali rilevati.

I pilastri sono in c.a. gettati in opera e sono rastremati in altezza.

Al piano seminterrato i pilastri di spigolo sono di sezione quadrata 35 cm x 35 cm, mentre quelli centrali sono da 50 cm x 50 cm e 40 cm x 40 cm.

Al piano terra, quelli di spigolo si mantengono tali, mentre gli altri rastremano di 5 cm in entrambe le direzioni.

Al piano primo si ha un’ulteriore rastremazione di 5 cm in entrambe le direzioni ad eccezione di quelli di spigolo che continuano ad essere da 35 cm x 35 cm.

Al secondo piano le sezioni diventano rettangolari, quindi quelli di spigolo 35 cm x 30 cm e quelli centrali 40 cm x 35 cm.

Al terzo piano quelli di spigolo diventano nuovamente quadrati da 30 cm x 30 cm, mentre gli altri rastremano di 5 cm in entrambe le direzioni.

Al quarto piano tutti i pilastri presentano una sezione quadrata 30 cm x 30 cm mentre al sottotetto tutti i pilastri sono da 25 cm x 25 cm.

Da alcuni saggi si è potuto osservare che i pilastri presentano un'armatura liscia di diametro prevalentemente ϕ16; le sovrapposizioni si estendono per 60 cm a partire dal solaio di calpestio, con uncini terminali nei ferri di arrivo; inoltre, si sono notate differenze nelle misure dei copriferri, sinonimo di una posa non sempre ottimale dei ferri nei casseri. Sui pilastri sono state condotte indagini sclerometriche per la misurazione della resistenza del calcestruzzo e pacometriche per l'individuazione dell'armatura longitudinale, trasversale e del copriferro. Inoltre, sono state estratte anche alcune carote da testare a schiacciamento in laboratorio, per una valutazione veritiera e certa della classe del calcestruzzo, e quindi per confermare le letture sclerometriche.

Le travate sono di tipo REP e sono ordite solo in direzione trasversale alla facciata principale dell'edificio (facciata Nord). In direzione ortogonale a queste, sono presenti, solo perimetralmente, delle travi costituite da due travetti di solaio affiancati tra loro.

La tecnologia REP è stata inventata nel 1967 dall'ingegnere Salvatore Leone, che estese alle costruzioni civili l'impiego del sistema misto, già diffuso nelle grandi infrastrutture quali ponti; infatti, la trave REP, o trave reticolare autoportante, è una trave metallica reticolare che, successivamente al getto di completamento di calcestruzzo, dà luogo ad una struttura mista acciaio-calcestruzzo in spessore di solaio. La trave metallica, realizzata in stabilimento interamente con acciaio liscio da carpenteria, si compone di:

- un corrente inferiore costituito da un piatto e da eventuali barre longitudinali saldate su di esso;
- un corrente superiore formato almeno da due barre longitudinali affiancate tra loro;
- un'anima a traliccio di collegamento tra i correnti inferiore e superiore;
- terminali di appoggio alle estremità costituiti da spezzoni di barre per garantire l'ancoraggio trave-pilastro.

La trave metallica reticolare porta tutto il carico fino alla completa maturazione del calcestruzzo, momento dal quale la struttura può considerarsi definitivamente mista e, quindi, acciaio e calcestruzzo collaborano nel resistere ai carichi. Nel caso in oggetto tutte le travi hanno una

sezione di 25 cm di larghezza e 21 cm di altezza; quindi, sono realizzate in spessore di solaio ad eccezione di quelle del sottotetto che sono estradossate visto lo spessore minore dell'impalcato.

La trave metallica presenta un fondello in acciaio di dimensioni in sezione di 25 cm x 6 mm ed un traliccio, costituito da barre ad aderenza migliorata inclinate a 45°, saldato su di esso.

Sono stati trovati dei ganci di diametro ϕ10 e ϕ12 probabilmente di compartecipazione tra la soletta del solaio e le travi.

Anche tutte le travi a sostegno della copertura sono di tipo REP ad eccezione di quella di colmo che è costituita da almeno una coppia di travetti di solaio affiancati tra loro; nelle REP a sostegno della copertura sembrano essere presenti 2ϕ22 saldati sul fondello inferiore.

Il collegamento tra le diverse elevazioni del fabbricato è realizzato con due vani scale simmetrici a tre rampe, con nucleo ascensore in c.a. sagomato a C in posizione centrale, di dimensioni 180 cm x 160 cm e spessore 15 cm. Le scale sono a soletta rampante in c.a. di larghezza pari a 120 cm e di spessore circa 15 cm; esse sono gettate in appoggio sulle tamponature perimetrali.

Lato ascensore, la scala non può praticamente considerarsi appoggiata, visto che non sono presenti né un vero e proprio proseguimento della soletta rampante all'interno dei setti del nucleo e nemmeno degli spezzoni di armatura di ancoraggio tra i due elementi strutturali; tutto ciò perché le scale sono state realizzate in un secondo momento rispetto ai nuclei ascensori.

I pianerottoli di piano sono realizzati con solaio latero-cementizio analogo a quello di piano, i pilastri che circondano i due vani scale sono collegati da travi REP in entrambe le direzioni, le scale e gli ascensori consentono il raggiungimento del quarto piano; l'accesso al sottotetto è possibile attraverso due botole posizionate in corrispondenza dei pianerottoli di arrivo delle scale al quarto piano, l'extra-corsa dei due nuclei ascensori è di circa 70 cm rispetto all'estradosso del solaio del sottotetto ed entrambi sono sormontati da torrini di copertura.

La fondazione è di tipo superficiale costituita da plinti isolati collegati da cordoli solamente in direzione Nord-Sud, cioè la stessa direzione delle travi REP. In direzione Est-Ovest non sono presenti cordoli se non perimetralmente a sostegno delle tamponature. Per poter verificare il tipo di fondazione è stato eseguito uno scavo intorno ad un plinto perimetrale. Così è stato possibile rilevare un'altezza del plinto di circa 70 cm ed un'impronta pari a 2,10 m in direzione parallela alla tamponatura, mentre, in direzione trasversale pari a 90 cm a partire dal filo del pilastro verso l'esterno. Al di sotto del plinto è stato misurato uno strato di magrone di circa 30 cm di spessore.

Inoltre, è stato possibile verificare la presenza del cordolo perimetrale in c.a. di altezza pari a 30 cm.

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.

La soletta di completamento dei solai non è armata e ha uno spessore di 3 cm. Essa è realizzata in continuità con il soprastante massetto di allettamento del pavimento per uno spessore complessivo (soletta-massetto-pavimento) di circa 8,5-9 cm. All'intradosso del solaio si ha uno strato di intonaco di 1,5 cm di spessore. Come si può notare in Figura 22, il solaio di calpestio del sottotetto è stato realizzato in continuità con l'intradosso delle travi REP, che mantengono la stessa altezza, pari a 21 cm, misurata agli altri piani. Perciò, queste travi risultano estradossate dato che l'impalcato del sottotetto è da 12+3 cm. Nella stessa figura, inoltre, si può notare l'assenza di travi trasversali alle REP.

Figura 22, solaio calpestio sottotetto

Per quanto riguarda i controsoffitti, se ne possono trovare due tipologie entrambe al piano terreno (figg. 23 e 24). La prima è costituita da elementi in laterizio, tipo tavelloni di dimensioni 118 cm x 26 cm x 6 cm, non ispezionabili e presenti solamente nella zona del portico a piano terra. Invece, la seconda tipologia è ispezionabile e si trova nella zona ERSU, sempre a piano terra; essa è costituita da pannelli leggeri fonoassorbenti ancorati con pendini all'intradosso del solaio.

Figura 23, controsoffitti con laterizi.

Figura 24, controsoffitti con pannelli leggeri fonoassorbenti.

I balconi (fig.25) sono costituiti dallo stesso solaio laterocementizio degli impalcati di piano, cioè 18+3 cm ordito in modo tale da scaricare il peso su monconi di travi REP a sbalzo. Il parapetto è formato da una ringhiera metallica.

Figura 25, balconi dell'edificio.

La copertura è a padiglione ed il solaio è sempre da 18+3 cm con guaina impermeabilizzante posata direttamente al di sopra della soletta di completamento. Le falde sono sostenute da travi

REP che appoggiano su pilastri di sezione quadrata da 25 cm x 25 cm (fig.26); i pilastri perimetrai sono molto bassi, di altezza pari a 27 cm. Le travi di colmo sono formate da almeno due travetti di solaio affiancati tra loro. 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 26, falde del tetto che poggiano sulle travi REP.

Le tamponature esterne, come si può notare in Figura 27, sono in parte intonacate ed in parte faccia a vista; in entrambi i casi sono costituite da due paramenti separati da un'intercapedine d'aria. Il paramento esterno ha sempre uno spessore di 12,5 cm, mentre quello interno di 8 cm. Le facce interne dei paramenti sono ricoperte da uno strato di catrame spalmato a pennello, con il compito di saturare i pori e migliorare il comfort termico dell'edificio, visto che, all'epoca, non era utilizzato ancora l'isolante. Lo spessore delle tamponature è tale da lasciare i pilastri a filo, sia internamente che esternamente, facendo variare lo spessore dell'intercapedine d'aria.

La stratigrafia delle tamponature intonacate, dall'interno all'esterno, è la seguente:

- Strato di intonaco da 1-2 cm;
- Laterizio forato da 8 cm;
- Intercapedine d'aria (spessore variabile a seconda delle dimensioni dei pilastri);
- Laterizio forato da 12,5 cm;
- Strato di intonaco da 1-2 cm.

La stratigrafia delle tamponature faccia a vista è la stessa, ad eccezione del paramento esterno che risulta formato da blocchi semipieni da 12,5 cm a vista. Le tamponature perimetrali non presentano collegamenti trasversali tra i due paramenti di laterizio.

Figura 27, vista delle due tipologie di tamponature.

Le tamponature sulle corte interna sono intonacate, analoghe a quelle appena descritte. Le tamponature dei due vani scale, sia sulla corte interna che sui vani interni del fabbricato, è di spessore circa 29 cm ed è costituita dallo stesso blocco utilizzato nei muri contro terra. Il blocco a 8 fori circolari da 25 cm di spessore è ricoperto da uno strato di intonaco da 2 cm di spessore per parte.

Per quanto riguarda i divisori interni si possono trovare differenti tipologie. Dal primo al quarto piano i divisori interni sono di due tipologie: la prima tipologia è il classico tramezzo costituito da un forato da 8 cm e da uno strato di intonaco da 1-1,5 cm per parte; mentre la seconda è formata da una doppia fodera di laterizi ed è presente nella sola direzione trasversale alla facciata principale al di sopra degli allineamenti dei pilastri 2- 38, 4-40 e 6-42 come schematizzato in fig.28.

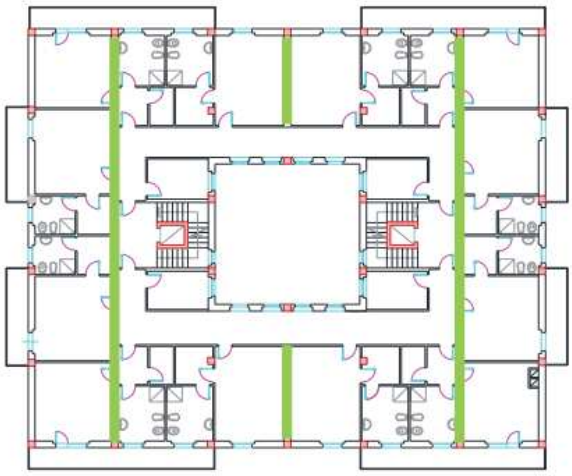


Figura 28, divisori interni in allineamento con i pilastri 2-38, 4-40 e 6-42.

In particolare, la stratigrafia della seconda tipologia è la seguente:

- Strato di intonaco da 1-1,5 cm;
- Fodera di laterizio forato tipo tavella di spessore 6 cm;
- Intercapedine d'aria di spessore variabile per mantenere i pilastri a filo;
- Fodera di laterizio forato tipo tavella di spessore 6 cm;
- Strato di intonaco da 1-1,5 cm.

Le facce interne delle fodere, come nelle tamponature perimetrali, presentano uno strato di catrame spalmato a pennello.

Al piano terra si notano poi altre 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, come illustrato in Figura 29, vista anche l'altezza maggiore del piano terra.

Figura 29, danni sismici su divisori.

In generale, non sono presenti situazioni di degrado del calcestruzzo. Invece, si possono notare fenomeni di corrosione del fondello delle travi REP, soprattutto nei telai perimetrali dove esse sono rivestite solo da 1-2 cm di intonaco.

3.2.2 Indagini in situ

Nel seguito si descrivono in maniera dettagliata le indagini effettuate in situ: indagini endoscopiche, saggi localizzati, prove magnetoscopiche, prove ultrasoniche e prove sclerometriche.

La stratigrafia degli orizzontamenti, delle tamponature e dei divisori interni è stata determinata mediante indagini endoscopiche utilizzando un baroscopio rigido (Boviar) di lunghezza pari ad 1 m, dotato di sistema d'illuminazione a lampada alogena e di videocamera (Sanyo Digital Camera) per scattare immagini fotografiche.

Una tomografia endoscopica si esegue percorrendo i seguenti passi:

- Perforazione con trapano munito di punta di Widia di diametro pari a 32 mm;
- Lavaggio e pulizia del foro da polveri e residui generati dalla perforazione;
- Inserimento del baroscopio rigido nel foro;
- Registrazione della stratigrafia del tratto indagato facendo riferimento alla progressiva dal filo del paramento interno o esterno di tamponature e divisori, oppure dell'intradosso o estradosso di solai.

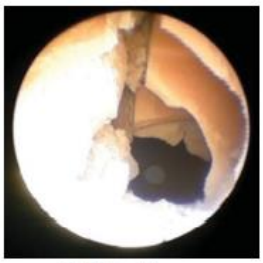
In totale sono state condotte:

- 7 tomografie orizzontali di cui una al piano seminterrato, due al piano terra e quattro al piano primo;
- 4 endoscopie verticali, quindi sui solai, di cui una al piano terra, due al piano primo ed una al piano sottotetto.

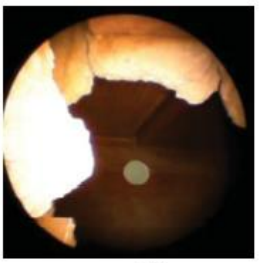
Di seguito sono riportati i risultati sottoforma di schede di rilievo, nelle quali si possono osservare scatti fotografici, distanze significative dal bordo del foro, stratigrafia completa di materiali e spessori. La loro ubicazione è anche indicata nelle figure dalla 30 alla 40.

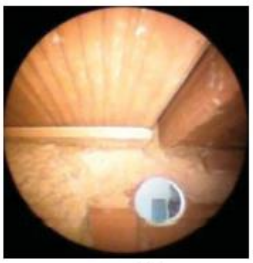
Scheda di rilievo: endoscopia E1.

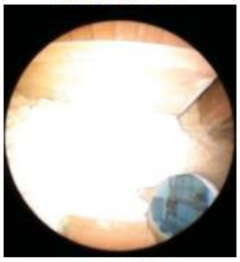
Ubicazione: parete perimetrale prospetto Sud, piano seminterrato tra i pilastri n. 38 e 39.
Eseguita dall'esterno verso l'interno.

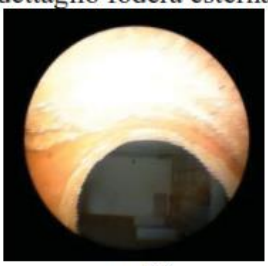

inizio foro

dettaglio fodera esterna


cm 10


cm 20


cm 40


cm 50

dettaglio fodera interna

fine foro

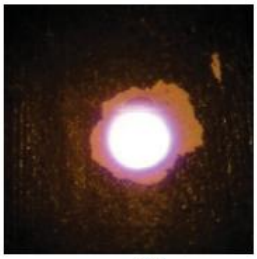
Tratto	Misura strato [cm]		Descrizione tratto indagato
	parziale	progressiva	
1	1	1	Intonaco esterno.
2	12.5	13.5	Laterizio forato.
3	33	46.5	Intercapedine, si fa notare che al di sopra dell'intercapedine sono presenti degli elementi di laterizio inseriti a mo' di architrave.
4	8	54.5	Laterizio forato.
5	0.5	55	Intonaco interno.

Figura 30, scheda di rilievo E1.

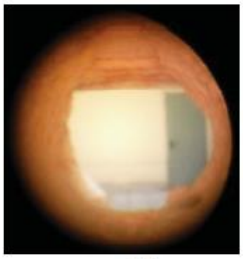
Scheda di rilievo: endoscopia E2.

Ubicazione: parete perimetrale corte interna, piano terra in prossimità del pilastro n. 29.
Eseguita dall'interno verso l'esterno.

cm 5


cm 20

cm 35


cm 45

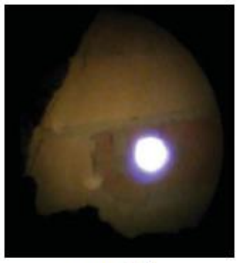
Tratto	Misura strato [cm]		Descrizione tratto indagato
	parziale	progressiva	
1	1	1	Intonaco interno.
2	8	9	Laterizio forato.
3	26	35	Intercapedine.
4	12.5	47.5	Laterizio forato, la cui superficie interna è rivestita di uno strato di catrame dato a pennello in modo da sigillare i fori e migliorare il comfort termico, dato che l'isolante non si usava ancora.
5	1	48.5	Intonaco esterno.

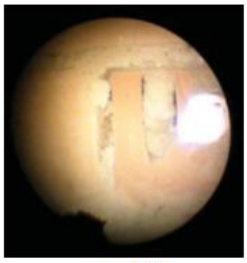
Figura 31, scheda di rilievo E2.

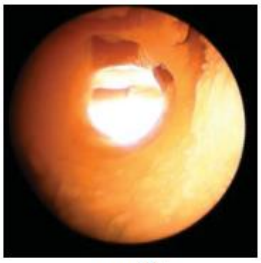
Scheda di rilievo: endoscopia E3.

Ubicazione: parete perimetrale prospetto Sud, piano terra tra i pilastri n. 38 e 39.
Eseguita dall'interno verso l'esterno.

cm 5


cm 15


cm 30

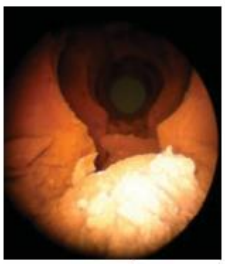

cm 35

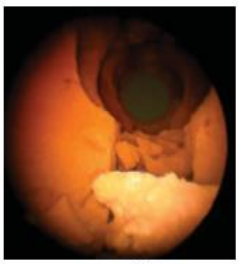
Tratto	Misura strato [cm]		Descrizione tratto indagato
	parziale	progressiva	
1	1	1	Intonaco interno.
2	8	9	Laterizio forato.
3	32	41	Intercapedine.
4	12.5	41.5	Laterizio forato faccia vista. La superficie interna del laterizio è rivestita di uno strato di catrame.

Figura 32, scheda di rilievo E3.

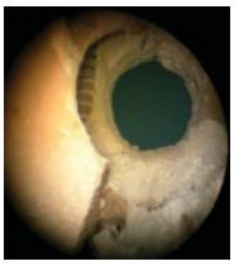
Scheda di rilievo: endoscopia E4.

Ubicazione: parete divisoria su vano scala B, piano primo tra i pilastri n. 26 e 27.
Eseguita dall'interno della stanza verso il vano scala.


cm 2


cm 10

cm 20

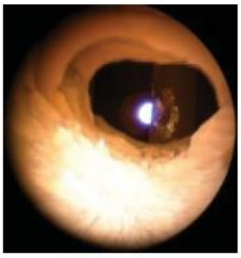

cm 25

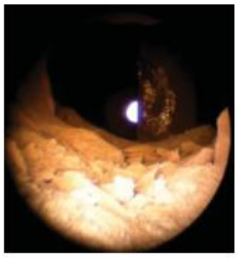
Tratto	Misura strato [cm]		Descrizione tratto indagato
	parziale	progressiva	
1	2	2	Intonaco interno.
2	25	27	Laterizio forato a 8 fori circolari, analogo a quello presente contro terra al piano seminterrato (scasso SP1).
5	2	29	Intonaco esterno (su vano scala).

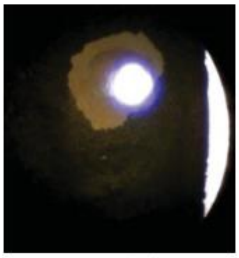
Figura 33, scheda di rilievo E4.

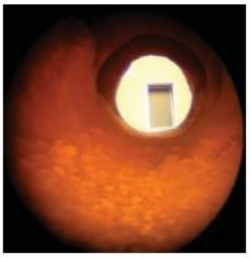
Scheda di rilievo: endoscopia E5.

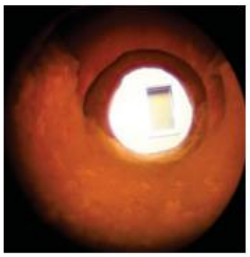
Ubicazione: parete perimetrale corte interna, piano primo in prossimità del pilastro n. 15.
Eseguita dall'interno verso l'esterno.


inizio foro


cm 5


cm 14


cm 36


cm 40

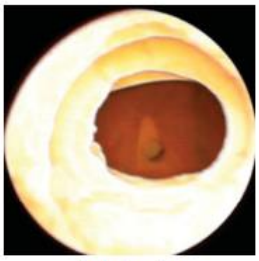
fine foro

Tratto	Misura strato [cm]		Descrizione tratto indagato
	parziale	progressiva	
1	3	3	Intonaco interno.
2	8	11	Laterizio forato. Nella foto scattata a 5 cm dal bordo del foro si osserva un tubo metallico, leggermente intaccato dalla punta del trapano.
3	24	35	Intercapedine.
4	12.5	47.5	Laterizio forato. La superficie interna del laterizio è rivestita di uno strato di catrame.
5	1.5	49	Intonaco esterno.

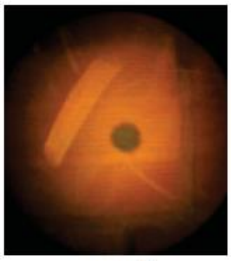
Figura 34, scheda di rilievo E5.

Scheda di rilievo: endoscopia E6.

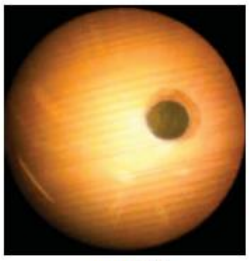
Ubicazione: divisorio interno, piano primo tra i pilastri n. 24 e 31.



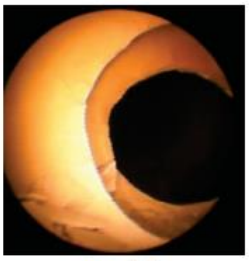
inizio foro



cm 7



cm 25



cm 35

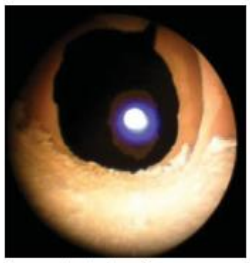
cm 38

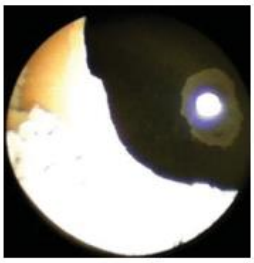
Tratto	Misura strato [cm]		Descrizione tratto indagato
	parziale	progressiva	
1	1	1	Intonaco.
2	6	7	Laterizio forato (tavella).
3	28	35	Intercapedine.
4	6	41	Laterizio forato (tavella).
5	1	42	Intonaco.

Figura 35, scheda di rilievo E6.

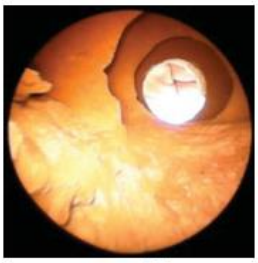
Scheda di rilievo: endoscopia E7.

Ubicazione: parete perimetrale prospetto Ovest, piano primo in prossimità del pilastro n. 28.
Eseguita dell'interno verso l'esterno.


inizio foro


cm 7

cm 11

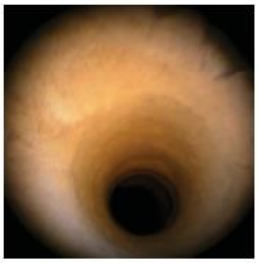

cm 37

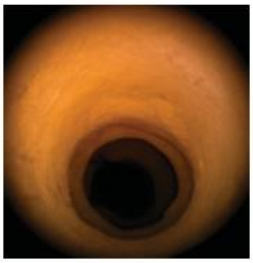
Tratto	Misura strato [cm]		Descrizione tratto indagato
	parziale	progressiva	
1	3	3	Intonaco interno.
2	8	11	Laterizio forato.
3	24	35	Intercapedine.
4	12.5	47.5	Laterizio forato. La superficie interna del laterizio è rivestita di uno strato di catrame.
5	1.5	49	Intonaco esterno.

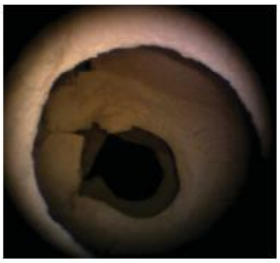
Figura 36, scheda di rilievo E7.

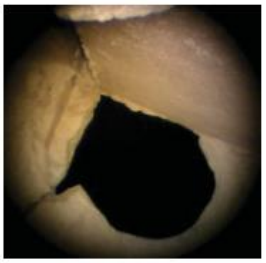
Scheda di rilievo: endoscopia solaio ES1.

Ubicazione: solaio di calpestio piano terra, stanza tra i pilastri 35, 36, 42 e 43.
Eseguita dall'estradosso verso l'intradosso.


inizio foro


dettaglio massetto-caldana


cm 10

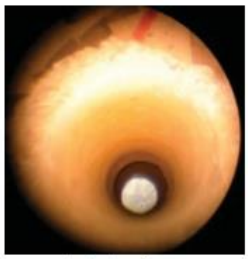

cm 20

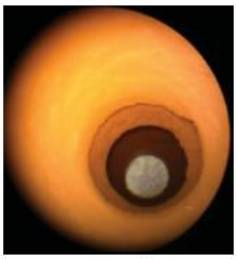
Tratto	Misura strato [cm]		Descrizione tratto indagato
	parziale	progressiva	
1	1	1	Pavimento.
2	9	10	Soletta di completamento del solaio e massetto, non si riesce a cogliere la discontinuità tra i due elementi.
3	18	28	Pignatta in laterizio con lunettatura superiore di altezza 3 cm.
4	1	29	Intonaco all'intradosso del solaio.

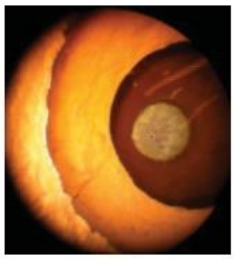
Figura 37, scheda di rilievo ES1.

Scheda di rilievo: endoscopia solaio ES2.

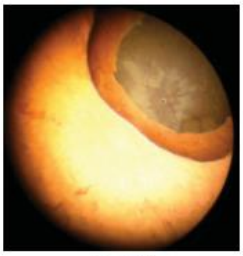
Ubicazione: solaio di calpestio piano primo, stanza tra i pilastri n. 35, 36, 42 e 43.
Eseguita dall'estradosso verso l'intradosso.

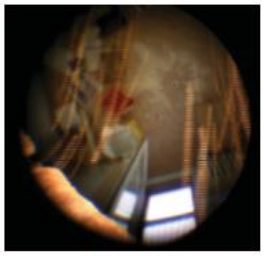

inizio foro


cm 3


cm 9

cm 12


cm 20

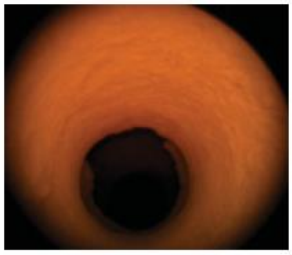

fine foro

Tratto	Misura strato [cm]		Descrizione tratto indagato
	parziale	progressiva	
1	1	1	Pavimento.
2	9	10	Soletta di completamento del solaio e massetto, non si riesce a cogliere la discontinuità tra i due elementi.
3	18	28	Pignatta in laterizio con lunettatura superiore di altezza 3 cm visibile nello scatto realizzato a 9 cm dal bordo.
4	0.5	28.5	Intonaco all'intradosso del solaio.

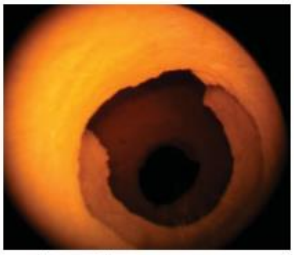
Figura 38, scheda di rilievo ES2.

Scheda di rilievo: endoscopia solaio ES3.

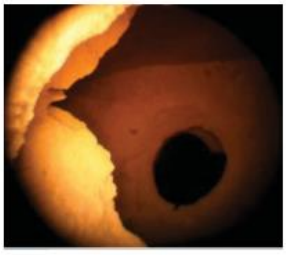
Ubicazione: pianerottolo di arrivo vano scala B, piano primo.
Eseguita dall'estradosso verso l'intradosso.



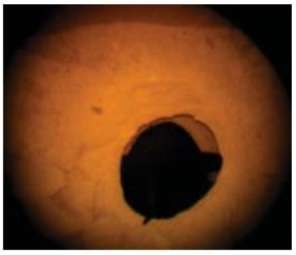
inizio foro



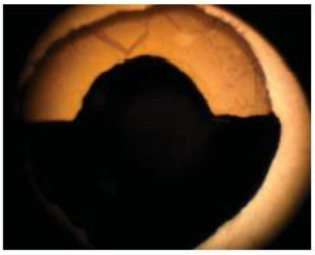
dettaglio massetto-caldana



cm 10



cm 13



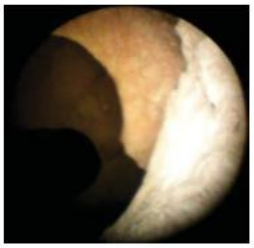
cm 23

Tratto	Misura strato [cm]		Descrizione tratto indagato
	parziale	progressiva	
1	1	1	Pavimento.
2	9	10	Soletta di completamento del solaio e massetto, non si riesce a cogliere la discontinuità tra i due elementi.
3	18	28	Pignatta in laterizio con lunettatura superiore di altezza 3 cm.
4	0.5	28.5	Intonaco all'intradosso del solaio.

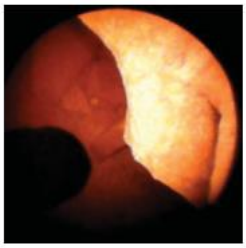
Figura 39, scheda di rilievo ES4.

Scheda di rilievo: endoscopia solaio ES4.

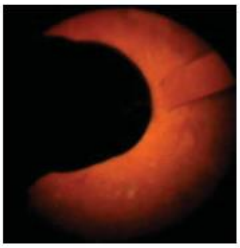
Ubicazione: solaio di calpestio sottotetto in prossimità del pilastro n. 35.
Eseguita dall'estradosso verso l'intradosso.



inizio foro



cm 3



cm 8

Tratto	Misura strato [cm]		Descrizione tratto indagato
	parziale	progressiva	
1	2	2	Massetto.
2	12	14	Pignatta in laterizio.
3	1	15	Intonaco all'intradosso del solaio.

Figura 40, scheda di rilievo ES4.

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.

Anch'essi sono descritti di seguito attraverso schede di rilievo che riportano ubicazione, scatti fotografici e tabelle descrittive.

Complessivamente sono stati eseguiti (figg. da 41 a 45):

- 1 scasso in fondazione (SF);
- 3 scassi su pareti (SP);
- 1 scasso su solaio (SS);
- 1 rimozione di intonaco sulle rampe dei vani scala (RI).

Scheda di rilievo: scasso in fondazione SF1.

Ubicazione: piano seminterrato in corrispondenza del pilastro n. 38	
vista in direzione longitudinale	vista in direzione trasversale
Descrizione Lo scavo effettuato ha permesso di individuare la tipologia di fondazione, che è superficiale su plinti collegati da cordoli. In dettaglio il plinto è alto circa 70 cm, l'impronta misurata in direzione longitudinale è pari a circa 2,10 m, mentre in direzione trasversale sono stati misurati 90 cm a partire dall'ingombro del pilastro. Al di sotto del plinto è stato rilevato uno strato di magrone di spessore uguale a 30 cm. I cordoli di collegamento hanno un'altezza di 30 cm e si intestano sulla sommità del plinto, sostenendo le pareti perimetrali eterne.	

Figura 41, scheda di rilievo SF1.

Scheda di rilievo: scasso su parete SP1.

Ubicazione: parete perimetrale piano seminterrato, in adiacenza al pilastro n. 30

scasso su parete

dettaglio fodera interna

dettaglio laterizio forato e ghiaione retrostante

Tratto	*Misura strato [cm]*		*Descrizione tratto indagato*
	parziale	*progressiva*	
1	1.5	1.5	Intonaco interno.
2	6	7.5	Laterizio forato tipo tavellone.
3	16	23.5	Intercapedine.
4	25	48.5	Laterizio forato a 8 fori circolari (dimensioni blocco 26 cm x 25 cm x 12.5 cm).
5	non rilevato	non rilevato	Ghiaione di riempimento tra i laterizi forati ed il terreno retrostante.

Figura 42, scheda di rilievo SP1.

Scheda di rilievo: 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

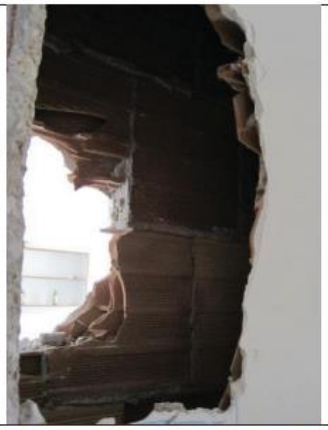
Tratto	*Misura strato [cm]*		*Descrizione tratto indagato*
	parziale	*progressiva*	
1	1	1	Intonaco interno.
2	8	9	Laterizio forato.
3	26	35	Intercapedine.
4	0.7	35.7	Intonaco.
5	12.5	48.2	Laterizio forato.
6	1.5	49.7	Intonaco esterno.

Figura 43, scheda di rilievo SP2.

Scheda di rilievo: 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 44, scheda di rilievo SP3.

Scheda di rilievo: scasso su solaio SS1.

Ubicazione: piano terra in corrispondenza del controsoffitto in laterizio tra i pilastri n. 5 e 6

vista esterna dello scasso

vista in direzione longitudinale del solaio di piano primo al di sopra del controsoffitto in laterizio

dettaglio del doppio travetto posizionato sul perimetro dell'edificio in direzione longitudinale

Descrizione

Lo scasso eseguito sul controsoffitto in laterizio (tavelloni) ha permesso di verificare l'assenza di travate in direzione longitudinale sul perimetro del fabbricato e la presenza di due travetti affiancati, per una larghezza complessiva di circa 24 cm.

Figura 45, scheda di rilievo SS1.

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 (figg. da 46 a 51).

Scheda di rilievo: scasso in fondazione SF2.

Ubicazione: piano seminterrato in corrispondenza di un pilastro

dettaglio dell'orditura dei cordoli di fondazione

dettaglio dell'armatura dei cordoli di fondazione

Descrizione

Lo scavo effettuato ha permesso di confermare la tipologia di fondazione e di verificare la presenza di cordoli di collegamento tra i plinti. Tali cordoli sono orditi solo in direzione ortogonale alla facciata principale, prospetto Nord, stessa direzione di orditura delle travi REP.

Solo perimetralmente, come visibile nello Scasso SF1, sono presenti cordoli orditi nell'altra direzione sui quali appoggiano le tamponature perimetrali del piano seminterrato.

I cordoli di fondazione presentano una sezione di larghezza 30 cm ed altezza 40 cm. Essi sono armati con 4ϕ14 longitudinali ad aderenza migliorata, una barra per spigolo, e con staffe ϕ6 lisce.

Figura 46, scheda di rilievo SF2.

Scheda di rilievo: scasso su solaio SS2.

Ubicazione: piano seminterrato

dettaglio della stratigrafia del solaio del piano seminterrato

Descrizione

Lo scavo effettuato ha permesso di individuare la stratigrafia del solaio del piano seminterrato, dall'estradosso verso il terreno così composta:

- Graniglia (pavimento) di spessore 3 cm;
- Massetto di allettamento di spessore 3 cm;
- Soletta di calcestruzzo di spessore 10 cm, senza armatura;
- Vespaio di spessore 3-4 cm.

Figura 47, scheda di rilievo SS2.

Scheda di rilievo: rimozione dell'intonaco all'intradosso della rampa della scala RI1.

Ubicazione: rimozione dell'intonaco all'intradosso di una rampa della scala

vista dell'intradosso della rampa della scala su cui è stato rimosso l'intonaco per le letture pacometriche

Descrizione

La rimozione dell'intonaco all'intradosso della rampa di cui sopra ha permesso l'esecuzione di indagine pacometrica che ha portato ad individuare 4ϕ8 lisci disposti longitudinalmente e dei ϕ12 trasversali con passo circa pari a 25 cm.

Figura 48, scheda di rilievo RI1.

Scheda di rilievo: scasso all'interfaccia scala-nucleo ascensore SS3.

dettaglio dello scasso all'interfaccia tra la rampa della scala ed il setto del nucleo ascensore

dettaglio dell'armatura della scala all'interfaccia con il nucleo ascensore

Descrizione

Lo scasso effettuato ha messo in luce il mancato ancoraggio tra la scala ed il nucleo ascensore: questo conferma la realizzazione delle scale successivamente ai nuclei ascensori. Quindi la scala appoggia solamente sulle tamponature che la circondano. Nella foto a destra si può notare che la barra trasversale della scala ripiega senza ancorarsi all'interno del setto.

Figura 49, scheda di rilievo SS3.

Scheda di rilievo: scasso su solaio SS4.

Ubicazione: solaio piano tipo

dettaglio dell'armatura inferiore del travetto di solaio

dettaglio dell'armatura superiore del travetto di solaio

Descrizione

Lo scasso effettuato ha permesso l'identificazione dell'interasse dei travetti di solaio e della loro armatura. Il solaio è ordito in direzione ortogonale alle travi REP come si può vedere nella foto a destra, in cui i ferri orizzontali sono quelli delle travi mentre quelli verticali dei travetti.

I travetti presentano un interasse pari a 52 cm ed un'armatura così costituita:

- Corrente inferiore 2ϕ6 ad aderenza migliorata;
- Traliccio ϕ4 o ϕ5;
- Corrente superiore 1ϕ8 ad aderenza migliorata, più 2ϕ12 ad aderenza migliorata agli appoggi.

Figura 50, scheda di rilievo SS4.

Scheda di rilievo: scasso su solaio SS5 per verifica armatura trave REP.

Ubicazione: solaio piano tipo

dettaglio dell'armatura superiore della trave REP

Descrizione

Lo scasso effettuato ha permesso l'identificazione del corrente superiore della trave REP. Esso sembra essere costituito da 2ϕ22 e da 2ϕ30 aggiuntivi in appoggio.

Questa indagine è stata condotta per verificare e quanto risultato dal progetto simulato, necessario al fine di individuare le possibili armature.

Figura 51, scheda di rilievo SS5

Le ***indagini magnetoscopiche*** sono state eseguite al fine di individuare la posizione e il diametro delle armature, lo spessore del copriferro e per definire le zone in cui indagare le caratteristiche meccaniche del calcestruzzo.

L'attrezzatura utilizzata consiste in un pacometro digitale (Novatest) munito di controllo acustico e visivo per la localizzazione e la disposizione delle armature. La sonda in un primo momento magnetizza brevemente le barre, poi ne individua il campo magnetico indotto. Siccome tale tipologia di indagine non è normata a livello nazionale, è stata condotta secondo le indicazioni previste dalla norma BS 1881-204 e dalle L.G. del Consiglio Superiore LL.PP. del settembre 2017.

Le indagini pacometriche sono state eseguite sui pilastri e sui setti dei due nuclei ascensori per identificarne l'armatura longitudinale e trasversale. Per una corretta lettura, prima di effettuare la prova, si è proceduto alla rimozione di una porzione di intonaco dove presente. L'armatura è stata identificata facendo scorrere il pacometro sulla porzione priva di intonaco: si fa notare che lo strumento rileva le barre disposte parallelamente al proprio asse maggiore. Dove possibile, oltre all'individuazione della disposizione dei ferri, è stato determinato lo spessore del copriferro e il diametro delle barre. Tali letture sono tra loro dipendenti, infatti, per misurare il ricoprimento di calcestruzzo, occorre impostare sullo strumento il diametro della barra, che si può dedurre da una

stima effettuata dallo strumento stesso (oppure da tavole esecutive se a disposizione). Per verificare l'attendibilità delle misure, dove possibile, si è proceduto alla rimozione del copriferro.

Per quanto riguarda i risultati delle indagini effettuate si rimanda al successivo paragrafo 4.2.3.

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.

Tali misurazioni sono state poi usate per la stima delle caratteristiche meccaniche del cls attraverso il metodo combinato SONREB, utilizzando parametri calibrati sulla base delle prove di schiacciamento delle carote estratte in corrispondenza delle stazioni di misura. Per eseguire tali prove è stato utilizzato un rilevatore ad ultrasuoni digitale (Cronosonic Mae) caratterizzato dalle seguenti specifiche:

- Temperatura di esercizio -20°C - +70°C;
- Sonde a contatto a frequenza 55 kHz;
- Risoluzione di misura temporale pari a 83 nS;
- Banda passante del filtro: 20-80 kHz; - Guadagno amplificatore pari a 50 dB;
- Livello minimo del segnale trigger pari a 208 mV.

Per la determinazione dei tempi di propagazione degli impulsi ultrasonici si è fatto riferimento alla norma UNI EN 12504-4:2005 ed alle L.G. del Consiglio Superiore LL.PP. dell'ottobre 2017.

Le aree degli elementi strutturali sottoposti a prova ultrasonica sono le stesse in corrispondenza delle quali sono state condotte le battute sclerometriche. Prima di eseguire le prove si è resa necessaria la rettifica e la pulizia delle zone d'indagine, rendendole lisce e prive di residui polverosi. Le sonde sono state accoppiate alla struttura mediante l'interposizione di gel per ultrasuoni.

Quando possibile la prova ultrasonica è stata eseguita secondo il metodo diretto, cioè disponendo le sonde su facce opposte dell'elemento, in modo che le onde attraversassero l'intera sezione senza incontrare le armature. Questa modalità è anche conosciuta come metodo per trasparenza. Altrimenti, ad esempio per impossibilità di accesso alle facce opposte dell'elemento, la prova è stata condotta secondo il metodo semi-diretto posizionando le sonde su facce adiacenti. Dove nemmeno questa seconda modalità è stata possibile, si è eseguita la prova tramite metodo

indiretto, posizionando le sonde su una superficie piana ed effettuando misure a distanze diverse tra loro, come visibile in fig.52 in cui T rappresenta la sonda trasmittente ed R quella ricevente.

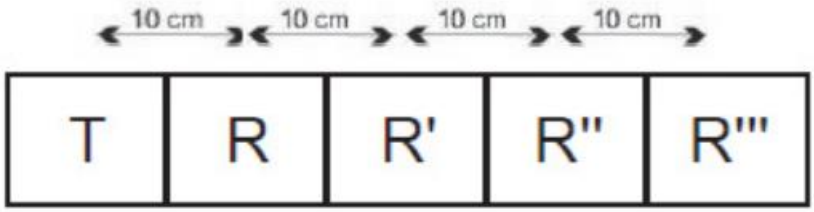


Figura 52, metodo indiretto prova ultrasonica.

Con il metodo di propagazione indiretto, detto anche a rifrazione, si è tenuto conto del fatto che la velocità di propagazione del segnale all'interno dell'elemento, ricavata noti lo spazio ed il tempo di attraversamento, potrebbe essere risultata minore.

Indipendentemente dal metodo utilizzato, la velocità di propagazione si può comunque stimare incrementando del 5% la velocità ottenuta con il metodo semi-diretto oppure del 15% quella derivante dal metodo indiretto. Dato che maggiore è la velocità e migliore è la qualità del calcestruzzo, vista la diretta proporzionalità tra velocità e compattezza, nelle prove eseguite non sono state applicate le correzioni alla velocità a favore di sicurezza. Per quanto riguarda i risultati delle indagini eseguite si rimanda al successivo paragrafo 4.2.3.

Le ***indagini sclerometriche*** sono state effettuate per valutare la resistenza del calcestruzzo attraverso l'analisi del suo strato più superficiale. Le misure sono state poi utilizzate per la stima delle caratteristiche meccaniche del conglomerato applicando il metodo SONREB con parametri calibrati in base ai risultati delle prove di schiacciamento delle carote estratte.

Le batture sclerometriche sono state eseguite utilizzando uno sclerometro (Tipo N) e seguendo le indicazioni riportate nella norma UNI EN 12504-2:2001 e nelle L.G. del Consiglio Superiore LL.PP. dell'ottobre 2017.

Dopo un'attenta valutazione visiva della zona di prova e dopo aver eseguito la prova pacometrica, sono stati segnalati con pennarello indelebile i punti su cui effettuare le battute sclerometriche. È fondamentale eseguire prima la prova pacometrica per individuare la posizione delle barre d'armatura, perché le indagini sclerometriche non devono essere eseguite in corrispondenza dei ferri, altrimenti i valori che si ottengono sono influenzati da essi.

Come anticipato in precedenza, è necessario, prima di eseguire tali letture, rimuove l'intonaco e rettificare la superficie al fine di renderle liscia e priva di polvere.

Dopo le battute sclerometriche, sono stati esaminati tutti i punti di prova per verificare se l'impatto dell'asta di percussione dello strumento avesse danneggiato lo strato corticale. In caso di danneggiamenti locali si è proceduto ad eliminare il valore registrato, eseguendo la media aritmetica sulle retanti misure.

Per i risultati delle prove condotte si rimanda al successivo paragrafo 4.2.3, dove per ogni prova sono indicati i valori ottenuti dalle singole battute, l'orientamento dello sclerometro e la media aritmetica dei risultati.

Si fa notare che, per ogni area di prova, si è controllato che almeno l'80% delle letture non differenziassero più di 6 unità dalla media calcolata, così da poter utilizzare tutti i valori per il calcolo dell'indice sclerometrico medio relativo alla zona di indagine.

3.2.3 Risultati delle indagini in situ sugli elementi verticali

In questo paragrafo si riportano i risultati delle indagini in situ effettuate sui pilastri e sui setti dei nuclei ascensori.

Nella figura 53 è riportata una tabella dove sono elencate le misure ultrasoniche e sclerometriche.

Nella figura 54 è riportata una tabella dove sono riportate le armature longitudinali e trasversali individuate mediante pacometro.

Nella figura 55 è riportata una tabella dove sono mostrate le dimensioni delle carote estratte e la profondità dello strato di calcestruzzo interessato da carbonatazione.

La figura 56 mette in luce la numerazione degli elementi strutturali verticali. Si fa notare che per direzione X si intende quella Est-Ovest, cioè parallela alla facciata principale e quindi ortogonale alle travi REP; mentre per direzione Y si intende quella Nord-Sud, cioè quella di orditura delle travi REP.

Elemento	N°	Piano	Dimensioni Sezione		Spessore Nucleo	Prova Ultrasonica					Prova Sclerometrica	
			D_{pil} (X)	H_C (Y)	s	t_X	V_X	t_Y	V_Y	V_{media}	Ir_{medio}	Posizione Sclerometro
			[cm]	[cm]	[cm]	[µs]	[m/s]	[µs]	[m/s]	[m/s]		
Pil	10	Semint.	50,4	50,5	/	/	/	123,0	4104	4104	42,4	Orizzontale
Pil	22	Semint.	40,0	40,0	/	/	/	95,7	4180	4180	49,7	Orizzontale
Pil	32	Semint.	51,0	51,0	/	/	/	128,1	3982	3982	35,4	Orizzontale
Pil	33	Semint.	40,0	40,0	/	95,4	4192	/	/	4192	44,2	Orizzontale
Pil	34	Semint.	50,5	50,0	/	126,5	3993	128,5	3892	3943	40,5	Orizzontale
Pil	35	Semint.	50,5	50,3	/	138,5	3646	/	/	3646	40,5	Orizzontale
Pil	41	Semint.	50,0	50,0	/	/	/	121,9	4101	4101	37,6	Orizzontale
Pil	42	Semint.	50,0	50,0	/	/	/	121,2	4125	4125	40,9	Orizzontale
Nucleo	B	Semint. -> Terra	/	/	15,0	prove in diversi punti				2325	36,3	Orizzontale
Pil	1	Terra	35,0	35,0	/	/	/	91,0	3845	3845	43,2	Orizzontale
Pil	3	Terra	45,0	45,5	/	/	/	116,9	3893	3893	43,8	Orizzontale

Pil	4	Terra	45,0	45,5	/	/	/	119,3	3813	3813	44,0	Orizzontale
Pil	6	Terra	45,0	45,0	/	/	/	117,5	3828	3828	44,3	Orizzontale
Pil	8	Terra	45,5	45,0	/	114,6	3970	/	/	3970	43,5	Orizzontale
Pil	9	Terra	45,0	45,0	/	/	/	123,8	3634	3634	37,2 e 36,3	Orizzontale
Pil	10	Terra	43,0	43,0	/	/	/	127,1	3384	3384	40,1	Orizzontale
Pil	12	Terra	45,0	45,0	/	/	/	117,4	3833	3833	43,6	Orizzontale
Pil	13	Terra	45,0	44,5	/	/	/	134,1	3318	3318	32,4	Orizzontale
Pil	15	Terra	35,0	34,5	/	91,6	3821	/	/	3821	41,6	Orizzontale
Pil	29	Terra	35,0	35,0	/	86,9	4029	/	/	4029	41,2	Orizzontale
Pil	32	Terra	45,0	45,0	/	/	/	119,6	3763	3763	41,6	Orizzontale
Pil	33	Terra	40,0	40,0	/	/	/	100,2	3391	3391	47,5	Orizzontale
Pil	34	Terra	45,0	45,0	/	/	/	132,8	3388	3388	43,9	Orizzontale
Pil	35	Terra	45,0	45,0	/	117,8	3821	/	/	3821	42,2	Orizzontale
Nucleo	B	Terra -> 1	/	/	15,0	prove in diversi punti				3686	39,0 e 45,2	Orizzontale
Pil	10	1	40,0	39,5	/	/	/	104,8	3768	3768	37,3	Orizzontale
Pil	11	1	35,5	35,0	/	92,0	3860	/	/	3860	41,3	Orizzontale
Pil	12	1	40,0	40,0	/	107,7	3713	/	/	3713	34,4	Orizzontale
Pil	30	1	40,0	40,0	/	107,4	3723	/	/	3723	39,6	Orizzontale
Pil	32	1	40,0	40,0	/	/	/	107,0	3738	3738	35,5	Orizzontale
Pil	34	1	40,0	40,5	/	/	/	108,7	3727	3727	38,6	Orizzontale
Pil	36	1	40,0	40,0	/	107,9	3706	/	/	3706	36,4	Orizzontale
Pil	10	2	35,0	40,5	/	/	/	105,5	3837	3837	41,9	Orizzontale

Pil	12	2	35,0	40,0	/	/	/	100,5	3879	3879	41,1	Orizzontale
Pil	14	2	35,0	40,5	/	92,3	3790	/	/	3790	38,3	Orizzontale
Pil	21	2	35,0	40,0	/	98,8	3542	/	/	3542	37,0	Orizzontale
Pil	29	2	29,5	35,0	/	76,1	3879	/	/	3879	40,8	Orizzontale
Pil	32	2	35,0	40,5	/	/	/	112,5	3600	3600	37,2	Orizzontale
Pil	34	2	35,0	40,4	/	/	/	105,1	3845	3845	40,2	Orizzontale
Pil	8	3	30,0	34,5	/	81,1	3701	/	/	3701	33,8	Orizzontale
Pil	10	3	29,0	35,0	/	81,0	3580	/	/	3580	40,0	Orizzontale
Pil	12	3	30,0	35,0	/	78,5	3823	/	/	3823	34,4	Orizzontale
Pil	32	3	30,0	35,0	/	81,2	3695	/	/	3695	42,0	Orizzontale
Pil	34	3	30,0	35,0	/	78,0	3845	/	/	3845	41,1	Orizzontale
Nucleo	B	3 -> 4	/	/	15,0	prove in diversi punti				3848	38,0 e 36,0	Orizzontale
Pil	10	4	30,0	30,0	/	79,5	3775	/	/	3775	39,6	Orizzontale
Pil	12	4	30,0	30,5	/	78,7	3811	/	/	3811	38,2	Orizzontale
Pil	29	4	30,0	30,0	/	84,2	3563	/	/	3563	32,7	Orizzontale
Pil	30	4	30,5	30,0	/	79,0	3862	/	/	3862	38,7	Orizzontale
Pil	32	4	30,0	30,0	/	87,7	3421	/	/	3421	39,4	Orizzontale
Pil	34	4	29,5	30,0	/	80,7	3656	/	/	3656	41,1	Orizzontale
Pil	35	Sottotetto	25,0	25,0	/	75,4	3317	74,6	3353	3335	33,9 e 35,3	Orizzontale

Figura 53, risultati delle indagini ultrasoniche e sclerometriche eseguite sui pilastri e sui setti dei nuclei.

Elemento	N°	Piano	Dimensioni Sezione		Spessore Nucleo	Armatura Longitudinale				Armatura Trasversale		
			D_{pil} (X)	H_C (Y)	s	ϕ	N° ϕ in X	N° ϕ in Y	c	ϕ	passo	c
			[cm]	[cm]	[cm]	[mm]			[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
Pil	10	Semint.	50,4	50,5	/	16	3	3	52,0	8	268	/
Pil	22	Semint.	40,0	40,0	/	16	3	3	/	8	190	/
Pil	32	Semint.	51,0	51,0	/	16	3	3	55,0	8	248	36,0
Pil	33	Semint.	40,0	40,0	/	16	2	3	29,0	8	197	/
Pil	34	Semint.	50,5	50,0	/	16	3	3	36,0	8	258	30,0
Pil	35	Semint.	50,5	50,3	/	16	3	3	29,0	8	245	18,0
Pil	41	Semint.	50,0	50,0	/	16	3	3	33,0	8	260	22,0
Pil	42	Semint.	50,0	50,0	/	16	3	3	43,0	8	250	28,0
Nucleo	B	Semint. -> Terra	/	/	15,0	/	/	5	/	/	550	/
Pil	1	Terra	35,0	35,0	/	16	2	2	28,0	8	230	14,0
Pil	3	Terra	45,0	45,5	/	16	2	3	23,0	8	235	17,0
Pil	4	Terra	45,0	45,5	/	16	2	3	44,0	8	240	33,0
Pil	6	Terra	45,0	45,0	/	16	2	3	27,0	/	230	/
Pil	8	Terra	45,5	45,0	/	16	2	3	30,0	8	265	20,0
Pil	9	Terra	45,0	45,0	/	16	2	3	29,0	8	235	12,0
Pil	10	Terra	43,0	43,0	/	16	2	3	37,0	8	210	38,0
Pil	12	Terra	45,0	45,0	/	16	2	3	27,0	8	243	18,0
Pil	13	Terra	45,0	44,5	/	16	2	3	31,0	7	248	8,0
Pil	15	Terra	35,0	34,5	/	16 18	2 0	2 1	/	8	218	/
Pil	29	Terra	35,0	35,0	/	16	2	3	28,0	8	210	10,0
Pil	32	Terra	45,0	45,0	/	16	2	3	30,0	8	240	23,0
Pil	33	Terra	40,0	40,0	/	16	2	3	40,0	8	210	28,0
Pil	34	Terra	45,0	45,0	/	16	2	3	40,0	8	250	22,0
Pil	35	Terra	45,0	45,0	/	16	2	3	25,0	8	223	10,0
Nucleo	B	Terra -> 1	/	/	15,0	12 16	/	12	27,0	16, 18 e 21	285	31,0
Pil	10	1	40,0	39,5	/	14 16	2 0	2 1	/	8	218	/
Pil	11	1	35,5	35,0	/	16	2	3	26,0	8	195	/
Pil	12	1	40,0	40,0	/	14	2	3	35,0	8	215	21,0

Pil	30	1	40,0	40,0	/	16	2	3	36,0	8	225	/
Pil	32	1	40,0	40,0	/	14	2	3	33,0	8	205	20,0
Pil	34	1	40,0	40,5	/	14	2	3	23,0	8	210	25,0
Pil	36	1	40,0	40,0	/	16	2	3	39,0	8	200	26,0
Pil	10	2	35,0	40,5	/	14	2	3	/	8	175	/
Pil	12	2	35,0	40,0	/	16	2	3	22,0	8	205	12,0
Pil	14	2	35,0	40,5	/	16	2	2	40,0	8	198	/
Pil	21	2	35,0	40,0	/	16	2	3	38,0	8	200	23,0
Pil	29	2	29,5	35,0	/	16	3	2	/	8	190	/
Pil	32	2	35,0	40,5	/	16	2	3	38,0	8	170	28,0
Pil	34	2	35,0	40,4	/	16	2	3	23,0	8	195	14,0
Pil	8	3	30,0	34,5	/	17	2	2	35,0	8	190	24,5
Pil	10	3	29,0	35,0	/	16	2	2	32,0	8	180	37,5
Pil	12	3	30,0	35,0	/	16	2	2	39,0	8	185	15,0
Pil	32	3	30,0	35,0	/	16	2	2	40,0	8	198	37,0
Pil	34	3	30,0	35,0	/	16	2	2	38,0	8	180	24,0
Nucleo	B	3 -> 4	/	/	15,0	11 13	/	9	31,0	15 16	500	21,0
Pil	10	4	30,0	30,0	/	14 o 16	2	2	33,0	8	178	20,0
Pil	12	4	30,0	30,5	/	14 o 16	2	2	25,0	8	163	32,0
Pil	29	4	30,0	30,0	/	16	2	2	34,0	8	150	30,0
Pil	30	4	30,5	30,0	/	14 o 16	2	2	43,0	8	180	24,0
Pil	32	4	30,0	30,0	/	14 o 16	2	2	27,0	7	165	16,0
Pil	34	4	29,5	30,0	/	17	2	2	36,0	8	160	30,0
Pil	35	Sottotetto	25,0	25,0	/	16	2	2	31,0	10	150	23,0

Figura 54, risultati delle indagini pacometriche eseguite sui pilastri e sui setti dei nuclei ascensori: armatura longitudinale, armatura trasversale e copriferri.

Elemento	N°	Piano	Dimensioni Sezione		Spessore Nucleo	Carota Estratta		
			D_{pil} (X)	H_C (Y)	s	ϕ	L	Profondità Carbonatazione
			[cm]	[cm]	[cm]	[mm]	[mm]	[mm]
Pil	10	Semint.	50,4	50,5	/	/	/	/
Pil	22	Semint.	40,0	40,0	/	/	/	/
Pil	32	Semint.	51,0	51,0	/	/	/	/
Pil	33	Semint.	40,0	40,0	/	/	/	/
Pil	34	Semint.	50,5	50,0	/	/	/	/
Pil	35	Semint.	50,5	50,3	/	/	/	/
Pil	41	Semint.	50,0	50,0	/	100	145	0
Pil	42	Semint.	50,0	50,0	/	/	/	/
Nucleo	B	Semint. -> Terra	/	/	15,0	100	130	0
Pil	1	Terra	35,0	35,0	/	100	235	20
Pil	3	Terra	45,0	45,5	/	/	/	/
Pil	4	Terra	45,0	45,5	/	/	/	/
Pil	6	Terra	45,0	45,0	/	/	/	/
Pil	8	Terra	45,5	45,0	/	100	245	0
Pil	9	Terra	45,0	45,0	/	/	/	/
Pil	10	Terra	43,0	43,0	/	/	/	/
Pil	12	Terra	45,0	45,0	/	/	/	/
Pil	13	Terra	45,0	44,5	/	/	/	/
Pil	15	Terra	35,0	34,5	/	100	207	0
Pil	29	Terra	35,0	35,0	/	100	245	0
Pil	32	Terra	45,0	45,0	/	/	/	/
Pil	33	Terra	40,0	40,0	/	/	/	/
Pil	34	Terra	45,0	45,0	/	/	/	/
Pil	35	Terra	45,0	45,0	/	/	/	/
Nucleo	B	Terra -> 1	/	/	15,0	/	/	/
Pil	10	1	40,0	39,5	/	/	/	/
Pil	11	1	35,5	35,0	/	100	245	0
Pil	12	1	40,0	40,0	/	/	/	/
Pil	30	1	40,0	40,0	/	100	238	0
Pil	32	1	40,0	40,0	/	/	/	/
Pil	34	1	40,0	40,5	/	/	/	/

Pil	34	1	40,0	40,5	/	/	/	/
Pil	36	1	40,0	40,0	/	/	/	/
Pil	10	2	35,0	40,5	/	100	255	/
Pil	12	2	35,0	40,0	/	/	/	/
Pil	14	2	35,0	40,5	/	100	258	5
Pil	21	2	35,0	40,0	/	/	/	/
Pil	29	2	29,5	35,0	/	/	/	/
Pil	32	2	35,0	40,5	/	/	/	/
Pil	34	2	35,0	40,4	/	/	/	/
Pil	8	3	30,0	34,5	/	100	235	15
Pil	10	3	29,0	35,0	/	/	/	/
Pil	12	3	30,0	35,0	/	/	/	/
Pil	32	3	30,0	35,0	/	/	/	/
Pil	34	3	30,0	35,0	/	/	/	/
Nucleo	B	3 -> 4	/	/	15,0	100	150 carota passante	10 per parte
Pil	10	4	30,0	30,0	/	/	/	/
Pil	12	4	30,0	30,5	/	/	/	/
Pil	29	4	30,0	30,0	/	100	255	Solo puntuale in una fessura
Pil	30	4	30,5	30,0	/	100	170 - 200 carota spezzata	20
Pil	32	4	30,0	30,0	/	/	/	/
Pil	34	4	29,5	30,0	/	/	/	/
Pil	35	Sottotetto	25,0	25,0	/	/	/	/

Figura 55, identificazione delle carote estratte dai pilastri e dai setti dei nuclei ascensori.

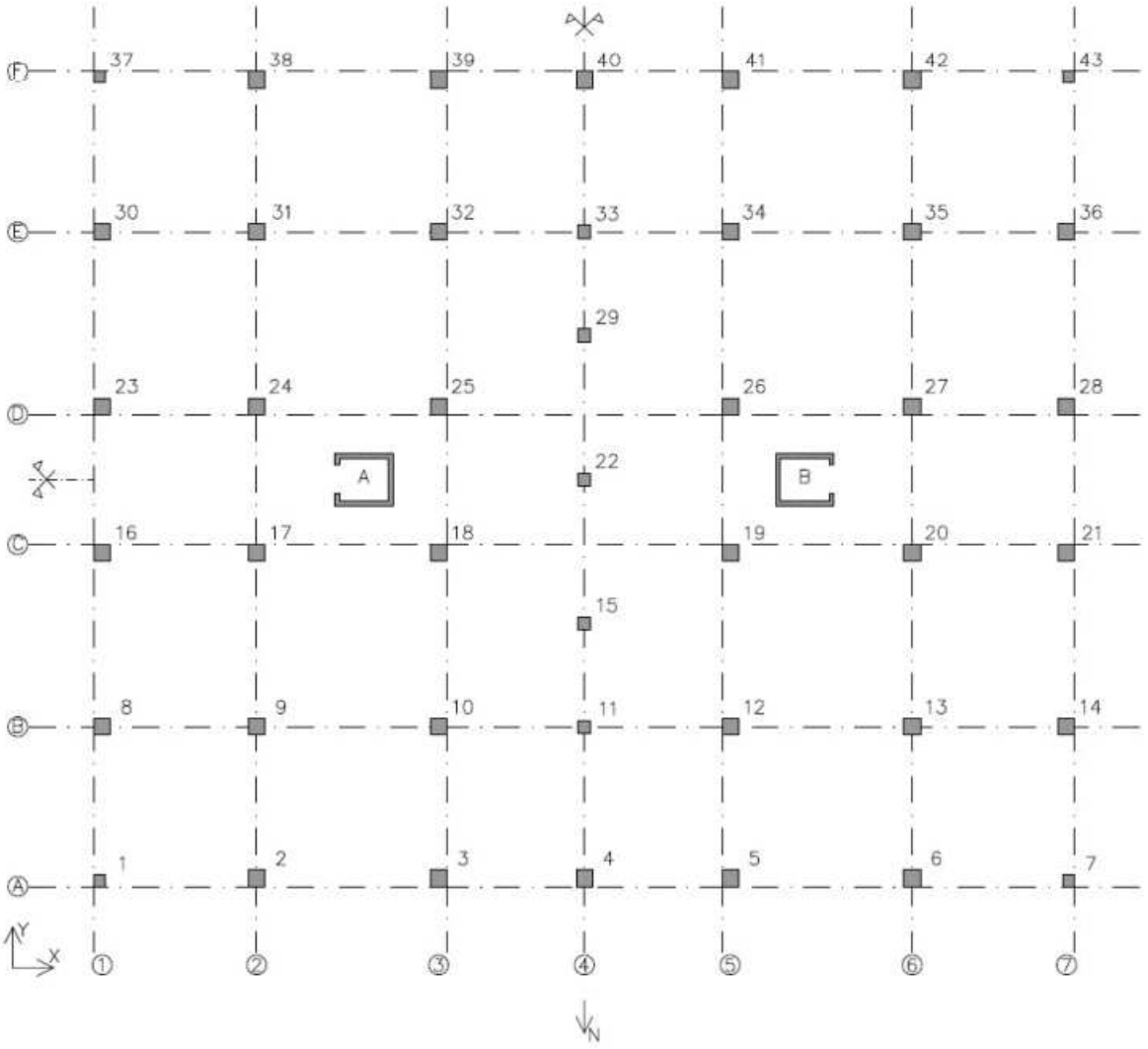


Figura 56, numerazione pilastri e nuclei ascensore.

Di seguito alcune immagini delle indagini in situ sugli elementi strutturali verticali e dei campioni estratti (figg. da 57 a 60).

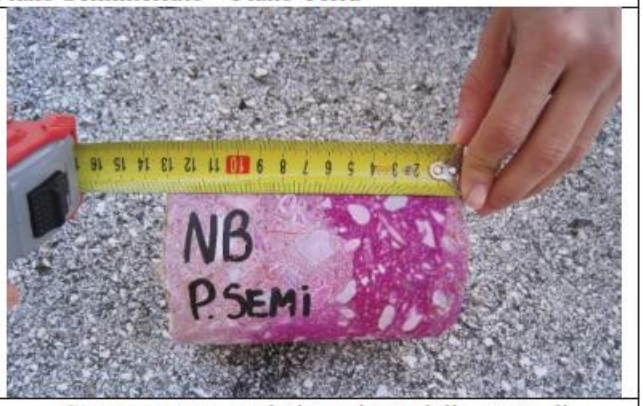
Nucleo ascensore	B	Piano Seminterrato – Piano Terra
		
Rilievo dell'armatura con pacometro.		Carota estratta e relativa misura dello strato di carbonatazione.

Figura 57, carota nucleo ascensore B.

Pilastro	41	Piano Seminterrato
Rilievo dell'armatura con pacometro.		Carota estratta e relativa misura dello strato di carbonatazione.

Figura 58, carota pilastro 41.

Pilastro	1	Piano Terra
Rilievo dell'armatura con pacometro e segnalazione dei punti delle battute sclerometriche.		Carota estratta e relativa misura dello strato di carbonatazione.

Figura 59, carota pilastro 1.

Pilastro	30	Piano 4
		Rilievo dell'armatura con pacometro.
		Carota estratta e relativa misura dello strato di carbonatazione; per la presenza di un inerte grossolano la carota si è spezzata tra 170 e 200 mm.

Figura 60, carota pilastro 30

3.2.4 Prove di laboratorio

Le prove di laboratorio sono fondamentali al fine di verificare e validare i risultati ottenuti mediante le indagini in situ. Quelle eseguite nel caso oggetto di studio sono di due tipologie: prove di schiacciamento dei provini cilindrici di calcestruzzo per determinare la resistenza a compressione; prova di trazione su una barra di armatura, prelevata da un elemento strutturale verticale, per determinare la resistenza a snervamento e a rottura dell'acciaio impiegato.

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. Prima di essere sottoposte a prova di compressione, le carote estratte sono state rettificate attraverso cappatura.

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.

La misura dello strato di carbonatazione consente di valutare fino a che profondità, dallo strato corticale, il calcestruzzo è carbonatato e quindi di verificare se l'armatura dell'elemento è interessata o meno dalla corrosione. Tale misurazione è stata effettuata direttamente sulla carota estratta, utilizzando come indicatore chimico una soluzione idroalcalina di fenoftaleina al 1%. La soluzione vira al rosso a contatto con soluzioni di PH maggiore di 9,2 mentre rimane incolore a contatto con soluzioni di PH minore, caso del calcestruzzo carbonatato. La prova è stata condotta osservando la norma UNI 9944 e le L.G. del Consiglio Superiore LL.PP. del settembre 2017. I risultati sono riportati al paragrafo 4.2.3.

Il provino di calcestruzzo è stato estratto mediante una carotatrice elettrica appoggiata ad un binario scorrevole ed ancorata all'elemento, come si può vedere in Figura 61. Il diametro della carota estratta è di 100 mm. Dopo il prelievo, il foro è stato chiuso con malta cementizia antiritiro in modo da non indebolire ulteriormente l'elemento strutturale. I prelievi sono stati eseguiti nel rispetto delle norme UNI 6131:200, UNI EN 12504-1:2002 e delle L.G. del Consiglio Superiore LL.PP del settembre 2017.

Figura 61, carotaggio in esecuzione a sx e ricoprimento della prova con malta cementizia a dx.

Nelle figg. 62 e 63 sono mostrati, nelle relative tabella, i risultati delle prove di schiacciamento e della determinazione delle velocità ultrasoniche.

nome provino	d [mm]	h [mm]	h/d [-]	Ac [mm²]	Peso [g]	Peso provino [N]	Mv [kN/m³]	Forza [N]	fcar [N/mm²]
PIL41 PSEMI	95	95	1	7088,2	1508,5	14,8	21,97	136000	19,2
PIL30 P4	95	95	1	7088,2	1472,5	14,4	21,44	130000	18,3
PIL15 PT	95	95	1	7088,2	1480,5	14,5	21,56	163000	23,0
PIL8 PT	95	95	1	7088,2	1496	14,7	21,79	163000	23,0
N B PSEMI	95	95	1	7088,2	1494,5	14,7	21,76	131000	18,5
N B tra P3 e P4	95	95	1	7088,2	1472	14,4	21,44	121000	17,1
PIL8 P3	95	190	2	7088,2	2926	28,7	21,30	133000	18,8
PIL1 PT	95	190	2	7088,2	2929,5	28,7	21,33	168000	23,7
PIL11 P1	95	190	2	7088,2	2887	28,3	21,02	115000	16,2
PIL29 PT	95	190	2	7088,2	3000	29,4	21,84	169000	23,8
PIL10 P2	95	190	2	7088,2	2880,5	28,2	20,97	131000	18,5
PIL29 P4	95	190	2	7088,2	2927	28,7	21,31	84000	11,9
PIL14 P2	95	190	2	7088,2	2939	28,8	21,40	124000	17,5
PIL30 P1	95	190	2	7088,2	2945	28,9	21,44	129000	18,2

Figura 62, risultati prove di schiacciamento.

nome provino	d [mm]	h [mm]	h/d [-]	t1 [µsec]	t2 [µsec]	t3 [µsec]	t4 [µsec]	t5 [µsec]	tm [µsec]	V [m/sec]
PIL41 PSEMI	95	95	1	24,3	24,3	24,3	24,10	24,2	24,24	3919,14
PIL30 P4	95	95	1	22,8	22,8	22,8	22,8	22,7	22,78	4170,32
PIL15 PT	95	95	1	23,7	23,7	23,8	23,9	24	23,82	3988,25
PIL8 PT	95	95	1	23,5	23,5	23,5	23,6	23,7	23,56	4032,26
N B PSEMI	95	95	1	25,7	25,7	25,7	25,7	25,70	25,7	3696,50
N B tra P3 e P4	95	95	1	24,9	24,9	25	25,00	25,1	24,98	3803,04
PIL8 P3	95	190	2	49,3	49,3	49,3	49,4	49,4	49,34	3850,83
PIL1 PT	95	190	2	47,5	47,5	47,6	47,60	47,6	47,56	3994,95
PIL11 P1	95	190	2	54	54	54	53,90	53,8	53,94	3522,43
PIL29 PT	95	190	2	47,4	47,5	47,5	47,50	47,6	47,5	4000,00
PIL10 P2	95	190	2	48,7	48,8	48,9	49	49,1	48,9	3885,48
PIL29 P4	95	190	2	54,9	55	55,2	55,20	55,2	55,1	3448,28
PIL14 P2	95	190	2	58,2	58,2	50,9	51,1	51,3	53,94	3522,43
PIL30 P1	95	190	2	49,5	49,6	49,6	49,70	49,9	49,66	3826,02

Figura 63, determinazione velocità ultrasoniche.

Le prove di trazione delle barre di armatura permettono di determinare la resistenza a snervamento e a rottura dell'acciaio impiegato.

Nel presente caso, la barra sottoposta a prova di trazione è stata estratta dal nucleo ascensore del vano scala B tra il terzo e il quarto piano (fig. 64). Si tratta di un ϕ6 liscio componente la staffatura del nucleo ascensore (fig. 65).

Per l'estrazione della barra si è proceduto nel modo seguente:

- Rimozione del calcestruzzo in prossimità della barra;
- Taglio della barra;
- Saldatura di uno spezzone di armatura in modo da non indebolire la sezione resistente;
- Ripristino del calcestruzzo rimosso mediante malta cementizia antiritiro.

La prova di trazione è stata eseguita dal "Laboratorio prove materiali e strutture" dell'Università Politecnica delle Marche di Ancona.

Figura 64, barra φ6.

Figura 65, prova di trazione sulla barra.

La prova di trazione ha fornito i seguenti parametri meccanici:

- Tensione di snervamento maggiore di 460 N/mm^2;
- Tensione di rottura maggiore di 665 N/mm^2.

3.2.5 Determinazione delle caratteristiche meccaniche di calcestruzzo ed acciaio in base ai risultati delle prove in situ ed in laboratorio

I risultati delle prove di schiacciamento dei provini di calcestruzzo hanno permesso di stimare la resistenza a compressione tenendo conto del disturbo arrecato al materiale, dell'inclinazione del prelievo rispetto alla direzione di getto e delle caratteristiche geometriche dei provini, come indicato dalla Concrete Society (1987). Dunque, la resistenza cilindrica del calcestruzzo risulta dalla seguente espressione:

$$f_c = f_{core} * F_{l/d} * F_a * F_d$$

dove:

- f_{core} è la resistenza ottenuta dalla prova di compressione del campione;
- $F_{l/d}$ è la correzione per la snellezza del provino, pari a $\frac{2}{1.5+\frac{D}{l}}$ con D e l rispettivamente diametro ed altezza del provino;
- F_a è la correzione per la presenza di armature, pari a $1+1{,}5*(\frac{Ø}{D}+\frac{d}{l})$ con d distanza della barra dalla base del provino più vicina e Ø diametro della barra;
- F_d è la correzione per il disturbo pari a 1,3.

Calcolata così la resistenza cilindrica, per determinare la resistenza cubica R_c è sufficiente moltiplicare la prima per un coefficiente pari a $\frac{1}{0.8}$ come indicato sempre dalla Concrete Society. La figura 66 mostra i risultati ottenuti.

nome provino	h/d [-]	f_{core} [N/mm²]	$F_{l/d}$	F_a	F_d	f_c [MPa]	1/0.8	R_c [MPa]
PIL41 PSEMI	1	19,2	0,80	1	1,3	19,95	1,25	24,94
PIL30 P4	1	18,3	0,80	1	1,3	19,07	1,25	23,84
PIL15 PT	1	23,0	0,80	1	1,3	23,92	1,25	29,89
PIL8 PT	1	23,0	0,80	1	1,3	23,92	1,25	29,89
N B PSEMI	1	18,5	0,80	1	1,3	19,22	1,25	24,03
N B tra P3 e P4	1	17,1	0,80	1	1,3	17,75	1,25	22,19
PIL8 P3	2	18,8	1,00	1	1,3	24,39	1,25	30,49
PIL1 PT	2	23,7	1,00	1	1,3	30,81	1,25	38,51
PIL11 P1	2	16,2	1,00	1	1,3	21,09	1,25	26,36
PIL29 PT	2	23,8	1,00	1	1,3	31,00	1,25	38,74
PIL10 P2	2	18,5	1,00	1	1,3	24,03	1,25	30,03
PIL29 P4	2	11,9	1,00	1	1,3	15,41	1,25	19,26
PIL14 P2	2	17,5	1,00	1	1,3	22,74	1,25	28,43
PIL30 P1	2	18,2	1,00	1	1,3	23,66	1,25	29,57

Figura 66, resistenza del calcestruzzo.

Per quanto riguarda le indagini in situ, la stima della resistenza a compressione del calcestruzzo presenta alcune limitazioni derivanti dalla presenza di umidità al suo interno e dalla sua età.

Infatti, un contenuto elevato di umidità provoca una sottostima dell'indice di rimbalzo sclerometrico ed una sovrastima della velocità delle onde ultrasoniche, mentre, al contrario, un'età maggiore del calcestruzzo porta una sovrastima dell'indice di rimbalzo sclerometrico ed una sottostima della velocità delle onde ultrasoniche.

Per cercare di compensare gli errori è stato applicato il metodo Sonic Rebound, detto comunemente SonReb. Si tratta di un metodo combinato che propone una correlazione tra l'indice di rimbalzo e la velocità di propagazione degli ultrasuoni per il calcolo della resistenza a compressione del calcestruzzo:

$$R_c = a*Ir^b*V^c$$

Dove:

- R_c è la resistenza cubica a compressione del calcestruzzo;
- Ir è l'indice di rimbalzo medio derivante dalla prova sclerometrico;
- V[m/s] è la velocità media di propagazione degli ultrasuoni, corretta eventualmente se si usa il metodo a rifrazione;
- a, b, c, sono le costanti che permettono di tarare il metodo SonReb sulla base delle prove distruttive eseguite sugli stessi elementi.

I parametri a, b, c, sono stati stabiliti sulla base delle resistenze ottenute dalle prove di schiacciamento dei provini, seguendo il metodo proposto da Giacchetti R., Bufarini S. e D'Aria V. (2005):

$$R_c = 7.546*10^{-11}*Ir^{1.4}*V^{1.6}$$

Tale metodo, propone la scelta di a in modo tale da minimizzare lo scarto quadratico con le misure derivanti dalla formula sopra indicata, mantenendo invariati i valori di b e c.

In questo modo sono stati individuati i seguenti parametri:

- $a = 7.92*10^{-11}$;
- b = 1.4;
- c = 2.6.

Nella figura 67 sono riportati i valori ottenuti della resistenza cubica a compressione del calcestruzzo, sia quelli relativi alle prove di schiacciamento che quelli stimati con il metodo SonReb.

Nome provino	Ir [-]	V [m/s]	Metodo V	R_c SonReb [MPa]	R_c CS-87 [MPa]
PIL41 PSEMINT	37,6	4101	T	31,44	24,94
PIL30 P4	38,7	3862	T	27,99	23,84
PIL15 PT	41,6	3821	T	30,13	29,89
PIL8 PT	43,5	3970	T	35,44	29,89
N B tra PSEMINT e PT	36,3	3696	S	22,84	24,03
N B tra P3 e P4	37,0	3803	S	25,26	22,19
PIL8 P3	33,8	3701	T	20,74	30,49
PIL1 PT	43,2	3845	T	32,29	38,51
PIL11 P1	41,3	3860	T	30,62	26,36
PIL29 PT	41,2	4029	T	34,13	38,74
PIL10 P2	41,9	3837	T	30,78	30,03
PIL29 P4	32,7	3563	T	17,93	19,26
PIL14 P2	38,3	3790	T	26,28	28,43
PIL30 P1	39,6	3723	T	26,29	29,57

Figura 67, resistenza calcestruzzo anche con metodo SonReb.

Dall'elaborazione delle prove effettuate è possibile osservare 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 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.

Il Regio Decreto Legge n.2229 del 1939 introdusse tre categorie di acciaio liscio per armature:

- Dolce, caratterizzato da resistenza a snervamento maggiore o uguale a 23 kg/mm^2 e resistenza a rottura compresa nell'intervallo 42-50 kg/mm^2;
- Semi-duro, caratterizzato da resistenza a snervamento maggiore o uguale a 27 kg/mm^2 e resistenza a rottura compresa nell'intervallo 50-60 kg/mm^2;
- Duro, caratterizzato da resistenza a snervamento maggiore o uguale a 31 kg/mm^2 e resistenza a rottura compresa nell'intervallo 60-70 kg/mm^2.

Successivamente, il Ministero dei LL.PP. tramite la Circolare n.1472 del 23/05/1957 cambiò la denominazione degli acciai lisci ed introdusse le prime indicazioni sull'utilizzo degli acciai ad aderenza migliorata. Dunque, le classi d'acciaio vennero così distinte:

- Aq42, caratterizzato da resistenza a snervamento maggiore o uguale a 23 kg/mm^2 e resistenza a rottura compresa nell'intervallo 42-50 kg/mm^2 (ex acciaio Dolce);
- Aq50, caratterizzato da resistenza a snervamento maggiore o uguale a 27 kg/mm^2 e resistenza a rottura compresa nell'intervallo 50-60 kg/mm^2 (ex acciaio Semi-duro);

- Aq60, caratterizzato da resistenza a snervamento maggiore o uguale a 31 kg/mm2 e resistenza a rottura compresa nell'intervallo 60-70 kg/mm^2 (ex acciaio Duro).

Nella tabella seguente (Figura 68) – riportata in G. M. Verderame, P. Ricci, M. Esposito, F. C. Sansiviero, Le caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati nelle strutture in c.a. realizzate dal 1950 al 1980 – si evidenziano le tipologie di acciaio appena descritte e le relative caratteristiche meccaniche.

Normativa	R.D.L. n°2229/1939			LL.PP. n°1472/1957				D.M.30/05/1972					D.M. 30/05/1974			
Tipologia	liscio			liscio			a.m.	liscio		aderenza migliorata (a.m)			liscio		a.m.	
Denominazione	Dolce	Semi duro	Duro	Aq42	Aq50	Aq60		FeB22	FeB32	A38	A41	FeB44	FeB22	FeB32	FeB38	FeB44
Snervamento (kgf/mm^2)	≥ 23	≥ 27	≥ 31	≥ 23	≥ 27	≥ 31	/	≥22	≥32	≥38	≥41	≥44	≥22	≥32	≥38	≥44
Rottura (kgf/mm^2)	42-50	50-60	60-70	42 - 50	50 - 60	60-70	/	≥34	≥50	≥46	≥50	≥55	≥34	≥50	≥46	≥55
Allungamento (%)	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 20	≥ 16	≥ 14	≥ 12	≥24	≥23	≥14	≥14	≥12	≥24	≥23	≥14	≥12

Figura 68, caratteristiche meccaniche degli acciai impiegati dal 1950 al 1980.

Visti i valori di tensione di snervamento e di rottura misurati durante la prova, rispettivamente pari a 460 N/mm^2 (46 kg/mm^2) e 665 N/mm^2 (66,5 kg/mm^2) e vista l'epoca di costruzione dell'edificio, orientativamente tra il 1970 e 1973, le barre di armatura degli elementi strutturali verticali appartengono alla classe di acciaio liscio Duro (R.D.L. n.2229/1939) nonché alla classe Aq60 (LL.PP. n.1472/1957).

3.2.6 Danno sismico rilevato

Dai sopralluoghi è stato possibile osservare che il danno sismico, dovuto al sisma del 2016-2017, interessa quasi esclusivamente gli elementi secondari, soprattutto tramezzature interne e qualche tamponatura esterna al piano terra; la struttura non presenta danni particolari, se non leggeri danni localizzati all'interfaccia tra le solette delle scale ed i nuclei ascensori tra i piani seminterrato e terra e tra i piani terra e primo; al piano seminterrato si può osservare il rigonfiamento del pavimento causato dallo sversamento di 100mq di acqua contenuti in una cisterna ubicata nei locali caldaia dell'edificio.

Il Fazzini era già caratterizzato – prima degli eventi sismici – da un quadro fessurativo riguardante i solai di piano, in particolare le zone d'angolo dei piani dal primo al quarto; molto probabilmente queste fessure sono anche dovute all'assenza di armatura nella soletta di completamento del solaio. Tuttavia, esse non sembrano essersi aggravate in seguito alla crisi sismica.

I piani maggiormente danneggiati risultano il seminterrato ed il piano terreno, dove si possono notare:

- rotture per taglio nelle tamponature perimetrali e nelle tramezzature interne con lesioni inclinate a 45° isolate o a croce;
- ribaltamento e scivolamento del paramento esterno di alcune tamponature perimetrali nella zona del portico; esse non sono confinate, infatti sono arretrate rispetto alla facciata principale;
- ribaltamento e scivolamento di tramezzature interne;
- crollo di una porzione del controsoffitto nella zona del portico.

I fenomeni di ribaltamento e scivolamento confermano l'assenza di collegamenti trasversali tra i paramenti stessi e tra il telaio e la tamponatura.

Di seguito sono riportate le fotto dei danni osservati rispettivamente al piano seminterrato e al piano terra, si riporta anche una pianta del piano dove si può notare l'ubicazione delle foto riguardanti i danni (da fig. 69 a fig. 75).

<u>DANNI SISMICI RILEVATI AL PIANO SEMINTERRATO</u>

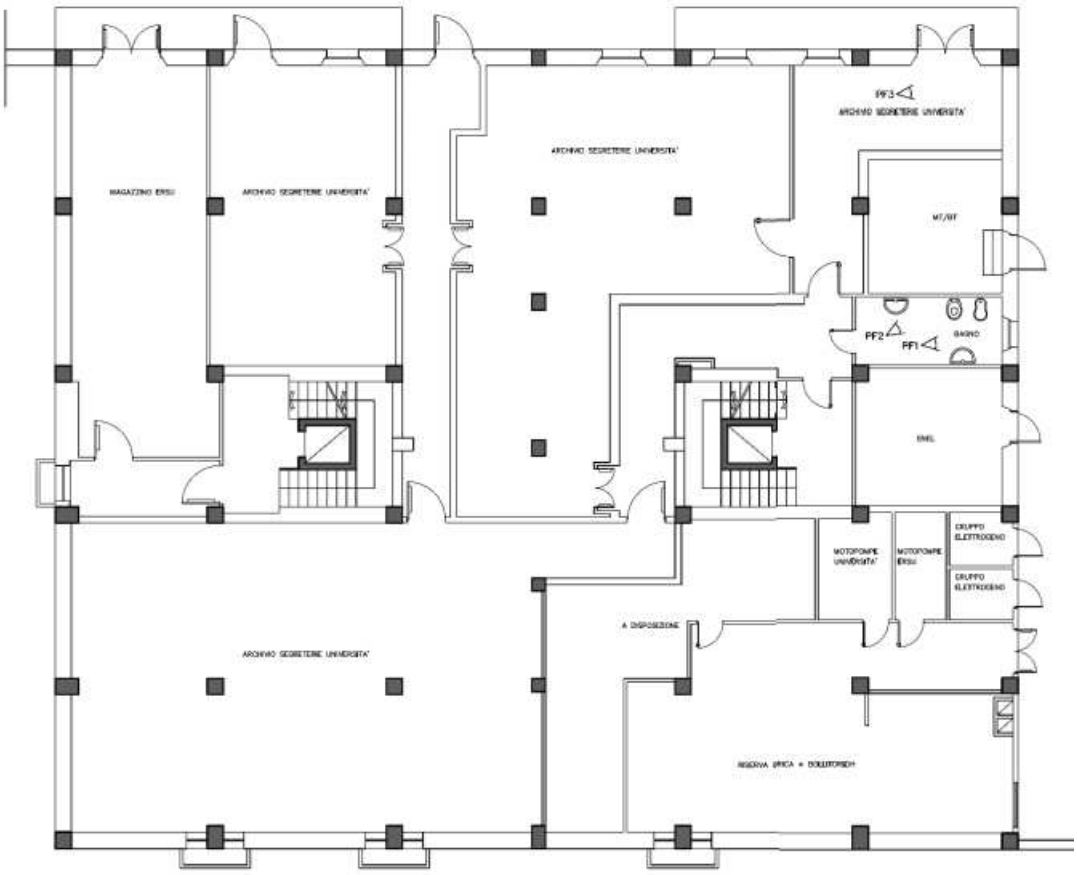


Figura 69, pianta seminterrato con ubicazione delle foto.

Figura 70, foto danni sismici piano seminterrato.

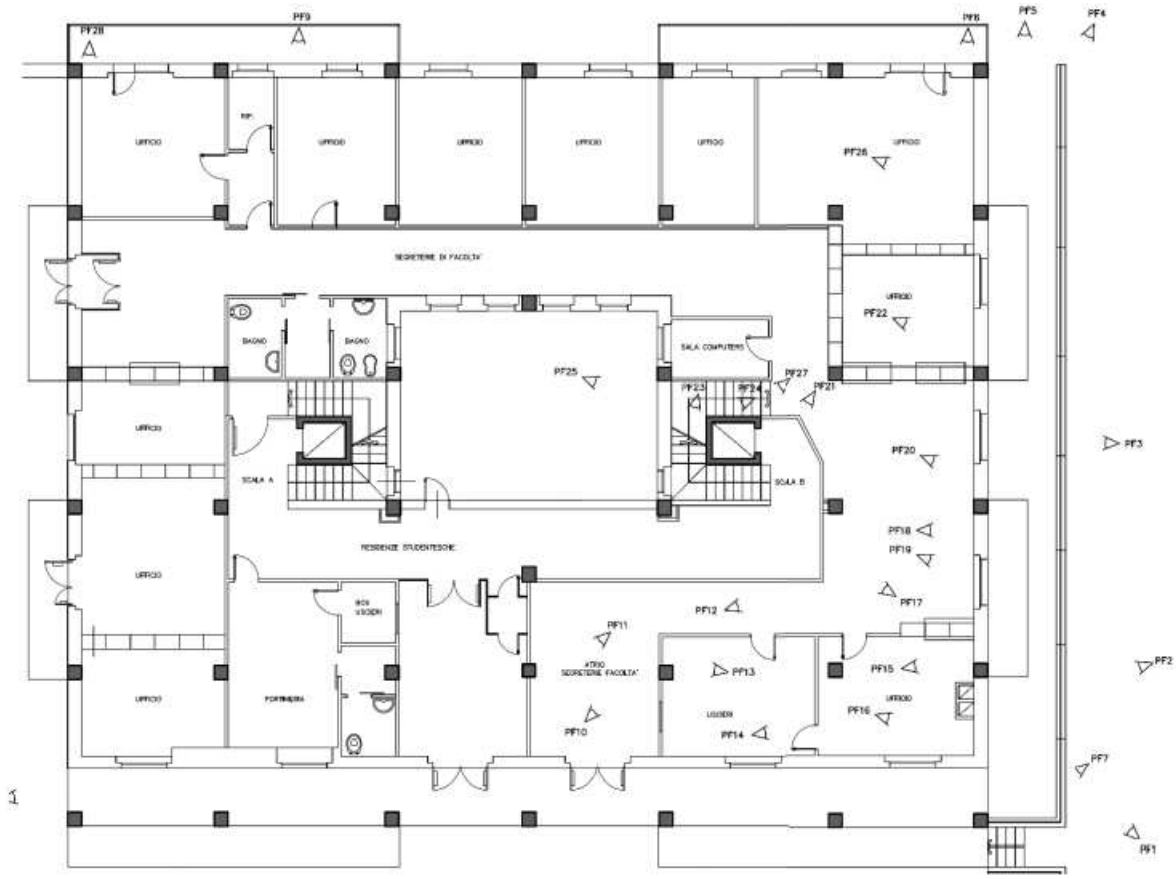
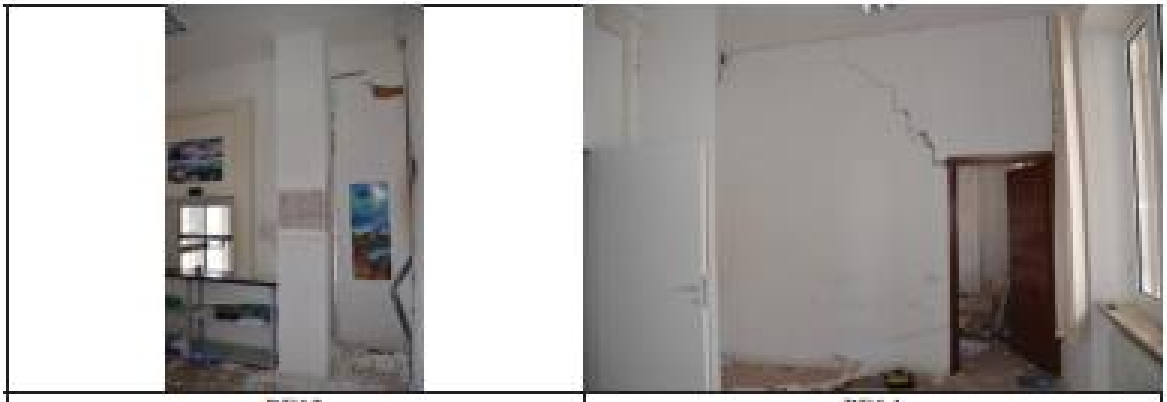


Figura 71, pianta piano terra con ubicazione delle foto.

Figura 72, foto danni sismici piano terra.

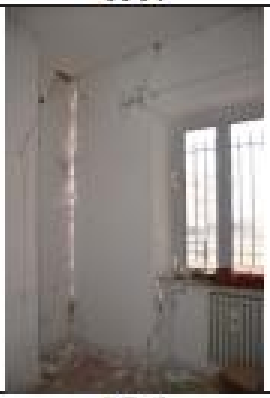
Figura 73, foto danni sismici piano terra.



PF13

PF14

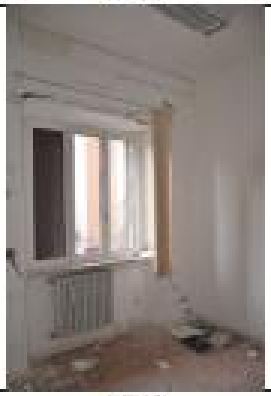
PF15



PF16

PF17

PF18



PF19

PF20

Figura 74, foto danni sismici piano terra.

Figura 75, foto danni sismici piano terra.

3.2.7 Analisi dei carichi

I carichi permanenti considerati sono quelli derivanti dalle indagini effettuate, ad eccezione del carico dovuto ai divisori interni. Come scritto al Paragrafo 3.1.3 delle NTC, per gli orizzontamenti degli edifici per abitazioni e per uffici, il peso proprio degli elementi divisori interni può essere ragguagliato ad un carico uniformemente distribuito g_2, purché vengano adottate le misure costruttive atte ad assicurare un'adeguata ripartizione del carico. Il carico uniformemente distribuito g_2 è correlato al peso proprio per unità di lunghezza G_2 dei divisori nel seguente modo:

- Per elementi divisori con $G_2 \leq 1.00$ kN/m: $g_2 = 0.40$ kN/m^2;
- Per elementi divisori con 1.00 kN/m $\leq G_2 \leq$ 2.00 kN/m: $g_2 = 0.80$ kN/m^2;
- Per elementi divisori con 2.00 kN/m $\leq G_2 \leq$ 3.00 kN/m: $g_2 = 1.2$ kN/m^2;
- Per elementi divisori con 3.00 kN/m $\leq G_2 \leq$ 4.00 kN/m: $g_2 = 1.6$ kN/m^2;
- Per elementi divisori con 4.00 kN/m $\leq G_2 \leq$ 5.00 kN/m: $g_2 = 2.0$ kN/m^2;

Gli elementi divisori con $G_2 > 5.00$kN/m devono essere considerati in fase di progetto attraverso il loro effettivo posizionamento.

Nel Fazzini, i divisori esistenti, considerando anche quelli a doppia fodera presenti ai piani 1, 2, 3 e 4, presentano prevalentemente un carico per unità di lunghezza 4.00 kN/m $\leq G_2 \leq$ 5.00 kN/m: quindi si considera $g_2 = 2.00$ kN/m^2.

Al Paragrafo 3.1.4 delle NTC sono invece indicati i sovraccarichi in funzione della destinazione d'uso dell'opera: q_k carichi verticali uniformemente distribuiti, Q_k carichi verticali concentrati e H_k carichi orizzontali lineari.

Ipotizzando che il Fazzini mantenga la destinazione d'uso invariata, cioè residenziale ad uso privato o struttura ricettiva alberghiera, si considerano i seguenti sovraccarichi accidentali:

- per gli ambienti di Categoria A, cioè ambienti ad uso residenziale
    - $q_k = 2.00$kN/m^2 per aree per attività domestiche e residenziali, comprendenti locali di abitazione e relativi servizi, alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza per ospedali;
    - $q_k = 4.00$kN/m^2 per scale comuni, balconi e ballatoi;
- per gli ambienti di Categoria H, cioè coperture accessibili per sola manutenzione e riparazione $q_k = 0.5$kN/m^2.

Vista l'importanza e la superiorità dell'azione sismica tra quelle orizzontali, l'azione del vento si trascura.

Per quanto riguarda invece l'azione della neve, si segue quanto riportato al Paragrafo 3.4 delle NTC. Il carico q_s dovuto alla neve sulle coperture è dato dalla seguente espressione:

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

dove:

- q_{sk} è il valore di riferimento del carico 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.

Il carico neve al suolo q_{sk} dipende dalle condizioni locali climatiche e di esposizione. In particolare, per la Zona II a cui appartiene la provincia di Macerata, quindi il comune di Camerino avente altitudine a_s = 670m sul livello medio mare, il carico di riferimento neve al suolo si può calcolare tramite la seguente relazione.

$$\mathrm{qsk} = 0.85 * [1 + \left(\frac{\mathrm{as}}{481}\right)^2]$$

Il coefficiente di forma della copertura μ_i dipende dalla forma e dall'inclinazione sull'orizzontale delle sue parti, oltre che dalle condizioni climatiche e di sito locali. Le falde della copertura del Fazzini presentano un'inclinazione α sull'orizzontale variabile tra 18°,1 e 20°,6: perciò dato che $0° \leq \alpha \leq 30°$ si assume μ_i=0,8.

Il coefficiente di esposizione C_e tiene conto delle caratteristiche specifiche dell'area in cui sorge l'edificio. Nel presente caso si considera C_e=1, rappresentativo di topografia normale, cioè di aree in cui il vento non rimuove in modo significativo la neve dalla copertura per effetto di terreno, altre costruzioni o alberi. Il coefficiente termico C_t tiene conto dello scioglimento della neve per effetto della perdita di calore da parte della costruzione. In mancanza di accurate valutazioni, si assume cautelativamente C_t=1.

Per quanto riguarda le combinazioni delle azioni, invece, sono definite al Paragrafo 2.5.3 delle NTC e nel caso oggetto di studio si utilizzano:

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

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

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

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

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

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

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

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

I coefficienti parziali γ per le azioni sono riportati in Tabella 2.6.I delle NTC (tabella 2.6.I. in figura 76). Invece, per quanto riguarda i coefficienti di combinazione ψ si fa riferimento alla Tabella 2.5.I delle NTC (tabella 2.5.I in figura 77).

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 76, coefficienti parziali γ per le azioni.

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 77, coefficienti di combinazione ψ.

Grazie alle indagini ed alle prove fatte in situ si sono potuti calcolare i carichi permanenti andando ad individuare le stratigrafie dei solai, tamponature e divisori interni.

Di seguito vengono riportate le tabelle riguardanti i carichi permanenti strutturali G_1, non strutturali G_2 ed i carichi accidentali Q.

Solaio in latero-cemento h=18+3 cm piano terra, zona portico				
Carico	*Stratigrafia*	*Spessore [m]*	*Peso per unità di volume [kN/m³]*	*Peso [kN/m²]*
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				
Carico	*Stratigrafia*	*Spessore [m]*	*Peso per unità di volume [kN/m³]*	*Peso [kN/m²]*
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				
Carico	*Stratigrafia*	*Spessore [m]*	*Peso per unità di volume [kN/m³]*	*Peso [kN/m²]*
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				
Carico	*Stratigrafia*	*Spessore [m]*	*Peso per unità di volume [kN/m³]*	*Peso [kN/m²]*
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
				1,58
Q				**2,00**

Solaio in latero-cemento h=18+3 cm piani residenze (1, 2, 3, 4)				
Carico	*Stratigrafia*	*Spessore [m]*	*Peso per unità di volume [kN/m³]*	*Peso [kN/m²]*
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
				1,58
Q				**2,00**

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

Solaio in latero-cemento h=18+3 cm copertura				
Carico	*Stratigrafia*	*Spessore [m]*	*Peso per unità di volume [kN/m³]*	*Peso [kN/m²]*
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				
Carico	*Stratigrafia*	*Spessore [m]*	*Peso per unità di volume [kN/m³]*	*Peso [kN/m²]*
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				
Carico	*Stratigrafia*	*Spessore [m]*	*Peso per unità di volume [kN/m³]*	*Peso [kN/m²]*
G1	soletta	0,0575	25	1,44
	greca			0,785
				2,22
G2	guaina			0,30
	ghiaia + pietrisco	0,05	16	0,80
	controsoffitto			0,30
				1,10
Q				**0,50**

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

Solaio in latero-cemento h=12+3 cm primo pianerottolo di interpiano, piano seminterrato				
Carico	*Stratigrafia*	*Spessore [m]*	*Peso per unità di volume [kN/m³]*	*Peso [kN/m²]*
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				
Carico	*Stratigrafia*	*Spessore [m]*	*Peso per unità di volume [kN/m³]*	*Peso [kN/m²]*
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				
Carico	*Stratigrafia*	*Spessore [m]*	*Peso per unità di volume [kN/m³]*	*Peso [kN/m]*
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)				
Carico	*Stratigrafia*	*Spessore [m]*	*Peso per unità di volume [kN/m³]*	*Peso [kN/m]*
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				
Carico	*Stratigrafia*	*Spessore [m]*	*Peso per unità di volume [kN/m³]*	*Peso [kN/m]*
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				
Carico	*Stratigrafia*	*Spessore [m]*	*Peso per unità di volume [kN/m³]*	*Peso [kN/m]*
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				
Carico	*Stratigrafia*	*Spessore [m]*	*Peso per unità di volume [kN/m³]*	*Peso [kN/m]*
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)				
Carico	*Stratigrafia*	*Spessore [m]*	*Peso per unità di volume [kN/m³]*	*Peso [kN/m]*
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				
Carico	*Stratigrafia*	*Spessore [m]*	*Peso per unità di volume [kN/m³]*	*Peso [kN/m²]*
G2	tavellone	0,06	6,5	0,39
	intonaco	0,01	18	0,18
				0,57

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

Per quanto riguarda, invece, i pilastri e le travi si riporta la seguente tabella (fig.78).

		largh.	altezza	A	n	G1=Fd				
		cm	cm	m2	°	KN/m				
piano terra	pil spig35x35	35	35	0,1225	6	3,0625				
	pil centr 40x40	40	40	0,16	2	4	W pil sup	366,2325	MptP	37,33257
	pil centr 45x45	45	45	0,2025	34	5,0625				
piano primo	pil spig 35x35	35	35	0,1225	6	3,0625				
	pil centr 35x35	35	35	0,1225	2	3,0625	W pil inf	366,2325	M inf	37,33257
	pil centr 40x40	40	40	0,16	34	4	W pil sup	255,9975	M sup	26,09557
	travi 25x21	25	21	0,0525	39	1,3125				
piano secondo	pil spig 35x30	35	30	0,105	6	2,625				
	pil centr 30x35	30	35	0,105	2	2,625	W pil inf	255,9975	M inf	26,09557
	pil centr 35x40	35	40	0,14	34	3,5	W pil sup	223,3	M sup	22,76249
	travi 25x21	25	21	0,0525	39	1,3125				
piano terzo	pil spig 30x30	30	30	0,09	6	2,25				
	pil centr 30x30	30	30	0,09	2	2,25	W pil inf	223,3	M inf	22,76249
	pil centr 30x35	30	35	0,105	34	2,625	W pil sup	171,0638	M sup	17,43769
	travi 25x21	25	21	0,0525	39	1,3125				
piano quarto	pil spig 30x30	30	30	0,09	6	2,25				
	pil centr 30x30	30	30	0,09	2	2,25	W pil sup	167,8463	M inf	17,10971
	pil centr 30x30	30	30	0,09	34	2,25	W pil inf	147,8925	M sup	15,07569
	travi 25x21	25	21	0,0525	39	1,3125				
sottotetto	pil spig 25x25	25	25	0,0625	6	1,5625				
	pil centr 25x25	25	25	0,0625	2	1,5625	W pil inf	147,8925	M inf	15,07569
	pil centr 25x25	25	25	0,0625	34	1,5625	W pil sup	59,71875	M sup	6,087538
	travi 25x21	25	21	0,0525	39	1,3125				

Figura 78, analisi dei carichi dei pilastri e delle travi nei vari piani.

4. INTERVENTO DI ADEGUAMENTO TRAMITE ISOLAMENTO ALLA BASE

Nel presente capitolo, partendo dal modello definitivo descritto nei capitoli precedenti, si farà una valutazione della capacità dell'edificio futuro e si progetterà il miglior intervento per l'adeguamento sismico possibile.

L'intervento di adeguamento sismico in questione, per il Collegio Fazzini, consiste nella realizzazione di un sistema di isolamento sismico alla base attraverso un sistema misto di isolatori elastomerici (HDRB) e slitte ("*sistema misto gomma-slitta"*) con l'obiettivo di salvaguardare la sovrastruttura nella sua interezza.

4.1 Modellazione

Grazie al rilievo geometrico ed alle indagini eseguite nel percorso di conoscenza dell'edificio in questione, si è potuto andare a creare un modello a base fissa grazie l'utilizzo del software SAP2000.

In questo modello sono state definite le sezioni rilevate per ciascun elemento strutturale e non, è stato ipotizzato un incastro alla base della struttura ed infine sono state inserite le caratteristiche meccaniche dei materiali ricavate dalle prove in situ ed in laboratorio.

Il calcestruzzo, come determinato dalle indagini in situ ed in laboratorio, presenta una resistenza caratteristica cubica a compressione R_{ck} = 28,20 MPa.

Quindi sapendo che $f_{ck} = 0{,}83 * R_{ck}$, è risultata una resistenza caratteristica cilindrica a compressione f_{ck} = 23,41 MPa.

Dato che $f_{cm} = f_{ck} + 8$, è stato calcolato il modulo elastico del calcestruzzo attraverso la seguente formula:

$$Ecm = 22000 * \left(\frac{fcm}{10}\right)^{0.3}$$

risultato pari a 31011,76 MPa (fig.79).

		[MPa]	[N/mm²]	[kN/m²]
Resistenza a compressione cubica	Rck	28,20	28,20	28200,00
Resistenza a compressione cilindrica	fck	23,41	23,41	23406,00
Resistenza media a compressione	fcm	31,41	31,41	31406,00
Modulo elastico	Ecm	31011,76	31011,76	31011763,89

Coefficiente di Poisson	ν	0,2
Coeff. Di dilatazione termica	α	9,90E-06

		[kg/m³]	[kN/m³]
Peso di volume	W	2500	25

Figura 79, caratteristiche meccaniche calcestruzzo.

Le armature degli elementi strutturali verticali sono barre di acciaio liscio Duro, denominato così nel R.D.L. n.2229/1939, corrispondente all'acciaio liscio Aq60 indicato dalla Circolare del Ministero dei LL.PP. n.1742/1957. Le principali caratteristiche meccaniche sono riportate in figura 80.

		[MPa]	[N/mm²]	[kN/m²]
Tensione di snervamento	fyk	460	460	460000
Tensione di rottura	ftk	665	665	665000
Modulo elastico	E	210000	210000	2,10E+08

Coefficiente di Poisson	ν	0,3
Coeff. Di dilatazione termica	α	1,17E-05

		[kg/m³]	[kN/m³]
Peso di volume	W	7800	78

Figura 80, caratteristiche meccaniche acciaio.

I pilastri e le travi sono stati modellati come elementi frame.

Il sistema di riferimento globale ha asse X in direzione Est-Ovest ed Y in direzione Nord-Sud, stessa direzione di orditura delle travi REP.

Per quanto riguarda i pilastri, come rilevato in fase di conoscenza dell'edificio, si è proceduto alla definizione di sezioni rettangolari o quadrate rastremate in altezza.

In particolare:

- Piano seminterrato
    - Pilastri di spigolo sezione 35 cm x 35 cm;
    - Pilastri 11, 15, 22, 29 e 33 sezione 40 cm x 40 cm;
    - Pilastri rimanenti sezione 50 cm x 50 cm;
- Piano terra
    - Pilastri di spigolo sezione 35 cm x 35 cm;
    - Pilastri 11 e 33 sezione 40 cm x 40 cm;
    - Pilastri 15 e 29 sezione 35 cm x 35 cm;
    - Pilastri rimanenti sezione 45 cm x 45 cm;
- Piano primo
    - Pilastri di spigolo sezione 35 cm x 35 cm;
    - Pilastri 11, 15, 29 e 33 sezione 35 cm x 35 cm;
    - Pilastri rimanenti sezione 40 cm x 40 cm;
- Piano secondo
    - Pilastri di spigolo sezione 35 cm x 30 cm, con lato lungo in direzione Est-Ovest;
    - Pilastri 11, 15, 29 e 33 sezione 30 cm x 35 cm, con lato lungo in direzione Nord-Sud;
    - Pilastri rimanenti sezione 35 cm x 40 cm, con lato lungo in direzione Nord-Sud;
- Piano terzo
    - Pilastri di spigolo e 11, 15, 29 e 33 sezione 30 cm x 30 cm;
    - Pilastri rimanenti 30 cm x 35 cm, con lato lungo in direzione Nord-Sud;
- Piano quarto
    - Pilastri 30 cm x 30 cm;
- Piano sottotetto
    - Pilastri 25 cm x 25 cm.

Le travi REP, ordite in direzione Nord-Sud, quindi ortogonalmente alla facciata principale dell'edificio, sono state definite come sezioni rettangolari in c.a. di dimensione 25 cm di larghezza e 21 cm di altezza. In direzione Est-Ovest le uniche travi REP presenti sono quelle a delimitazione di ciascun vano scala.

In direzione Est-Ovest, inoltre, perimetralmente e sulla corte interna sono stati inseriti due tipi di cordoli:

- cordolo di larghezza 24 cm, 2 travetti da 12 cm affiancati, e di altezza 21 cm per gli orizzontamenti con solaio da 18+3 cm;
- cordolo di larghezza 24 cm e di altezza 12 cm per l'implacato di calpestio del sottotetto.

4.1.1 Modellazione a telaio equivalente

La modellazione a telaio equivalente, che è quella utilizzata nel nostro caso studio, è stata eseguita utilizzando degli elementi frame per simulare: pilastri, travi, scale, setti dei nuclei ascensore, tamponature.

Nella prima fase, quella in cui l'edificio è ancora a base fissa con gli incastri inseriti sotto i pilastri del piano seminterrato, i setti dei nuclei ascensore sono stati modellati come tutti gli elementi verticali e cioè con la definizione delle sezioni dei setti perimetrali; mentre per le scale sono stati definiti frame per le rampe, i pianerottoli d'interpiano ed i braccetti rigidi.

4.1.2 Armature elementi strutturali

Una volta definite tutte le sezioni si è passato ad inserire le armature nei pilastri, nei setti e nelle travi grazie alle indagini effettuate dove abbiamo visto come l'acciaio utilizzato per tutte le armature è l'acciaio Aq60, caratterizzato da una tensione di snervamento pari a 460 N/mm^2 ed una tensione di rottura pari a 665 N/mm^2.

Per quanto riguarda i pilastri si considera un copriferro di 3 cm, un'armatura longitudinale costituita da ϕ16 ed un'armatura trasversale formata da ϕ8.

I setti dei nuclei ascensori si armano con dei ϕ12 longitudinali e con dei ϕ6 trasversali, considerando sempre un copriferro di 3 cm.

Relativamente alle travi REP ed alle travi in direzione ortogonale ad esse si inseriscono delle armature semplificate.

In particolare, per quanto riguarda le travi REP si considera superiormente un'armatura costituita da 2ϕ32, mentre inferiormente abbiamo una lastra detta "martello" che non arriva in appoggio ma si ferma prima lasciando arrivare in appoggio soltanto 2ϕ22 quindi si prende in considerazione l'area che è racchiusa tra questi due ferri.

Invece, le travi ortogonali alle REP, costituite da una coppia di travetti di solaio affiancati tra loro, si armano con 2ϕ12 sia superiormente che inferiormente.

4.1.3 Analisi statica non lineare

L'analisi statica non lineare, comunemente detta analisi di pushover, permette di valutare il comportamento dell'edificio nei confronti delle azioni orizzontali, considerando le non linearità presenti nella struttura.

Le non linearità possono essere di due tipologie:

- non linearità geometriche, cioè gli effetti del secondo ordine conseguenza della rimozione dell'ipotesi di piccoli spostamenti;
- non linearità meccaniche, dovute al comportamento inelastico dei materiali quali calcestruzzo ed acciaio.

Generalmente gli effetti derivanti dalle non linearità geometriche, a differenza di quelli causati dal comportamento dei materiali, possono essere trascurati e quindi è possibile confondere la configurazione deformata con quella indeformata.

L'analisi di pushover consiste in due fasi:

1) applicazione dei carichi gravitazionali sulla struttura secondo la combinazione quasi permanente;
2) applicazione, per la direzione dell'azione sismica considerata, di un sistema di forze orizzontali distribuite, ad ogni livello della costruzione, aventi risultante pari al taglio alla base Fb.

Il sistema di forze orizzontali può essere proporzionale alle masse dell'edificio (PushMassa) oppure ai modi di vibrare dell'edificio (PushMod). Le forze orizzontali naturalmente vengono applicate lungo entrambe le direzioni dell'azione sismica, X e Y, sia in verso positivo che in verso negativo. Tali forze vengono incrementate per step successivi in maniera crescente fino a provocare condizioni di collasso locale o globale e finché il punto di controllo, da noi stabilito, non raggiunge lo spostamento obiettivo d_c (spostamento target). Solitamente il punto di controllo coincide con il baricentro dell'impalcato del sottotetto.

Monitorando step per step il taglio alla base e lo spostamento del punto di controllo si ottiene il diagramma F_b-d_c che rappresenta la curva di capacità della struttura.

4.1.4 Modello a plasticità concentrata

Per tenere conto delle non linearità meccaniche, è possibile procedere attraverso due modellazioni differenti:

- modellazione a plasticità concentrata, si ipotizza la posizione della formazione delle plasticizzazioni cioè delle cerniere plastiche;
- modellazione a plasticità diffusa, in cui si considerano le non linearità diffuse in tutte le parti della struttura.

Nel caso oggetto di studio, si procede all'analisi di un modello a plasticità concentrata: le cerniere plastiche rappresentano dunque le zone degli elementi strutturali dove si concentra il comportamento anelastico; al di fuori di tali zone gli elementi rimangono in campo elastico.

Per l'inserimento delle cerniere plastiche si procede tramite la modellazione delle cerniere automatiche proposta dal SAP2000, secondo American Society of Civil Engineers ASCE/SEI 41-13, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings.

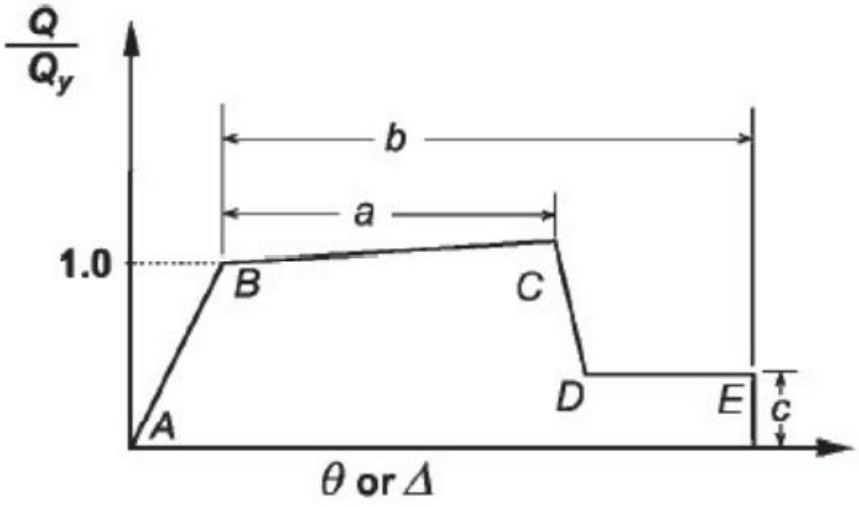


Figura 81, legame costitutive delle cerniere plastiche secondo ASCE.

Il legame momento-curvatura delle cerniere automatiche, rappresentato in figura 81, è definito attraverso i parametri a, b e c tabellati nella normativa ASCE:

- a rappresenta la rotazione della cerniera plastica dal superamento dello snervamento (B) per tutta la durata dell'incrudimento (B-C);
- b rappresenta la rotazione della cerniera plastica a rottura (E);
- c è il rapporto tra la resistenza residua e la resistenza inziale.

Le variabili a, b e c dipendono dai seguenti parametri:

1) $\frac{\rho-\rho'}{\rho bal}$ per le travi, dove ρ e ρ' sono i rapporti geometrici di armatura tesa e compressa, mentre ρ_{bal} è il rapporto geometrico di armatura tesa determinato in corrispondenza della deformazione ultima del calcestruzzo e dello snervamento dell'acciaio;
2) $\frac{V}{b*d*\sqrt{fc'}}$ dove V è il taglio di progetto;
3) conformità delle armature trasversali, si considerano conformi le staffe chiuse con passo s<d/3 e che assorbono un taglio maggiore dei 3/4 del taglio di progetto V;
4) $\frac{P}{Ag*fc'}$ per i pilastri in sostituzione del parametro 1), dove P è lo sforzo assiale agente nella sezione e A_g è l'area della sezione trasversale.

Per travi e pilastri le tabelle di riferimento contenenti i parametri a, b e c sono rispettivamente fig. 82 e fig. 83 presenti nella ASCE 41-13 e di seguito riportate.

Table 10-7. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Beams

Conditions			Modeling Parameters[a]			Acceptance Criteria[a]		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
						Performance Level		
$\frac{\rho-\rho'}{\rho_{bal}}$	Transverse reinforcement[c]	$\frac{V}{b_w d\sqrt{f_c'}}$ [d]	*a*	*b*	*c*	IO	LS	CP
Condition i. Beams controlled by flexure[b]								
≤0.0	C	≤3 (0.25)	0.025	0.05	0.2	0.010	0.025	0.05
≤0.0	C	≥6 (0.5)	0.02	0.04	0.2	0.005	0.02	0.04
≥0.5	C	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≥0.5	C	≥6 (0.5)	0.015	0.02	0.2	0.005	0.015	0.02
≤0.0	NC	≤3 (0.25)	0.02	0.03	0.2	0.005	0.02	0.03
≤0.0	NC	≥6 (0.5)	0.01	0.015	0.2	0.0015	0.01	0.015
≥0.5	NC	≤3 (0.25)	0.01	0.015	0.2	0.005	0.01	0.015
≥0.5	NC	≥6 (0.5)	0.005	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition ii. Beams controlled by shear[b]								
Stirrup spacing ≤ *d*/2			0.0030	0.02	0.2	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > *d*/2			0.0030	0.01	0.2	0.0015	0.005	0.01
Condition iii. Beams controlled by inadequate development or splicing along the span[b]								
Stirrup spacing ≤ *d*/2			0.0030	0.02	0.0	0.0015	0.01	0.02
Stirrup spacing > *d*/2			0.0030	0.01	0.0	0.0015	0.005	0.01
Condition iv. Beams controlled by inadequate embedment into beam–column joint[b]			0.015	0.03	0.2	0.01	0.02	0.03

NOTE: f_c' in lb/in.^{2} (MPa) units.
[a]Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
[b]Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occur for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
[c]"C" and "NC" are abbreviations for conforming and nonconforming transverse reinforcement, respectively. Transverse reinforcement is conforming if, within the flexural plastic hinge region, hoops are spaced at ≤ *d*/3, and if, for components of moderate and high ductility demand, the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Otherwise, the transverse reinforcement is considered nonconforming.
[d]V is the design shear force from NSP or NDP.

Figura 82, Table 10.7 ASCE.

Table 10-8. Modeling Parameters and Numerical Acceptance Criteria for Nonlinear Procedures—Reinforced Concrete Columns

Conditions			Modeling Parameters[a]			Acceptance Criteria[a]		
			Plastic Rotations Angle (radians)		Residual Strength Ratio	Plastic Rotations Angle (radians)		
						Performance Level		
			a	b	c	IO	LS	CP
Condition i.[b]								
$\frac{P}{A_g f'_c}$[c]	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.035	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≤0.1	=0.002		0.027	0.034	0.2	0.005	0.027	0.034
≥0.6	=0.002		0.005	0.005	0.0	0.002	0.004	0.005
Condition ii.[b]								
$\frac{P}{A_g f'_c}$[c]	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$	$\frac{V}{b_w d\sqrt{f'_c}}$[d]						
≤0.1	≥0.006	≤3 (0.25)	0.032	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≤0.1	≥0.006	≥6 (0.5)	0.025	0.060	0.2	0.005	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006	≤3 (0.25)	0.010	0.010	0.0	0.003	0.009	0.010
≥0.6	≥0.006	≥6 (0.5)	0.008	0.008	0.0	0.003	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.012	0.012	0.2	0.005	0.010	0.012
≤0.1	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.006	0.006	0.2	0.004	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005	≤3 (0.25)	0.004	0.004	0.0	0.002	0.003	0.004
≥0.6	≤0.0005	≥6 (0.5)	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iii.[b]								
$\frac{P}{A_g f'_c}$[c]	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.0	0.0	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.0	0.0	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.0	0.0	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
Condition iv. Columns controlled by inadequate development or splicing along the clear height[b]								
$\frac{P}{A_g f'_c}$[c]	$\rho = \frac{A_v}{b_w s}$							
≤0.1	≥0.006		0.0	0.060	0.4	0.0	0.045	0.060
≥0.6	≥0.006		0.0	0.008	0.4	0.0	0.007	0.008
≤0.1	≤0.0005		0.0	0.006	0.2	0.0	0.005	0.006
≥0.6	≤0.0005		0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

NOTE: f'_c is in lb/in.^{2} (MPa) units.
[a]Values between those listed in the table should be determined by linear interpolation.
[b]Refer to Section 10.4.2.2.2 for definition of conditions i, ii, and iii. Columns are considered to be controlled by inadequate development or splices where the calculated steel stress at the splice exceeds the steel stress specified by Eq. (10-2). Where more than one of conditions i, ii, iii, and iv occurs for a given component, use the minimum appropriate numerical value from the table.
[c]Where $P > 0.7A_g f'_c$, the plastic rotation angles should be taken as zero for all performance levels unless the column has transverse reinforcement consisting of hoops with 135-degree hooks spaced at ≤ $d/3$ and the strength provided by the hoops (V_s) is at least 3/4 of the design shear. Axial load P should be based on the maximum expected axial loads caused by gravity and earthquake loads.
[d]V is the design shear force from NSP or NDP.

Figura 83, table 10.8 ASCE.

Per le travi il valore del momento a snervamento di una cerniera flessionale è calcolato attraverso la seguente relazione.

$$M_y = \frac{As^2 * fy^2}{4} * \left(\frac{4d}{As * fy} - \frac{2}{0.85 * f'c * b}\right)$$

Per quanto riguarda i pilastri, a cui generalmente si assegnano delle cerniere presso/tenso-flessionali, il software determina in automatico i legami delle cerniere in funzione del valore dello sforzo assiale.

Inoltre, nella fig. 84, si fa notare che:

- la pendenza del tratto tra i punti B e C è assunta pari al 10% per tenere conto dell'incrudimento dell'acciaio;

- la rotazione in corrispondenza del punto B vale $T_{\pi} = 0$, in ipotesi di legame costituivo rigido plastico.

Nel presente caso si assegnano le seguenti cerniere plastiche:

- cerniere PMM presso/tenso-flessionali ai pilastri, al piede ed alla testa di ciascuna elevazione (fig.84);
- cerniere PMM presso/tenso-flessionali al piede dei setti dei nuclei ascensori;
- cerniere M flessionali alle estremità di ciascuna trave (fig. 85).

Ai pilastri interrotti dai pianerottoli di interpiano della scala, le cerniere sono state assegnate anche all'intradosso ed all'estradosso dell'intersezione tra pianerottoli e pilastri stessi. Inoltre, si fa presente che in testa ai pilastri del sottotetto sono stati assegnati dei rilasci flessionali, vista l'incertezza sul grado di incastro tra gli stessi pilastri e le travi delle falde di copertura.

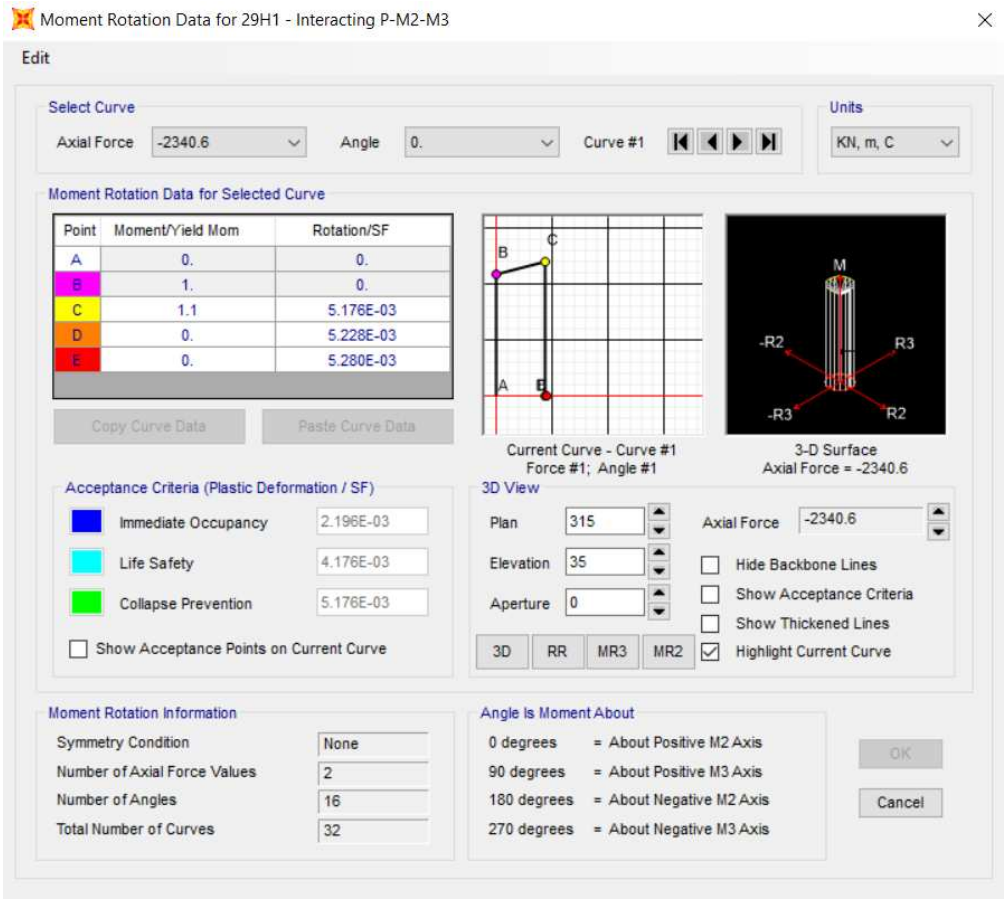


Figura 84, cerniere P-M-M.

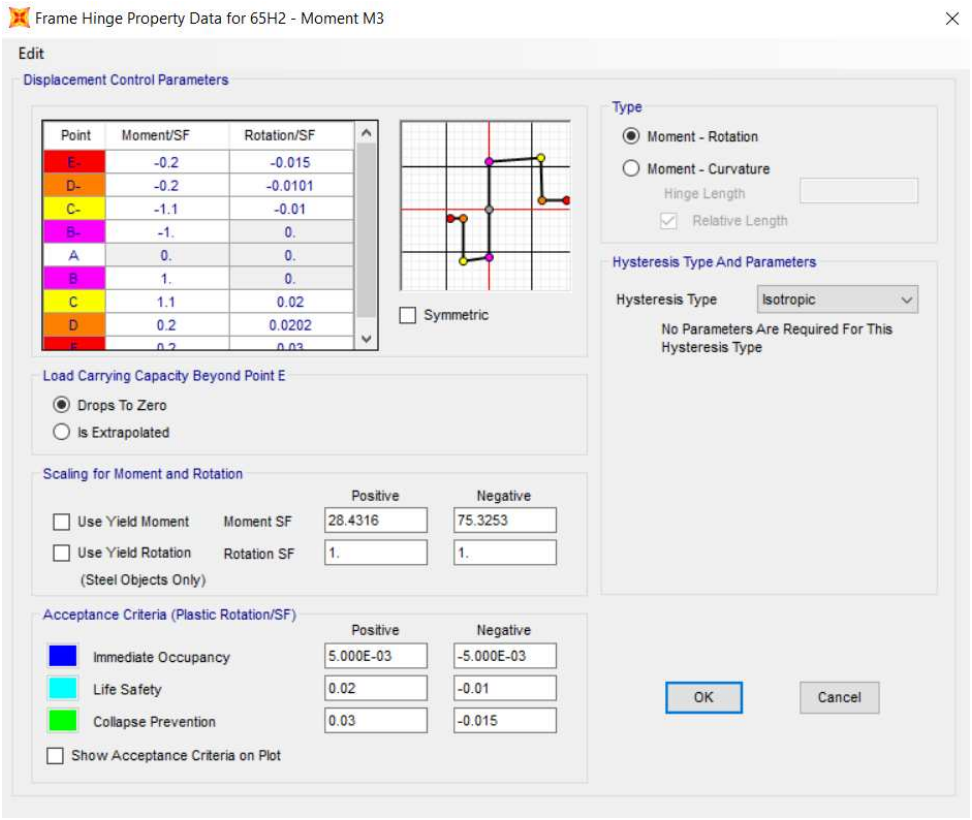


Figura 85, cerniera M3

4.1.5 Modellazione tamponature

Fino ad ora la modellazione dell'edificio ha riguardato esclusivamente gli elementi strutturali: in questo paragrafo si procede alla modellazione delle tamponature.

Le tamponature sono elementi non strutturali che incidono sulla rigidezza della struttura, modificandone il comportamento nei confronti dell'azione sismica. Se le tamponature sono distribuite regolarmente in altezza, quindi non vi sono particolari differenze di rigidezza da un'elevazione all'altra, apportano un contributo in termini di dissipazione oltre che una riduzione degli spostamenti di interpiano. Quindi le tamponature comportano: un aumento di rigidezza dell'edificio, una riduzione del periodo fondamentale ed un leggero aumento dei tagli di piano.

Al contrario, una distribuzione irregolare in altezza delle tamponature produce un peggioramento del comportamento della struttura, causando una riduzione della capacità dissipativa globale facendo così prevalere meccanismi di collasso locale.

Nel presente caso studio si modellano le tamponature attraverso la teoria di Luis Decanini, Fabrizio Mollaioli, Andrea Mura e Rodolfo Saragoni, Seismic perfomance of masonry infilled R/C

frames, 2004: la tamponatura è modellata attraverso elementi diagonali in grado di sostenere i carichi di compressione. Si parla quindi di puntoni equivalenti.

Per rappresentare il contributo offerto dalle tamponature, la teoria di Decanini et al. (2004) propone la sostituzione di ciascun pannello di tamponatura, confinato dal telaio, con due elementi diagonali dello stesso materiale della tamponatura (fig.86). Questi elementi diagonali prendono il nome di puntoni equivalenti: si considerano infatti non reagenti a trazione.

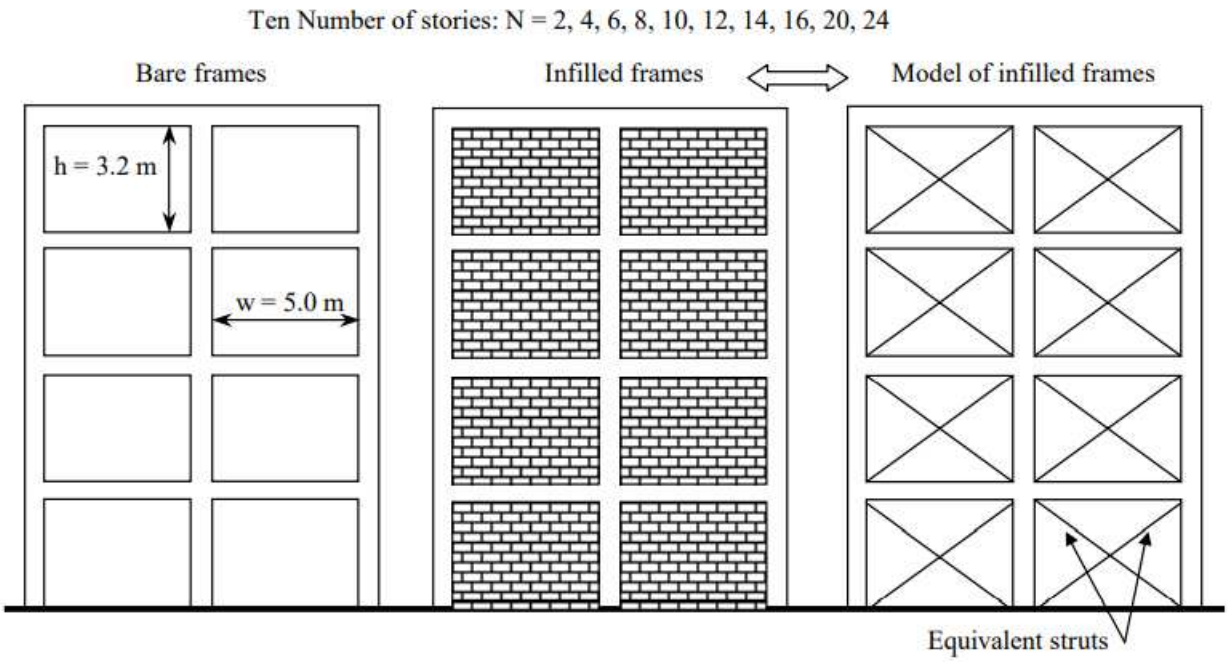


Figura 86, sostituzione dei pannelli di tamponatura con delle diagonali equivalenti: i puntoni equivalenti.

La combinazione di entrambe le diagonali equivalenti permette di rappresentare un meccanismo resistente nei confronti di un carico laterale ciclico come l'azione sismica.

Il legame forza laterale-spostamento H_m-u dell'elemento diagonale, come si può osservare in fig. 87 è composto da quattro rami:

- il primo ramo rappresenta la fase elastica lineare cioè lo stadio non fessurato che si estende fino al punto di inizio fessurazione F, caratterizzato da una resistenza laterale H_{mf} e da uno spostamento u_f;
- il secondo ramo descrive il comportamento post-fessurazione fino al raggiungimento della massima resistenza laterale H_{mfc} e del relativo spostamento u_{fc}, corrispondenti alla completa fessurazione individuata dal punto FC;
- il terzo ramo è decrescente e descrive il deterioramento della resistenza post-picco fino al raggiungimento della resistenza residua H_{mr} e del relativo spostamento u_r;

- il quarto ramo è invece orizzontale e caratterizzato da una resistenza residua costante all'aumentare dello spostamento.

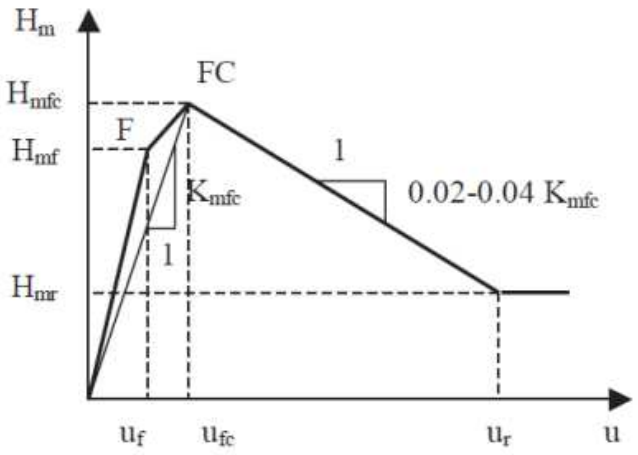


Figura 87, legame forza laterale-spostamento Hm-u del puntone equivalente.

Tale modello necessita di tre parametri geometrici e meccanici:

- larghezza della struttura equivalente ω;
- rigidezza a completa fessurazione K_{mfc};
- resistenza a completa fessurazione H_{mfc}.

La larghezza ω del puntone equivalente si calcola attraverso la relazione seguente:

$$\lambda h = \sqrt[4]{\frac{Em * e * \sin(2\theta)}{4 * Ec * I * Hm}}\, h$$

In cui:

- E_m è il modulo elastico del puntone equivalente corrispondente alla completa fessurazione;
- E_c è il modulo elastico del calcestruzzo;
- Θ è l'inclinazione della diagonale equivalente rispetto all'orizzontale;
- e è lo spessore del pannello di tamponatura e quindi della diagonale equivalente;
- h è l'altezza di piano;
- h_m è l'altezza del pannello di tamponatura;
- I è il momento di inerzia dei pilastri che confinano il pannello di tamponatura.

All'interno del Rischio Implicito NTC – RINTC (2015), a cura di ReLUIS (Rete dei Laboratori Universitari di Ingegneria Sismica) e EUCENTRE (Centro Europeo di Ricerca e Formazione in

Ingegneria Sismica), la Table 4.3.1, riportata come fig. 88, identifica i valori delle costanti K_1 e K_2 in funzione del parametro λh.

Table 4.3.1Coefficients K_1 and K_2

	K_1	K_2
$\lambda h \leq 3.14$	1.3	-0.178
$3.14 \leq \lambda h \leq 7.85$	0.707	0.01
$\lambda h \geq 7.85$	0.47	0.04

Figura 88, coefficienti K1 e K2

La rigidezza della struttura equivalente a completa fessurazione K_{mfc} è data dalla seguente espressione:

$$K_{mfc}= \frac{Em*e*\omega}{d} * \cos^2(\theta)$$

La resistenza a completa fessurazione H_{mfc} del pannello di tamponatura nei confronti delle forze orizzontali, è determinata sulla base di una tensione fittizia di compressione σ_{br} considerando quattro modalità di rottura tipiche di strutture reali soggette ad azioni sismiche.

Le quattro modalità di rottura considerate e le corrispondenti tensioni fittizie di compressione sono:

- rottura per diagonale tesa, $\sigma_{br(1)}$;
- rottura per scorrimento lungo i giunti orizzontali, $\sigma_{br(2)}$;
- rottura per schiacciamento degli spigoli del pannello di tamponatura a contatto con il telaio per concentrazione degli sforzi di compressione, $\sigma_{br(3)}$;
- rottura per diagonale compressa, $\sigma_{br(4)}$.

Le tensioni equivalenti di compressione si calcolano attraverso le formule di seguito riportate:

$$\sigma_{br(1)}=\frac{0.6\tau m0+0.3\sigma 0}{\frac{\omega}{d}}$$

$$\sigma_{br(2)}=\frac{(1.2sin\theta+0.45cos\theta)fsr+0.3\sigma 0}{\frac{\omega}{d}}$$

$$\sigma_{br(3)}=\frac{(1.12sin\theta cos\theta}{K1(\lambda h)^{-0.12}+K2(\lambda h)^{0.88}}\sigma m0$$

$$\sigma_{br(4)}=\frac{1.16\sigma m0*tan\theta}{K1+K2\lambda h}$$

dove:

- σ_{m0} è la resistenza a compressione verticale misurata su provini di tamponatura;
- τ_{m0} è la resistenza a taglio misurata tramite la prova di compressione diagonale;
- f_{sr} è la resistenza allo scorrimento nei giunti misurata attraverso prove su triplette;
- σ_0 è la tensione verticale dovuta ai carichi agenti, nulla in quanto le tamponature non portano carichi verticali.

Per quanto riguarda f_{sr} nel Rischio Implicito NTC – RINTC (2015) è suggerita la relazione $u=0,7\tau_{m0}$.

Naturalmente i parametri meccanici σ_{m0}, τ_{m0} e f_{sr} dipendono dai materiali componenti la tamponatura e quindi dal modulo di elasticità iniziale E_m della tamponatura stessa.

All'interno del Decanini et al. (2004), precisamente in Table 1, sono proposte tre tipologie di tamponature dalle caratteristiche di seguito illustrate (fig. 89).

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

Figura 89, tipologie di tamponature.

Mentre, nel Rischio Implicito NTC – RINTC (2015) sono riportate le caratteristiche meccaniche di una tamponatura costituita da blocchi Poroton da 25 cm di spessore:

- σ_{m0} = 6MPa;
- τ_{m0} = 0.775MPa;
- f_{sr} = 0.542MPa;
- E_m = 4312 MPa.

Una volta determinate le tensioni equivalenti di compressione caratteristiche delle quattro modalità di rottura, si individua la minore $(\sigma_{br})_{min}$ corrispondente quindi alla tipologia di crisi più probabile. Dunque, la resistenza laterale a completa fessurazione H_{mfc} è data dall'espressione seguente:

$$H_{mfc} = (\sigma_{br})_{min} * e * \omega * \cos\Theta$$

Dove $(\sigma_{br})_{min} = \min[\sigma_{br(1)}; \sigma_{br(2)}; \sigma_{br(3)}; \sigma_{br(4)}]$.

Calcolate la rigidezza K_{mfc} e la resistenza laterale H_{mfc} a completa fessurazione, è possibile ricavare i restanti parametri del legame costitutivo del puntone equivalente:

- rigidezza elastica $K_{mf}=4* K_{mfc}$ cioè la pendenza del ramo elastico lineare;
- Rigidezza degradante $K_{pp}=(0.02\text{-}0.04)* K_{mfc}$ cioè la pendenza del ramo decrescente post-picco;
- resistenza laterale elastica $H_{mf} = 0.8H_{mfc}$;
- Resistenza laterale residua $H_{mr} =0.35H_{mfc}$.

4.1.6 Influenza delle aperture: Decanini et al. (2014)

Il modello descritto al paragrafo precedente non tiene conto della presenza di aperture nelle tamponature. Le aperture aumentano ancora di più le incertezze sulla determinazione del comportamento sismico dell'edificio, soprattutto a causa della loro variabilità di dimensioni e di posizionamento.

In generale, le aperture nei pannelli di tamponatura provocano una riduzione di rigidezza, una riduzione di resistenza ultima delle tamponature stesse ed una riduzione della capacità dissipativa globale; le aperture aumentano la probabilità di meccanismi di rottura fuori dal piano e, inoltre, possono verificarsi fessurazioni proprio a partire dai loro spigoli.

Nel caso oggetto di studio si tiene conto della presenza di aperture come descritto in Luis D. Decanini, Laura Liberatore e Fabrizio Mollaioli, Strength and stiffness reduction factors for infilled frames with openings, 2014. Dal confronto di 150 test numerici e sperimentali, tale studio propone un unico coefficiente riduttivo ρ per determinare, a partire dal modello di Decanini et al. (2004), i parametri caratteristici dei puntoni equivalenti, ω, K_{mfc} ed H_{mfc} considerando la presenza di aperture (fig. 90).

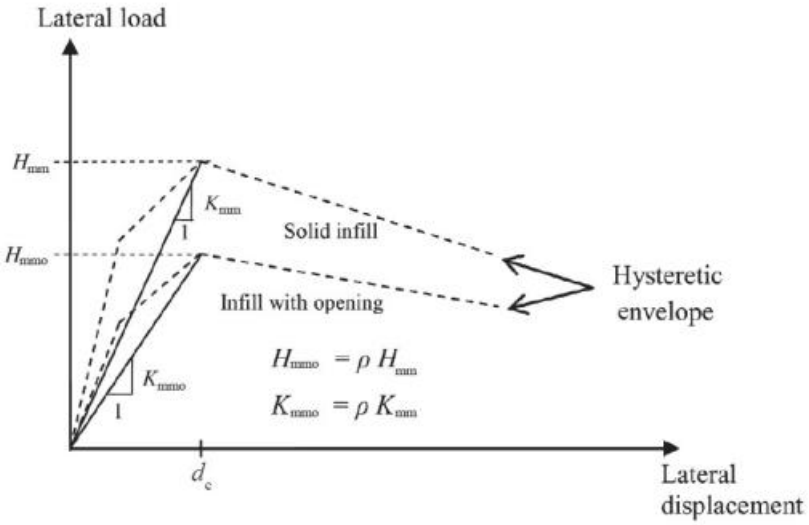


Figura 90, influenza delle aperture sul legame forza laterale - spostamento Hm-u del puntone equivalente.

Dallo studio appena citato è emerso che l'influenza delle aperture è dovuta certamente alle loro dimensioni, ma anche alla presenza di elementi di rinforzo intorno ad esse. Per quanto riguarda le dimensioni delle aperture, i parametri tenuti in considerazione per il calcolo del coefficiente riduttivo sono:

- il rapporto tra l'area dell'apertura e l'area del pannello di tamponatura, α_a;
- il rapporto tra la larghezza dell'apertura e la larghezza del pannello di tamponatura, α_l;
- il rapporto tra l'altezza dell'apertura e l'altezza del pannello di tamponatura, α_h.

Mentre, relativamente al confinamento, le aperture possono essere classificate in (fig. 91):

- aperture non rinforzate (NR), cioè non confinate da architravi o da elementi di rinforzo in acciaio;
- aperure parzialmente rinforzate (PR), cioè confinate almeno superiormente da un architrave;
- aperture rinforzate (R), cioè aperture confinate sia superiormente che lateralmente da architravi ed elementi di rinforzo in acciaio.

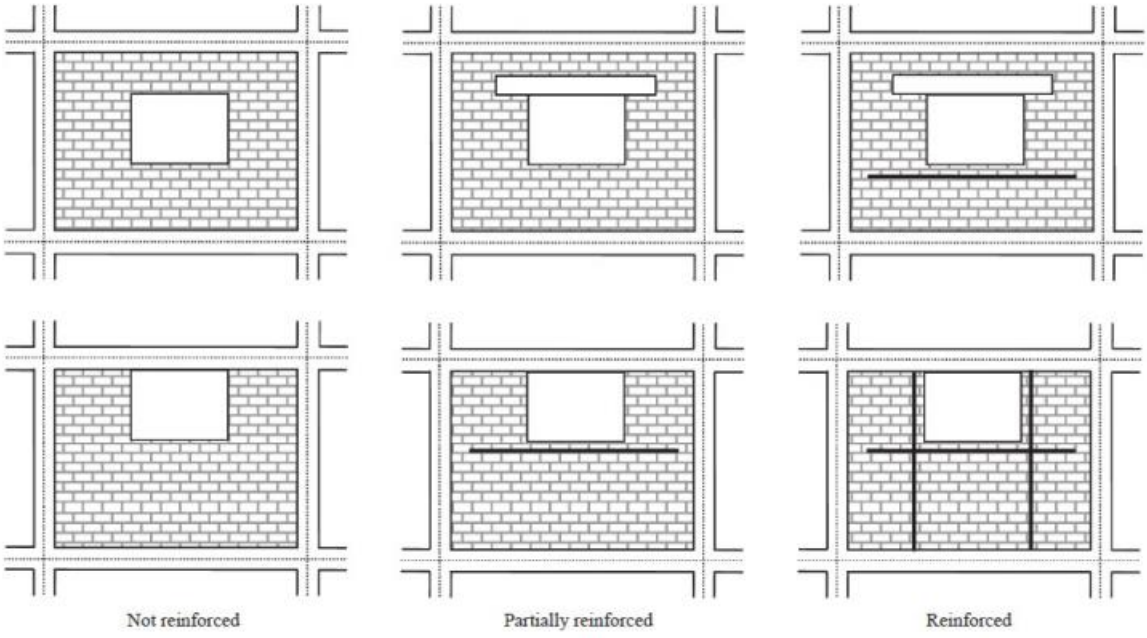


Figura 91, classificazione delle aperture sulle tamponature.

In fig. 92 si riportano dei grafici che mostrano la variabilità del coefficiente riduttivo ρ, in funzione dei parametri appena descritti, nei test numerici e sperimentali analizzati dagli autori. I grafici a sinistra rappresentano la dipendenza di ρ dai rapporti geometrici α_a, α_l, α_h mentre i grafici a destra dal grado di rinforzo delle aperture. Come si può osservare, il coefficiente riduttivo ρ diminuisce all'aumentare sia di α_a che di α_l cioè all'aumentare dell'area dell'apertura e della sua larghezza. Per quanto riguarda la dipendenza da α_h non è chiara la tendenza del coefficiente riduttivo. Invece, osservando la dipendenza dal confinamento delle aperture, è possibile notare che a parità di α_a il coefficiente ρ aumenta proporzionalmente al grado di rinforzo. Quindi, l'influenza di α_a e α_l diminuisce all'aumentare del confinamento dell'apertura.

Naturalmente, minore è ρ e maggiore è la riduzione di rigidezza e resistenza della tamponatura, in quanto tale coefficiente moltiplica ω, K_{mfc} ed H_{mfc}.

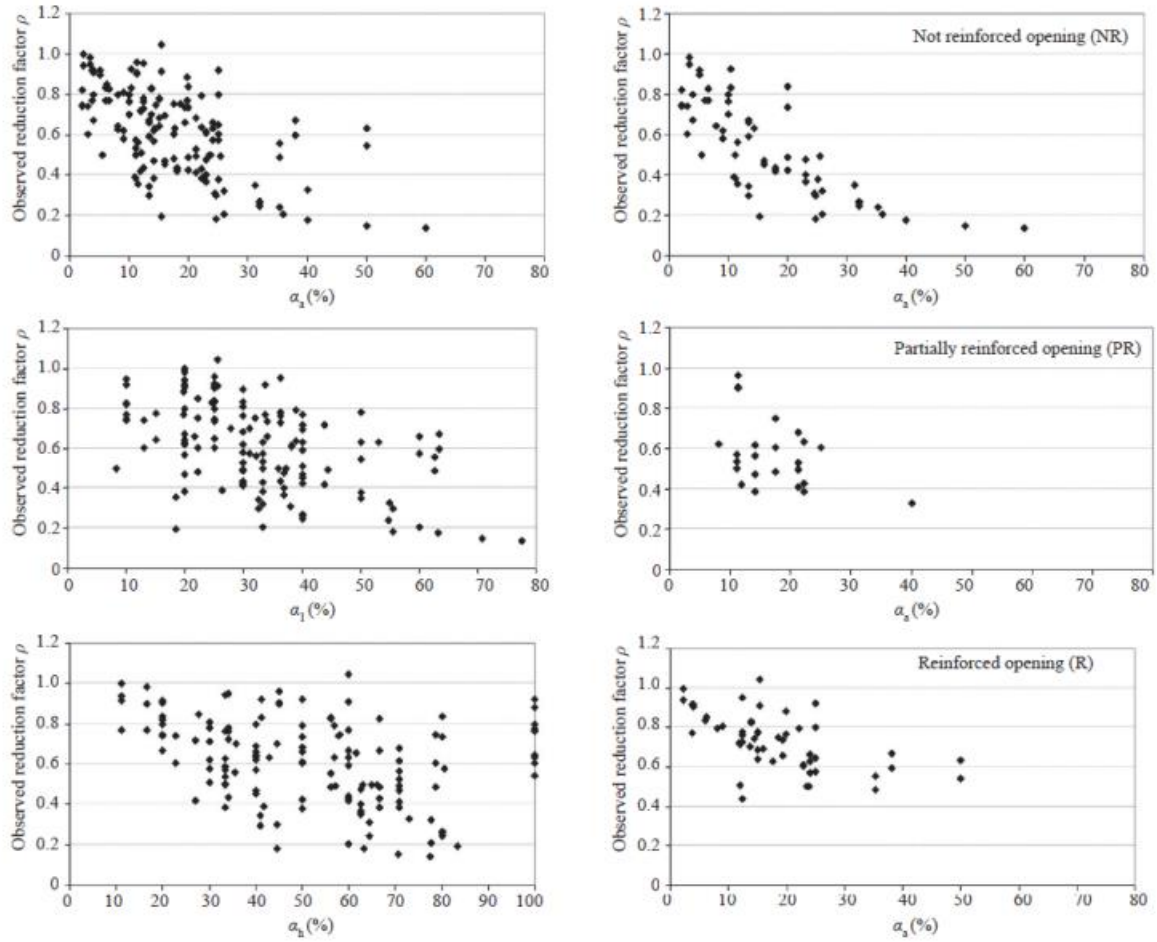


Figura 92, variabilità del coefficiente riduttivo ρ

Decanini et al. (2014) decide così di propone la seguente relazione per la determinazione del coefficiente riduttivo ρ:

$$\rho = a*\exp(b*\alpha_a)+c*\exp(d*\alpha_l)+-\sigma\varepsilon$$

dove:

- a, b e c sono parametri dipendenti dal grado di rinforzo delle aperture, riportati nella Tabella 3 in fig.93:

Table 3 Parameters for the reduction factor (Eq. (10))

Reinforcement around opening	*a*	*b*	*c*	*d*
NR	0.55	-0.035	0.44	-0.025
PR	0.58	-0.030	0.42	-0.020
R	0.63	-0.020	0.40	-0.010

Figura 93, parametri a,b e c.

- σ è la deviazione standard;
- ε è 0 per il valore medio ed è pari a 1 per il valore medio +- la deviazione standard.

I casi statistici degli autori vengono visualizzati nella seguente tabella 4 in fig. 94.

Table 4 Statistical data: number; mean, standard deviation (σ) and coefficient of variation (CV) of the ratio between the prediction and the actual value; standard error ($\hat{\sigma}$)

Opening reinforcement	N	Mean	σ	CV	$\hat{\sigma}$
NR	68	1.083	0.288	0.266	0.136
PR	25	1.045	0.223	0.213	0.156
R	54	1.022	0.177	0.173	0.113
NR + PR	93	1.055	0.284	0.269	0.144
Type of analysis					
Experimental	84	1.002	0.241	0.241	0.150
Numerical	63	1.096	0.250	0.228	0.108
Type of frame					
RC	88	1.019	0.271	0.266	0.152
Steel	29	1.070	0.225	0.210	0.124

Figura 94, casi statistici.

Individuando due possibili gradi di rinforzo delle aperture, le relazioni proposte per il calcolo di ρ sono le seguenti:

- per aperture non rinforzate (NR) e parzialmente rinforzate (PR)

$$\rho=0.55*\exp(-0.035*\alpha_a)+0.44*\exp(-0.025*\alpha_l)+-0.284\varepsilon;$$

- per aperture rinforzate (R)
  - $\rho=0.63*\exp(-0.020*\alpha_a)+0.40*\exp(-0.010*\alpha_l)+-0.177\varepsilon$.

I grafici sotto riportati (fig. 95, Decanini et al. (2014)) confermano la validità delle equazioni appena definite. Infatti, il coefficiente riduttivo ρ diminuisce all'aumentare di α_a, α_l ed al diminuire del grado di rinforzo.

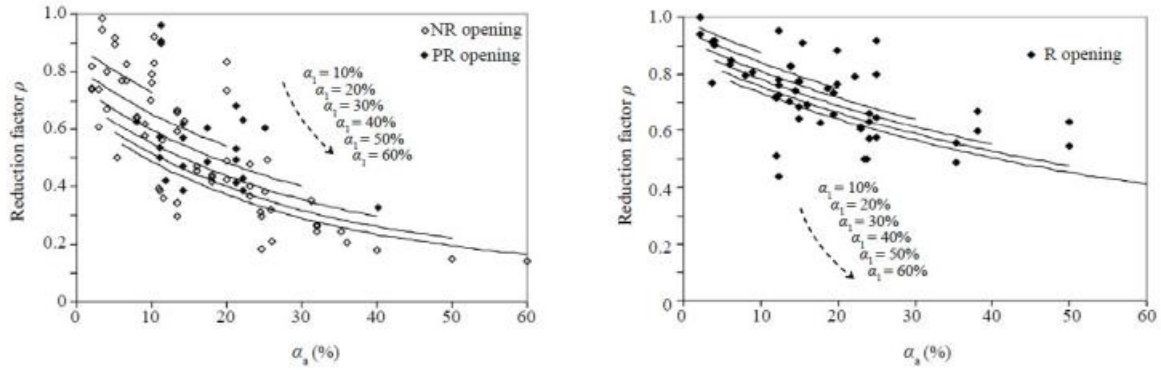


Figura 95, andamento del coefficiente riduttivo ρ che diminuisce all'aumentare di α_a, α_l ed al diminuire del grado di rinforzo.

Per quanto riguarda nello specifico il nostro caso studio, il Collegio Fazzini, abbiamo visto, tramite esame visivo, che le tamponature sono di due tipi e così definite:

- Tamponatura intonacata
    - Strato di intonaco interno da 1-2 cm
    - Forato da 8 cm
    - Intercapedine d'aria
    - Forato da 12.5 cm
    - Strato di intonaco esterno da 1-2 cm
- Tamponatura faccia a vista
    - Strato di intonaco interno da 1-2 cm
    - Forato da 8 cm
    - Intercapedine d'aria
    - Blocco semipieno da 12.5 cm

Per rendere la tamponatura a filo coi pilastri sia internamente che esternamente si considera l'intercapedine d'aria variabile in base alle esigenze.

Per la determinazione del legame costitutivo di ciascun puntone equivalente, secondo il modello proposto da Decanini et al. (2004) troviamo per le tamponature sia intonacate che faccia a vista, con spessore 12 cm ognuna, i parametri meccanici seguenti:

- σ_{m0} = 2.10 MPa;
- τ_{m0} = 0.40 MPa;
- f_{sr} = 0.28 MPa;
- E_m = 1880 MPa.

Dando un'occhiata alle aperture dal piano terra al quarto piano, da rilievo, sono risultate le seguenti dimensioni tipo:

- Porta finestra: L=0.775 m x H=2.275 m;
- Finestra adiacente alla porta finestra L= 0.929 m x H=1.43 m;
- Finestra standard L=1.05 m x H=1.43 m.

La modellazione delle tamponature secondo il legame costitutivo proposto da Decanini et al. (2004) viene fatta in funzione delle dimensioni effettive di travi e pilastri di ciascuna elevazione con il giusto coefficiente correttivo considerando le aperture presenti non rinforzate (NR).

Nel software SAP2000 ogni pannello viene modellato con due diagonali che simulano meglio l'effetto del sisma e per simulare il danno vengono modellate le cerniere assiali P in mezzeria di ciascun puntone equivalente.

Mandando, sempre attraverso il software SAP2000, l'analisi modale possiamo notare come l'inserimento delle tamponature sul modello strutturale produce due effetti positivi:

1) Aumento della rigidezza dell'edificio, comportando così un abbassamento dei periodi.
2) Regolarizzazione dei modi di vibrare, i primi due sono puramente traslazionali mentre il terzo è rotazionale.

Ora abbiamo il nostro modello a base fissa con incastri al piede dei pilastri del piano seminterrato e le tamponature modellate e vediamo il risultato dell'analisi modale (fig.96):

Modello con tamponature				
Modo	T [s]	UX	UY	RZ
1	0,58	0,75	0,01	0,01
2	0,52	0,00	0,76	0,01
3	0,37	0,01	0,00	0,78

Figura 96, periodi del modello a base fissa con tamponature.

4.2 Predimensionamento del sistema di isolamento sismico alla base

In questo capitolo viene effettuata la progettazione di una configurazione di un sistema di isolamento alla base con dispositivi HDRB ma prima vediamo delle nozioni teoriche riguardanti l'azione sismica.

L'azione sismica viene definita tramite spettri di risposta di progetto, nei quali, in funzione del periodo della struttura si ricava il valore dell'accelerazione. Ogni spettro di progetto è associato ad uno stato limite. La normativa italiana prevede quattro differenti stati limite:

- stato limite di operatività (SLO): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti in relazione alla sua funzione, non deve subire danni ed interruzioni d'uso significativi;
- stato limite di danno (SLD): a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali e orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature;
- stato limite di salvaguardia della vita (SLV): a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali;
- stato limite di prevenzione del collasso (SLC): a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.

Ad ogni stato limite è definita una probabilità di superamento nel periodo di riferimento $P\mathrm{v_r}$ (fig.97),

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

Figura 97, probabilità di superamento dei vari stati limite.

Ciascun spettro di risposta dipende dalla "pericolosità sismica di base" e dalle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche del sito di costruzione.

La "pericolosità sismica di base" dipende da tre parametri:

- accelerazione orizzontale massima al sito a_g;
- valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale F_0;
- valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale $T * C$.

Ciascuno di essi, viene valutato facendo riferimento ad una maglia, avente lati di circa 5 km, che si estende per tutto il territorio nazionale e in funzione del periodo di ritorno del sisma T_R, che si ricava tramite la seguente relazione:

$$Tr = -\frac{Vr}{\ln(1-Pvr)};$$

Dove:

- PVR è la probabilità di superamento nel periodo di riferimento, ottenuta in funzione dello stato limite, come mostrato nella precedente Tabella.
- VR è il periodo di riferimento e si ricava dalla seguente relazione:

$$VR = CU * VN$$

In cui C_U è il coefficiente d'uso, valutato in funzione della classe d'uso, come definito nelle Norme tecniche per le costruzioni 2018. (fig. 98).

CLASSE D'USO	I	II	III	IV
COEFFICIENTE C_U	0,7	1,0	1,5	2,0

Figura 98, coefficiente Cu.

Mentre V_n è la vita nominale di progetto.

Lo spettro di risposta di progetto si ricava tramite lo spettro di risposta elastico. Quest'ultimo si ricava per tratti tramite le seguenti relazioni:

$$0 \le T \le T_B \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \cdot \left(1 - \frac{T}{T_B}\right)\right]$$

$$T_B \le T \le T_C \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0$$

$$T_C \le T \le T_D \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T}\right)$$

$$T_D \le T \qquad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2}\right)$$

Dove:

- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche.

Esso si ricava mediante la seguente relazione:

$$S = S_S \cdot S_T$$

In cui S_S è il coefficiente di amplificazione stratigrafica, e si ricava in funzione della categoria del sottosuolo, come mostrato nella seguente tabella (fig.99):

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

Figura 99, categoria del sottosuolo.

Mentre, S_T è il coefficiente di amplificazione topografica e si ottiene in funzione della categoria topografica, come mostrato nella seguente Tabella (fig.100).

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

Figura 100, categoria topografica.

- η è il fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5% e si ricava tramite la seguente relazione:

$$\eta = \sqrt{\frac{10}{5 + \xi}} > 0.55$$

In cui ξ viene espresso in percentuale e viene valutato sulla base dei materiali, della tipologia strutturale e del terreno di fondazione.

- T_C è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro e si ricava tramite la seguente relazione:

$$T_C = C_C \cdot T^*_c$$

In cui C_C è un coefficiente funzione della categoria del sottosuolo e si ricava tramite la precedente Tabella.

- T_B è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante e si ottiene tramite la seguente relazione:

$$T_B = \frac{TC}{3}$$

- T_D è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro e si ricava tramite la seguente relazione:

$$T_D = 4 \cdot \frac{ag}{g} + 1{,}6$$

Infine, la categoria del sottosuolo, che influenza la valutazione del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_S e del coefficiente funzione della categoria del sottosuolo C_C, viene valutata tramite la seguente Tabella (fig.101).

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

Figura 101, caratteristiche della superficie topografica in relazione alla categoria del sottosuolo.

Invece, la categoria topografica, che influenza la valutazione del coefficiente di amplificazione topografica S_T, viene valutata tramite la seguente Tabella (fig. 102).

Categoria	Caratteristiche della superficie topografica
T1	Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media $i \leq 15°$
T2	Pendii con inclinazione media $i > 15°$
T3	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $15° \leq i \leq 30°$
T4	Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media $i > 30°$

Figura 102, caratteristiche della superficie topografica in relazione alla categoria topografica.

La scelta del dispositivo viene effettuata in funzione del periodo della struttura isolata T_{is} ipotizzato, che dipenderà dalla rigidezza orizzontale degli isolatori, e dal massimo carico verticale che l'isolatore può sostenere; se è possibile si tende ad assumere gli stessi isolatori senza fare la specializzazione perché in questo modo si riducono le prove distruttive che per normativa bisogna fare su ogni tipologia di isolatori.

Attraverso l'analisi dei carichi si è potuta stimare la massa totale dell'edificio, identica alla massa uscita dal modello Sap e poi si è potuto fare un predimensionamento del sistema di isolamento andando ad ipotizzare il periodo che avremmo voluto per la nuova struttura.

Sapendo che l'edificio a base fissa aveva un periodo T=0.58s si sarebbe potuto progettare un sistema di isolamento con periodo pari a 1.74s ma si è optato per la creazione di un isolamento con 3s di periodo così da essere nella parte più distante del ramo discendente dello spettro elastico.

In particolare, attraverso la categoria di sottosuolo, la categoria topografica e l'ubicazione dell'edificio, si possono creare gli spettri di risposta elastica in base ai relativi stati limite (fig. 103).

SITO D'ESAME	
Sito	Camerino
Categoria sottosuolo	B
Categoria topografica	T1

Figura 103, caratteristiche generali del sito in esame.

Questa individuazione si suddivide in 3 fasi (da fig. 104 a 106):

1) Individuazione della pericolosità del sito

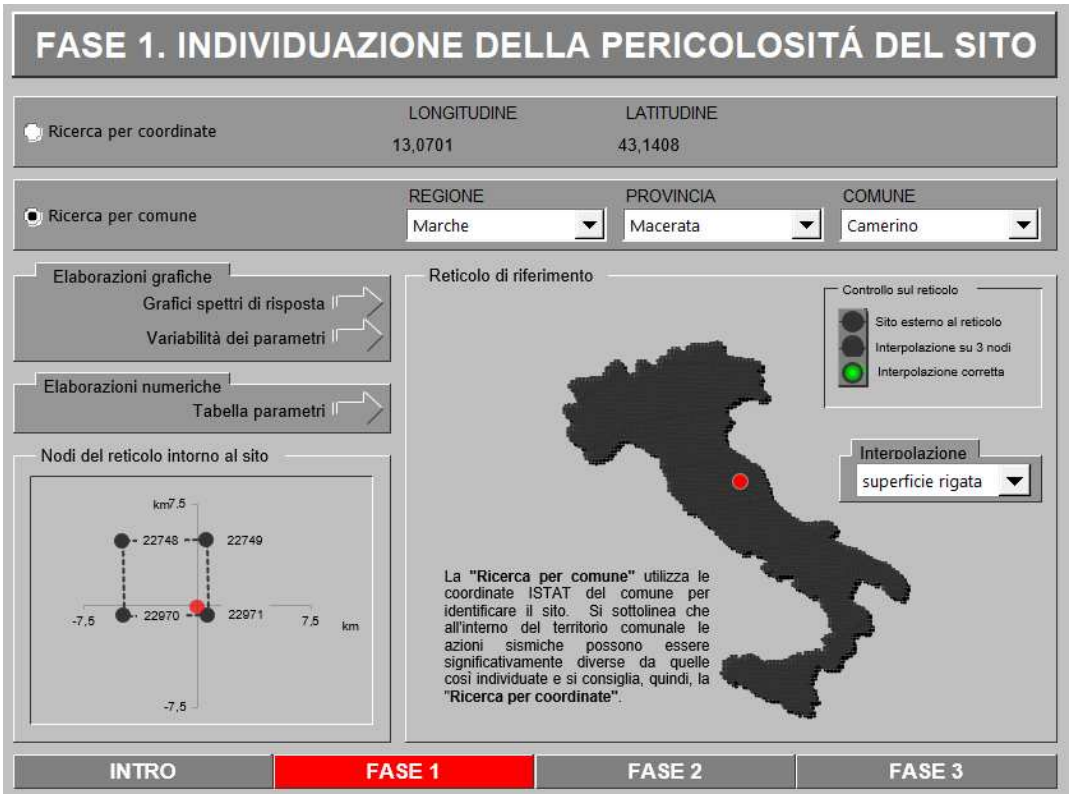


Figura 104, fase 1, individuazione della pericolosità del sito.

2) Scelta della strategia di progettazione

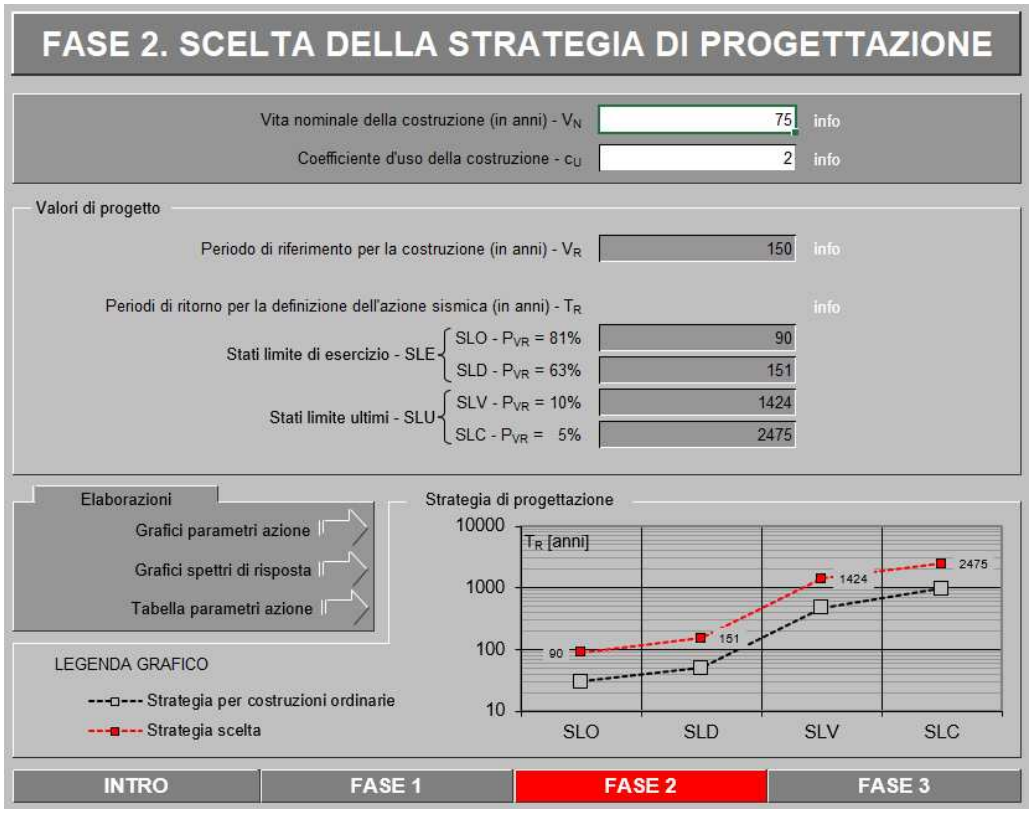


Figura 105, fase 2, scelta della strategia di progettazione.

3) Determinazione dell'azione di progetto, al momento si mostra solo quella relativa all'SLC.

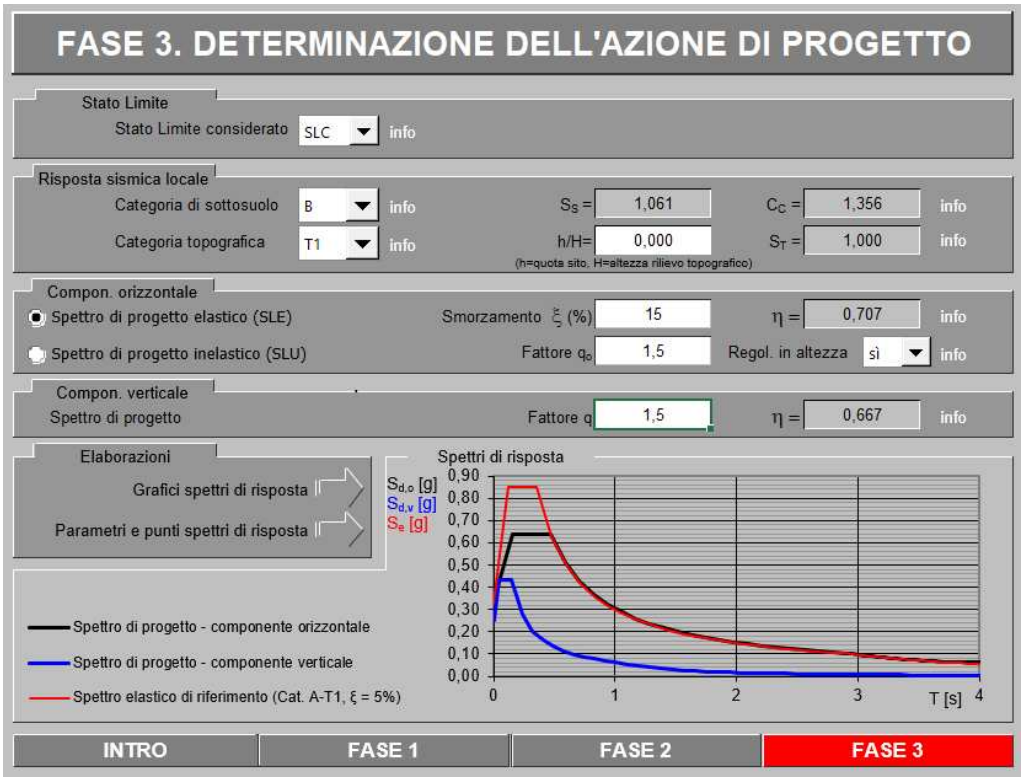


Figura 106, fase 3, determinazione dell'azione di progetto.

Da qui si riesce a ricavare lo spettro di risposta elastico all'SLC (fig. 107).

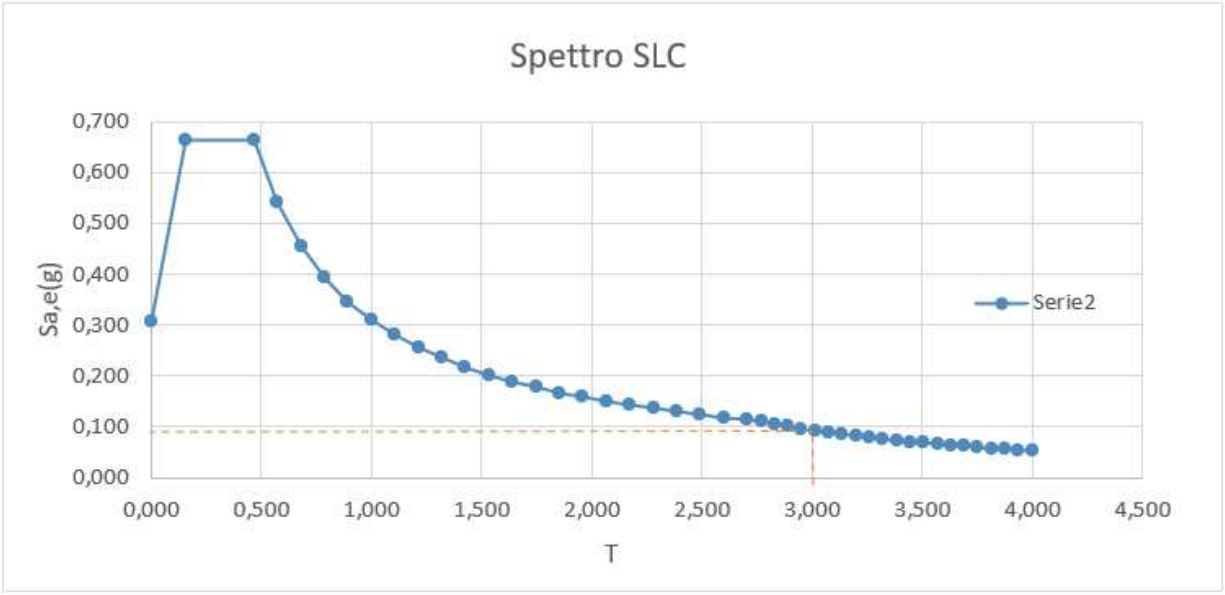


Figura 107, spettro di risposta elastico SLC.

Qui si può notare che ad un periodo di 3s corrisponde uno spettro in accelerazione di 0.094 e da questo risultato possiamo ricavare lo spettro in spostamento (fig.108) $S_{d,e}(g)$ attraverso la seguente formula:

$$S_{d,e}(g) = Sa,e(g) * 9.81 * (\frac{T}{2\pi})^2$$

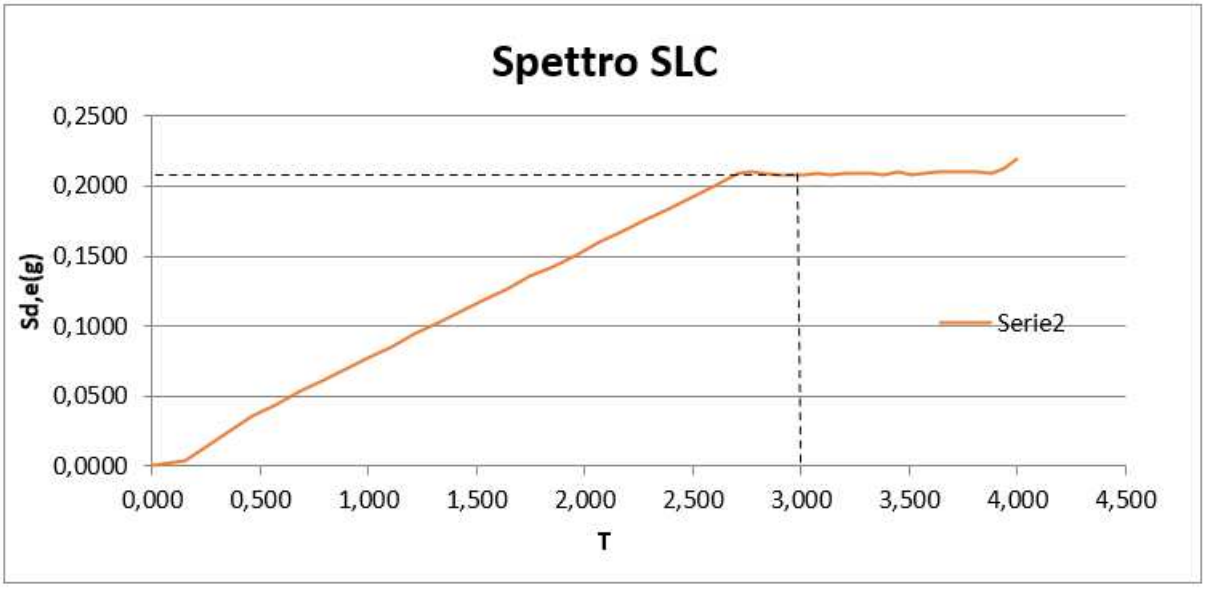


Figura 108, spettro in spostamento all'SLC.

Da questo grafico vediamo che si ricava uno spostamento pari a 208mm; secondo le NTC2018 questo spostamento deve essere moltiplicato per un fattore di sicurezza pari a 1.2, che tiene conto

dei torcenti di piano, positivi e negativi, perciò avremo da predimensionamento uno spostamento massimo pari a:

$$S_{d,max}=S_{d,e}(g)*1.2=249.60mm.$$

4.3 Scelta posizionamento sistema di isolamento

Per il posizionamento degli isolatori ci sono 3 tipologie per gli edifici completamente fuori terra ed una tipologia per gli edifici con un piano interrato o, come in questo caso, seminterrato:

- Per quanto riguarda gli edifici completamente fuori terra possiamo notare dalla figura sottostante (fig. 109) che i 3 interventi prevedono: il primo uno scavo di qualche decina di cm sotto la struttura e di inserire il sistema di isolamento tra la fondazione e la sovrastruttura, il secondo prevede un taglio con filo diamantato, di circa 30/40 cm, del pilastro in prossimità del primo piano e l'inserimento del dispositivo in questa posizione ed infine l'ultima modalità di posizionamento, la meno utilizzata, è simile alla seconda dove però il taglio del pilastro avviene a metà dell'altezza del telaio.

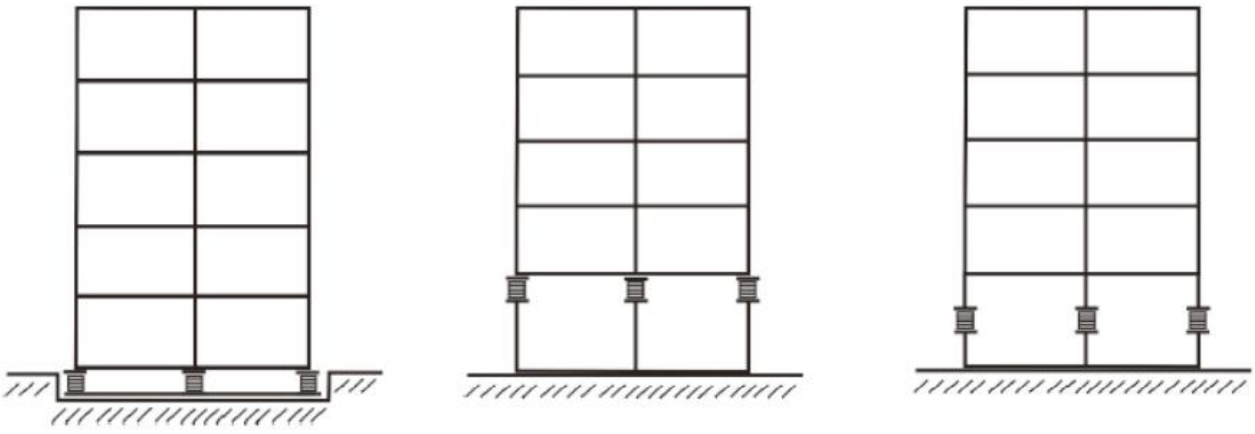


Figura 109, possibile posizionamento dei dispositivi di isolamento in una struttura completamento fuori terra.

- Per quanto riguarda invece il posizionamento dei dispositivi in un edificio esistente con un piano seminterrato, o addirittura interrato, la modalità è univoca e cioè l'inserimento del piano di isolamento tra il piano seminterrato ed il piano terra così da creare una disconnessione dove avremo il piano seminterrato che con le fondazioni si comporterà come una struttura rigida, il piano di isolamento si deformerà e la sovrastruttura rimarrà in campo elastico muovendosi rigidamente (fig. 110).

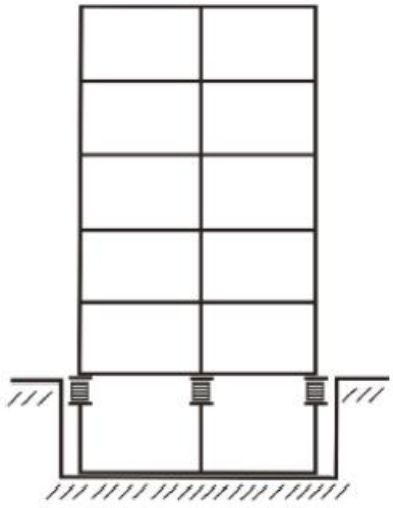


Figura 110, possibile posizionamento dei dispositivi di isolamento in una struttura con almeno 1 piano interrato.

4.4 Modello base per lo studio di adeguamento sismico

Una volta deciso il posizionamento degli isolatori, si è ripreso il modello a base fissa che si è definito nei capitoli precedenti e si sono fatte alcune modifiche, tra le quali:

- Si sono tolte le scale perché si è ipotizzato di renderle autoportanti incastrandole con i setti dei nuclei ascensori e i carichi gravanti sulle scale sono stati spostati nelle travi di piano;
- Si sono svincolati i setti dei nuclei ascensori per i motivi detti sopra e cioè per renderli autoportanti andando a modellare, al di sotto di essi, dei braccetti rigidi convergenti nel baricentro dei setti e poi si è inserito un carrello per lasciar libero il movimento del sisma delle due direzioni principali;
- Si è tolto il piano seminterrato in quanto andrebbe a far parte della sottostruttura e in quanto tale non viene modellata;
- Si sono inserite le cerniere alla base della sovrastruttura;
- Sono state sostituite le travi rep 25x21 del piano terra con dei cordoli 60x40 così da dare la giusta rigidezza al piano di isolamento.

A questo punto sono state ipotizzate due diverse realizzazioni:

- Modello 1 con le tamponature con forati già esistenti nell'edificio.
- Modello 2 dove si è ipotizzata la sostituzione delle tamponature "pesanti" presenti nell'edificio con tamponature più leggere costituite da pannelli di acquapanel e

cartongesso; quest'ultime non sono state modellate al SAP2000 dove quindi avremo nel modello 2 una struttura "a telaio nudo"

4.4.1 Modello 1

Partendo dal modello 1 vediamo che esso è caratterizzato da:

- T= 0.588s è il periodo della struttura;
- M_{tot}=4283.96t =42025.65kN è la massa totale dell'edificio;
- q=1.5 è il fattore di comportamento (o fattore di struttura);
- $S_{ae}(g)$=0.058 è lo spettro in accelerazione allo stato limite di salvaguardia della vita;
- $M_{tot}*S_{a,e}(g)$ = 2437.488kN è il prodotto tra la massa totale dell'edificio e l'accelerazione del sito; questo è da confrontare con il taglio alla base della struttura V_b per verificare l'attuabilità dell'isolamento.

Questo modello ha un periodo "classico" delle strutture in c.a. e quindi è possibile andare a realizzare un sistema di isolamento alla base in quanto $T_{is}>3T_{bf}$ è facilmente perseguibile.

Il modello 1 è stato realizzato con tamponature in forati modellate con cerniere plastiche poste nella metà della lunghezza delle bielle, di seguito è riportato un dettaglio (fig.111):

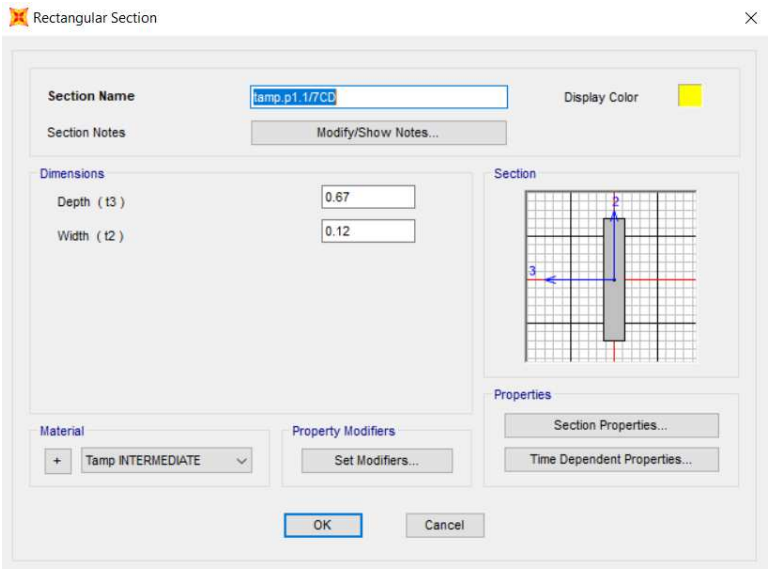


Figura 111, particolare di modellazione di una tamponatura sul software Sap2000.

Andando a vedere nel dettaglio l'analisi pushover fatta col software Sap2000 possiamo vedere i vari step delle formazioni delle cerniere plastiche sia in pushmassa X che in pushmassa Y; per comodità andiamo ad analizzare soltanto i due casi positivi (pushmassa X+ ed Y+).

Partendo dal pushmassa in direzione X possiamo notare che già allo step 1 abbiamo la formazione di diverse cerniere plastiche sia sui cordoli 24x21 che si affacciano sull'atrio centrale della struttura, sia sulle tamponature (fig.112).

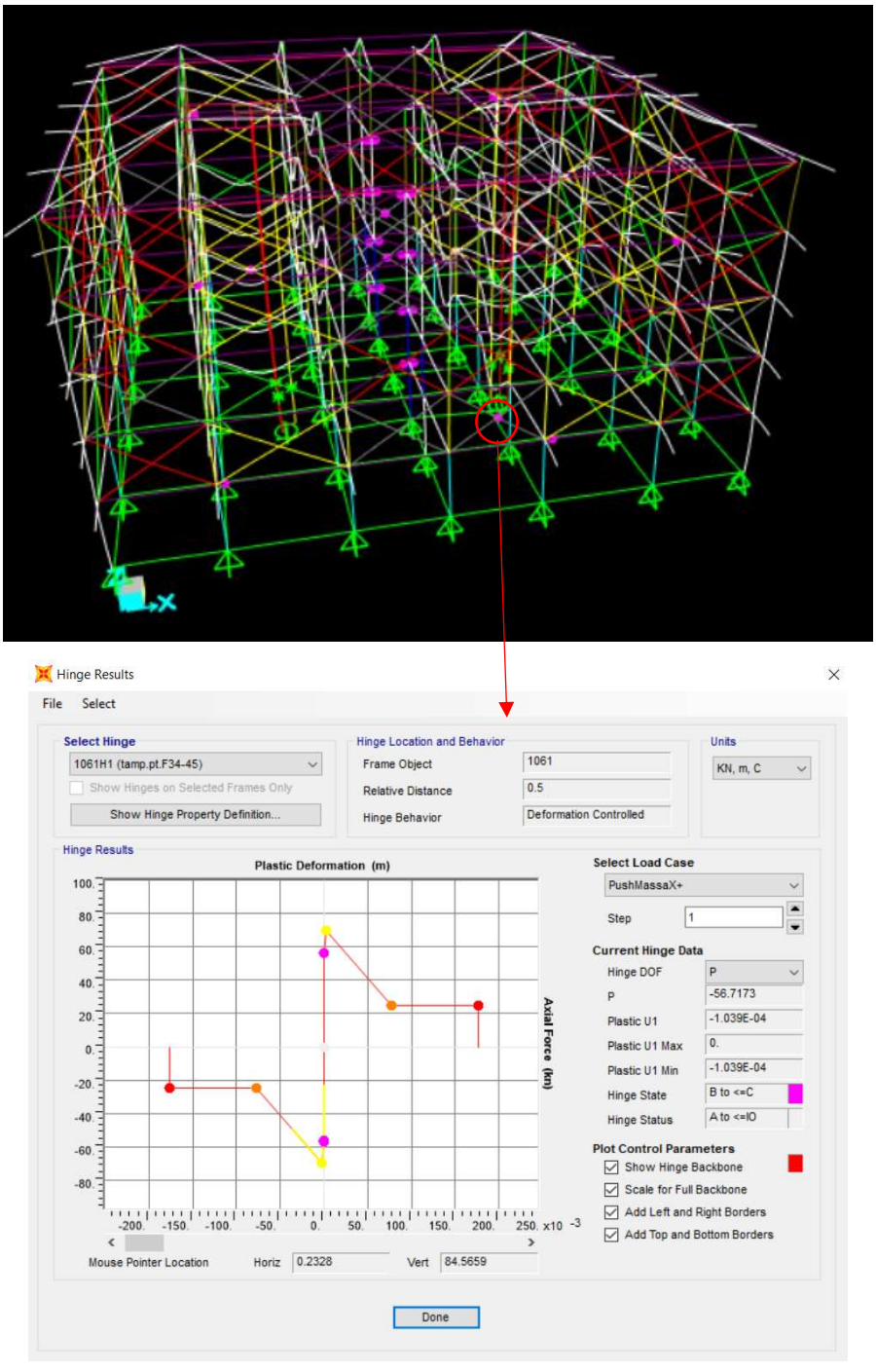


Figura 112, sopra abbiamo la struttura nel suo globale allo step 1 dell'analisi pushover, sotto abbiamo il particolare di una cerniera plastica delle tamponature.

Trascurando queste cerniere plastiche che riguardano elementi non strutturali e proseguendo l'analisi pushover arriviamo allo step 6 dove abbiamo una plasticizzazione importante di ben 8 cerniere plastiche sulle tamponature ma nessuna di queste arriva alla rottura (fig.113).

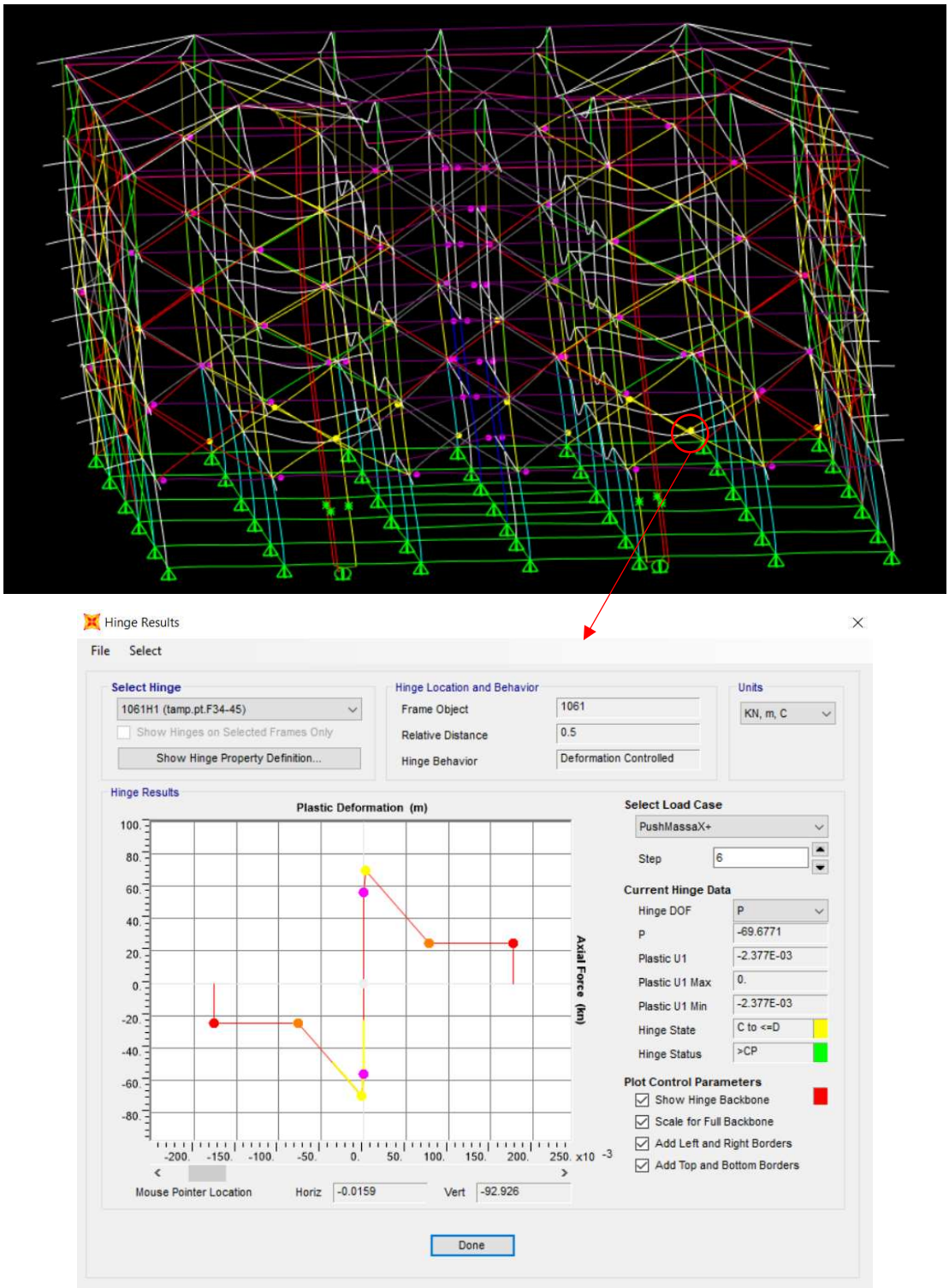


Figura 113, sopra abbiamo la struttura allo step 6 dell'analisi pushover, sotto abbiamo il particolare di una cerniera plastica delle tamponature arrivata ad una forte plasticizzazione.

Proseguendo l'analisi fino alla plasticizzazione degli elementi strutturali possiamo notare che questo accade allo step 14 dove abbiamo la formazione delle prime cerniere plastiche sui pilastri (fig. 114).

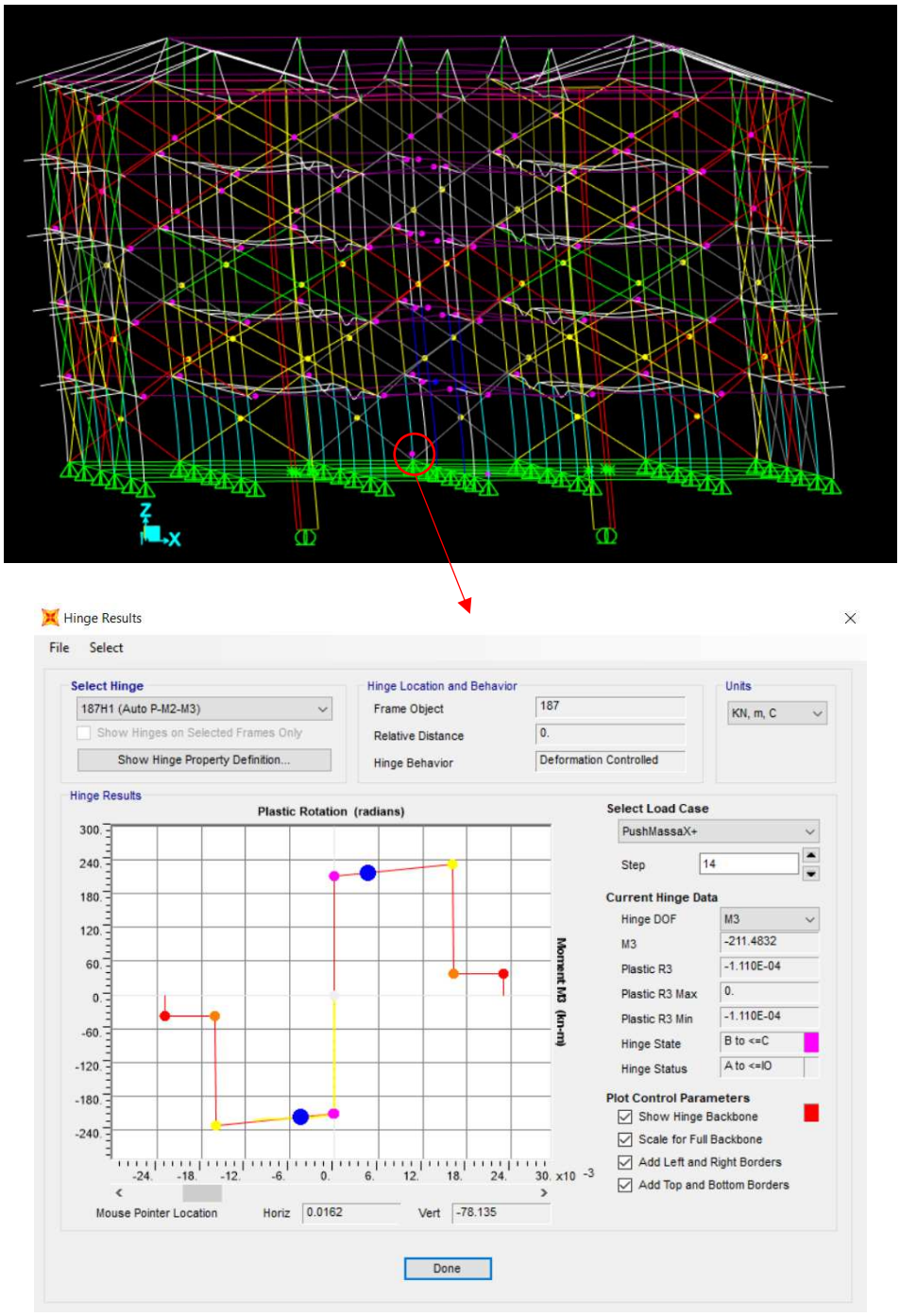


Figura 114, sopra abbiamo la struttura nel globale allo step 14, sotto abbiamo il particolare di una cerniera plastica alla base dei pilastri del primo piano.

Attraverso le tabelle estratte dal Sap2000 in Excel, come riportato di seguito nella figura 115, possiamo vedere la corrispondenza della formazione delle varie cerniere plastiche ai relativi step

TABLE: Pushover Curve Demand - FEMA356				
LoadCase	Step	Displacement	BaseForce	
Text	Unitless	m	KN	
PushMassaX+	0	0	0	
PushMassaX+	1	0,002	761,447	formazione prime cerniere plastiche sui cordoli 24x21 e sulle tamponature
PushMassaX+	2	0,002234	843,336	
PushMassaX+	3	0,004355	1457,578	
PushMassaX+	4	0,006769	1859,472	
PushMassaX+	5	0,008803	2123,156	
PushMassaX+	6	0,010885	2364,86	importante plasticizzazione di 8 tamponature
PushMassaX+	7	0,013009	2574,136	step verifica
PushMassaX+	8	0,01508	2751,359	
PushMassaX+	9	0,017173	2908,65	
PushMassaX+	10	0,019453	3063,153	
PushMassaX+	11	0,021839	3212,334	evoluzione cerniere plastiche sui cordoli
PushMassaX+	12	0,024155	3345,174	
PushMassaX+	13	0,02633	3445,282	
PushMassaX+	14	0,028669	3549,243	formazione prime cerniere alla base dei pilastri al piano terra
PushMassaX+	15	0,031204	3656,543	
PushMassaX+	16	0,03355	3751,867	
PushMassaX+	17	0,036096	3849,407	
PushMassaX+	18	0,039246	3958,078	
PushMassaX+	19	0,041533	4033,04	
PushMassaX+	20	0,044911	4137,899	

Figura 115, tabella excel con i valori di taglio alla base in relazione ai vari step.

Come possiamo notare, lo step 7 è colorato di verde e nelle note ci sta scritto “step verifica” ed a noi interessa tutto quello che abbiamo tra lo step 1 e lo step 7 così da rispettare la seguente verifica:

$$V_b > M_{tot} * S_{a,e}(g)$$

$$2574.136kN > 2437.488kN$$

Questa verifica avviene, appunto, allo step 7 e significa che possiamo andare ad isolare questa struttura pur ammettendo una lieve plasticizzazione nei cordoli ed una plasticizzazione leggermente più importante in 8 tamponature.

Di seguito si mostra la curva taglio alla base-spostamento (fig.116) dove è evidente che fino a circa 2500kN abbiamo la curva pressoché lineare e quindi la struttura rimane quasi completamente in campo elastico

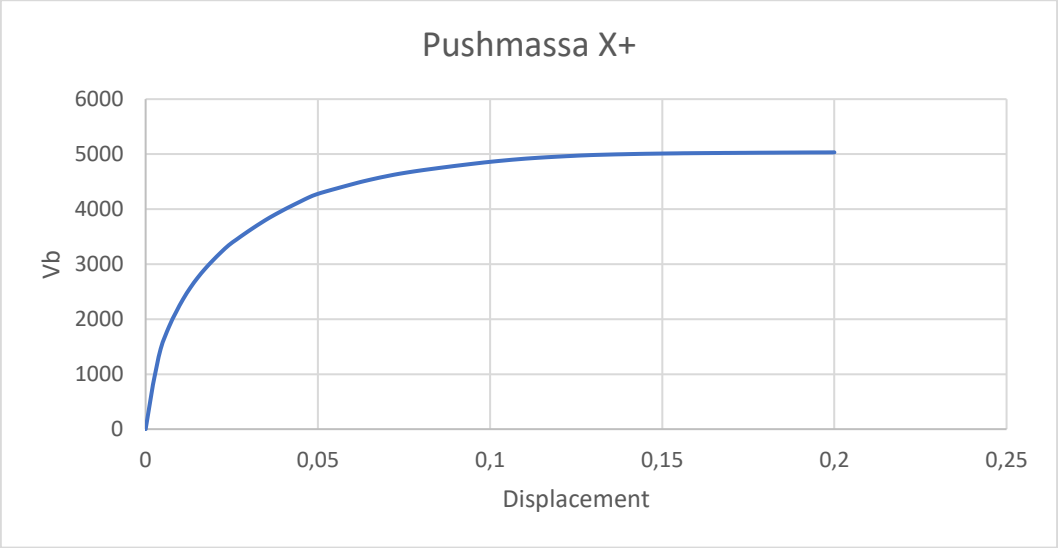


Figura 116, grafico ricavato dalla sopracitata tabella.

Passando ora a vedere cosa succede in direzione Y, attraverso l'analisi del pushmassa Y+, ci accorgiamo che già allo step 1 abbiamo la formazione delle prime cerniere plastiche sia sui cordoli 24x21 che sulle tamponature (fig.117).

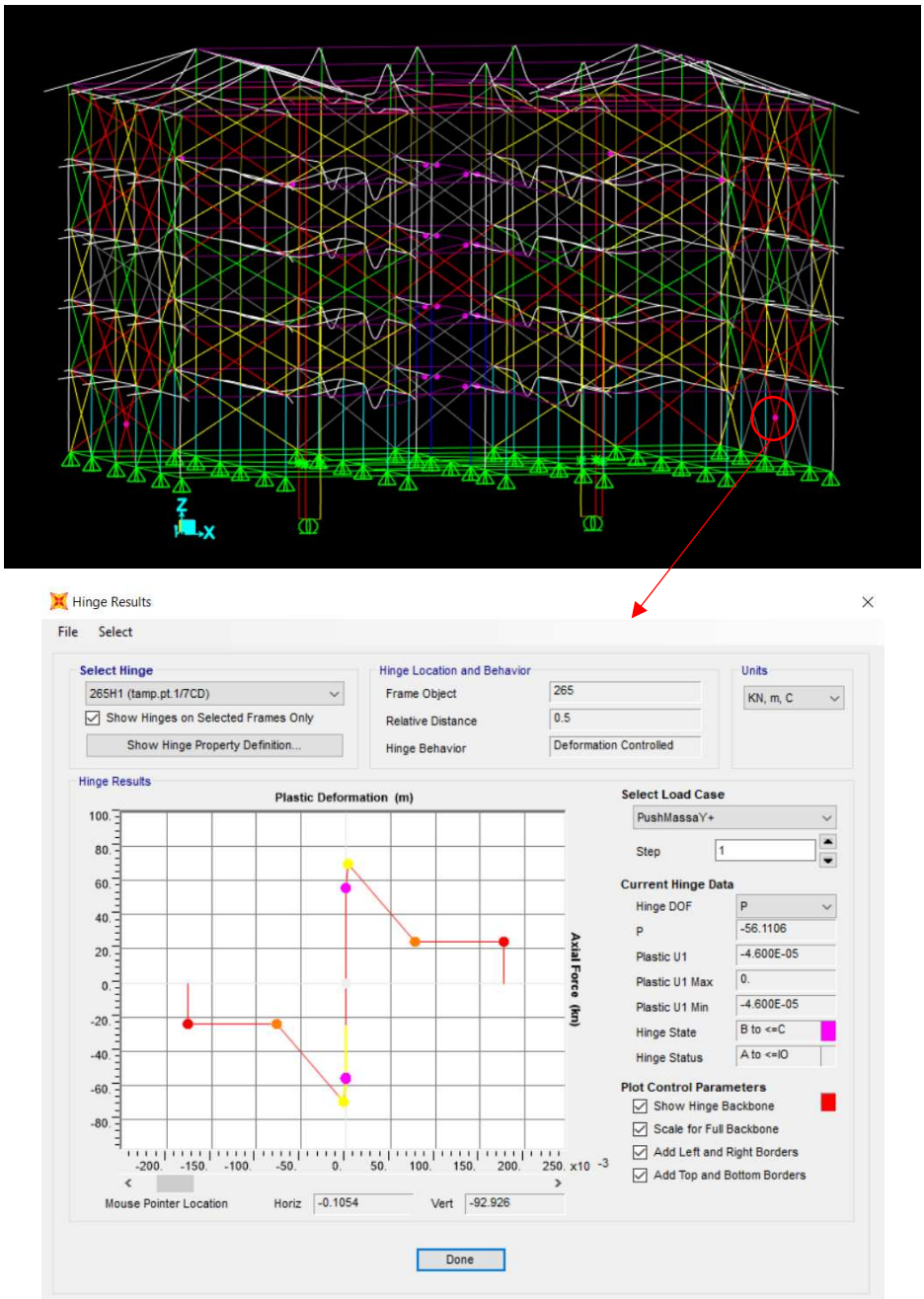


Figura 117, sopra abbiamo la struttura nel suo globale allo step 1 durante l'analisi pushover in direzione Y, mentre sotto abbiamo il particolare di una cerniera plastica sulle tamponature.

Andando avanti con l'analisi si arriva allo step 6 dove abbiamo un'importante plasticizzazione di 3 cerniere plastiche sulle tamponature (fig.118).

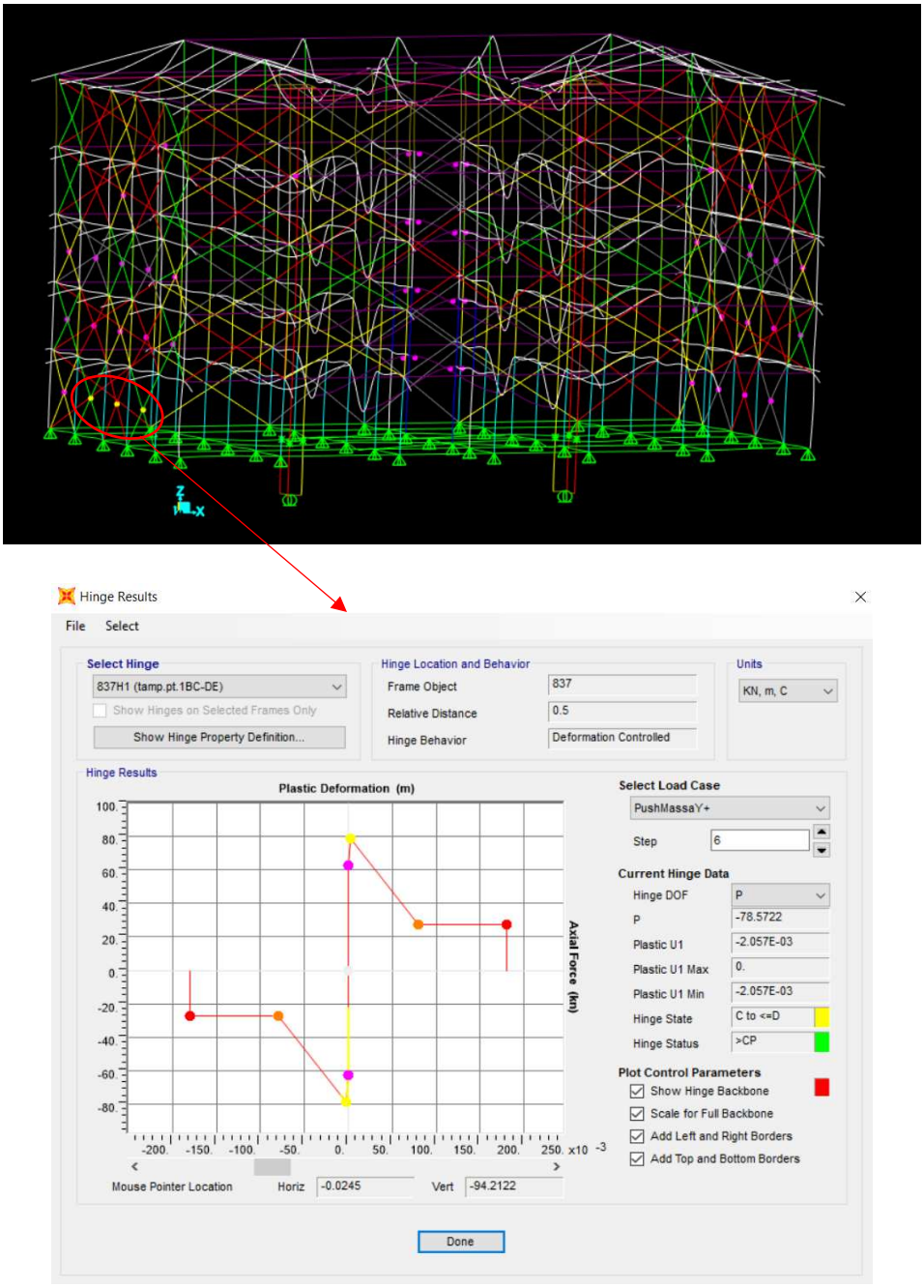
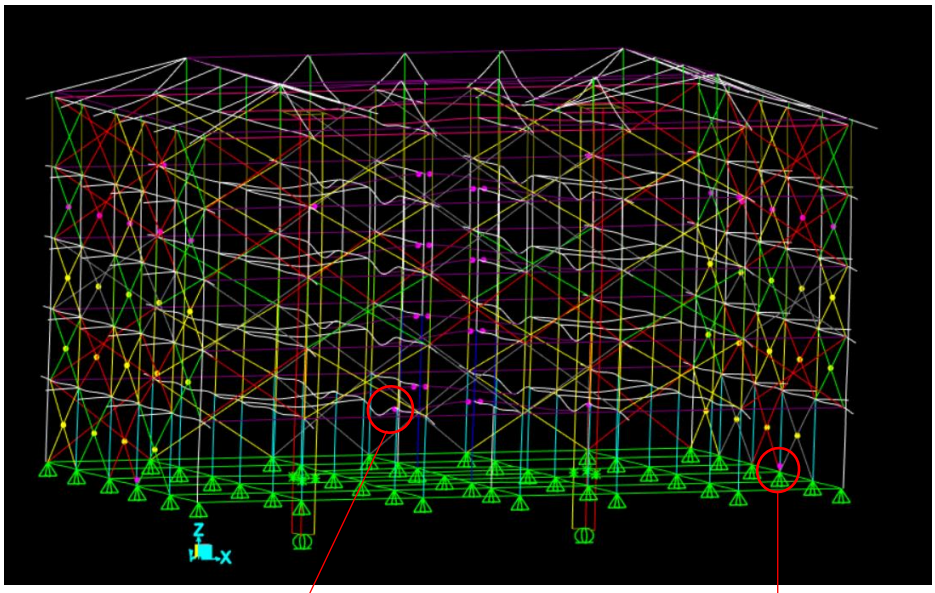
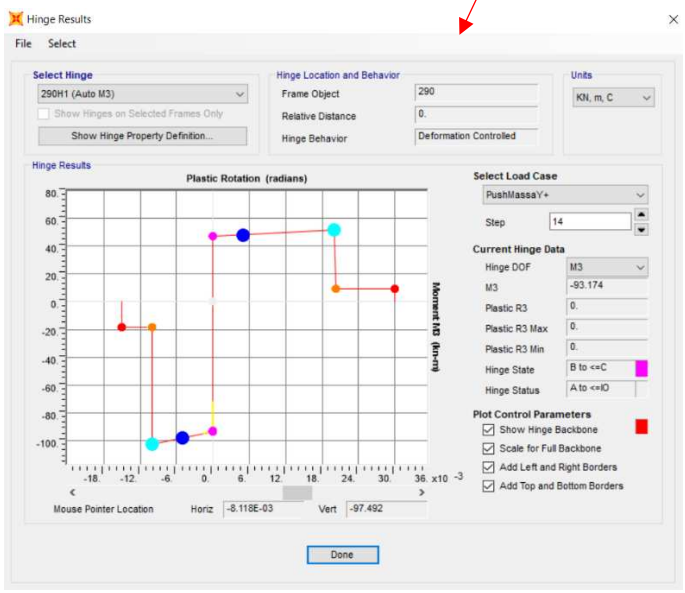


Figura 118, sopra abbiamo la struttura nel suo globale allo step 6 durante l'analisi pushover in direzione Y, mentre sotto abbiamo il particolare di una cerniera fortemente plasticizzata sulle tamponature.

Continuando l'analisi per vedere cosa succede agli elementi strutturali, arriviamo allo step 14 dove abbiamo la formazione delle cerniere plastiche sia sulle travi REP che alla base dei pilastri del piano terra (fig.119).





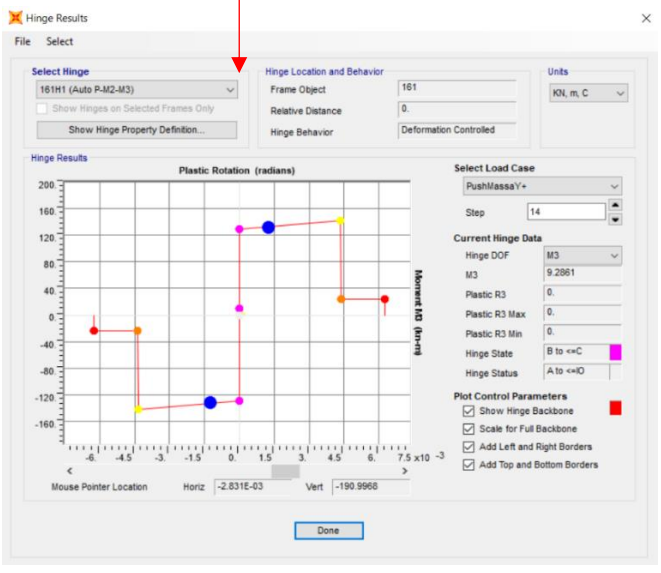


Figura 119, sopra abbiamo la struttura nel suo globale allo step 14 durante l'analisi pushover in direzione Y, mentre sotto abbiamo a sx il particolare di una cerniera plastica sulle travi REP mentre a dx abbiamo il particolare di una cerniera plastica in un pilastro.

Ora, come fatto in precedenza, andiamo a vedere la tabella Excel creata per avere una relazione diretta tra il taglio alla base dei vari step e i relativi danneggiamenti (fig.120).

TABLE: Pushover Curve Demand - FEMA356				
LoadCase	Step	Displacement	BaseForce	
Text	Unitless	m	KN	
PushMassaY+	0	0	0	
PushMassaY+	1	1,50E-03	839,762	formazione cerniere plastiche sui cordoli 24x21 e sulle tamponature
PushMassaY+	2	0,001595	892,093	
PushMassaY+	3	0,0032	1653,465	
PushMassaY+	4	0,004749	2134,474	
PushMassaY+	5	0,006518	2502,36	step verifica
PushMassaY+	6	0,008154	2798,131	importante plasticizzazione di 2 cerniere plastiche sulle tamponature
PushMassaY+	7	0,009769	3065,433	
PushMassaY+	8	0,01131	3280,156	
PushMassaY+	9	0,013016	3486,094	
PushMassaY+	10	0,014812	3690,736	
PushMassaY+	11	0,016312	3855,27	
PushMassaY+	12	0,018445	4076,306	
PushMassaY+	13	0,021171	4332,452	
PushMassaY+	14	0,023077	4490,202	formazione cerniere plastiche sulle travi REP e alla base dei pilastri del piano terra
PushMassaY+	15	0,025067	4645,743	
PushMassaY+	16	0,026886	4775,667	
PushMassaY+	17	0,028751	4901,618	
PushMassaY+	18	0,030387	5009,684	
PushMassaY+	19	0,032217	5117,723	
PushMassaY+	20	0,033717	5200,817	

Figura 120, tabella excel dove sono riportati i tagli alla base in relazione ai vari step.

In questo caso lo step di verifica è il 5 e vediamo che prima di questo step non ci sono significativi danni se non la formazione di poche cerniere plastiche sulle tamponature e sui cordoli 24x21.

Lo step 5 ha un taglio alla base pari a 2502.36kN e quindi la verifica risulta soddisfatta in quanto:

$$V_b > M_{tot} * S_{a,e}(g)$$

$$2502.36kN > 2437.488kN$$

Di seguito si mostra la curva taglio alla base-spostamento in direzione Y (fig.121).

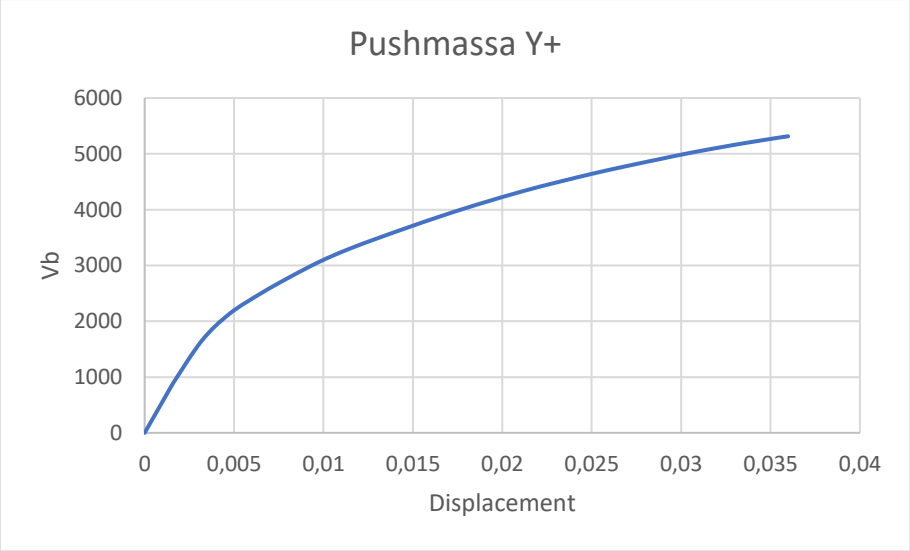


Figura 121, grafico ricavato dalla tabella excel, curva taglio alla base-spostamento.

In conclusione dopo aver analizzato il pushover, e nel particolare il pushmassa, in entrambe le direzioni, X e Y, possiamo affermare che, in questa struttura, la tecnica di isolamento sismico alla base è attuabile a patto di vedersi danneggiare, lievemente, alcune tamponature mentre per quanto riguarda gli elementi strutturali, quest'ultimi non subiscono danni rimanendo sempre in campo elastico.

4.4.2 Modello 2

Il modello 2 è stato realizzato con tamponature leggere non modellate, quindi al Sap2000 avremo una struttura "a telaio nudo", ed è caratterizzato da:

- T=2.004s è il periodo della struttura;
- M_{tot}=3828.84t=37560.92kN è la massa totale della struttura;
- q=1.5 è il fattore di comportamento (o fattore di struttura);
- $S_{a,e}(g)$=0.044 è lo spettro in accelerazione allo stato limite di salvaguardia della vita;
- $M*S_{a,e}(g)$=1652.68kN è il prodotto tra la massa totale della struttura e l'accelerazione del sito; questo prodotto è da confrontare con il taglio alla base V_b per verificare l'attuabilità dell'isolamento.

Questo modello è stato proposto per vedere il comportamento della struttura in assenza di tamponature importanti; nel modello 1 quest'ultime erano in forati mentre nel modello 2 sono state sostituite con pannelli di cartongesso e acquapanel e nelle intercapedini è stato ipotizzato l'inserimento di lana di vetro e lana di roccia.

Questa operazione è stata fatta per abbassare la massa totale così da rendere più leggero l'edificio è facilitare la verifica $V_b > M_{tot}*S_{a,e}(g)$ ed in particolare si ha una riduzione della massa di circa 500 tonnellate.

Come visto in precedenza per il modello 1 grazie alla modellazione eseguita sul software Sap2000 è stata fatta un'analisi pushover dove si è studiato il pushmassa in direzione X, dove nello specifico si è preso in considerazione il pushmassa X+ ed in direzione Y, dove nello specifico si è preso in considerazione il pushmassa Y-.

Partendo dal pushmassa in direzione X si è notato che allo step 8 abbiamo le prime cerniere plastiche che si formano sui cordoli 24x21 che però vengono trascurate in quanto ammettiamo la loro plasticizzazione (fig.122).

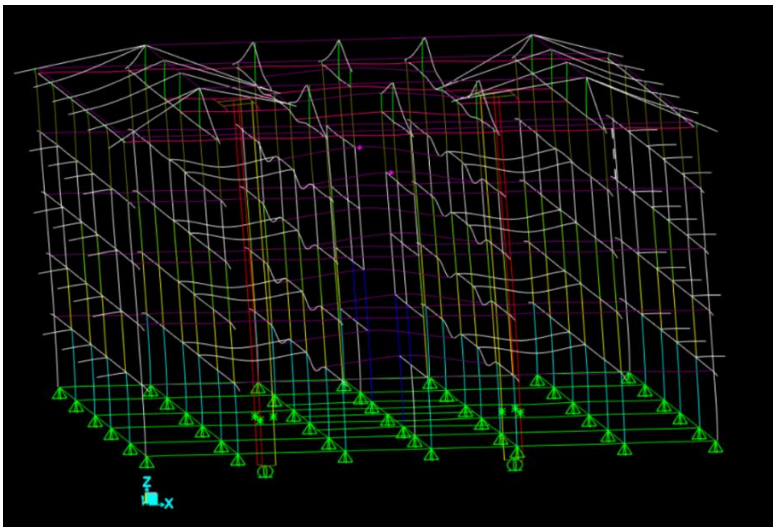


Figura 122, struttura nel suo globale allo step 8.

Passando ora a vedere cosa succede agli elementi strutturali arriviamo allo step 25 dove abbiamo, oltre alla formazione di numerose cerniere plastiche sui cordoli, la formazione delle prime 2 cerniere plastiche alla base dei pilastri del piano terra, come mostrato di seguito (fig.123):

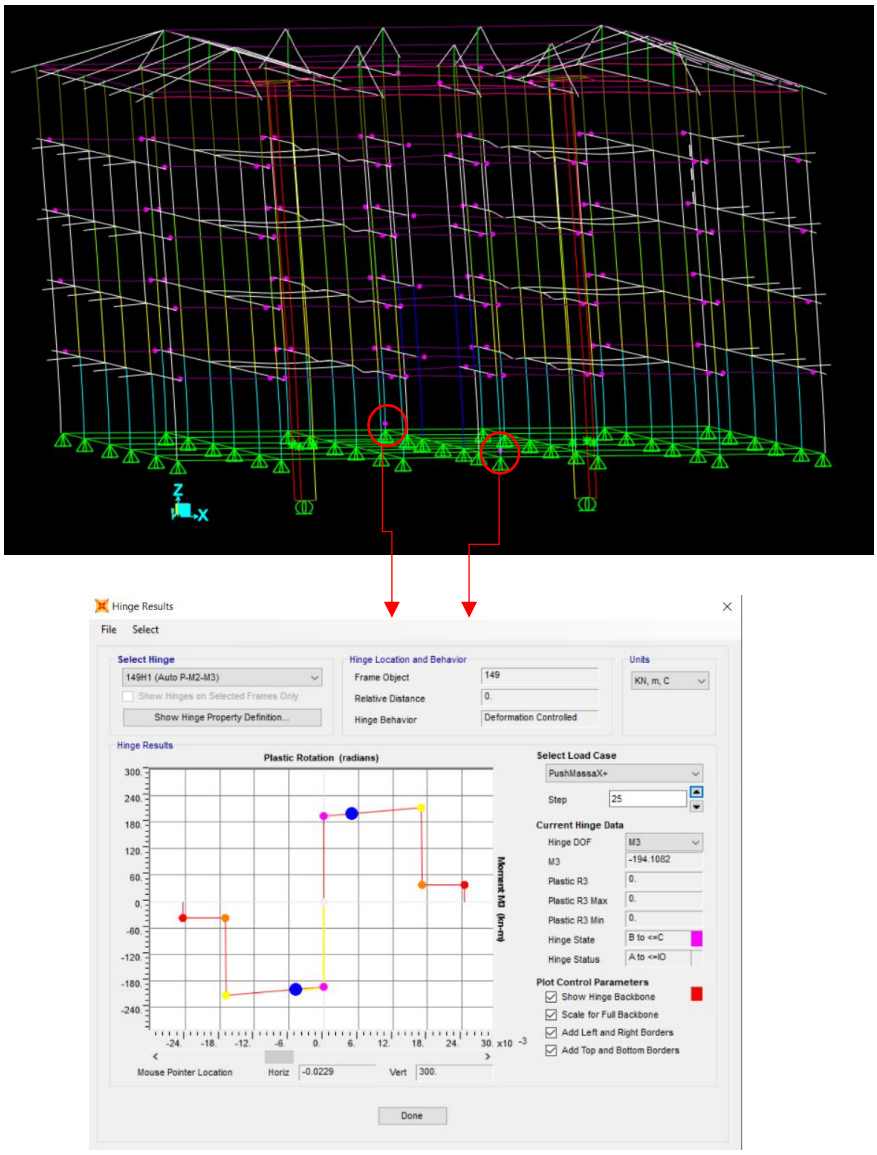


Figura 123, sopra abbiamo la struttura nel suo globale allo step 25 durante l'analisi pushover in direzione X, mentre sotto abbiamo il particolare di una cerniera plastica alla base dei pilastri del piano terra.

Nei successivi step si formano sempre più cerniere fino ad arrivare allo step 32 dove abbiamo un taglio alla base pari a 1661.929kN che è il minimo necessario per verificare la condizione:

$$V_b > M^*Se$$

$$1661.929kN > 1652.68kN$$

In questo step abbiamo 14 cerniere plastiche formate alla base dei pilastri e altre cerniere plastiche formate per lo più sui cordoli 24x21 in direzione X, di seguito vediamo in dettaglio una cerniera plastica e il complesso strutturale (fig.124).

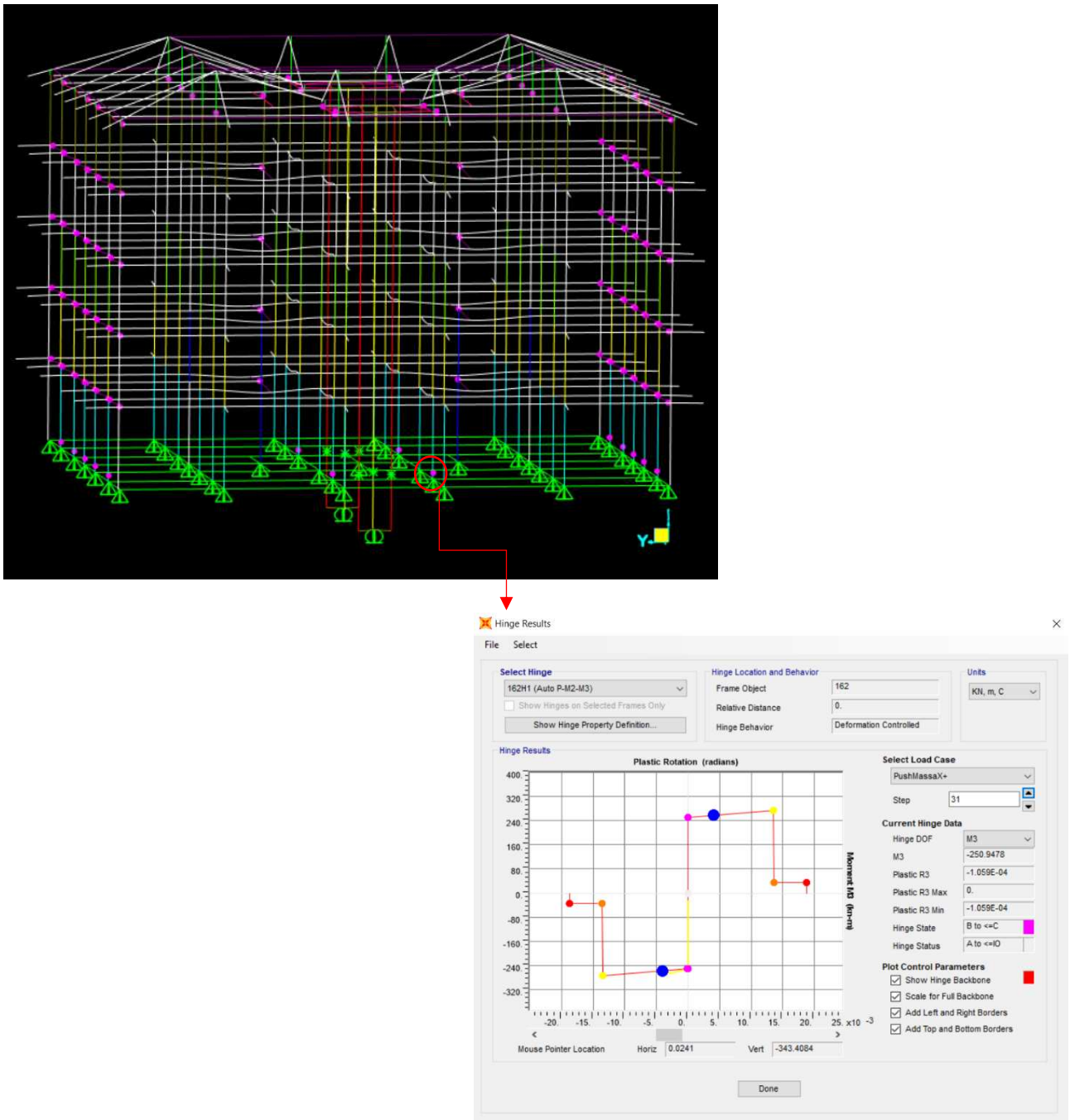
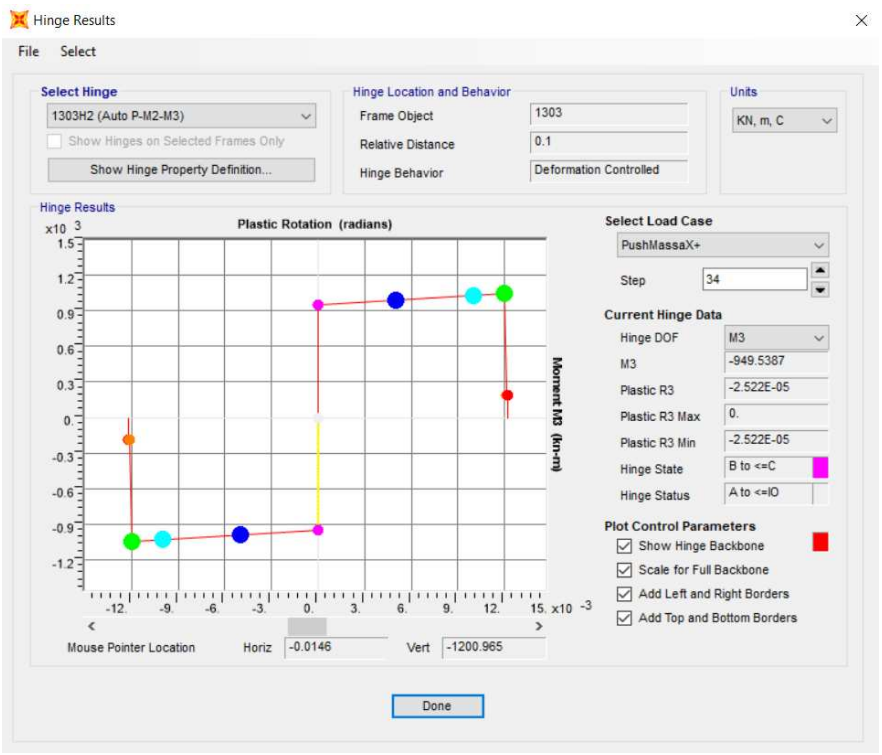


Figura 124, sopra abbiamo la struttura nel suo globale allo step di verifica (32) durante l'analisi pushover in direzione X, mentre sotto abbiamo il particolare di una cerniera plastica alla base dei pilastri relativa a questo step.

Andando avanti nell'analisi del pushmassa in direzione X possiamo notare la formazione delle cerniere plastiche sui setti del nucleo ascensore (fig.125) allo step 34 mentre allo step 66 abbiamo l'evoluzione delle cerniere plastiche alla base dei pilastri del piano terra (fig.126) che passano ad

un livello successivo di plasticizzazione avvicinandosi sempre di più alla rottura che, in questa direzione, non avverrà mai.



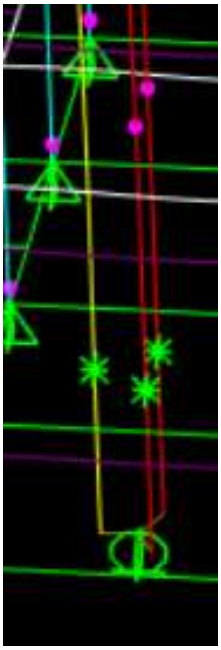


Figura 125, a sinistra abbiamo il particolare della cerniera plastica del setto del nucleo ascensore, a destra abbiamo la vista della cerniera plastica sul setto nel Sap2000.

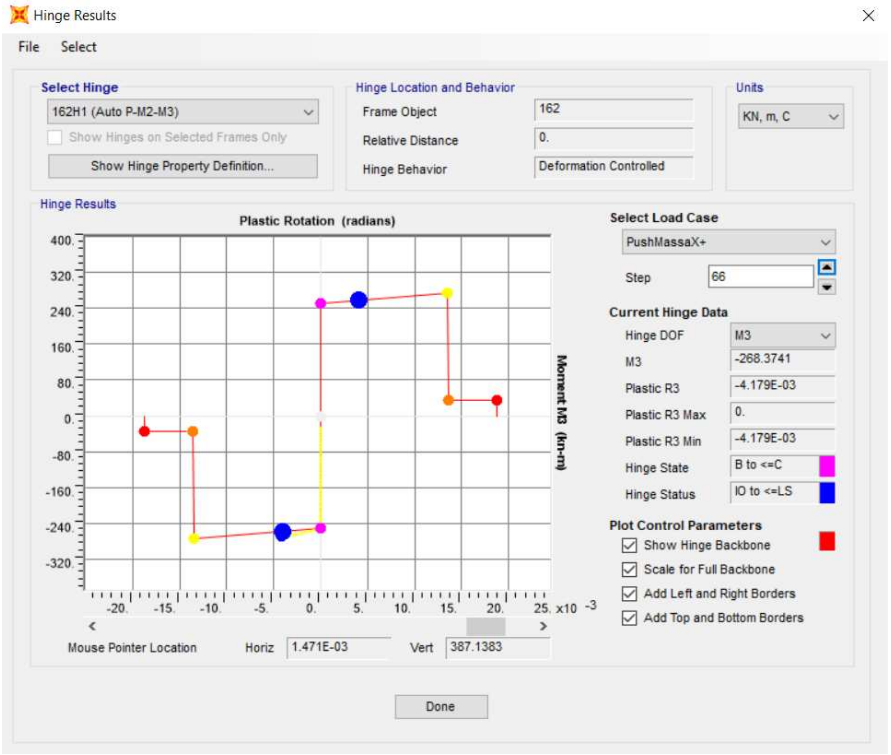


Figura 126, particolare dell'evoluzione della cerniera plastica alla base dei pilastri del piano terra.

Ora, come fatto in precedenza, andiamo a vedere la tabella Excel (fig.127) creata per avere una relazione diretta tra il taglio alla base dei vari step e i relativi danneggiamenti.

TABLE: Pushover Curve Demand - FEMA356				
LoadCase	Step	Displacement	BaseForce	
Text	Unitless	m	KN	
PushMassaX+	0	0	0	
PushMassaX+	1	0,002	55,175	
PushMassaX+	2	0,004	110,349	
PushMassaX+	3	0,006	165,524	
PushMassaX+	4	0,008	220,699	
PushMassaX+	5	0,01	275,873	
PushMassaX+	6	0,012	331,048	
PushMassaX+	7	0,014	386,223	
PushMassaX+	8	0,016	441,398	creazione prima cerniera plastica sui cordoli (trascurare)
PushMassaX+	9	0,018	496,264	
PushMassaX+	10	0,018553	511,368	
PushMassaX+	11	0,021922	602,803	
PushMassaX+	12	0,023922	657	
PushMassaX+	13	0,025922	711,196	
PushMassaX+	14	0,027922	765,393	
PushMassaX+	15	0,029922	819,589	
PushMassaX+	16	0,032093	875,977	
PushMassaX+	17	0,034454	933,684	
PushMassaX+	18	0,036739	987,541	
PushMassaX+	19	0,038749	1031,343	
PushMassaX+	20	0,040749	1073,387	
PushMassaX+	21	0,04397	1140,706	
PushMassaX+	22	0,046147	1185,03	
PushMassaX+	23	0,04912	1244,355	
PushMassaX+	24	0,052358	1308,184	
PushMassaX+	25	0,055188	1363,129	si creano le prime due cerniere plastiche sui pilastri
PushMassaX+	26	0,057188	1400,376	
PushMassaX+	27	0,060541	1461,822	3 cerniere sui pilastri
PushMassaX+	28	0,064038	1523,591	4 cerniere sui pilastri
PushMassaX+	29	0,066038	1558,246	5 cerniere sui pilastri
PushMassaX+	30	0,06889	1605,221	11 cerniere sui pilastri
PushMassaX+	31	0,070924	1634,725	14 cerniere sui pilastri
PushMassaX+	32	0,072924	1661,929	step necessario alla verifica, formazione di 14 cerniere plastiche sui pilastri al piano terra
PushMassaX+	33	0,074924	1689,326	
PushMassaX+	34	0,078	1727,744	formazione prime 2 cerniere suil setto ascensore; 20 cerniere sui pilastri
PushMassaX+	35	0,080661	1754,822	
PushMassaX+	36	0,084532	1782,804	
PushMassaX+	37	0,086532	1795,741	
PushMassaX+	38	0,088532	1808,556	
PushMassaX+	39	0,092461	1832,337	
PushMassaX+	40	0,094461	1842,385	
PushMassaX+	41	0,09738	1854,903	
PushMassaX+	42	0,09838	1858,396	
PushMassaX+	43	0,09838	1857,883	
PushMassaX+	44	0,09838	1857,891	

Figura 127, tabella excel con riportati i valori del taglio alla base in relazione ai relativi step.

Ciò che abbiamo visto in precedenza trova conferma in questa tabella dove possiamo vedere che prima dello step 32, quello di verifica, abbiamo la formazione di cerniere plastiche su numerosi pilastri.

Di seguito viene riportato il grafico (fig.128) taglio alla base-spostamento dove possiamo vedere come fino ad un taglio alla base di circa 1700kN l'edificio rimane pressoché in campo elastico per poi plasticizzarsi:

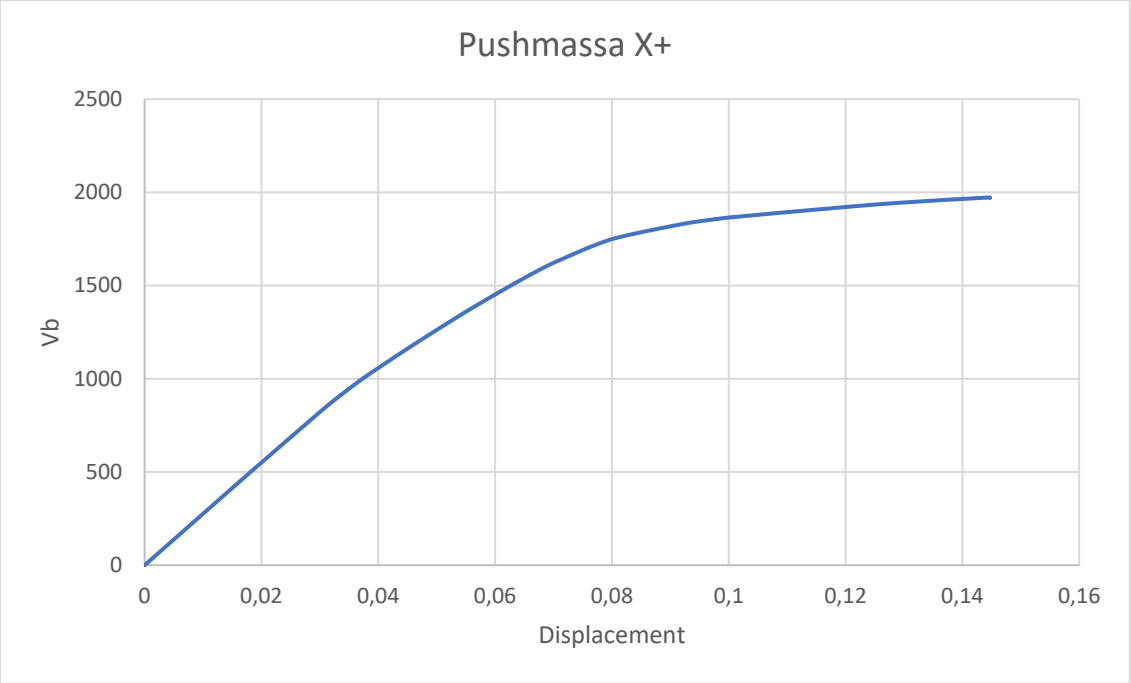


Figura 128, grafico taglio alla base - spostamento in direzione X.

Passando ora in direzione Y- la situazione cambia leggermente perché ora nella struttura allo step 24 sono le travi che subiscono la formazione delle prime cerniere plastiche su di esse (fig.129).

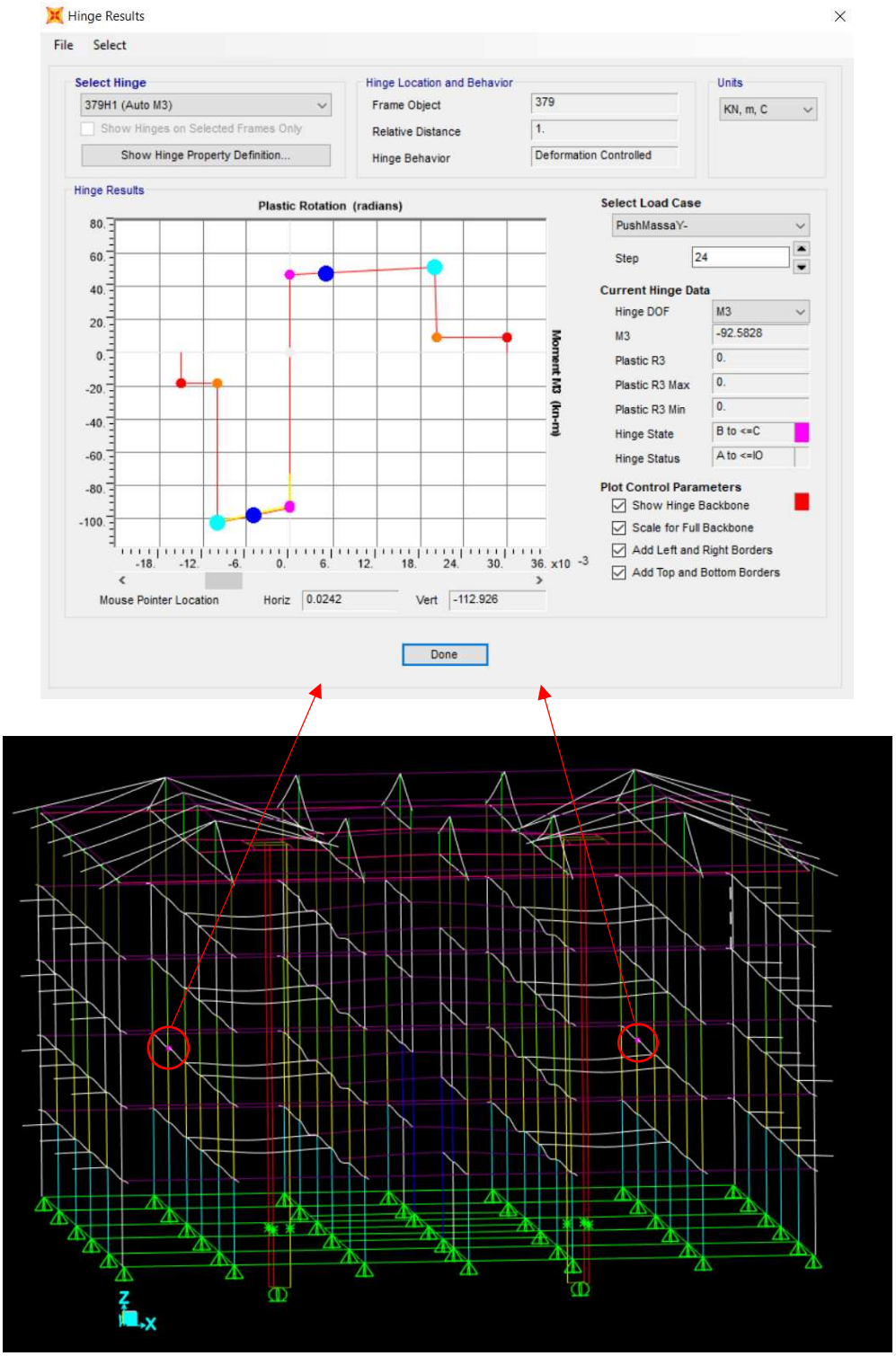


Figura 129, in basso troviamo la struttura nel suo globale con cerchiate le cerniere sulle travi REP, sopra abbiamo il particolare delle cerniere plastiche sulle stesse travi.

Allo step 27, come poi vedremo dalla tabella Excel, si raggiunge il valore del taglio alla base sufficiente per la verifica:

$$V_b > M_{tot} * S_{a,e}(g)$$

$$1661.886kN > 1655.996kN$$

In questo step abbiamo la formazione di 6 cerniere plastiche in altrettante travi REP come si può notare dalla figura 130 seguente:

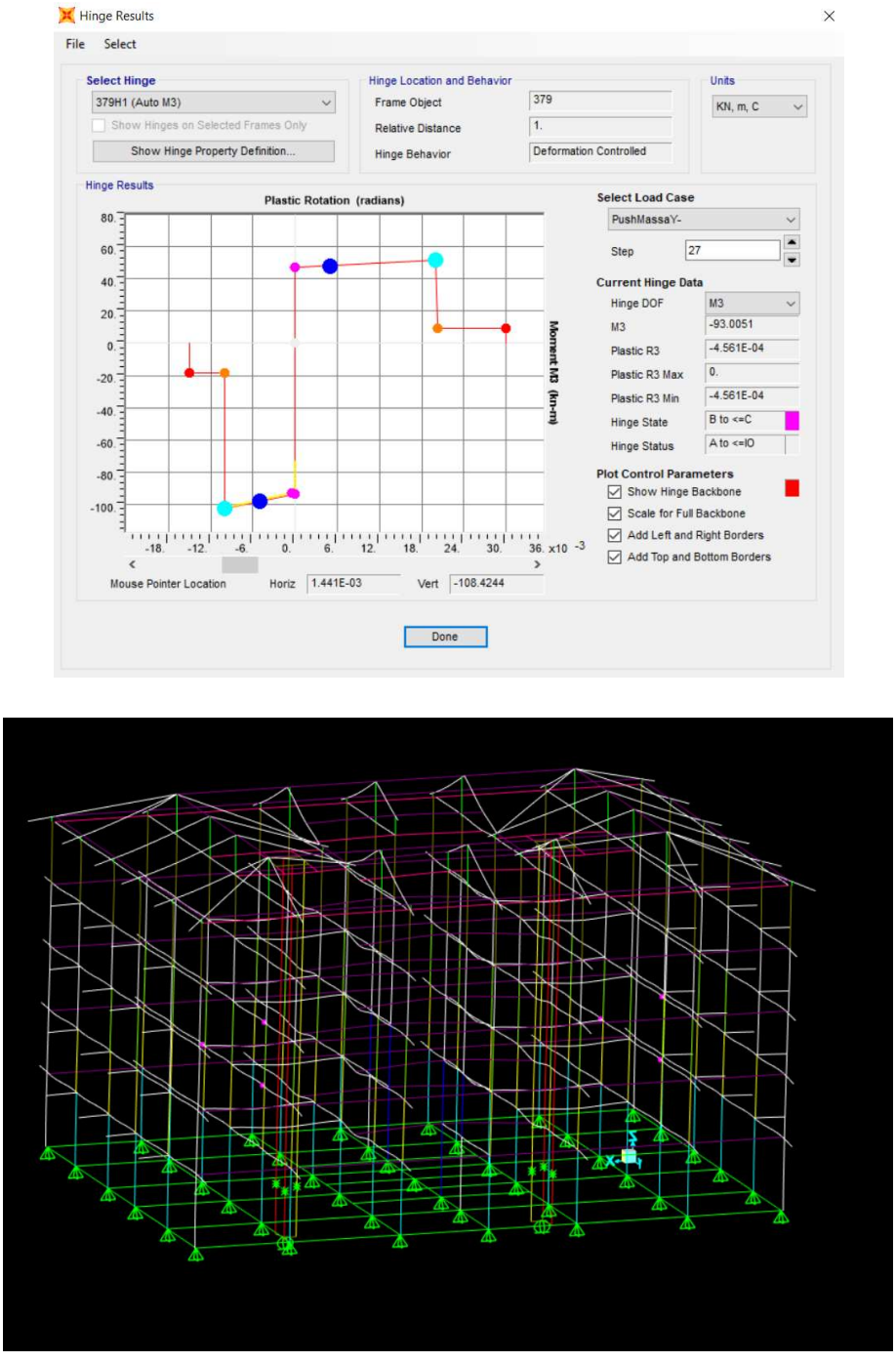


Figura 130, sotto una vista globale della struttura allo step di verifica, sopra il particolare di una trave REP.

Proseguendo con l'analisi pushover, ed in particolare con il pushmassa in direzione Y, vediamo cosa succede agli elementi strutturali dove allo step 33 abbiamo la formazione delle prime 4 cerniere plastiche sui setti dei nuclei ascensore al primo piano (fig. 131).

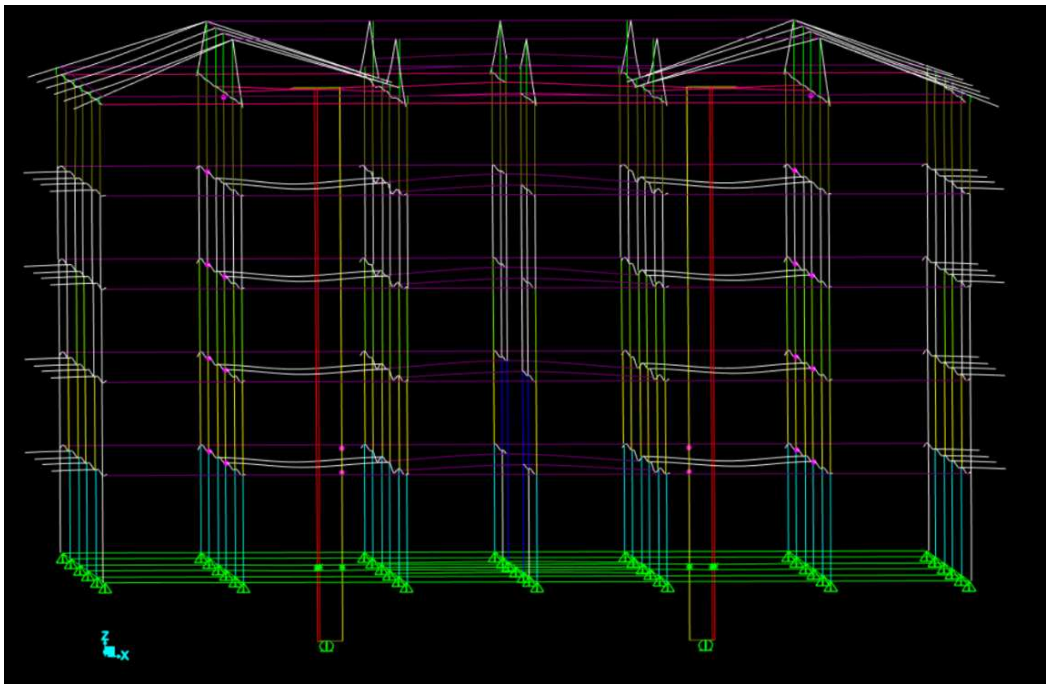


Figura 131, vista della struttura globale con formazione delle prime 4 cerniere plastiche sui setti.

ed allo step 36 abbiamo la formazione della prima cerniera alla base di un pilastro del piano terra (fig.132).

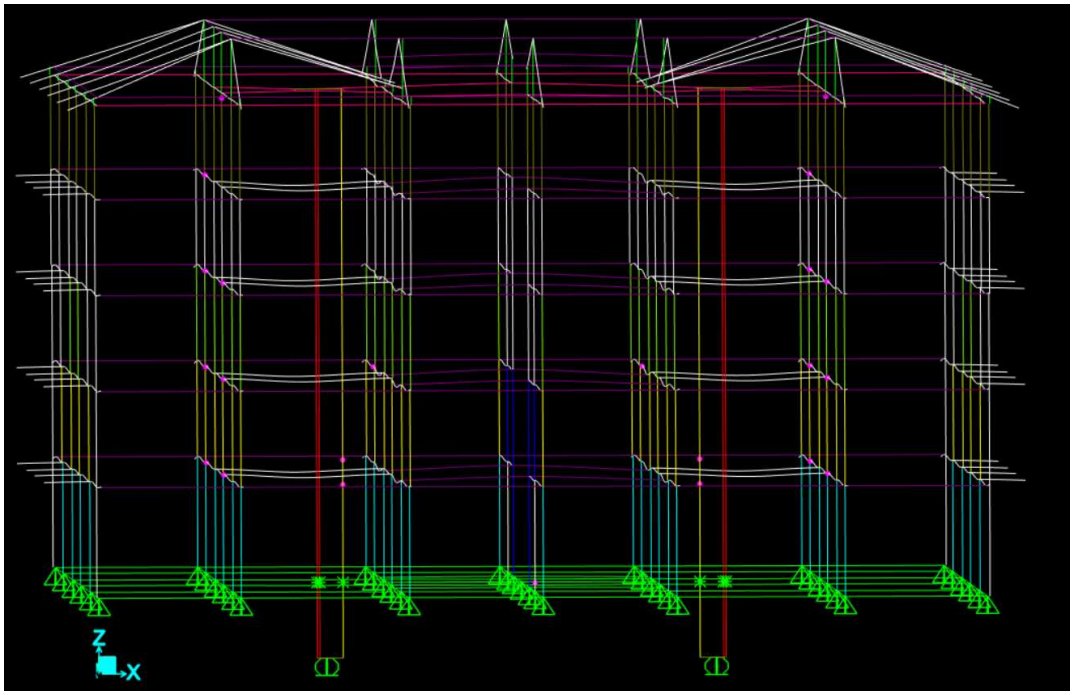


Figura 132, vista globale della struttura dove possiamo notare la formazione della prima cerniera plastica alla base di un pilastro del piano terra.

Passando ad osservare l'evoluzione delle cerniere plastiche possiamo notare che sia sui pilastri che sulle travi REP abbiamo un incremento di plasticizzazione rispettivamente allo step 91 ed allo step 76 (fig.133), poi quest'ultime travi REP raggiungono una forte plasticizzazione solamente allo step 113, come riportato nella figura 134.

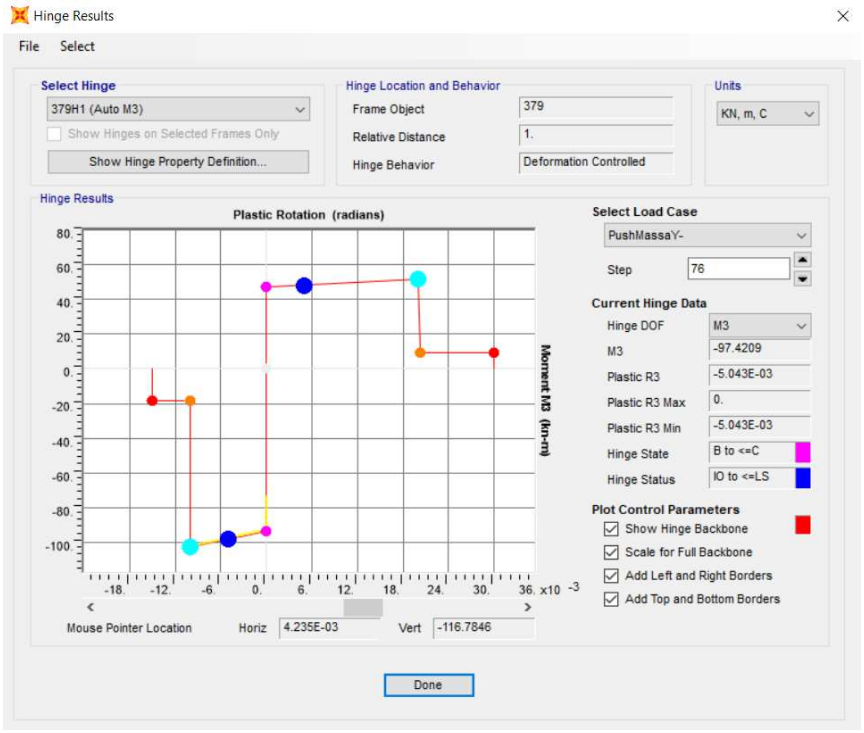


Figura 133, particolare dell'evoluzione di plasticizzazione della cerniera plastica sulle travi REP.

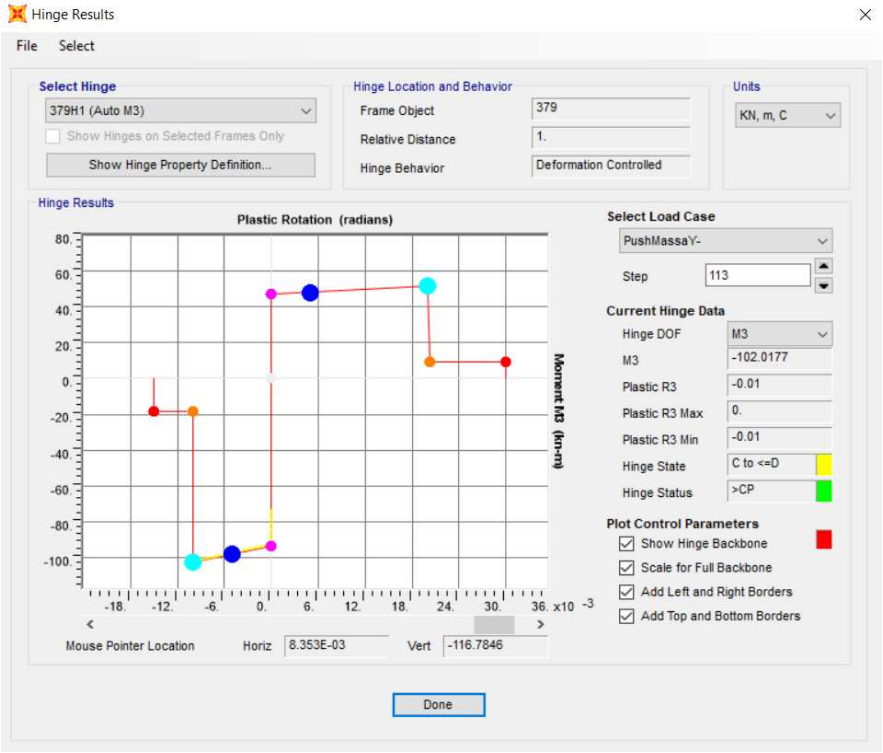


Figura 134, particolare di una forte plasticizzazione delle travi REP.

Per quanto riguarda il taglio alla base per ogni step si rimanda alla seguente tabella Excel (fig.135):

TABLE: Pushover Curve Demand - FEMA356				
LoadCase	Step	Displacement	BaseForce	
Text	Unitless	m	KN	
PushMassaY-	0	0	0	
PushMassaY-	1	0,001574	61,601	
PushMassaY-	2	0,003074	123,203	
PushMassaY-	3	0,004574	184,804	
PushMassaY-	4	0,006074	246,406	
PushMassaY-	5	0,007574	308,007	
PushMassaY-	6	0,009074	369,609	
PushMassaY-	7	0,010574	431,21	
PushMassaY-	8	0,012074	492,812	
PushMassaY-	9	0,013574	554,413	
PushMassaY-	10	0,015074	616,015	
PushMassaY-	11	0,016574	677,616	
PushMassaY-	12	0,018074	739,218	
PushMassaY-	13	0,019574	800,819	
PushMassaY-	14	0,021074	862,421	
PushMassaY-	15	0,022574	924,022	
PushMassaY-	16	0,024074	985,624	
PushMassaY-	17	0,025574	1047,225	
PushMassaY-	18	0,027074	1108,827	
PushMassaY-	19	0,028574	1170,428	
PushMassaY-	20	0,030074	1232,03	
PushMassaY-	21	0,031574	1293,631	
PushMassaY-	22	0,033074	1355,233	
PushMassaY-	23	0,034574	1416,834	
PushMassaY-	24	0,036074	1478,436	prime due cerniere sulle travi REP
PushMassaY-	25	0,037574	1539,699	
PushMassaY-	26	0,039074	1600,963	
PushMassaY-	27	0,040574	1661,886	step necessario alla verifica, 6 cerniere sulle travi REP
PushMassaY-	28	0,042074	1722,476	
PushMassaY-	29	0,043574	1783,066	
PushMassaY-	30	0,045074	1842,852	
PushMassaY-	31	0,046574	1902,639	
PushMassaY-	32	0,048074	1962,174	accensione prima cerniera sui pilastri ultimo piano (2 cerniere)
PushMassaY-	33	0,049574	2021,336	accensione cerniere sui setti al primo piano (4 cerniere)
PushMassaY-	34	0,051074	2078,665	
PushMassaY-	35	0,052574	2135,608	
PushMassaY-	36	0,054074	2192,551	accensione prima cerniera sui pilastri piano terra (3 cerniere)
PushMassaY-	37	0,055574	2249,198	
PushMassaY-	38	0,056836	2296,833	
PushMassaY-	39	0,058336	2351,377	
PushMassaY-	40	0,059836	2404,657	
PushMassaY-	41	0,061336	2457,15	
PushMassaY-	42	0,061928	2477,329	
PushMassaY-	43	0,061928	2477,255	
PushMassaY-	44	0,063571	2530,865	
PushMassaY-	45	0,065723	2595,795	

Figura 135, tabella Excel dove vengono riportati tutti gli step coi relativi tagli alla base.

Dove possiamo notare che prima dello step 27, quello di verifica, la plasticizzazione interessa anche 6 travi REP quindi avremmo un danno ad elementi strutturali anche se di minor entità rispetto alla direzione X.

Dal grafico sottostante (fig.136) si può notare come fino ad un taglio alla base di circa 2500kN la struttura rimane pressoché in campo elastico dopodiché subisce una plasticizzazione.

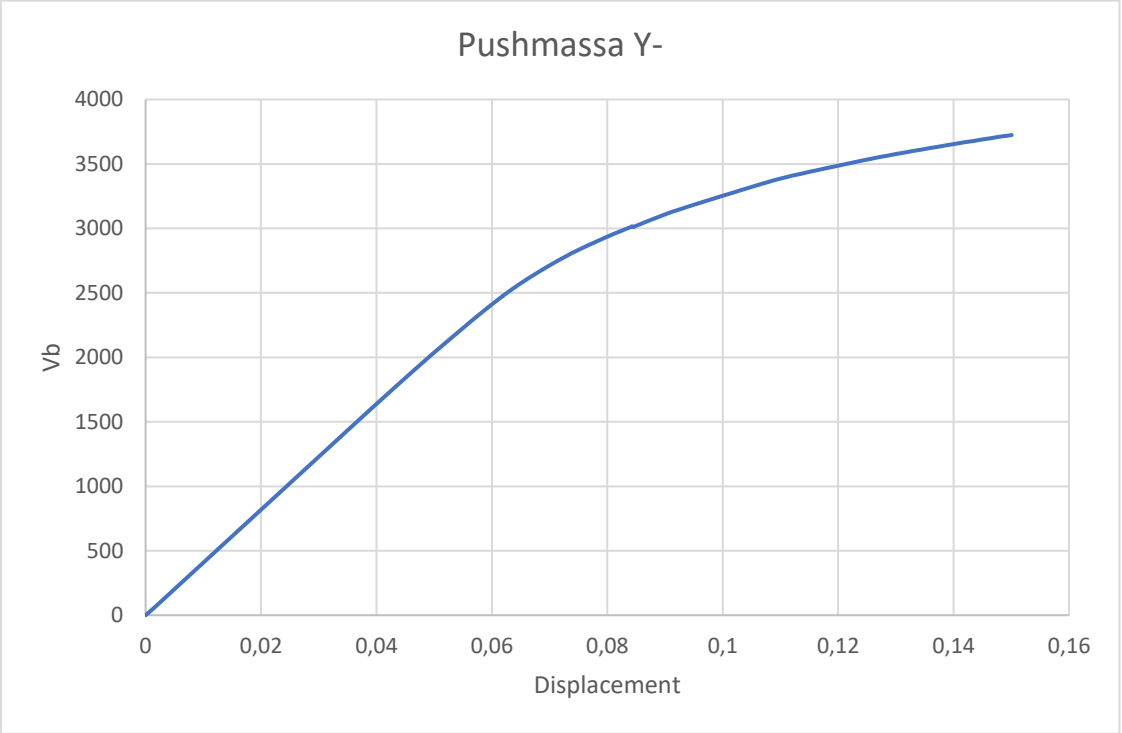


Figura 136, grafico taglio alla base - spostamento in direzione Y.

Questo secondo modello è stato sviluppato per far vedere come si comporterebbe questa struttura a telaio nudo ma nel nostro caso studio, isolare l'edificio alla base è un intervento impossibile da realizzare in quanto con un periodo della struttura a base fissa di 2s bisognerebbe raggiungere un periodo di 6s del sistema di isolamento per verificare $T_{is}>3T_{bf}$ ma questo, come detto, è impossibile con le mentre con le norme e le tecniche giapponesi probabilmente sarebbe stato possibile farlo in quanto sono di una generazione avanti rispetto all'Italia e quindi riescono a raggiungere periodi di isolamento molto elevati riuscendo così ad utilizzare questo tipo di intervento anche in strutture alte e snelle o in acciaio; oltre a questo motivo, che rimane comunque fondamentale per dire che l'intervento non è possibile in questa struttura, un altro motivo per il quale il sistema di isolamento in questo modello risulta inefficace è che in direzione X dovremmo ammettere la plasticizzazione di molti elementi strutturali, per la precisione abbiamo la formazione di cerniere plastiche alla base di 14 pilastri al piano terra mentre in direzione Y risulterebbe efficace in quanto allo step di verifica abbiamo la formazione di solamente 6 cerniere plastiche in altrettante travi REP.

4.4.3 Confronto tra modelli

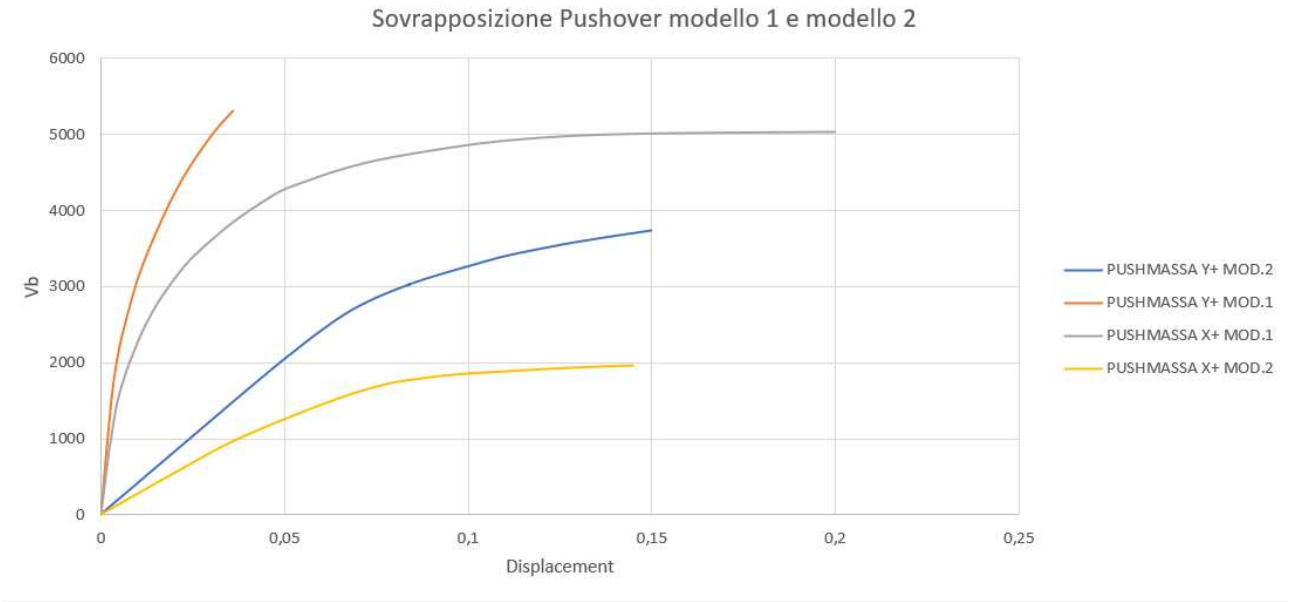


Figura 137, confronto dei Pushmassa in direzione X e Y di entrambi i modelli.

Mettendo a confronto i due modelli proposti (fig.137), si può affermare che nel modello 1 abbiamo delle tamponature abbastanza pesanti ma rimane isolabile alla base ammettendo, in direzione X, la formazione di alcune cerniere plastiche sui cordoli 24x21 e una plasticizzazione importante, senza arrivare alla loro rottura, di 8 tamponature, mentre in direzione Y abbiamo una situazione nettamente migliore perché allo step di verifica abbiamo soltanto la formazione di alcune cerniere plastiche sui cordoli 24x21.

Al contrario nel modello 2 l'intervento di isolamento alla base non è realizzabile perché nelle due direzioni, X e Y, si dovrebbe ammettere la plasticizzazione di numerosi elementi strutturali e soprattutto perché il periodo della struttura con tamponature leggere risulta essere troppo elevato.

Quindi in conclusione si possono ricavare due osservazioni riguardanti l'importanza delle tamponature:

I) Nel software, per edifici esistenti, la modellazione delle tamponature è fondamentale quindi considerarle solo come massa non va bene anche se le NTC permettono questa cosa; considerando solo la massa senza andarle a modellare si alzerebbero molto i periodi della struttura e quindi non avremmo una rappresentazione fedele della realtà.

II) Nella pratica queste tamponature non si possono togliere ma bisogna andarle a proteggere come se diventassero in qualche maniera una parte strutturale dell'edificio, senza le quali l'isolamento sismico sarebbe inefficace.

4.5 Progettazione del sistema di isolamento

Passando ora alle caratteristiche del sistema di isolamento (fig.138) si è supposto di posizionare, sui 43 pilastri totali dell'edificio, 22 isolatori perimetrali HDRB, isolatori in gomma ad alto smorzamento, con gomma soft (G=0.4Mpa) e 21 slitte centrali le quali svolgono soltanto la funzione di supporto ai carichi verticali, il periodo di isolamento come accennato pocanzi è stato ipotizzato a 3s, lo smorzamento al 15% e lo spostamento massimo calcolato è 249.60mm

SISTEMA DI ISOLAMENTO GOMMA + SLITTE			Mtot	4283,960	t
N° Isolatori elastomerici	22	HDRB		42025,648	kN
N° Slitte piane interne	21	SLITTE	Kis, tot	18772,50	kN/m
Tis	3	sec	Kis,i	853,30	kN/m
Gomma soft (15%)	0,15		Sd (3 ; 0,15)	208	mm
Attrito slitte piane	μ=0		dmax	249,60	mm

Figura 138, caratteristiche del sistema di isolamento.

Con queste informazioni si è potuta calcolare la rigidezza totale dell'edificio, risultata pari a 18772.50 kN/m, con la seguente formula:

$$Kis, tot = (\frac{2\pi}{T})^2 * Mtot$$

Per poi dividere la rigidezza totale del sistema di isolamento per il numero di isolatori HDRB presenti e trovare così la rigidezza che dovrebbe avere ogni singolo isolatore:

$$Kis, i = \frac{Kis, tot}{22}$$

Quest'ultima risulta essere pari a 853.30kN/m.

Gli sforzi assiali da predimensionamento sono:

- Sui pilastri d'angolo, in numero 4, circa 963kN;
- Sui pilastri perimetrali, in numero 18, circa 1250kN.

Con questi parametri, rigidezza del singolo isolatore ($K_{is,i}$), sforzo assiale (N_{ed}) e Spostamento massimo ($S_{d,max}$), si è potuto scegliere il miglior isolatore attraverso il catalogo della FIP (fig.139).

SPOSTAMENTO 250 mm

SI-S	V kN	Fzd kN	Ke kN/mm	Kv kN/mm	Dg mm	te mm	h mm	H mm	Z mm	W kg
SI-S 300/128	15	750	0.22	237	300	128	230	280	350	110
SI-S 350/125	100	1200	0.31	311	350	125	213	263	400	138
SI-S 400/125	290	2120	0.40	498	400	125	213	263	450	179
SI-S 450/126	530	2890	0.51	587	450	126	226	276	500	239
SI-S 500/126	1010	4500	0.62	841	500	126	226	276	550	294
SI-S 550/126	1410	5740	0.75	957	550	126	217	267	600	338
SI-S 600/128	1820	7100	0.88	1067	600	128	213	263	650	389
SI-S 650/126	2230	8940	1.05	1220	650	126	205	255	700	440
SI-S 700/130	2740	10600	1.18	1325	700	130	216	276	750	575
SI-S 800/130	4570	14990	1.55	2086	800	130	216	276	850	747
SI-S 900/132	5940	21220	1.93	2417	900	132	222	282	950	963
SI-S 1000/140	7670	22590	2.24	2658	1000	140	236	316	1050	1402
SI-S 1100/140	10720	27460	2.72	3662	1100	140	236	316	1150	1691
SI-S 1200/144	12850	28700	3.14	4013	1200	144	236	316	1250	1979

Figura 139, catalogo FIP per isolatori elastomerici in gomma soft con spostamento massimo 250mm.

Queste caratteristiche sono riportate nella seguente figura 140 dove sulla sinistra abbiamo le caratteristiche meccaniche dell'isolatore, prese dal catalogo soprastante, mentre a destra abbiamo le caratteristiche geometriche dello stesso.

ISOLATORE		
Catalogo	250	mm
SI-S 600/128		
D	600	mm
Kis	880	kN/m
γ	2	
V (γ=2)	1820	kN
Fzd	7100	kN
Vb	878,59	kN
SISTEMA DI ISOLAMENTO		
SI-S 600/128		
D	600	mm
te	128	mm
Kis	880	kN/m
V (γ=2)	1820	kN
n°	22	
Ktot	19360	kN/m
T effettivo	3,0	s

>	853,30
>	1254,380

Y effettivo		
SI-S 600/128		
ϕ	2,25	
Ar	124041,536	mm²
γmax effettivo	1,95	
G	0,4	Mpa
te	128	mm
Dg	600	mm
Dpiastra	580	mm
DeltaD	20	mm
ti	9	mm
S1	16,11	
S2	4,53	
Ar	0,12	m²
Vcrit (γ=1,95)	3622,19	kN
Vcrit/2 (γ=1,95)	1811,09	kN
VERIFICA		
Nmax	<	Vcrit/2
1254,380	<	1811,09

Figura 140, caratteristiche meccaniche e geometriche dell'isolatore scelto dal catalogo FIP.

Come possiamo notare con la disposizione di 22 isolatori HDRB (SI-S 600/128) e 21 slitte si riesce ad ottenere il periodo effettivo di 3s come ipotizzato all'inizio.

La prima verifica da effettuare per vedere se il sistema di isolamento è fattibile o meno, come abbiamo già visto nel capitolo 4.4.3, è confrontare il taglio alla base relativo allo step di danno degli elementi strutturali, calcolato attraverso l'analisi pushover, con il prodotto tra la massa totale dell'edificio e lo spettro in accelerazione relativo all'SLV (fig. 141).

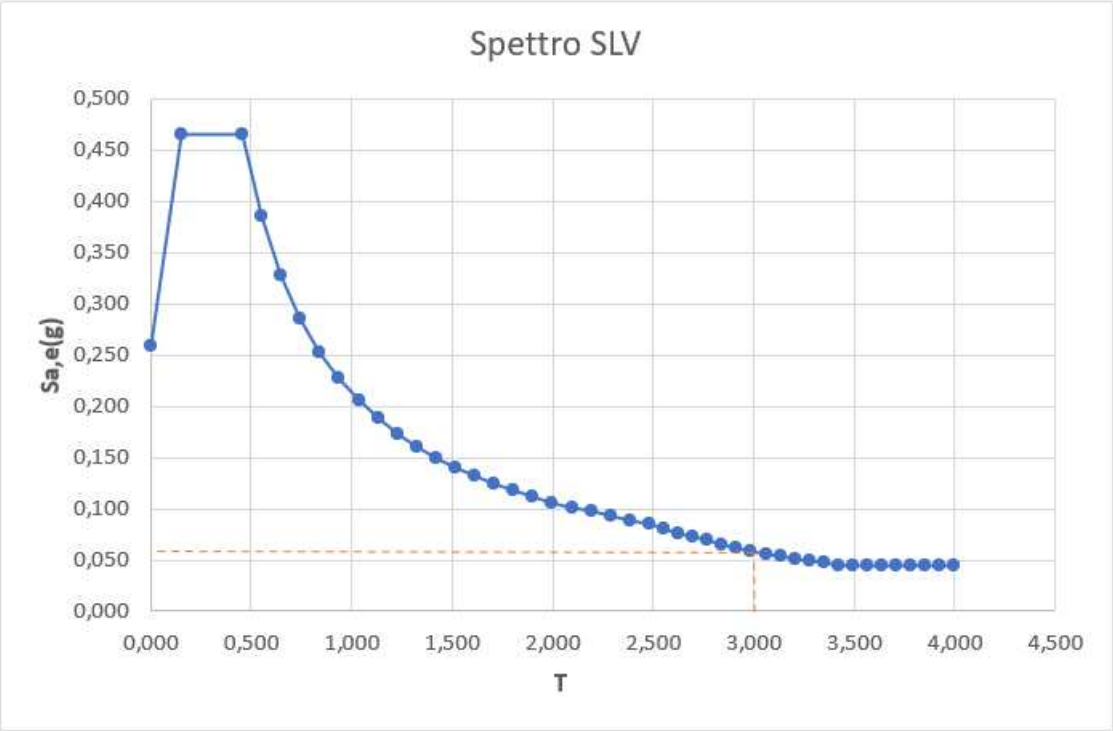


Figura 141, spettro di risposta SLV per verifica.

Dove troviamo un $S_{a,e}(g)=0.058$ e quindi la verifica risulta:

$$V_b<M_{tot}*S_{a,e}(g)$$

2502.36kN > 2437.488kN

4.6 Modello isolato alla base

Questi dispositivi sono poi stati inseriti nel software SAP2000 modellandoli come dei “link” (fig.144) in base alla loro funzione:

- gli isolatori elastomerici HDRB con rigidezza verticale infinita e rigidezza orizzontale pari a 880kN/m e smorzamento al 15% (fig.142):

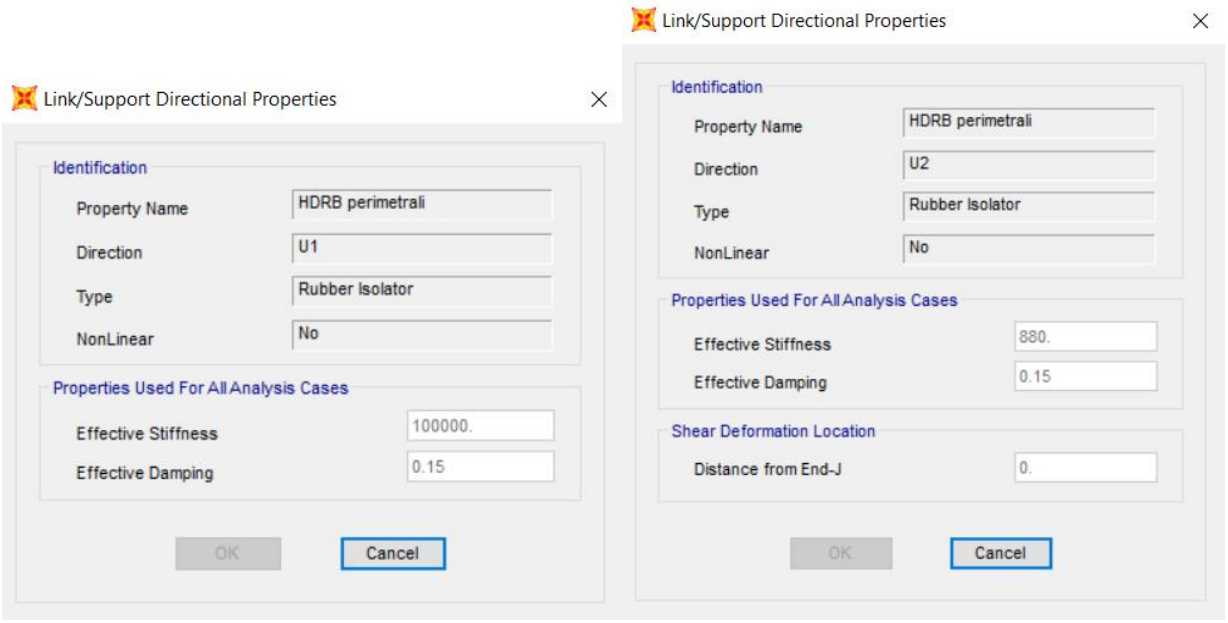


Figura 142, modellazione degli isolatori come link con relativa rigidezza verticale (sx) ed orizzontale (dx).

- le slitte che invece hanno rigidezza verticale infinita e rigidezza orizzontale nulla sempre con smorzamento al 15% e fungono solo da appoggio (fig. 143):

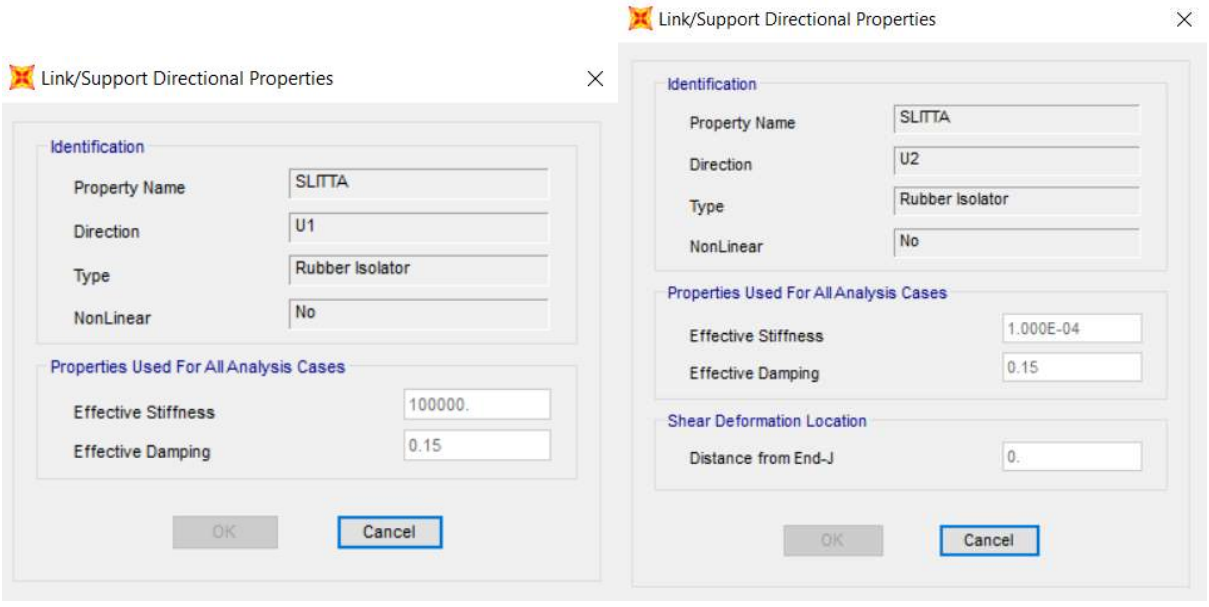


Figura 143, modellazione delle slitte come link con relativa rigidezza verticale (sx) ed orizzontale (dx).

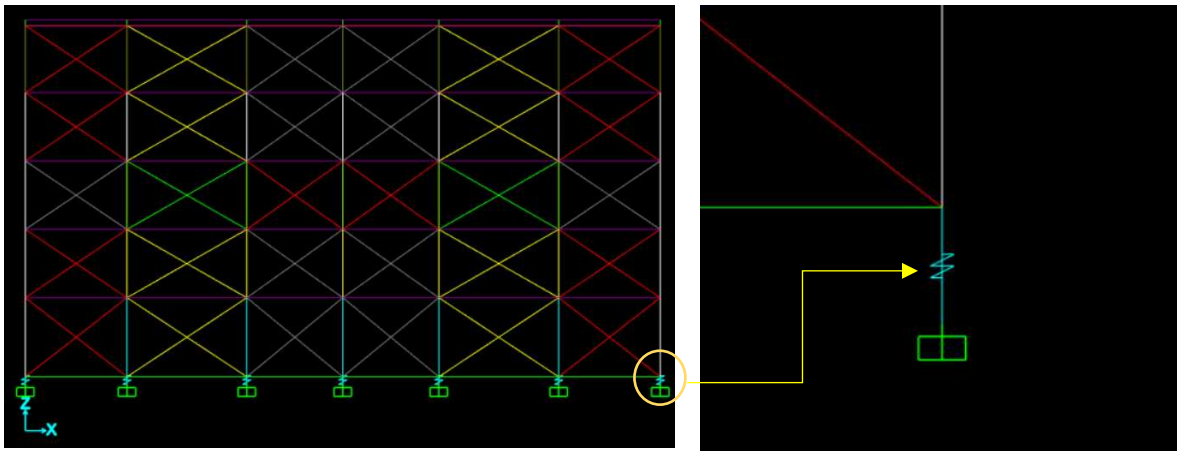


Figura 144, modellazione degli isolatori elastomerici come link attraverso il software Sap2000.

In questo modello, per le verifiche degli isolatori con lo spettro all'SLC come input, è stato definito lo spettro all'SLC ridotto del coefficiente η per $T > 0.8T_{is}$ (fig.145).

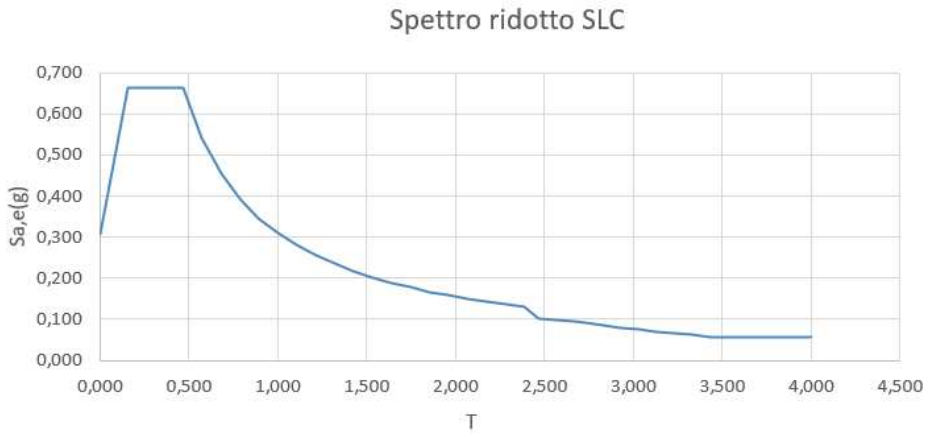


Figura 145, spettro ridotto SLC per verifiche isolatori.

4.6.1. Verifiche degli isolatori

A questo punto vengono mostrate le verifiche fatte su ogni isolatore grazie alle sollecitazioni risultanti dal SAP200.

Le verifiche sono state effettuate sia con riferimento alle più restrittive Norme Tecniche di Costruzione italiane (NTC2018) sia con riferimento alla più "leggera" normativa europea (UNI EN15129) entrambe con riferimento allo spettro all'SLC.

Partendo dalle verifiche effettuate con le NTC2018 possiamo innanzitutto ricapitolare con una tabella le caratteristiche principali dell'isolatore scelto per la progettazione (fig.146):

SI-S 600/128		
G	0,4	Mpa
te	128	mm
Dg	600	mm
Dpiastra	580	mm
DeltaD	20	mm
ti	9	mm
ts	3	mm
S1	16,11	
S2	4,53	
h	213	mm
ke	0,88	kN/mm
kv	1067,00	kN/mm

Figura 146, caratteristiche generali dell'isolatore scelto per la progettazione.

Ora andiamo a vedere nel particolare prima le tre verifiche con le NTC2018 poi le stesse con la UNI EN15129.

4.6.1.1. Verifica di instabilità (NTC2018)

La verifica del carico critico di instabilità (fig.147) viene effettuata tramite la seguente relazione, definita nella Circolare Applicativa delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 nel capitolo 11.9.7:

$$V < \frac{Vcr}{2}$$

In cui Vcr è il carico critico di instabilità e si ottiene tramite la relazione:

$$Vcr = \frac{S1 * Gdin * Ar * D}{te}$$

Nel nostro caso studio vediamo:

	ISOLATORI	dmax	Ved	Vcr/2	Verifica instabilità
		m	kN	kN	Ved/Vcr < 1
ANGOLO	1	0,190041	1270,928	2277,55	0,558023957
PERIMETRO	2	0,191252	1296,664	2267,87	0,571754234
PERIMETRO	3	0,192905	1262,991	2254,66	0,560169221
PERIMETRO	4	0,194508	1268,902	2241,86	0,566002949
PERIMETRO	5	0,196661	1305,488	2224,70	0,586815843
ANGOLO	6	0,198745	1349,253	2208,11	0,611044901
PERIMETRO	7	0,187305	1303,801	2299,46	0,567002457
PERIMETRO	8	0,18901	1269,925	2285,81	0,555569459
PERIMETRO	9	0,190643	1238,178	2272,74	0,54479581
PERIMETRO	10	0,19265	1269,243	2256,70	0,562433872
PERIMETRO	11	0,195545	1301,888	2233,59	0,582867609
ANGOLO	12	0,198667	1268,586	2208,73	0,574349971
PERIMETRO	13	0,196566	1296,579	2225,46	0,582611757
PERIMETRO	14	0,194396	1261,045	2242,76	0,562274156
PERIMETRO	15	0,192782	1263,723	2255,64	0,560249335
PERIMETRO	16	0,191119	1300,464	2268,93	0,573161279
ANGOLO	17	0,189903	1339,416	2278,66	0,587808445
PERIMETRO	18	0,186939	1334,959	2302,40	0,579813181
PERIMETRO	19	0,188649	1299,011	2288,70	0,567576322
PERIMETRO	20	0,190291	1268,842	2275,56	0,557596712
PERIMETRO	22	0,192309	1299,899	2259,42	0,575323629
PERIMETRO	23	0,195215	1337,85	2236,23	0,598262367

Figura 147, verifica di instabilità degli isolatori con le NTC 2018.

In questa tabella vediamo lo spostamento massimo che ogni isolatore deve poter sopportare attraverso la seguente formula:

$$d_{max} = \sqrt{U1^2 + U2^2}$$

Dove U_1 ed U_2 sono gli spostamenti in direzione X e Y ricavati dal SAP2000; sempre da questo software si sono ricavati anche gli sforzi assiali agenti sotto ogni pilastro grazie alla combinazione tra lo spettro all'SLC e i carichi verticali sotto l'azione del sisma (C.V. Sisma).

Come possiamo vedere la verifica di instabilità è ampiamente verificata per ogni isolatore in quanto $\frac{Ved}{\frac{Vcr}{2}}$<1.

4.6.1.2. Verifica di deformazione (NTC2018)

La verifica della deformazione dovuta allo spostamento sismico orizzontale viene effettuata tramite la seguente relazione, definita nella Circolare Applicativa delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 nel capitolo 11.9.7:

$$\gamma_s = \frac{dmax}{te} \leq 2$$

In cui γ_s è la deformazione di taglio dell'elastomero, dovuta allo spostamento sismico massimo $d_{\max}$, mentre t_e è l'altezza totale dell'elastomero.

verifica della deformazione totale di taglio: viene effettuata tramite la seguente relazione, definita nella Circolare Applicativa delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 nel capitolo 11.9.7:

$$\gamma t = \gamma s + \gamma c + \gamma \alpha \leq 5$$

In cui γ_t è la deformazione totale di taglio e γ_c è la deformazione di taglio dell'elastomero prodotta dalla compressione e si ottiene tramite la seguente relazione:

$$\gamma c = \frac{1.5 * Ved}{S1 * G * Ar}$$

Dove:

- V_{ed} è lo sforzo sollecitante che considera sia i carichi verticali che le azioni del sisma ed è estratto dal SAP2000;
- S_1 è il parametro di forma primario dell'isolatore e si ricava dalla seguente formula:

  $$S1 = \frac{D}{4 * ti}$$

  In cui D è il diametro dell'isolatore e t_i è lo spessore del singolo strato.
- G = 0.4MPa è il modulo di elasticità tangenziale per la gomma soft;
- A_r è l'area ridotta efficace dell'isolatore, valutata tramite la seguente relazione:

  $$Ar = (\varphi - sin\varphi) * \frac{D^2}{4}$$

  con:

  $$\varphi = 2 * arccos(\frac{d2}{D})$$

La valutazione dell'area ridotta efficace è necessaria in quanto il trasferimento del carico dalla piastra superiore a quella inferiore, avviene attraverso l'area condivisa da entrambe le piastre.

La compressione del singolo strato di elastomero, dovuta al carico verticale, porta alla nascita di una tensione tangenziale. Essa è dovuta all'azione di confinamento dei lamierini di acciaio e dal fatto che il disco di gomma si espande lateralmente, perché il suo volume non varia. Infine, γ_α è la deformazione di taglio dovuta alla rotazione angolare e si ottiene tramite la relazione:

$$\gamma\alpha = \frac{a^2}{2 * ti * te}$$

Dove

- $a^2 = \frac{3D^2\sqrt{(\alpha x+\alpha y)^2}}{4}$;
- D è diametro dell'isolatore;
- α_x e α_y sono le rotazioni in direzione X e Y;
- t_i è l'altezza di ogni singolo strato in gomma;
- t_e è l'altezza dell'isolatore intesa come somma di tutti gli stati in gomma.

Queste tre deformazioni che interessano l'isolatore sono state calcolate nella seguente tabella (fig.148):

	γs	ϕ	Ar	Ar	γc	γα	γt	Verifica di deformazione	
			mm^2	m^2				γs < 2	γt < 5
ANGOLO	1,827948	2,221633	141500,3	0,1415	1,204733	0,007237	3,039917	OK	OK
PERIMETRO	1,828392	2,221392	141462	0,141462	1,276005	0,008747	3,113144	OK	OK
PERIMETRO	1,828732	2,221208	141432,6	0,141433	1,2268	0,009193	3,064725	OK	OK
PERIMETRO	1,828824	2,221158	141424,7	0,141425	1,202898	0,008832	3,040554	OK	OK
PERIMETRO	1,828732	2,221208	141432,6	0,141433	1,225444	0,009182	3,063358	OK	OK
PERIMETRO	1,828392	2,221392	141462	0,141462	1,272898	0,008707	3,109997	OK	OK
ANGOLO	1,827948	2,221633	141500,3	0,1415	1,200527	0,007178	3,035653	OK	OK
PERIMETRO	1,847105	2,211235	139847,9	0,139848	1,215327	0,008942	3,071374	OK	OK
PERIMETRO	1,847098	2,211239	139848,4	0,139848	1,20701	0,008909	3,063017	OK	OK
PERIMETRO	1,858712	2,204922	138848,7	0,138849	1,175402	0,00705	3,041164	OK	OK
PERIMETRO	1,858712	2,204922	138848,7	0,138849	1,220761	0,007027	3,086501	OK	OK
PERIMETRO	1,859908	2,204271	138745,8	0,138746	1,218596	0,006105	3,084609	OK	OK
PERIMETRO	1,859908	2,204271	138745,8	0,138746	1,21244	0,006079	3,078427	OK	OK
PERIMETRO	1,862353	2,20294	138535,6	0,138536	1,214717	0,005455	3,082525	OK	OK
PERIMETRO	1,862353	2,20294	138535,6	0,138536	1,258442	0,005382	3,126176	OK	OK
ANGOLO	1,871497	2,197957	137750,1	0,13775	1,262535	0,004414	3,138446	OK	OK
PERIMETRO	1,872196	2,197575	137690	0,13769	1,165494	0,005299	3,042988	OK	OK
PERIMETRO	1,872922	2,19718	137627,7	0,137628	1,159163	0,006007	3,038091	OK	OK
PERIMETRO	1,872922	2,19718	137627,7	0,137628	1,232474	0,005991	3,111386	OK	OK
PERIMETRO	1,872196	2,197575	137690	0,13769	1,230486	0,005226	3,107908	OK	OK
ANGOLO	1,871497	2,197957	137750,1	0,13775	1,223726	0,004311	3,099533	OK	OK
PERIMETRO	1,873111	2,197076	137611,5	0,137611	1,223494	0,006177	3,102783	OK	OK

Figura 148, verifica di deformazione degli isolatori con le NTC 2018.

Le verifiche da effettuare, quindi, sono due:

I) La prima riguarda la deformazione di taglio dell'elastomero per lo spostamento sismico totale:

$$\gamma_s < 2$$

ed è soddisfatta per tutti gli isolatori i quali si attestano come riportato in tabella tra 1.8 ed 1.9.

II) La seconda riguarda, invece, la deformazione totale, cioè la somma delle tre deformazioni già viste:

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

$$\gamma_t < 5$$

Anche in questo caso come riportato in tabella la verifica è ampiamente soddisfatta in quanto tutti gli isolatori hanno una deformazione totale poco superiore a 3.

4.6.1.3. Verifica di tensione dell'acciaio (NTC2018)

La verifica della tensione di compressione massima agente sulla piastra di acciaio σ_s viene effettuata tramite la seguente relazione, definita nella Circolare Applicativa delle Norme Tecniche per le Costruzioni 2018 nel capitolo 11.9.7:

$$\sigma s = \frac{1{,}3 * V * (t1 \ + \ t2\ )}{Ar * ts} \leq fyk$$

In cui

- V è lo sforzo agente su ogni isolatore;
- t_1 e t_2 sono gli spessori di elastomero direttamente a contatto con la piastra;
- t_s è lo spessore della piastra di acciaio;
- A_r è l'area ridotta efficace dell'isolatore
- f_{yk} è la resistenza della piastra di acciaio.

Nella seguente tabella (fig.149) vediamo che su ogni isolatore è stato verificato che la tensione agente sulle piastre in acciaio sia inferiore alla tensione a snervamento dell'acciaio stesso

	σs	fyk (S275)	Verifica tensione acciaio
	N/mm^2	N/mm^2	σs < fyk
ANGOLO	63,551	255	OK
PERIMETRO	65,114	255	OK
PERIMETRO	63,795	255	OK
PERIMETRO	64,459	255	OK
PERIMETRO	66,830	255	OK
ANGOLO	69,589	255	OK
PERIMETRO	64,573	255	OK
PERIMETRO	63,271	255	OK
PERIMETRO	62,044	255	OK
PERIMETRO	64,053	255	OK
PERIMETRO	66,380	255	OK
ANGOLO	65,410	255	OK
PERIMETRO	66,351	255	OK
PERIMETRO	64,035	255	OK
PERIMETRO	63,804	255	OK
PERIMETRO	65,275	255	OK
ANGOLO	66,943	255	OK
PERIMETRO	66,032	255	OK
PERIMETRO	64,639	255	OK
PERIMETRO	63,502	255	OK
PERIMETRO	65,521	255	OK
PERIMETRO	68,133	255	OK

Figura 149, verifica di tensione dell'acciaio con le NTC 2018.

Come possiamo notare la verifica è sempre ampiamente soddisfatta.

Ora passiamo a vedere le stesse tre verifiche eseguite seguendo la normativa europea UNI-EN15129.

4.6.1.4. Verifica di instabilità (UNI-EN15129)

La normativa europea è meno restrittiva rispetto a quella italiana (fig.150) ed il primo parametro che cambia è il carico critico che, invece di essere calcolato rispetto allo spostamento massimo dell'isolatore, viene calcolato a spostamento nullo ed in particolare:

$$P_{cr,0} = \lambda * G * S_1 * S_2 * A$$

Dove:

- λ è un coefficiente pari a 1.1 per isolatori circolari;
- G è il modulo di elasticità tangenziale per la gomma soft;
- S_1 è il fattore di forma primario dell'isolatore;
- S_2 è il fattore di forma secondario dell'isolatore;
- A è l'area dell'isolatore a spostamento nullo.

$$\text{per } \frac{P_{cr,0}}{2} \geq N_{Ed,\max} \geq \frac{P_{cr,0}}{4} \Rightarrow 1-\frac{2N_{Ed,\max}}{P_{cr,0}} \geq 0.7\delta$$

$$N_{Ed,\max} \leq \frac{1-0.7\delta P_{cr,0}}{2}$$

$$\text{per } N_{Ed,\max} \leq \frac{P_{cr,0}}{4} \Rightarrow \delta \leq 0.7$$

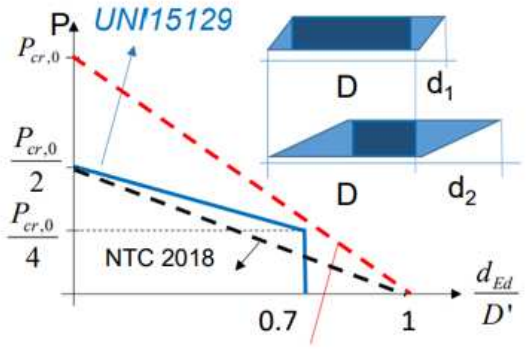


Figura 150, differenza tra normativa italiana ed europea.

Come si può notare nella figura sovrastante, a differenza della NTC2018, nella UNI EN15129 abbiamo un dominio di appartenenza.

Nella tabella seguente (fig.151) vengono mostrati gli sforzi risultanti dal SAP2000 e come si può notare sono sempre inferiori a $\frac{Pcr,0}{4}$ quindi il δ deve risultare sempre inferiore a 0.7 dove $\delta = \frac{dmax}{D'}$.

	ISOLATORI	dbd	Ved	A,0	Pcr,0	Pcr,0/2	Pcr,0/4	δ	Ned (δ)	Verifica instabilità
		m	kN	m^2	kN	kN	kN		kN	Ned(δ)/Ved < 1
ANGOLO	1	0,190041	1270,928	0,264074	8482,46033	4241,23	2120,615	0,327657653	3268,4601	0,388846111
PERIMETRO	2	0,191252	1296,664	0,264074	8482,46033	4241,23	2120,615	0,329744732	3262,263851	0,397473675
PERIMETRO	3	0,192905	1262,991	0,264074	8482,46033	4241,23	2120,615	0,332595035	3253,801697	0,388158566
PERIMETRO	4	0,194508	1268,902	0,264074	8482,46033	4241,23	2120,615	0,335358768	3245,596558	0,3909611
PERIMETRO	5	0,196661	1305,488	0,264074	8482,46033	4241,23	2120,615	0,339071303	3234,574556	0,403604238
ANGOLO	6	0,198745	1349,253	0,264074	8482,46033	4241,23	2120,615	0,34266418	3223,907805	0,41851476
PERIMETRO	7	0,187305	1303,801	0,264074	8482,46033	4241,23	2120,615	0,322939899	3282,466454	0,397201622
PERIMETRO	8	0,18901	1269,925	0,264074	8482,46033	4241,23	2120,615	0,325878946	3273,740833	0,387912503
PERIMETRO	9	0,190643	1238,178	0,264074	8482,46033	4241,23	2120,615	0,328695063	3265,380173	0,379183413
PERIMETRO	10	0,19265	1269,243	0,264074	8482,46033	4241,23	2120,615	0,332155192	3255,107528	0,389923524
PERIMETRO	11	0,195545	1301,888	0,264074	8482,46033	4241,23	2120,615	0,337147345	3240,28652	0,401781754
ANGOLO	12	0,198667	1268,586	0,264074	8482,46033	4241,23	2120,615	0,342528587	3224,310361	0,393444135
PERIMETRO	13	0,196566	1296,579	0,264074	8482,46033	4241,23	2120,615	0,338906447	3235,063992	0,40078929
PERIMETRO	14	0,194396	1261,045	0,264074	8482,46033	4241,23	2120,615	0,335165657	3246,169877	0,38847166
PERIMETRO	15	0,192782	1263,723	0,264074	8482,46033	4241,23	2120,615	0,332382578	3254,432453	0,388308259
PERIMETRO	16	0,191119	1300,464	0,264074	8482,46033	4241,23	2120,615	0,329515597	3262,944122	0,3985554
ANGOLO	17	0,189903	1339,416	0,264074	8482,46033	4241,23	2120,615	0,327418524	3269,17004	0,409711328
PERIMETRO	18	0,186939	1334,959	0,264074	8482,46033	4241,23	2120,615	0,322309154	3284,339048	0,406461994
PERIMETRO	19	0,188649	1299,011	0,264074	8482,46033	4241,23	2120,615	0,325256525	3275,588713	0,396573292
PERIMETRO	20	0,190291	1268,842	0,264074	8482,46033	4241,23	2120,615	0,328087795	3267,183066	0,388359628
PERIMETRO	22	0,192309	1299,899	0,264074	8482,46033	4241,23	2120,615	0,331567075	3256,853567	0,399127248
PERIMETRO	23	0,195215	1337,85	0,264074	8482,46033	4241,23	2120,615	0,336577574	3241,978093	0,412664726

Figura 151, verifica di instabilità degli isolatori con la UNI-EN15129.

Si riporta il grafico del dominio della normativa europea UNI-EN15129, calcolato nel nostro caso specifico, dove possiamo notare graficamente come la verifica sia ampiamente soddisfatta.

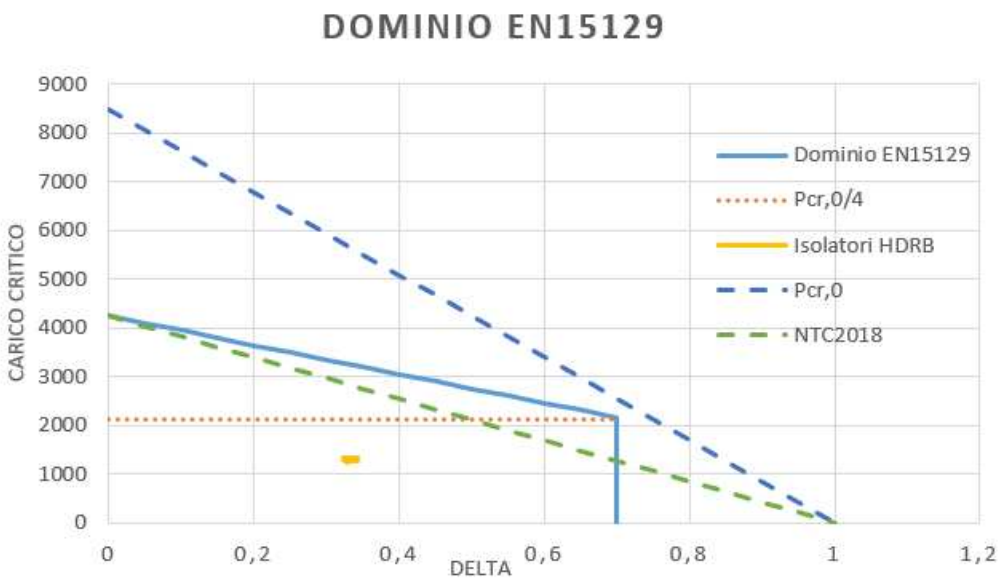


Figura 152, dominio della normativa europea calcolato nel nostro caso specifico.

A livello numerico verifica è stata effettuata calcolando lo sforzo sollecitante in relazione al δ ad ogni isolatore:

$$\frac{Ned(\delta)}{Ved} < 1$$

La verifica risulta così soddisfatta.

4.6.1.5. Verifica di deformazione (UNI-EN15129)

Questa verifica è del tutto simile alla medesima nelle NTC2018 ma vediamola più nel particolare.

Come nelle NTC2018 abbiamo 3 tipi di deformazione: *deformazione massima di taglio* ($\varepsilon_{q,max}$), *deformazione di taglio prodotta dalla compressione* (ε_c) e la *deformazione di taglio prodotta dalla rotazione angolare* (ε_α) dove nello specifico vediamo:

$$\varepsilon_{q,max} = \frac{dmax}{te}$$

dove:

- d_{max} è lo spostamento massimo subito dall'isolatore;
- t_e è l'altezza dell'isolatore e cioè la somma dei vari strati in gomma.

$$\varepsilon_c = \mathrm{Kl} * \frac{6*Ned*S1}{E'c*Ar}$$

dove:

- K_l = 1 (solo per ponti è diverso da 1);
- N_{ed} è lo sforzo sollecitante risultante dal SAP2000;
- S_1 è il fattore di forma primario dell'isolatore;
- $E'_c = 3G*(1+S_1)$;
- A_r è l'area ridotta efficace dell'isolatore.

$$\varepsilon_\alpha = \frac{D^2*(\alpha x+\alpha y)*ti}{\Sigma te^3}$$

Dove:

- D^2 è il quadrato del diametro dell'isolatore
- α_x e α_y sono le rotazioni angolari nelle rispettive direzioni X e Y
- t_i è l'altezza di un singolo strato in gomma
- t_e è l'altezza dell'isolatore
-

Nella seguente tabella (fig.153) sono state calcolate le tre deformazioni appena descritte, la somma di esse e le relative verifiche:

	εqmax	ϕ	Ar	Ar	E'c	εc	εα	εt	Verifica di deformazione	
			mm^2	m^2					εqmax <2,5	εt < 7
ANGOLO	1,827948	2,221633	141500,3	0,1415	2859,571	2,064362	0,041548	3,933857	OK	OK
PERIMETRO	1,828392	2,221392	141462	0,141462	2859,571	2,18649	0,051005	4,065888	OK	OK
PERIMETRO	1,828732	2,221208	141432,6	0,141433	2859,571	2,102175	0,0542	3,985107	OK	OK
PERIMETRO	1,828824	2,221158	141424,7	0,141425	2859,571	2,061218	0,052359	3,942401	OK	OK
PERIMETRO	1,828732	2,221208	141432,6	0,141433	2859,571	2,099851	0,054128	3,982711	OK	OK
PERIMETRO	1,828392	2,221392	141462	0,141462	2859,571	2,181166	0,050699	4,060257	OK	OK
ANGOLO	1,827948	2,221633	141500,3	0,1415	2859,571	2,057156	0,041061	3,926164	OK	OK
PERIMETRO	1,847105	2,211235	139847,9	0,139848	2859,571	2,082516	0,04745	3,977071	OK	OK
PERIMETRO	1,847098	2,211239	139848,4	0,139848	2859,571	2,068264	0,046999	3,96236	OK	OK
PERIMETRO	1,858712	2,204922	138848,7	0,138849	2859,571	2,014102	0,037216	3,910031	OK	OK
PERIMETRO	1,858712	2,204922	138848,7	0,138849	2859,571	2,091827	0,036819	3,987359	OK	OK
PERIMETRO	1,859908	2,204271	138745,8	0,138746	2859,571	2,088117	0,032542	3,980567	OK	OK
PERIMETRO	1,859908	2,204271	138745,8	0,138746	2859,571	2,077568	0,032199	3,969675	OK	OK
PERIMETRO	1,862353	2,20294	138535,6	0,138536	2859,571	2,08147	0,031621	3,975444	OK	OK
PERIMETRO	1,862353	2,20294	138535,6	0,138536	2859,571	2,156395	0,031026	4,049773	OK	OK
ANGOLO	1,871497	2,197957	137750,1	0,13775	2859,571	2,163409	0,025665	4,060571	OK	OK
PERIMETRO	1,872196	2,197575	137690	0,13769	2859,571	1,997124	0,028643	3,897964	OK	OK
PERIMETRO	1,872922	2,19718	137627,7	0,137628	2859,571	1,986276	0,032	3,891197	OK	OK
PERIMETRO	1,872922	2,19718	137627,7	0,137628	2859,571	2,111897	0,031928	4,016747	OK	OK
PERIMETRO	1,872196	2,197575	137690	0,13769	2859,571	2,108491	0,028318	4,009006	OK	OK
ANGOLO	1,871497	2,197957	137750,1	0,13775	2859,571	2,096907	0,025142	3,993546	OK	OK
PERIMETRO	1,873111	2,197076	137611,5	0,137611	2859,571	2,096511	0,032921	4,002543	OK	OK

Figura 153, verifica di deformabilità con la UNI-EN15129.

Le verifiche da effettuare sulle deformazioni dell'isolatore, secondo la normativa europea, sono 2:

- la prima è la seguente:

$$\varepsilon_{q,max} < 2.5$$

dove vediamo che la verifica risulta soddisfatta per ogni isolatore, i quali hanno una deformazione massima che rimane tra 1.80 e 1.90.

- la seconda verifica, invece, è:

$$\varepsilon_t = \varepsilon_{q,max} + \varepsilon_c + \varepsilon_\alpha$$

$$\varepsilon_t < 7$$

anche in questo caso vediamo, come già ipotizzato, che la verifica è stata ampiamente soddisfatta in quanto tutti gli isolatori hanno una deformazione locale di circa 4, quindi ben al di sotto dei 7 consentiti dalla normativa europea.

4.6.1.6. Verifica di tensione dell'acciaio (UNI-EN15129)

	ts	Verifica trazione piastre
	mm	ts<2
ANGOLO	0,008121	OK
PERIMETRO	0,008601	OK
PERIMETRO	0,00827	OK
PERIMETRO	0,008108	OK
PERIMETRO	0,00826	OK
PERIMETRO	0,00858	OK
ANGOLO	0,008092	OK
PERIMETRO	0,008192	OK
PERIMETRO	0,008136	OK
PERIMETRO	0,007923	OK
PERIMETRO	0,008229	OK
PERIMETRO	0,008214	OK
PERIMETRO	0,008173	OK
PERIMETRO	0,008188	OK
PERIMETRO	0,008483	OK
ANGOLO	0,00851	OK
PERIMETRO	0,007856	OK
PERIMETRO	0,007814	OK
PERIMETRO	0,008308	OK
PERIMETRO	0,008294	OK
ANGOLO	0,008249	OK
PERIMETRO	0,008247	OK

Figura 154, verifica di trazione delle piastre in acciaio.

Nella tabella soprastante (fig. 154) è rappresentato un solo parametro che indica la trazione nelle piastre ed in particolare vediamo:

$$ts = \frac{Kp * Ned * (t1 + t2) * Kh * \gamma}{Ar * fyk}$$

Dove:

- K_p = 1.3;
- N_{ed} è lo sforzo massimo sollecitante sui pilastri, estratto dal software SAP2000;
- t_1 e t_2 sono gli spessori degli strati di elastomero immediatamente sotto e sopra la piastra in acciaio;
- K_h = 2 ipotizzando senza fori;
- γ = 1;
- A_r è l'area ridotta dell'isolatore a spostamento massimo;
- f_{yk} = 255N/mm^2 è la tensione di snervamento dell'acciaio utilizzato (S275).

La verifica, secondo la UNI EN15129, risulta soddisfatta se:

$$t_s < 2$$

come possiamo notare dalla tabella anche questa verifica è ampiamente soddisfatta.

4.6.1.7. Confronto delle verifiche tra le due normative

In conclusione possiamo affermare che avendo eseguito, ed accertato, le verifiche con le NTC2018, le quali sono molto restrittive, le verifiche con la UNI EN15129 era una pura formalità, eseguita soprattutto per far vedere la differenza sostanziale tra le due normative per quanto riguarda la verifica ad instabilità e più precisamente per quanto riguarda il calcolo del carico critico.

Le verifiche italiane non sono direttamente presenti nelle NTC2018 ma bensì nella circolare annessa ad esse ed in quanto tale non hanno un vincolo legislativo ma sono semplicemente delle linee guida e proprio per questo numerosi ingegneri strutturisti tendono a far riferimento alla più concessiva normativa europea UNI EN15129.

4.6.2. Verifiche della sovrastruttura

Ora, una volta verificati tutti gli isolatori, si passa alla sovrastruttura che, come già detto, deve rimanere in campo elastico, infatti si è deciso di progettare con un fattore di comportamento q=1.5 che simula un comportamento lievemente dissipativo

Il paragrafo 7.10.6. delle NTC2018 riguarda le verifiche e nel particolare vediamo quelle all'SLD per la sovrastruttura che devono essere effettuate controllando che gli spostamenti d'interpiano ottenuti dall'analisi siano inferiori ai 2/3 dei limiti indicati per lo SLD nel § 7.3.6.1., questa stessa analisi viene effettuata anche per lo stato limite SLV:

- Drift di piano (SLD)

$d \leq \frac{2}{3} * 3‰ * h_i$

- Drift di piano (SLV)

$d \leq 3‰ * h_i$

Per queste verifiche sono state prese in considerazioni le pilastrate nei 4 angoli dell'edificio.

Per quanto riguarda la modellazione, invece, una volta eseguita la taratura del modello, come vedremo tra poco, sono stati modificati gli isolatori HDRB presenti sul perimetro dell'edificio con la rigidezza per lo stato limite considerato così da simulare il reale funzionamento del sistema di isolamento per ogni stato limite.

4.6.2.1. Taratura modello SLV

Partendo dalla taratura per l'SLV vediamo lo spettro relativo ad un periodo T=3s ed uno smorzamento ε=15% in figura 155.

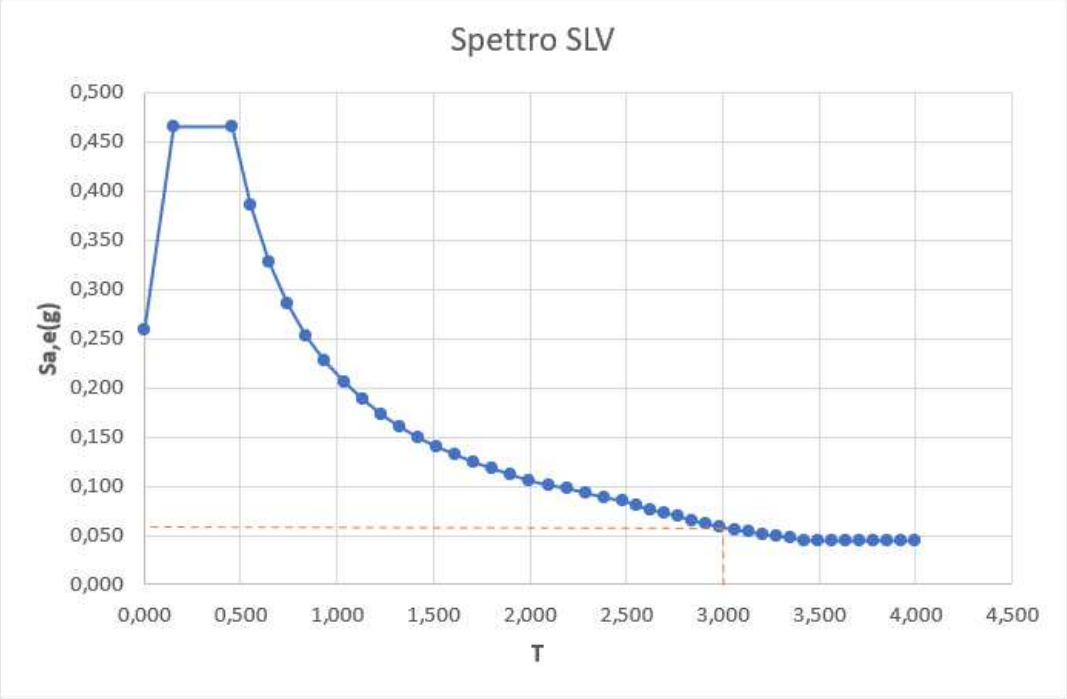


Figura 155, spettro di risposta elastico all'SLV.

Poi attraverso la formula $S_{d,e} = Sa, e * 9.81 * \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2$ si ricava lo spettro in spostamento (fig. 156):

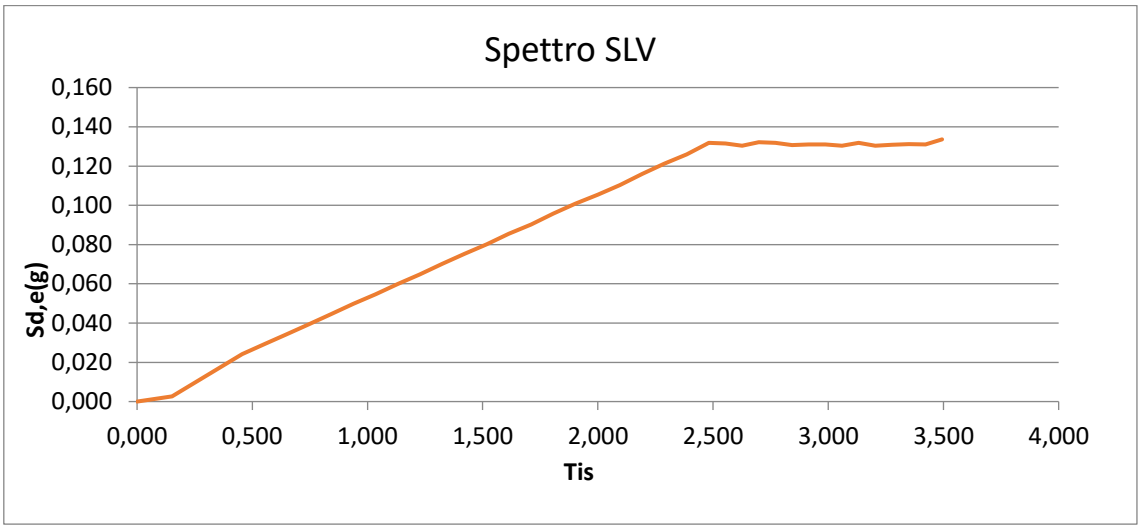


Figura 156, spettro in spostamento SLV.

Attraverso quest'ultimo calcolo ci si può ricavare la deformazione di taglio effettiva γ con il seguente calcolo:

$$\gamma = \frac{Sd,e*1.2}{te}$$

e attraverso questo calcolo ci si ricava il seguente grafico (fig. 157):

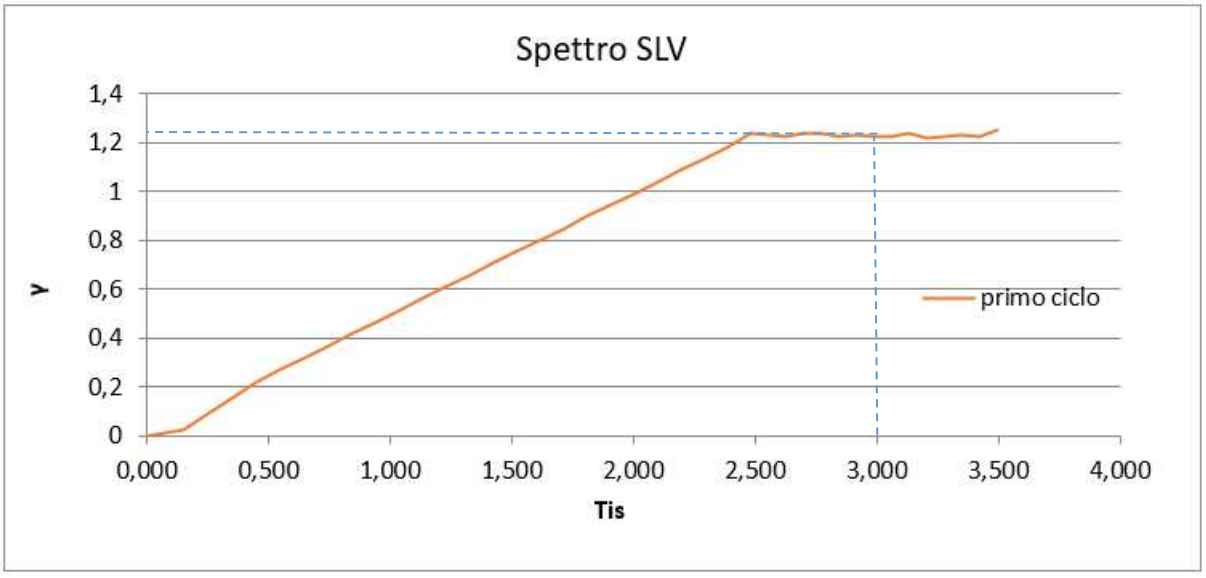


Figura 157, grafico gamma-periodo di isolamento per il calcolo del gamma effettivo.

Come possiamo notare γ=1.22 quindi possiamo ricavarci il modulo di elasticità tangenziale effettivo e lo smorzamento effettivo attraverso i seguenti grafici (relativamente figg. 158 e 159):

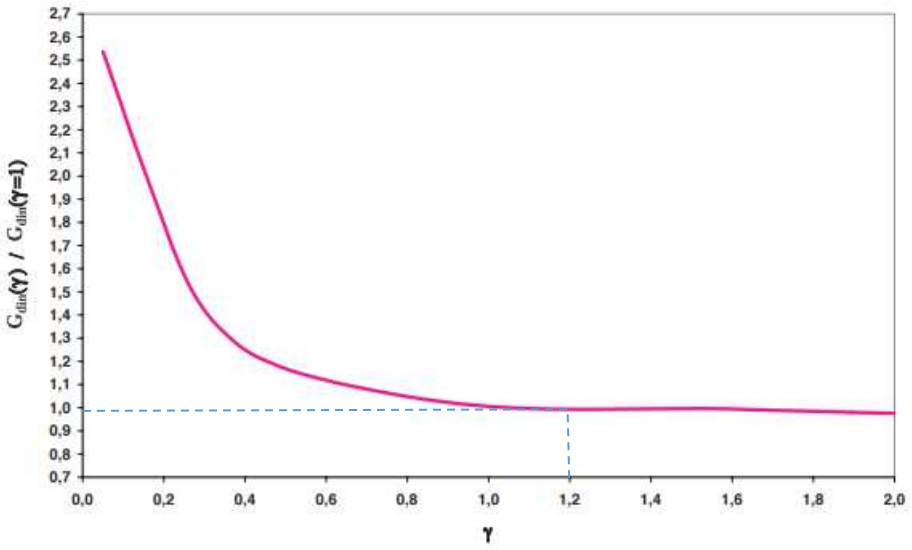


Figura 158, grafico per la determinazione del modulo di elasticità tangenziale effettivo.

Questo grafico ci mostra come per un γ superiore a 1 il modulo di elasticità tangenziale effettivo rimanga circa uguale allo stesso calcolato per γ=1 quindi nel nostro caso avremo $G_{din}(\gamma)$=0.4MPa.

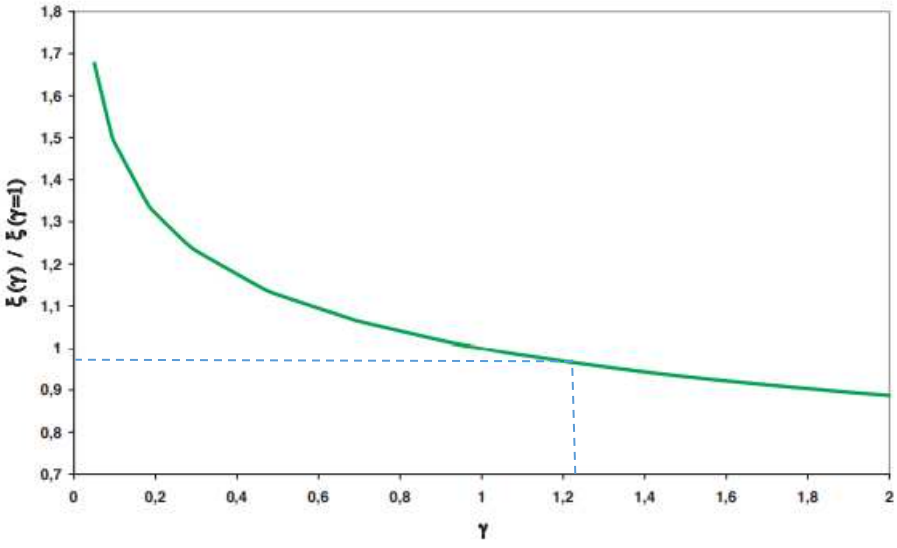


Figura 159, grafico per la determinazione dello smorzamento effettivo.

Anche in questo caso, come visto prima, per γ=1.22 abbiamo lo stesso smorzamento di quello calcolato per γ=1 quindi nel nostro caso avremo ε=15% anche all'SLV.

4.6.2.2. Taratura modello SLD

Passiamo ora alla taratura all'SLD, dove la procedura rimane esattamente la stessa vista per l'SLV.

Si parte sempre con uno smorzamento ε=15% e si prende come riferimento un periodo T=3s; nella figura sottostante, figura 160, si mostra lo spettro all'SLD.

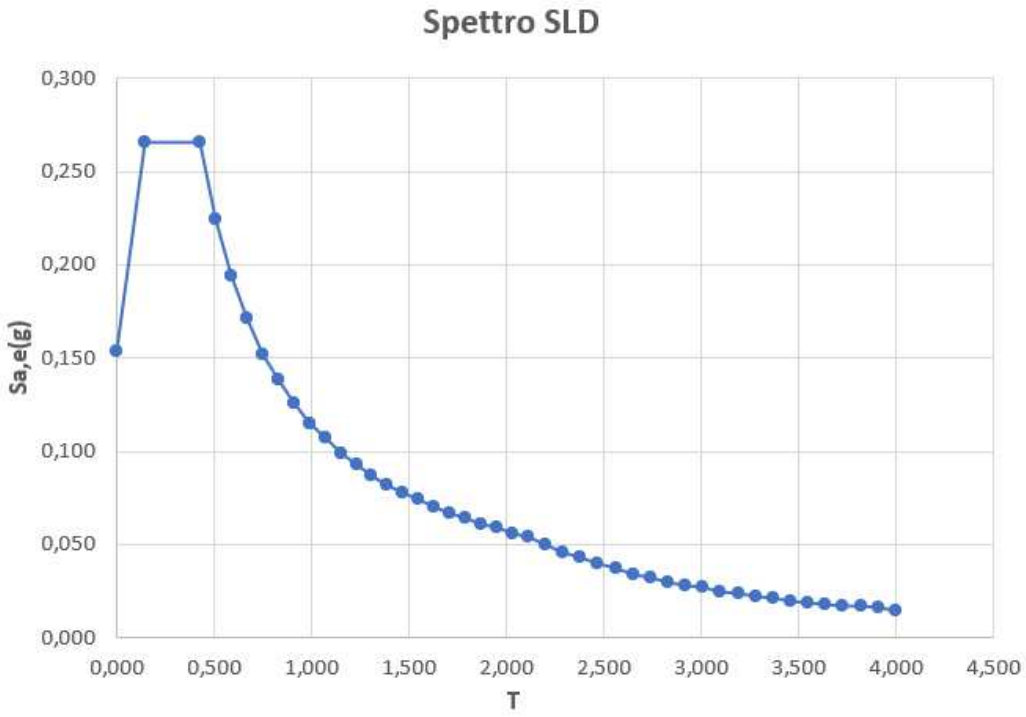


Figura 160, spettro di risposta elastico all'SLD al 15%.

A questo punto si ricava lo spettro in spostamento (fig. 161) attraverso la formula $S_{d,e} = Sa, e * 9.81 * \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2$:

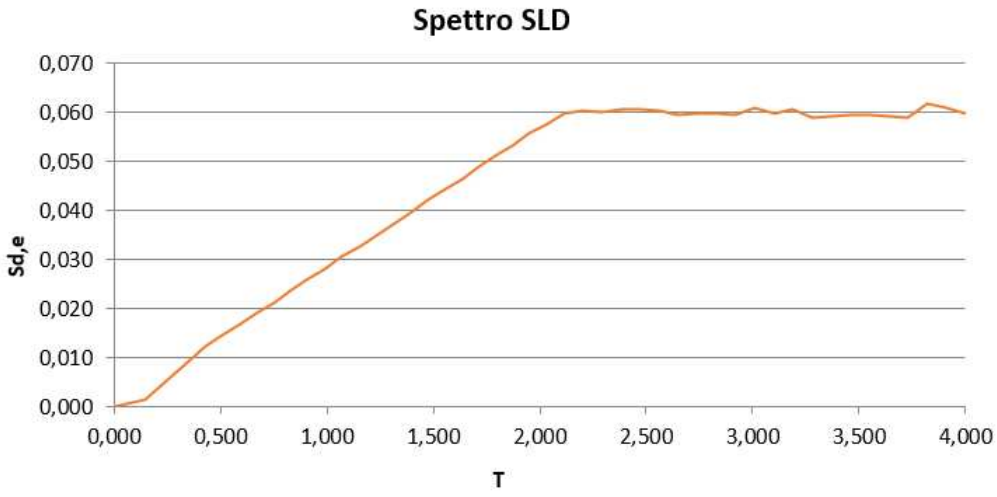


Figura 161, spettro in spostamento SLD.

E da questo ci si può ricavare la deformazione di taglio effettiva γ con il seguente calcolo:

$$\gamma = \frac{Sd,e*1.2}{te}$$

il grafico che ne consegue è il seguente (fig. 162):

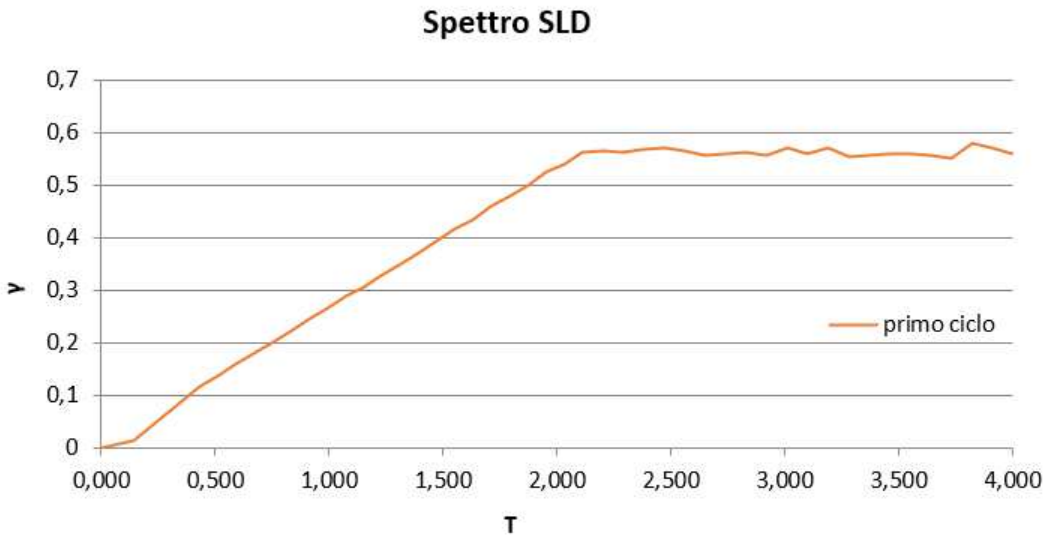


Figura 162, grafico gamma - periodo di isolamento per la determinazione del gamma effettivo, primo ciclo.

Dove vediamo, come pronosticabile, che la deformazione di taglio effettiva γ dopo il primo ciclo, con riferimento a T=3s, risulta essere inferiore a 1 e più precisamente γ_{Iciclo}=0.56; da questo parametro ci si ricava, dapprima, il modulo di elasticità tangenziale effettivo e poi, contemporaneamente, lo smorzamento effettivo entrambi corrispondenti al primo ciclo (figg. 163 e 164).

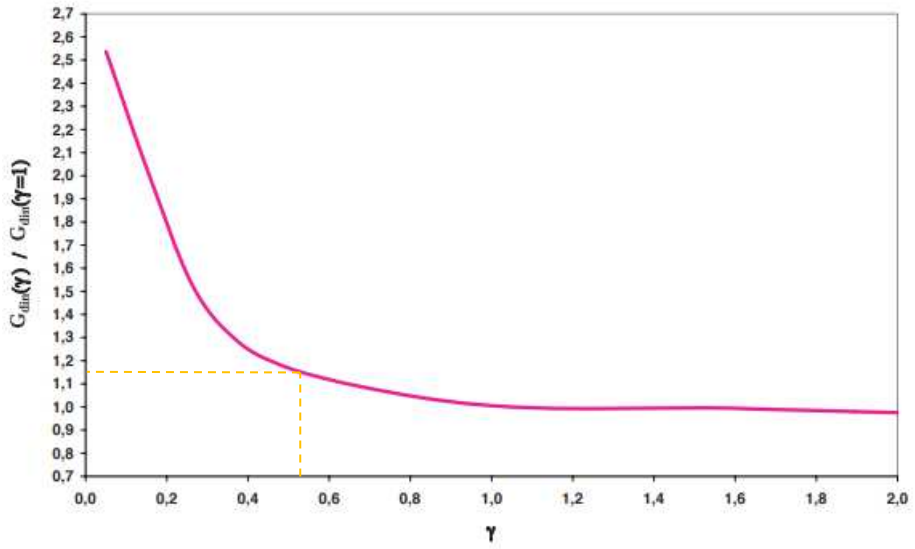


Figura 163, grafico per la determinazione del modulo di elasticità tangenziale effettivo del primo ciclo.

Con questo grafico possiamo vedere come $\frac{G(\gamma=1)}{G(\gamma)}$ = 1.16 quindi possiamo ricavare G(γ)=0.464MPa.

Da qui troviamo la nuova rigidezza del singolo isolatore e del sistema globale attraverso le formule:

$$K_{is} = \frac{\pi D^2}{4} * \frac{G}{te} = 1024.425 \text{ kN/m}$$

$$K_{is,tot} = K_{is} * n°_{isolatori} = 22537.35 \text{ kN/m}$$

Attraverso questi parametri è possibile ricavarsi il periodo effettivo allo stato limite considerato:

$$T_{is} = 2\pi\sqrt{\frac{Mtot}{Ktot}} = 2.74s$$

Ora si passa a vedere lo smorzamento effettivo del sistema all'SLD:

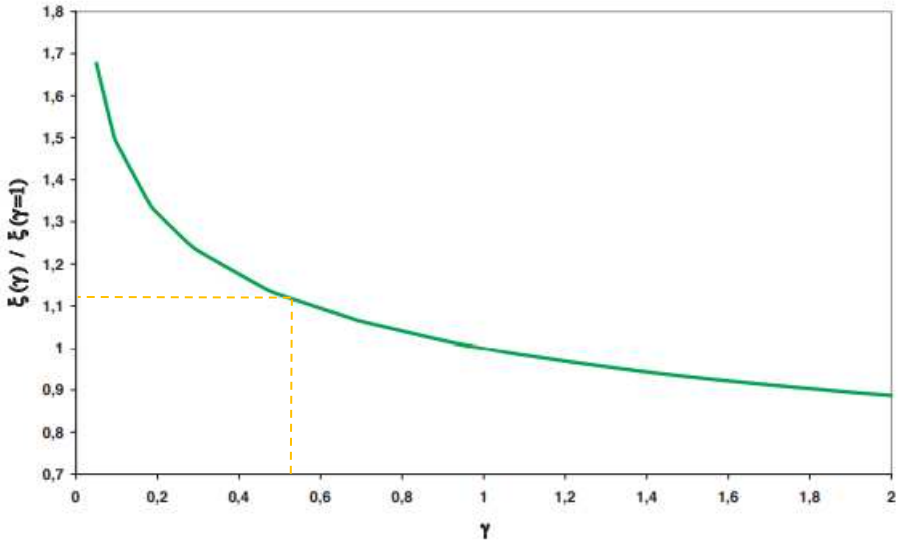


Figura 164, grafico per la determinazione dello smorzamento effettivo del primo ciclo.

In questo caso, diversamente da come visto prima, per γ=0.56 abbiamo un rapporto $\frac{\varepsilon(\gamma)}{\varepsilon(\gamma=1)}$ = 1.12 quindi si ricava uno smorzamento ε(γ)=17%.

Questo è un procedimento iterativo e quindi ora ripartiamo con il nuovo spettro all'SLD per uno smorzamento al 17% (fig. 165):

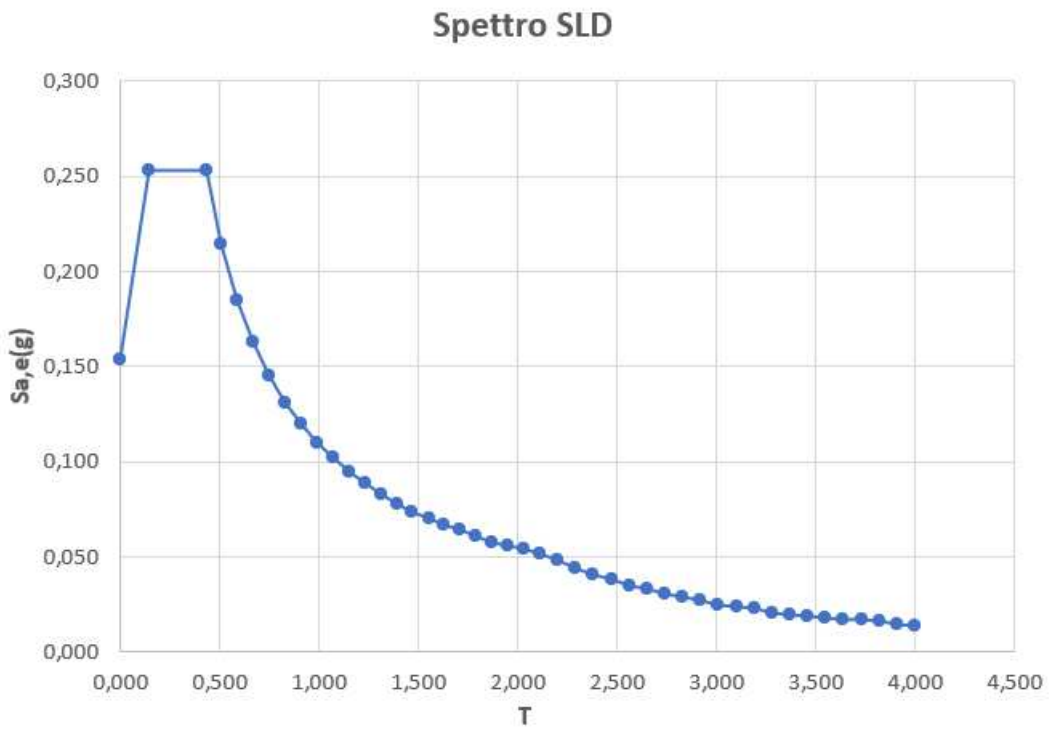


Figura 165, spettro di risposta all'SLD al 17%.

e con riferimento a T = 2.73s si procede come prima; di seguito viene riportato il grafico relativo allo spettro in spostamento relativo sia al primo che al secondo ciclo (fig. 166):

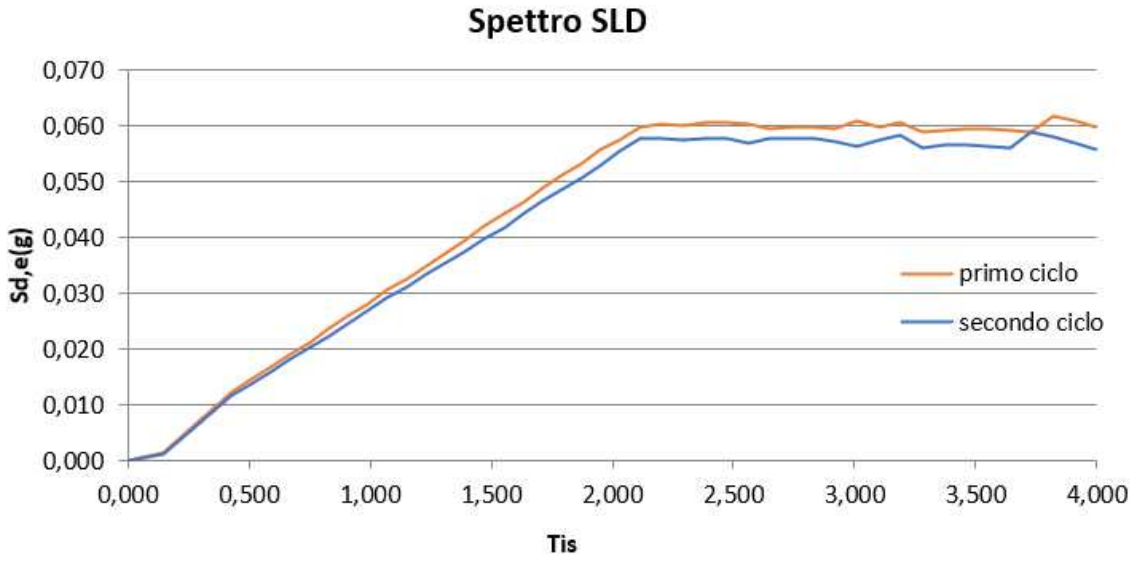


Figura 166, spettro in spostamento SLD relativo al primo ed al secondo ciclo.

Ora si considera il γ effettivo, sempre per entrambi i cicli (fig. 167):

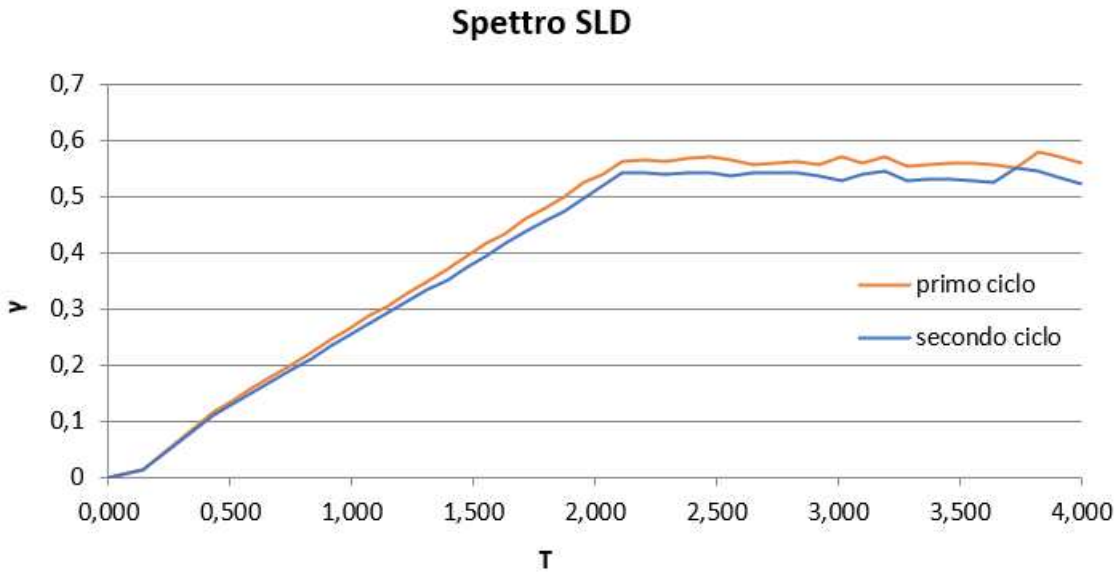


Figura 167, grafico gamma - periodo di isolamento relativo al primo ed al secondo ciclo.

Qui possiamo notare come con il secondo ciclo la γ diminuisce leggermente:

$$\gamma=0.54$$

entrando ora nel grafico sottostante (fig. 168) con questo parametro ci si ricava $G_{din}(\gamma)$:

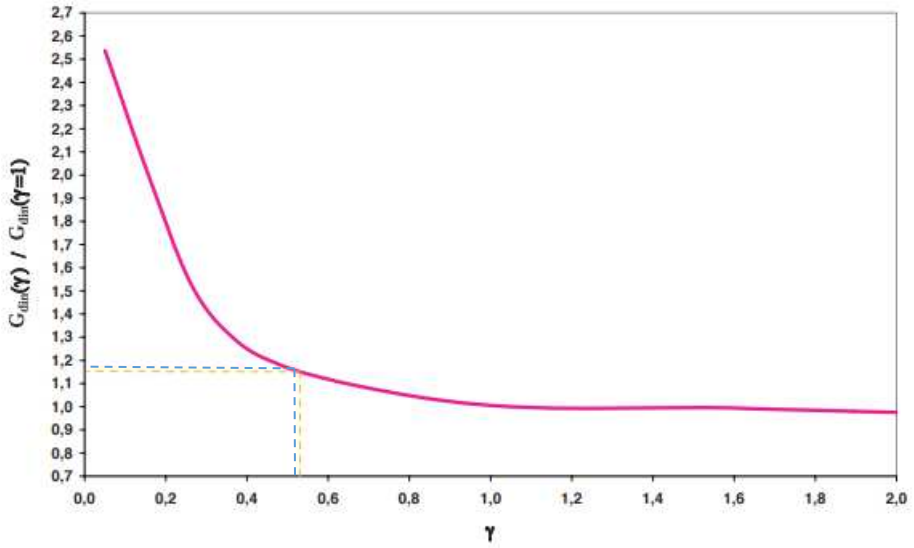


Figura 168, grafico per la determinazione del modulo di elasticità tangenziale effettivo relativo ad entrambi i cicli.

Con questo grafico possiamo vedere come $\frac{G(\gamma=1)}{G(\gamma)}$ = 1.175 quindi possiamo ricavare G(γ)=0.47MPa.

Da qui troviamo la nuova rigidezza del singolo isolatore e del sistema globale attraverso le formule:

$$K_{is} = \frac{\pi D^2}{4} * \frac{G}{te} = 1037.672 \text{ kN/m}$$

$$K_{is,tot} = K_{is} * n°_{isolatori} = 22828.78.78 \text{ kN/m}$$

Attraverso questi parametri è possibile ricavarsi il periodo effettivo allo stato limite considerato:

$$T_{is} = 2\pi\sqrt{\frac{Mtot}{Ktot}} = 2.72s$$

Passando allo smorzamento si nota che (fig. 169):

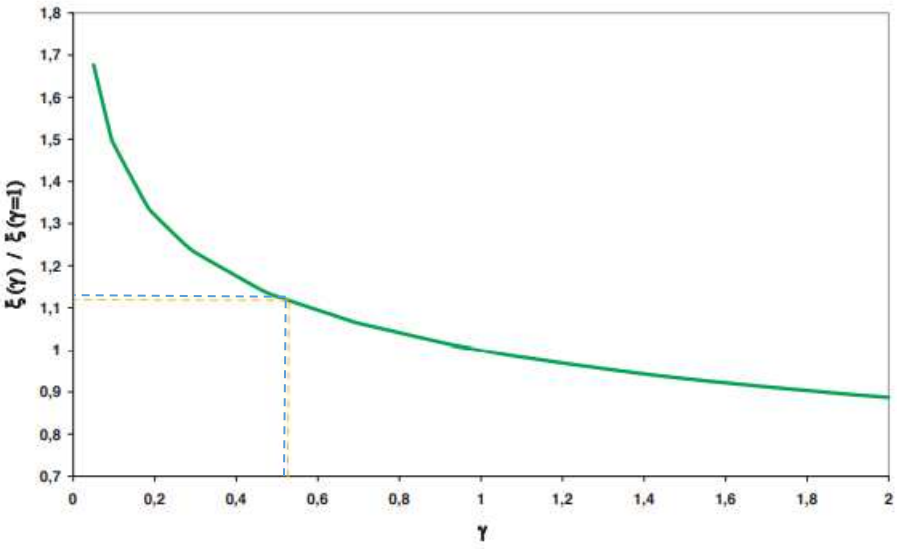


Figura 169, grafico per la determinazione dello smorzamento relativo ad entrambi i cicli.

In questo caso, per γ=0.54, abbiamo un rapporto $\frac{\varepsilon(\gamma)}{\varepsilon(\gamma=1)}$ = 1.125 quindi si ricava lo stesso smorzamento del primo ciclo ε(γ)=17%.

Questo vuol dire che l'iterazione è finita essendo arrivati a convergenza.

4.6.2.3. Drift di piano SL

Per quanto riguarda questa verifica, si è utilizzato il modello 1 del Sap tarato all'SLD.

Le combinazioni usate per la verifica dei drift e spostamenti di piano nelle 4 pilastrate d'angolo sono:

- EXD_TN = Spettro di risposta all'SLD in direzione X + C.V. Sisma + Torcente negativo
- EXD_TP = Spettro di risposta all'SLD in direzione X + C.V. Sisma + Torcente positivo
- EYD_TN = Spettro di risposta all'SLD in direzione Y + C.V. Sisma + Torcente negativo
- EYD_TP = Spettro di risposta all'SLD in direzione Y + C.V. Sisma + Torcente positivo

Per semplificare la lettura vengono riportate le verifiche con tutte le combinazioni sopra descritte della sola pilastrata "A"

Per una lettura più chiara si spiegano di seguito le tabelle ed i grafici che verranno poi riportate tutte insieme alla fine della spiegazione (figg da 170 a 177).

Nelle tabelle di sinistra vediamo gli spostamenti massimi e minimi nelle due direzioni U_1 ed U_2 mentre nella tabella di destra vediamo:

- sopra le 4 combinazioni dei drift di piano ed il drift limite
  - max-max = $\sqrt{U^2 1max + U^2 2max}$;
  - max-min = $\sqrt{U^2 1max + U^2 2min}$;
  - min-max = $\sqrt{U^2 1min + U^2 2max}$;
  - min-min = $\sqrt{U^2 1min + U^2 2min}$.
  - Drift lim. = 2/3*3‰*h_i

- Sotto le 4 combinazioni degli spostamenti di piano che sono le progressive dei drift
  - Spost. al piano i-esimo = drift al piano i-esimo + spot. al piano i-1;
  - Spost. lim. al piano i-esimo = drift lim. al piano i-esimo + spot. lim. al piano i-1.

EXD_TN

TABLE: Joint Displacements							
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	drift U1	drift U2
Text	Text	Text	Text	m	m	m	m
PIL A - P1	EXD_TN	Combination	Max	0,05038	0,0239	0,05038	0,0239
PIL A - P2	EXD_TN	Combination	Max	0,05187	0,02444	0,00148	0,00053
PIL A - P3	EXD_TN	Combination	Max	0,05269	0,02478	0,00082	0,00034
PIL A - P4	EXD_TN	Combination	Max	0,05329	0,02505	0,0006	0,00027
PIL A - P5	EXD_TN	Combination	Max	0,05377	0,02528	0,00048	0,00022
PIL A - P6	EXD_TN	Combination	Max	0,05412	0,02542	0,00035	0,00014

TABLE: Joint Displacements							
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	drift U1	drift U2
Text	Text	Text	Text	m	m	m	m
PIL A - P1	EXD_TN	Combination	Min	-0,06114	-0,01087	-0,06114	-0,01087
PIL A - P2	EXD_TN	Combination	Min	-0,06293	-0,01126	-0,00179	-0,00038
PIL A - P3	EXD_TN	Combination	Min	-0,0639	-0,0114	-0,00097	-0,00014
PIL A - P4	EXD_TN	Combination	Min	-0,06461	-0,01149	-0,00071	-9,1E-05
PIL A - P5	EXD_TN	Combination	Min	-0,06518	-0,01157	-0,00057	-7,6E-05
PIL A - P6	EXD_TN	Combination	Min	-0,06557	-0,01163	-0,00039	-5,8E-05

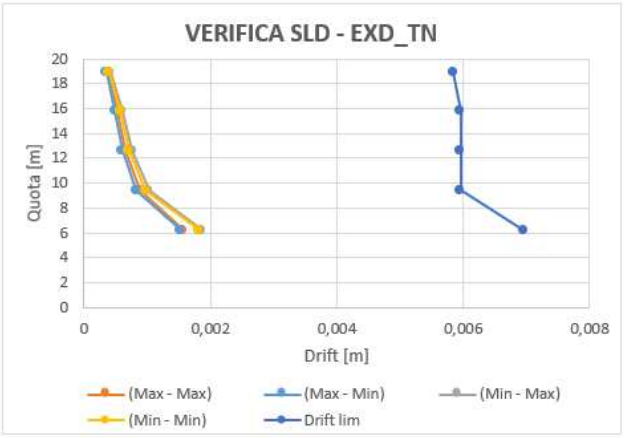
DRIFT

TABLE: Joint Displacements								
Quote	Joint	OutputCase	drift	drift	drift	drift	Drift lim	Check
m	Text	Text	(Max - Max)	(Max - Min)	(Min - Max)	(Min - Min)		
2,52	PIL A - P1	EXD_TN	0,05576601	0,05154288	0,06564958	0,06210224		OK
6,21	PIL A - P2	EXD_TN	0,00157749	0,00153263	0,00186441	0,0018266	0,00696	OK
9,4	PIL A - P3	EXD_TN	0,00088623	0,00083075	0,00102725	0,00097979	0,00596	OK
12,59	PIL A - P4	EXD_TN	0,0006596	0,00060686	0,0007601	0,00071482	0,00596	OK
15,78	PIL A - P5	EXD_TN	0,00053199	0,00048894	0,00061021	0,00057306	0,00596	OK
18,91	PIL A - P6	EXD_TN	0,00037975	0,00035773	0,00041531	0,00039528	0,00584	OK

SPOSTAMENTI

TABLE: Joint Displacements								
Quote	Joint	OutputCase	Spost	Spost	Spost	Spost	Spost lim	Check
m	Text	Text	(Max - Max)	(Max - Min)	(Min - Max)	(Min - Min)		
2,52	PIL A - P1	EXD_TN	0	0	0	0		OK
6,21	PIL A - P2	EXD_TN	0,00157749	0,00153263	0,00186441	0,0018266	0,00696	OK
9,4	PIL A - P3	EXD_TN	0,00246372	0,00236338	0,00289166	0,00280639	0,01292	OK
12,59	PIL A - P4	EXD_TN	0,00312333	0,00297024	0,00365176	0,00352121	0,01888	OK
15,78	PIL A - P5	EXD_TN	0,00365532	0,00345918	0,00426197	0,00409427	0,02484	OK
18,91	PIL A - P6	EXD_TN	0,00403507	0,00381692	0,00467728	0,00448955	0,03068	OK

Figura 170, tabella con gli spostamenti massimi e minimi nelle due direzioni principali con la combinazione EXD_TN.



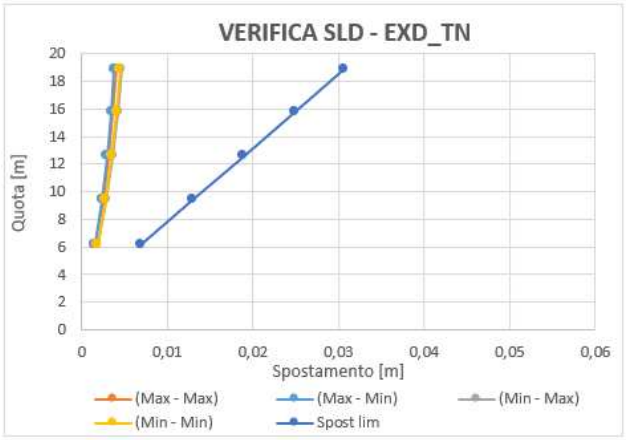


Figura 171, grafico relativo ai drift di piano (sx) ed agli spostamenti di piano (dx) relativi alla combinazione EXD_TN.

EXD_TP

TABLE: Joint Displacements							
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	drift U1	drift U2
Text	Text	Text	Text	m	m	m	m
PIL A - P1	EXD_TP	Combination	Max	0,06114	0,01087	0,06114	0,01087
PIL A - P2	EXD_TP	Combination	Max	0,06291	0,01118	0,00177	0,0003
PIL A - P3	EXD_TP	Combination	Max	0,06387	0,01138	0,00096	0,0002
PIL A - P4	EXD_TP	Combination	Max	0,06457	0,01154	0,0007	0,00016
PIL A - P5	EXD_TP	Combination	Max	0,06512	0,01167	0,00056	0,00014
PIL A - P6	EXD_TP	Combination	Max	0,06551	0,01178	0,00038	0,00011

TABLE: Joint Displacements							
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	drift U1	drift U2
Text	Text	Text	Text	m	m	m	m
PIL A - P1	EXD_TP	Combination	Min	-0,05038	-0,0239	-0,05038	-0,0239
PIL A - P2	EXD_TP	Combination	Min	-0,05189	-0,02452	-0,0015	-0,00062
PIL A - P3	EXD_TP	Combination	Min	-0,05272	-0,0248	-0,00083	-0,00028
PIL A - P4	EXD_TP	Combination	Min	-0,05333	-0,02501	-0,00061	-0,00021
PIL A - P5	EXD_TP	Combination	Min	-0,05382	-0,02517	-0,00049	-0,00016
PIL A - P6	EXD_TP	Combination	Min	-0,05418	-0,02526	-0,00036	-9E-05

DRIFT

TABLE: Joint Displacements								
Quote	Joint	OutputCase	drift	drift	drift	drift	Drift lim	Check
m	Text	Text	(Max - Max)	(Max - Min)	(Min - Max)	(Min - Min)		
2,52	PIL A - P1	EXD_TP	0,06210224	0,06564958	0,05154288	0,05576601		OK
6,21	PIL A - P2	EXD_TP	0,00179361	0,00187224	0,00153206	0,00162341	0,00696	OK
9,4	PIL A - P3	EXD_TP	0,00097809	0,00099825	0,00085423	0,00087724	0,00596	OK
12,59	PIL A - P4	EXD_TP	0,0007161	0,00072748	0,0006316	0,00064447	0,00596	OK
15,78	PIL A - P5	EXD_TP	0,0005741	0,0005816	0,00051115	0,00051956	0,00596	OK
18,91	PIL A - P6	EXD_TP	0,00039601	0,00039149	0,00037873	0,00037399	0,00584	OK

SPOSTAMENTI

TABLE: Joint Displacements								
Quote	Joint	OutputCase	Spost	Spost	Spost	Spost	Spost lim	Check
m	Text	Text	(Max - Max)	(Max - Min)	(Min - Max)	(Min - Min)		
2,52	PIL A - P1	EXD_TP	0	0	0	0		OK
6,21	PIL A - P2	EXD_TP	0,00179361	0,00187224	0,00153206	0,00162341	0,00696	OK
9,4	PIL A - P3	EXD_TP	0,00277169	0,00287049	0,00238629	0,00250065	0,01292	OK
12,59	PIL A - P4	EXD_TP	0,0034878	0,00359797	0,00301789	0,00314513	0,01888	OK
15,78	PIL A - P5	EXD_TP	0,0040619	0,00417957	0,00352904	0,00366469	0,02484	OK
18,91	PIL A - P6	EXD_TP	0,00445791	0,00457106	0,00390776	0,00403868	0,03068	OK

Figura 172, tabella con gli spostamenti massimi e minimi nelle due direzioni principali con la combinazione EXD_TP.

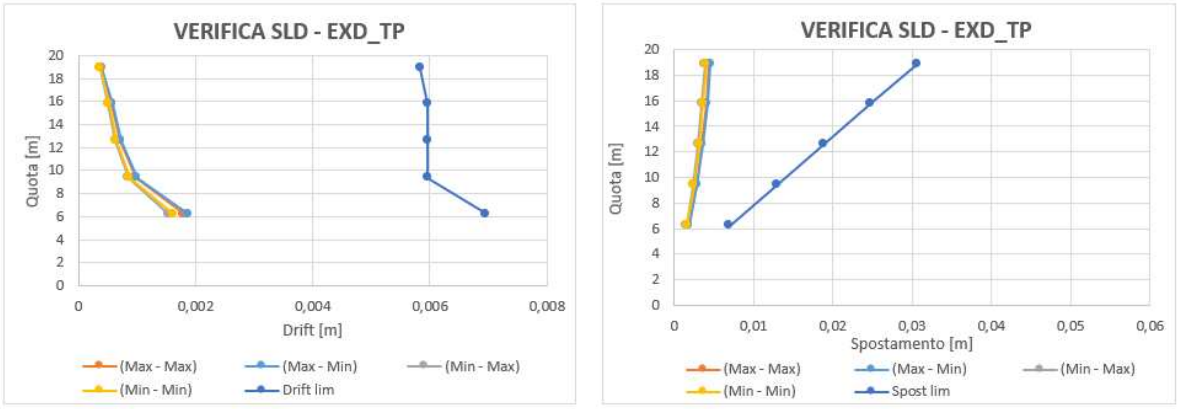


Figura 173, grafico relativo ai drift di piano (sx) ed agli spostamenti di piano (dx) relativi alla combinazione EXD_TP.

EYD_TN

TABLE: Joint Displacements

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	drift U1	drift U2
Text	Text	Text	Text	m	m	m	m
PIL A - P1	EYD_TN	Combination	Max	0,012	0,06212	0,012	0,06212
PIL A - P2	EYD_TN	Combination	Max	0,01236	0,06318	0,00036	0,00106
PIL A - P3	EYD_TN	Combination	Max	0,01256	0,064	0,0002	0,00082
PIL A - P4	EYD_TN	Combination	Max	0,01271	0,06468	0,00015	0,00068
PIL A - P5	EYD_TN	Combination	Max	0,01283	0,06523	0,00012	0,00055
PIL A - P6	EYD_TN	Combination	Max	0,01293	0,0656	9,5E-05	0,00036

TABLE: Joint Displacements

Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	drift U1	drift U2
Text	Text	Text	Text	m	m	m	m
PIL A - P1	EYD_TN	Combination	Min	-0,02159	-0,0505	-0,02159	-0,0505
PIL A - P2	EYD_TN	Combination	Min	-0,02223	-0,05143	-0,00063	-0,00093
PIL A - P3	EYD_TN	Combination	Min	-0,02257	-0,05207	-0,00034	-0,00064
PIL A - P4	EYD_TN	Combination	Min	-0,02281	-0,05258	-0,00025	-0,00051
PIL A - P5	EYD_TN	Combination	Min	-0,02301	-0,053	-0,0002	-0,00041
PIL A - P6	EYD_TN	Combination	Min	-0,02314	-0,05328	-0,00013	-0,00029

DRIFT

TABLE: Joint Displacements

Quote	Joint	OutputCase	drift	drift	drift	drift	Drift lim	Check
m	Text	Text	(Max - Max)	(Max - Min)	(Min - Max)	(Min - Min)		
2,52	PIL A - P1	EYD_TN	0,06326412	0,05190181	0,06576211	0,05491906		OK
6,21	PIL A - P2	EYD_TN	0,0011217	0,00100242	0,00123599	0,00112885	0,00696	OK
9,4	PIL A - P3	EYD_TN	0,00084549	0,00067112	0,00088824	0,00072424	0,00596	OK
12,59	PIL A - P4	EYD_TN	0,00069864	0,00053268	0,00072595	0,00056803	0,00596	OK
15,78	PIL A - P5	EYD_TN	0,00056566	0,00043076	0,00058704	0,00045848	0,00596	OK
18,91	PIL A - P6	EYD_TN	0,00037619	0,00030137	0,00038652	0,00031416	0,00584	OK

SPOSTAMENTI

TABLE: Joint Displacements

Quote	Joint	OutputCase	Spost	Spost	Spost	Spost	Spost lim	Check
m	Text	Text	(Max - Max)	(Max - Min)	(Min - Max)	(Min - Min)		
2,52	PIL A - P1	EYD_TN	0	0	0	0		OK
6,21	PIL A - P2	EYD_TN	0,0011217	0,00100242	0,00123599	0,00112885	0,00696	OK
9,4	PIL A - P3	EYD_TN	0,00196719	0,00167354	0,00212423	0,00185309	0,01292	OK
12,59	PIL A - P4	EYD_TN	0,00266583	0,00220623	0,00285018	0,00242112	0,01888	OK
15,78	PIL A - P5	EYD_TN	0,00323149	0,00263699	0,00343722	0,00287961	0,02484	OK
18,91	PIL A - P6	EYD_TN	0,00360768	0,00293836	0,00382374	0,00319376	0,03068	OK

Figura 174, tabella con gli spostamenti massimi e minimi nelle due direzioni principali con la combinazione EYD_TN.

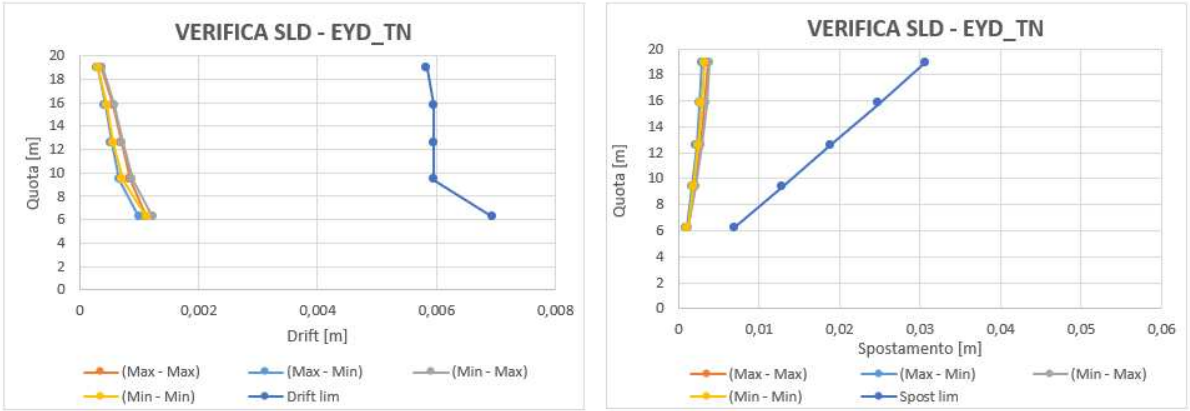


Figura 175, grafico relativo ai drift di piano (sx) ed agli spostamenti di piano (dx) relativi alla combinazione EYD_TN.

EYD_TP

TABLE: Joint Displacements							
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	drift U1	drift U2
Text	Text	Text	Text	m	m	m	m
PIL A - P1	EYD_TP	Combination	Max	0,02159	0,0505	0,01293	0,04367
PIL A - P2	EYD_TP	Combination	Max	0,02221	0,05135	0,00066	0,00062
PIL A - P3	EYD_TP	Combination	Max	0,02254	0,05205	0,00018	0,00048
PIL A - P4	EYD_TP	Combination	Max	0,02277	0,05263	0,00013	0,00038
PIL A - P5	EYD_TP	Combination	Max	0,02296	0,0531	0,00011	0,00031
PIL A - P6	EYD_TP	Combination	Max	0,02308	0,05344	7,6E-05	0,0002

TABLE: Joint Displacements							
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	drift U1	drift U2
Text	Text	Text	Text	m	m	m	m
PIL A - P1	EYD_TP	Combination	Min	-0,012	-0,06212	-0,0129	-0,04365
PIL A - P2	EYD_TP	Combination	Min	-0,01238	-0,06326	-0,00067	-0,00061
PIL A - P3	EYD_TP	Combination	Min	-0,01259	-0,06402	-0,00017	-0,0005
PIL A - P4	EYD_TP	Combination	Min	-0,01275	-0,06464	-0,00012	-0,00039
PIL A - P5	EYD_TP	Combination	Min	-0,01288	-0,06513	-9,6E-05	-0,00032
PIL A - P6	EYD_TP	Combination	Min	-0,01299	-0,06544	-6,7E-05	-0,00021

DRIFT								
TABLE: Joint Displacements								
Quote	Joint	OutputCase	drift	drift	drift	drift	Drift lim	Check
m	Text	Text	(Max - Max)	(Max - Min)	(Min - Max)	(Min - Min)		
2,52	PIL A - P1	EYD_TP	0,05491906	0,06576211	0,05190181	0,06326412		OK
6,21	PIL A - P2	EYD_TP	0,00105276	0,00129802	0,00093422	0,00120388	0,00696	OK
9,4	PIL A - P3	EYD_TP	0,00076947	0,00083065	0,00072941	0,00079368	0,00596	OK
12,59	PIL A - P4	EYD_TP	0,0006271	0,00065779	0,0006021	0,000634	0,00596	OK
15,78	PIL A - P5	EYD_TP	0,00050826	0,00052786	0,00049028	0,00051057	0,00596	OK
18,91	PIL A - P6	EYD_TP	0,00035679	0,00033615	0,00035173	0,00033077	0,00584	OK

SPOSTAMENTI								
TABLE: Joint Displacements								
Quote	Joint	OutputCase	Spost	Spost	Spost	Spost	Spost lim	Check
m	Text	Text	(Max - Max)	(Max - Min)	(Min - Max)	(Min - Min)		
2,52	PIL A - P1	EYD_TP	0	0	0	0		OK
6,21	PIL A - P2	EYD_TP	0,00105276	0,00129802	0,00093422	0,00120388	0,00696	OK
9,4	PIL A - P3	EYD_TP	0,00182223	0,00212866	0,00166363	0,00199755	0,01292	OK
12,59	PIL A - P4	EYD_TP	0,00244933	0,00278646	0,00226573	0,00263156	0,01888	OK
15,78	PIL A - P5	EYD_TP	0,00295759	0,00331431	0,002756	0,00314212	0,02484	OK
18,91	PIL A - P6	EYD_TP	0,00331437	0,00365046	0,00310773	0,0034729	0,03068	OK

Figura 176, tabella con gli spostamenti massimi e minimi nelle due direzioni principali con la combinazione EYD_TP.

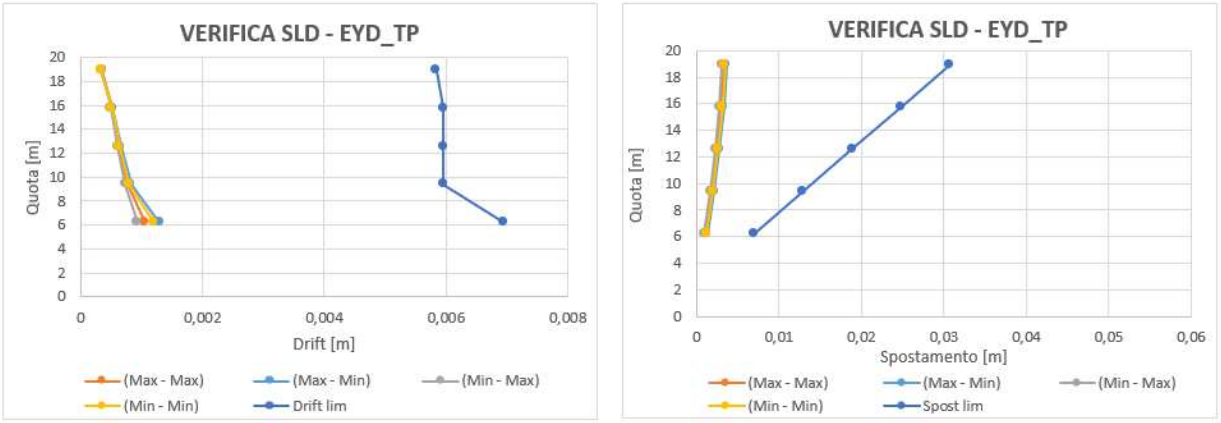


Figura 177, grafico relativo ai drift di piano (sx) ed agli spostamenti di piano (dx) relativi alla combinazione EYD_TP.

Come possiamo notare per tutte le combinazioni la verifica è ampiamente soddisfatta avendo un drift massimo di interpiano in direzione X, sia con torcente positivo che negativo, pari a 0.0018m.

4.6.2.4. Drift di piano SLV

Visti i risultati all'SLD, si è optato per utilizzare, per il drift limite, i 2/3 del 3‰ dell'altezza come visto in precedenza per le verifiche all'SLD.

Per quanto riguarda questa verifica, si è utilizzato il modello 1 del Sap tarato all'SLV.

Le combinazioni usate per la verifica dei drift e spostamenti di piano nelle 4 pilastrate d'angolo sono:

- EXV_TN = Spettro di risposta all'SLV in direzione X + C.V. Sisma + Torcente negativo
- EXV_TP = Spettro di risposta all'SLV in direzione X + C.V. Sisma + Torcente positivo
- EYV_TN = Spettro di risposta all'SLV in direzione Y + C.V. Sisma + Torcente negativo
- EYV_TP = Spettro di risposta all'SLV in direzione Y + C.V. Sisma + Torcente positivo

Per semplificare la lettura vengono riportate le verifiche con tutte le combinazioni sopra descritte della sola pilastrata "A"

Per una lettura più chiara si spiegano di seguito le tabelle ed i grafici che verranno poi riportate tutte insieme alla fine della spiegazione (figg. da 178 a 184).

Nelle tabelle di sinistra vediamo gli spostamenti massimi e minimi nelle due direzioni U_1 ed U_2 mentre nella tabella di destra vediamo:

- sopra le 4 combinazioni dei drift di piano ed il drift limite
  - max-max = $\sqrt{U^2 1max + U^2 2max}$;
  - max-min = $\sqrt{U^2 1max + U^2 2min}$;
  - min-max = $\sqrt{U^2 1min + U^2 2max}$;
  - min-min = $\sqrt{U^2 1min + U^2 2min}$;
  - Drift lim. = 2/3*0.003h_i.

- Sotto le 4 combinazioni degli spostamenti di piano che sono le progressive dei drift
  - Spost. al piano i-esimo = drift al piano i-esimo + spot. al piano i-1;
  - Spost. lim. al piano i-esimo = drift lim. al piano i-esimo + spot. lim. al piano i-1.

EXV_TN

TABLE: Joint Displacements							
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	drift U1	drift U2
Text	Text	Text	Text	m	m	m	m
PIL A - P1	EXV_TN	Combination	Max	0,1626	0,068	0,1626	0,068
PIL A - P2	EXV_TN	Combination	Max	0,16664	0,06937	0,00405	0,00138
PIL A - P3	EXV_TN	Combination	Max	0,16887	0,07017	0,00222	0,0008
PIL A - P4	EXV_TN	Combination	Max	0,1705	0,07079	0,00163	0,00062
PIL A - P5	EXV_TN	Combination	Max	0,1718	0,07129	0,00131	0,0005
PIL A - P6	EXV_TN	Combination	Max	0,17275	0,07161	0,00095	0,00031

TABLE: Joint Displacements							
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	drift U1	drift U2
Text	Text	Text	Text	m	m	m	m
PIL A - P1	EXV_TN	Combination	Min	-0,1859	-0,0397	-0,1859	-0,0397
PIL A - P2	EXV_TN	Combination	Min	-0,1905	-0,0408	-0,0046	-0,001
PIL A - P3	EXV_TN	Combination	Min	-0,193	-0,0413	-0,0025	-0,0005
PIL A - P4	EXV_TN	Combination	Min	-0,1948	-0,0416	-0,0018	-0,0003
PIL A - P5	EXV_TN	Combination	Min	-0,1963	-0,0419	-0,0015	-0,0003
PIL A - P6	EXV_TN	Combination	Min	-0,1973	-0,0421	-0,001	-0,0002

DRIFT

TABLE: Joint Displacements								
Quote	Joint	OutputCase	drift	drift	drift	drift	Drift lim	Check
m	Text	Text	(Max - Max)	(Max - Min)	(Min - Max)	(Min - Min)		
2,52	PIL A - P1	EXV_TN	0,17624238	0,16738437	0,19796987	0,19012686		OK
6,21	PIL A - P2	EXV_TN	0,0042739	0,0041748	0,00478635	0,00469807	0,007	OK
9,4	PIL A - P3	EXV_TN	0,0023631	0,00227703	0,00261509	0,00253758	0,006	OK
12,6	PIL A - P4	EXV_TN	0,00174171	0,00166292	0,00192522	0,00185425	0,006	OK
15,8	PIL A - P5	EXV_TN	0,0014021	0,00133742	0,00154298	0,00148445	0,006	OK
18,9	PIL A - P6	EXV_TN	0,00100023	0,00097208	0,00105834	0,00103177	0,0058	OK

SPOSTAMENTI

TABLE: Joint Displacements								
Quote	Joint	OutputCase	Spost	Spost	Spost	Spost	Spost lim	Check
m	Text	Text	(Max - Max)	(Max - Min)	(Min - Max)	(Min - Min)		
2,52	PIL A - P1	EXV_TN	0	0	0	0		OK
6,21	PIL A - P2	EXV_TN	0,0042739	0,0041748	0,00478635	0,00469807	0,007	OK
9,4	PIL A - P3	EXV_TN	0,006637	0,00645183	0,00740144	0,00723566	0,0129	OK
12,6	PIL A - P4	EXV_TN	0,00837871	0,00811475	0,00932667	0,00908991	0,0189	OK
15,8	PIL A - P5	EXV_TN	0,00978081	0,00945218	0,01086965	0,01057436	0,0248	OK
18,9	PIL A - P6	EXV_TN	0,01078105	0,01042426	0,01192799	0,01160614	0,0307	OK

Figura 178, tabella con gli spostamenti massimi e minimi nelle due direzioni principali relativo alla combinazione EXV_TN.

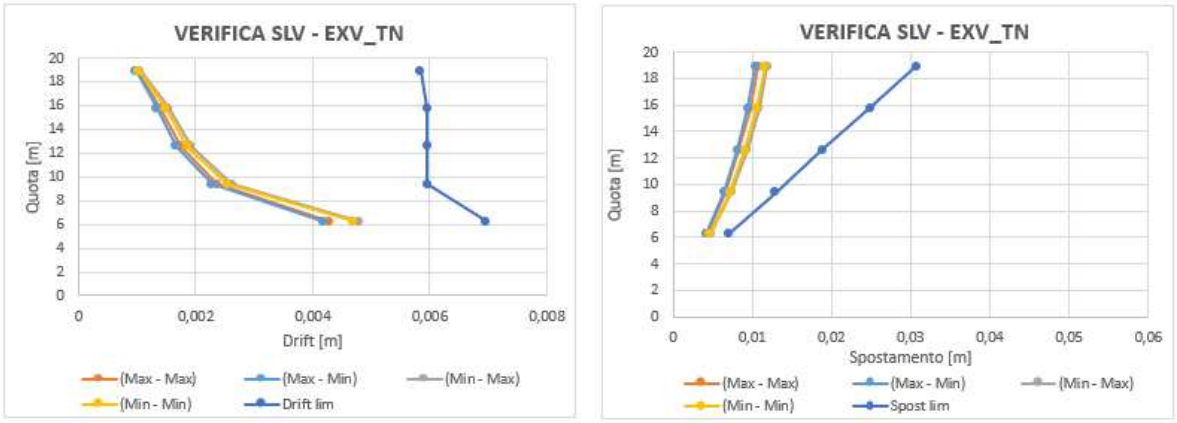


Figura 179, grafico relativo ai drift di piano (sx) ed agli spostamenti di piano (dx) relativi alla combinazione EXV_TN.

EXV_TP

TABLE: Joint Displacements							
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	drift U1	drift U2
Text	Text	Text	Text	m	m	m	m
PIL A - P1	EXV_TP	Combination	Max	0,18593	0,03975	0,18593	0,03975
PIL A - P2	EXV_TP	Combination	Max	0,19049	0,04069	0,00457	0,00095
PIL A - P3	EXV_TP	Combination	Max	0,19297	0,04124	0,00248	0,00054
PIL A - P4	EXV_TP	Combination	Max	0,19478	0,04164	0,00181	0,00041
PIL A - P5	EXV_TP	Combination	Max	0,19623	0,04198	0,00145	0,00034
PIL A - P6	EXV_TP	Combination	Max	0,19723	0,04224	0,001	0,00025

TABLE: Joint Displacements							
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	drift U1	drift U2
Text	Text	Text	Text	m	m	m	m
PIL A - P1	EXV_TP	Combination	Min	-0,1626	-0,068	-0,1626	-0,068
PIL A - P2	EXV_TP	Combination	Min	-0,1667	-0,0695	-0,0041	-0,0015
PIL A - P3	EXV_TP	Combination	Min	-0,1689	-0,0702	-0,0022	-0,0007
PIL A - P4	EXV_TP	Combination	Min	-0,1705	-0,0707	-0,0016	-0,0005
PIL A - P5	EXV_TP	Combination	Min	-0,1719	-0,0712	-0,0013	-0,0004
PIL A - P6	EXV_TP	Combination	Min	-0,1728	-0,0715	-0,001	-0,0003

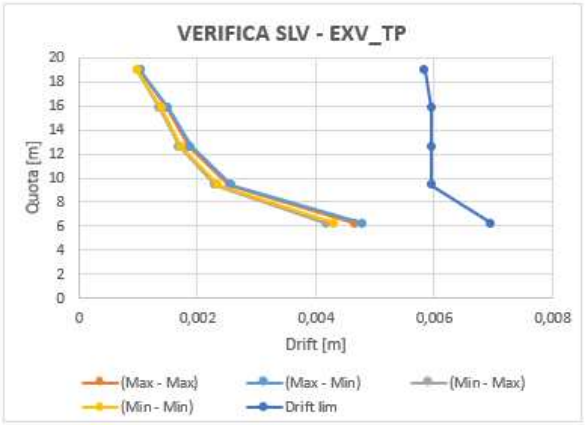
DRIFT

TABLE: Joint Displacements								
Quote	Joint	OutputCase	drift	drift	drift	drift	Drift lim	Check
m	Text	Text	(Max - Max)	(Max - Min)	(Min - Max)	(Min - Min)		
2,52	PIL A - P1	EXV_TP	0,19012686	0,19796987	0,16738437	0,17624238		OK
6,21	PIL A - P2	EXV_TP	0,00466337	0,00479313	0,00417213	0,00431668	0,007	OK
9,4	PIL A - P3	EXV_TP	0,00253735	0,00258681	0,00230149	0,00235591	0,006	OK
12,6	PIL A - P4	EXV_TP	0,00185715	0,00189363	0,00168975	0,00172977	0,006	OK
15,8	PIL A - P5	EXV_TP	0,00148738	0,00151484	0,00136212	0,00139204	0,006	OK
18,9	PIL A - P6	EXV_TP	0,00103394	0,00103619	0,00099136	0,00099371	0,0058	OK

SPOSTAMENTI

TABLE: Joint Displacements								
Quote	Joint	OutputCase	Spost	Spost	Spost	Spost	Spost lim	Check
m	Text	Text	(Max - Max)	(Max - Min)	(Min - Max)	(Min - Min)		
2,52	PIL A - P1	EXV_TP	0	0	0	0		OK
6,21	PIL A - P2	EXV_TP	0,00466337	0,00479313	0,00417213	0,00431668	0,007	OK
9,4	PIL A - P3	EXV_TP	0,00720072	0,00737994	0,00647362	0,00667259	0,0129	OK
12,6	PIL A - P4	EXV_TP	0,00905787	0,00927357	0,00816337	0,00840235	0,0189	OK
15,8	PIL A - P5	EXV_TP	0,01054525	0,01078841	0,00952548	0,0097944	0,0248	OK
18,9	PIL A - P6	EXV_TP	0,01157919	0,0118246	0,01051684	0,01078811	0,0307	OK

Figura 180, tabella con gli spostamenti massimi e minimi nelle due direzioni principali relativo alla combinazione EXV_TP.



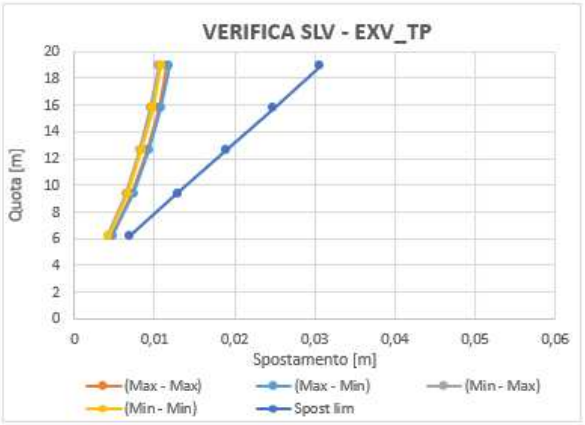


Figura 181, grafico relativo ai drift di piano (sx) ed agli spostamenti di piano (dx) relativi alla combinazione EXV_TP.

EYV_TN

TABLE: Joint Displacements							
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	drift U1	drift U2
Text	Text	Text	Text	m	m	m	m
PIL A - P1	EYV_TN	Combination	Max	0,04191	0,18856	0,04191	0,18856
PIL A - P2	EYV_TN	Combination	Max	0,04299	0,19134	0,00107	0,00278
PIL A - P3	EYV_TN	Combination	Max	0,04358	0,19341	0,00059	0,00207
PIL A - P4	EYV_TN	Combination	Max	0,04401	0,19512	0,00043	0,0017
PIL A - P5	EYV_TN	Combination	Max	0,04436	0,1965	0,00035	0,00138
PIL A - P6	EYV_TN	Combination	Max	0,04462	0,19741	0,00027	0,00091

TABLE: Joint Displacements							
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	drift U1	drift U2
Text	Text	Text	Text	m	m	m	m
PIL A - P1	EYV_TN	Combination	Min	-0,063	-0,163	-0,063	-0,163
PIL A - P2	EYV_TN	Combination	Min	-0,0646	-0,1655	-0,0016	-0,0025
PIL A - P3	EYV_TN	Combination	Min	-0,0654	-0,1673	-0,0008	-0,0018
PIL A - P4	EYV_TN	Combination	Min	-0,066	-0,1687	-0,0006	-0,0014
PIL A - P5	EYV_TN	Combination	Min	-0,0665	-0,1699	-0,0005	-0,0012
PIL A - P6	EYV_TN	Combination	Min	-0,0668	-0,1707	-0,0003	-0,0008

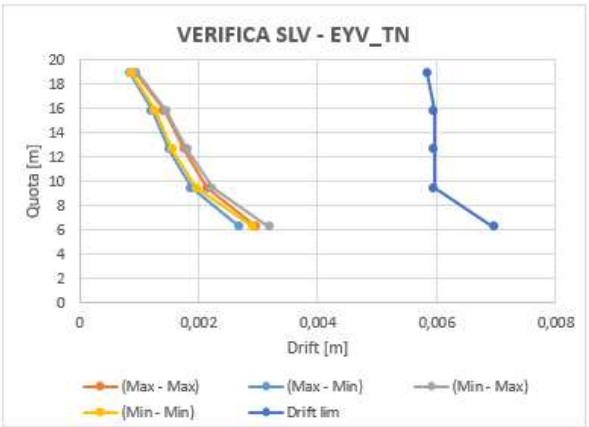
DRIFT

TABLE: Joint Displacements								
Quote	Joint	OutputCase	drift	drift	drift	drift	Drift lim	Check
m	Text	Text	(Max - Max)	(Max - Min)	(Min - Max)	(Min - Min)		
2,52	PIL A - P1	EYV_TN	0,19316475	0,16833024	0,1988077	0,17477686		OK
6,21	PIL A - P2	EYV_TN	0,00298082	0,0026985	0,00318866	0,00292646	0,007	OK
9,4	PIL A - P3	EYV_TN	0,00215271	0,0018784	0,00223169	0,00196841	0,006	OK
12,6	PIL A - P4	EYV_TN	0,00175863	0,00150791	0,00181016	0,0015677	0,006	OK
15,8	PIL A - P5	EYV_TN	0,00142126	0,0012197	0,00146053	0,00126523	0,006	OK
18,9	PIL A - P6	EYV_TN	0,00094644	0,00084812	0,00096374	0,00086738	0,0058	OK

SPOSTAMENTI

TABLE: Joint Displacements								
Quote	Joint	OutputCase	Spost	Spost	Spost	Spost	Spost lim	Check
m	Text	Text	(Max - Max)	(Max - Min)	(Min - Max)	(Min - Min)		
2,52	PIL A - P1	EYV_TN	0	0	0	0		OK
6,21	PIL A - P2	EYV_TN	0,00298082	0,0026985	0,00318866	0,00292646	0,007	OK
9,4	PIL A - P3	EYV_TN	0,00513354	0,0045769	0,00542035	0,00489487	0,0129	OK
12,6	PIL A - P4	EYV_TN	0,00689217	0,0060848	0,00723052	0,00646257	0,0189	OK
15,8	PIL A - P5	EYV_TN	0,00831343	0,0073045	0,00869104	0,00772781	0,0248	OK
18,9	PIL A - P6	EYV_TN	0,00925987	0,00815263	0,00965478	0,00859519	0,0307	OK

Figura 182, tabella con gli spostamenti massimi e minimi nelle due direzioni principali relativo alla combinazione EYV_TN.



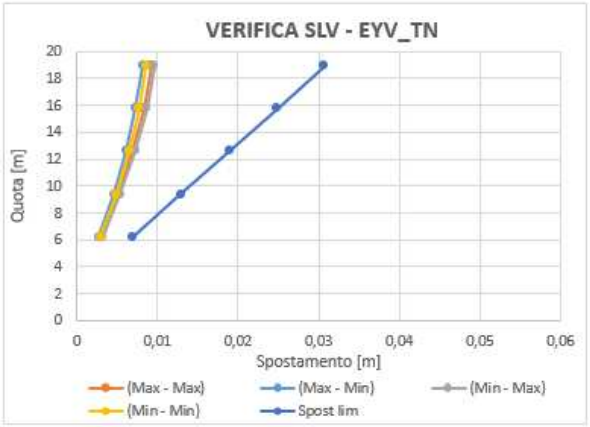


Figura 183, grafico relativo ai drift di piano (sx) ed agli spostamenti di piano (dx) relativi alla combinazione EYV_TN.

EYV_TP

TABLE: Joint Displacements							
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	drift U1	drift U2
Text	Text	Text	Text	m	m	m	m
PIL A - P1	EYV_TP	Combination	Max	0,063	0,16303	0,01293	0,04367
PIL A - P2	EYV_TP	Combination	Max	0,06454	0,16542	0,00066	0,00062
PIL A - P3	EYV_TP	Combination	Max	0,06536	0,16726	0,00018	0,00048
PIL A - P4	EYV_TP	Combination	Max	0,06596	0,16878	0,00013	0,00038
PIL A - P5	EYV_TP	Combination	Max	0,06643	0,17001	0,00011	0,00031
PIL A - P6	EYV_TP	Combination	Max	0,06675	0,17086	7,6E-05	0,0002

TABLE: Joint Displacements							
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	drift U1	drift U2
Text	Text	Text	Text	m	m	m	m
PIL A - P1	EYV_TP	Combination	Min	-0,0419	-0,1886	-0,0129	-0,0436
PIL A - P2	EYV_TP	Combination	Min	-0,043	-0,1914	-0,0007	-0,0006
PIL A - P3	EYV_TP	Combination	Min	-0,0436	-0,1934	-0,0002	-0,0005
PIL A - P4	EYV_TP	Combination	Min	-0,044	-0,1951	-0,0001	-0,0004
PIL A - P5	EYV_TP	Combination	Min	-0,0444	-0,1964	-1E-04	-0,0003
PIL A - P6	EYV_TP	Combination	Min	-0,0447	-0,1973	-7E-05	-0,0002

DRIFT

TABLE: Joint Displacements								
Quote	Joint	OutputCase	drift	drift	drift	drift	Drift lim	Check
m	Text	Text	(Max - Max)	(Max - Min)	(Min - Max)	(Min - Min)		
2,52	PIL A - P1	EYV_TP	0,17477686	0,1988077	0,16833024	0,19316475		OK
6,21	PIL A - P2	EYV_TP	0,00284901	0,00325144	0,00263137	0,00306254	0,007	OK
9,4	PIL A - P3	EYV_TP	0,00201526	0,00217436	0,0019366	0,00210166	0,006	OK
12,6	PIL A - P4	EYV_TP	0,00162616	0,00174118	0,00157624	0,00169466	0,006	OK
15,8	PIL A - P5	EYV_TP	0,00131724	0,00140158	0,00128008	0,00136672	0,006	OK
18,9	PIL A - P6	EYV_TP	0,00091084	0,00091365	0,00089844	0,0009013	0,0058	OK

SPOSTAMENTI

TABLE: Joint Displacements								
Quote	Joint	OutputCase	Spost	Spost	Spost	Spost	Spost lim	Check
m	Text	Text	(Max - Max)	(Max - Min)	(Min - Max)	(Min - Min)		
2,52	PIL A - P1	EYV_TP	0	0	0	0		OK
6,21	PIL A - P2	EYV_TP	0,00284901	0,00325144	0,00263137	0,00306254	0,007	OK
9,4	PIL A - P3	EYV_TP	0,00486428	0,00542581	0,00456797	0,0051642	0,0129	OK
12,6	PIL A - P4	EYV_TP	0,00649043	0,00716699	0,00614421	0,00685886	0,0189	OK
15,8	PIL A - P5	EYV_TP	0,00780767	0,00856857	0,00742429	0,00822558	0,0248	OK
18,9	PIL A - P6	EYV_TP	0,00871851	0,00948222	0,00832274	0,00912688	0,0307	OK

Figura 184, tabella con gli spostamenti massimi e minimi nelle due direzioni principali relativo alla combinazione EYV_TP.

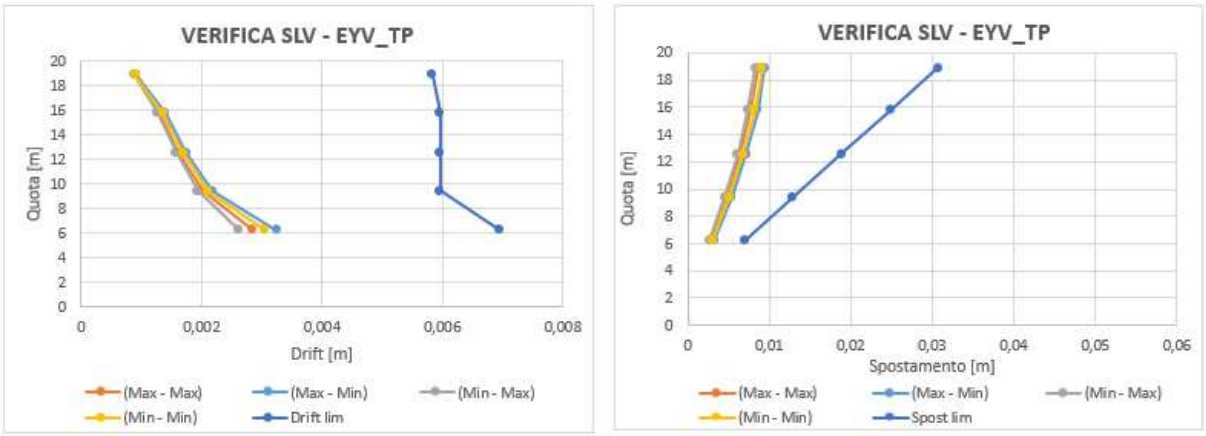


Figura 185, grafico relativo ai drift di piano (sx) ed agli spostamenti di piano (dx) relativi alla combinazione EYV_TP.

Anche all'SLV vediamo come le verifiche sono tutte ampiamente soddisfatte anche con dei drift di piano che sono circa raddoppiati rispetto agli stessi all'SLD; infatti qui abbiamo dei drift massimi pari a 0.0048m ma non mette assolutamente a rischio la struttura anzi è una conferma del fatto che questo intervento di isolamento alla base riesca a mantenere integre le tamponature anche con un sisma all'SLV.

5. POSA IN OPERA DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO

In questo capitolo si fa riferimento all'importanza di una corretta posa in opera dei dispositivi di isolamento sismico e si riportano alcune tipologie di inserimento di un sistema di isolamento come quello ipotizzato in questo caso studio.

Per quanto concerne al progetto di un edificio, un ruolo di rilievo viene dato al piano di qualità che deve prevedere la descrizione delle modalità di installazione dei dispositivi durante la fase di costruzione dell'opera da isolare, nonché il programma dei controlli periodici, degli interventi di manutenzione e di sostituzione, durante la vita nominale della struttura, la cui durata deve essere specificata nei documenti di progetto.

Le tipologie riportate sono 3, tutte eseguite tramite il taglio del pilastro in testa:

1) **Tipologia: con utilizzo di puntelli metallici, in questo caso il dispositivo può essere montato in alto subito sotto il capitello.**

Questo tipo di tecnologia di inserimento (procedura di retrofit) consente l'inserimento dei dispositivi in ciascun pilastro portante previo opportuno rinforzo del pilastro stesso tramite carpenteria metallica e rinforzo del capitello superiore di collegamento con il solaio. Quanto proposto consiste nello scaricare un concio di pilastro tramite martinetti disposti tra il solaio e quattro puntelli metallici e reagenti direttamente sulla fondazione opportunamente irrigidita. A concio scarico si provvede ad un doppio taglio dello stesso, all'estrazione del concio e all'inserimento dell'isolatore. Le fasi di posa in opera sono le seguenti (fig. da 186 a 188):

Figura 186, a sinistra abbiamo il posizionamento dei puntelli mentre a destra abbiamo il posizionamento dei martinetti per il sollevamento.

Figura 187, a sinistra abbiamo il trasferimento dei carichi dal pilastro ai puntelli mentre a destra abbiamo il taglio del pilastro con filo diamantato.

Figura 188, a sinistra abbiamo la rimozione del concio del pilastro tagliato mentre a destra abbiamo l'installazione dell'isolatore.

2) **Tipologia: con utilizzo di morse sullo stesso piano, in questo caso il dispositivo non può essere montato ad una distanza minore di 80 cm. da sottotravi del solaio.**
   In base al carico che grava sul pilastro le morse necessarie per effettuare il retrofit possono avere due soluzioni di montaggio:
   - **Per carichi relativamente bassi si procederà con il montaggio delle sole morse principali di colore rosso**
   - **Per carichi più consistenti necessiterà installare sia le morse principali (di colore rosso) che le secondarie (di colore giallo).**

La tecnologia di inserimento (procedura di retrofit) consente l'inserimento dei dispositivi in ciascun pilastro portante previo opportuno trattamento della superficie del pilastro stesso il quale deve avere una resistenza meccanica pari ad almeno 25MPa. Quanto proposto consiste nello scaricare un concio di pilastro tramite martinetti disposti tra due morse parallele in modo da trasportare il carico del pilastro stesso per attrito. A concio scarico si provvede ad un doppio taglio dello stesso, all'estrazione del concio, all'inserimento dell'isolatore.

Le fasi di posa in opera sono le seguenti (figg. da 189 a 193):

Figura 189, montaggio morse principali e secondarie.

Figura 190, tesature delle barre.

Figura 191, taglio del concio con sega a filo diamantato.

Figura 192, a sinistra abbiamo l''estrazione del concio mentre a destra abbiamo il montaggio delle contropiastre e dell'isolatore.

Figura 193, a sinistra abbiamo lo smontaggio delle morse e a destra abbiamo il pilastro con l'isolatore installato.

3) **Tipologia: con utilizzo di morse tra il solaio in modo da poter inserire l'isolatore in alto sottotrave.**

   In base al carico che grava sul pilastro le morse necessarie per effettuare il retrofit possono avere due soluzioni di montaggio:

   - **Per carichi relativamente bassi si procederà con il montaggio delle sole morse principali di colore rosso;**
   - **Per carichi più consistenti necessiterà installare sia le morse principali (di colore rosso) che le secondarie (di colore giallo).**

Stessa tecnologia della precedente solo che l'isolatore può essere installato in alto al pilastro, logicamente per utilizzare questa tecnologia è necessario predisporre dei fori di passaggio dei

puntelli di collegamento morse e martinetti nel solaio. Inoltre il pilastro deve essere rinforzato per una certa altezza anche al piano superiore e deve esserci la possibilità di passaggio al piano superiore per la movimentazione attrezzature; il collegamento tra le morse è effettuato per mezzo di 4 fori nel solaio per permettere il passaggio dei puntelli e martinetti.

Di seguito si riportano le fasi di posa in opera (figg. da 194 a 198).

Figura 194, a sinistra abbiamo il montaggio delle morse alla base del pilastro (interno) del primo piano e a destra abbiamo l'installazione delle morse in testa dello stesso pilastro del piano terra

Figura 195, installazione morse pilastro esterno.

Figura 196, a sinistra abbiamo il montaggio delle contro piastre mentre a destra abbiamo l'installazione dell'isolatore.

Ai fini della qualità della posa in opera, gli isolatori devono essere installati da personale specializzato, sulla base di un disegno planimetrico recante le coordinate e la quota di ciascun dispositivo, l'entità e la preregolazione degli eventuali dispositivi mobili a rotolamento, le dimensioni delle eventuali nicchie predisposte nei getti di calcestruzzo per accogliere staffe o perni di ancoraggio, le caratteristiche delle malte di spianamento e di sigillatura.

Ai fini della sostituzione degli isolatori, il progetto delle strutture deve prevedere la possibilità di trasferire temporaneamente i carichi verticali dalla sovrastruttura alla sottostruttura per il tramite di martinetti oleodinamici, adiacenti all'isolatore da sostituire. A tale scopo il progetto delle strutture può prevedere nicchie per l'inserimento dei martinetti tra la sottostruttura e la sovrastruttura oppure altre disposizioni costruttive equivalenti.

Le risultanze delle visite periodiche di controllo devono essere annotate su un apposito documento che deve essere conservato con il progetto della struttura isolata durante l'intera vita di utilizzazione della costruzione.

Ai fini del collaudo statico, di fondamentale importanza è il controllo della posa in opera dei dispositivi, nel rispetto delle tolleranze e delle modalità di posa prescritte dal progetto, nonché la verifica della completa separazione tra sottostruttura e sovrastruttura e tra quest'ultima ed altre

strutture adiacenti, con il rigoroso rispetto delle distanze di separazione previste in progetto.
Il collaudatore può disporre l'esecuzione di speciali prove per la caratterizzazione dinamica del sistema di isolamento atte a verificare, nei riguardi di azioni di tipo sismico, che le caratteristiche della costruzione corrispondano a quelle attese.

6. CONCLUSIONI

Nella presente tesi è stato progettato l'adeguamento sismico di un edificio esistente tramite isolamento alla base. In particolare, sono stati utilizzati isolatori elastomerici ad alto smorzamento (HDRBs) posti perimetralmente alla struttura, e slitte piano a basso attrito poste al di sotto dei pilastri centrali. Questo piano di isolamento altamente deformabile, che lavora come una vera e propria disconnessione, è stato posto tra il piano interrato (sottostruttura) e l'edificio sovrastante (sovrastruttura) che si muovono invece quasi rigidamente. L'obiettivo del sistema di isolamento è quello di ridurre, fino a quasi annullare, le accelerazioni in sovrastruttura e questo avviene grazie alla deformazione dei dispositivi in gomma che vengono utilizzati.
In particolare, l'edificio trattato nella tesi è il "Collegio Universitario Fazzini", situato a Camerino, in provincia di Macerata e danneggiato a seguito degli eventi sismici del centro Italia del 2016.
Per prima cosa è stato fatto un percorso di conoscenza che ha permesso, grazie alle prove in laboratorio ed in situ, l'individuazione degli elementi strutturali con i loro punti critici, come ad esempio le travi REP poste in una sola direzione e totalmente assenti nell'altra. Sono state inoltre condotte le prove per la determinazione delle caratteristiche meccaniche dei materiali impiegati e la caratterizzazione delle tamponature costituite da due paramenti, uno esterno da 12cm ed uno interno da 8cm e al loro interno una camera d'aria variabile in base alla grandezza del pilastro così da essere sempre a filo con esso.
Come prima cosa si è creato un modello a base fissa dello "stato futuro" della sovrastruttura tramite le seguenti operazioni: l'eliminazione del piano seminterrato, la sostituzione delle travi del piano terra con dei cordoli 60x40 ed il posizionamento delle cerniere alla base dei pilastri del piano terra.
A questo punto sono state effettuate le analisi di pushover di due diversi modelli: uno con le tamponature esistenti ed uno a telaio nudo per vedere come si comporterebbe la struttura senza le tamponature.

Nel primo caso è stato possibile osservare che l'edificio ha un primo modo di vibrare con periodo di 0.58s, mentre nel secondo caso l'edificio ha un primo modo di vibrare con periodo di circa 2s il quale risulta essere troppo elevato per un isolamento sismico alla base che quindi perde la sua efficacia.

Questo confronto ha permesso di constatare innanzitutto che nel caso di edifici esistenti da isolare alla base le tamponature svolgono un ruolo fondamentale per avere una sovrastruttura sufficientemente rigida (con periodo sufficientemente inferiore al periodo di isolamento e quindi un elevato rapporto di isolamento) che è una condizione necessaria per il buon funzionamento di un edificio isolato alla base. Di conseguenza è possibile affermare che, nel caso di edifici isolati alla base, le tamponature non posso essere considerate soltanto in termini di massa ma devono essere adeguatamente inserite all'interno del modello. Questo può essere fatto con il modello a puntoni equivalenti, come illustrato nella tesi.

L'analisi statica lineare condotta sul modello della sovrastruttura incluse le tamponature, ha permesso di stimare il limite elastico della struttura e quindi valutare l periodo di isolamento capace di garantire la quasi assenza di danni alla struttura. In particolare, sulla base della precedente analisi, il dimensionamento del sistema di isolamento è stato eseguito prendendo come riferimento uno smorzamento ε=15% ed un periodo T=3s. In questo modo è garantita fino allo SLV la completa assenza di danni strutturali e non strutturali (tranne una leggera fessurazione di alcune tamponature). Sono pertanto stati scelti i dispositivi HDRB più idonei, che sono poi stati modellati come link lineari nel Sap2000. Dopo aver condotto l'analisi modale, che ha confermato il periodo di isolamento di circa 3s, sono state eseguite le seguenti verifiche: allo Stato Limite di Collasso (SLC) per quanto riguarda i dispositivi HDRB e allo Stato Limite di Danno (SLD) e di Salvaguardia della Vita (SLV) per quanto riguarda la sovrastruttura.

I risultati ottenuti sono soddisfacenti sia in termini di dispositivi che di sovrastruttura. Tutte le verifiche sugli isolatori sono infatti ampiamente soddisfatte, inoltre per quanto riguarda la sovrastruttura, la verifica del drift di piano relativo alla rottura delle tamponature (assunto pari ai 2/3 del 3‰ dell'altezza di piano) risulta soddisfatta sia allo SLD che allo SLV.

In conclusione possiamo affermare che, anche se la struttura presa in esame presentava delle gravi carenze strutturali, con un intervento di adeguamento sismico importante come questo progettato e, ovviamente, con la riparazione dei danni subiti, l'edificio può reagire in maniera eccellente a futuri ed eventuali sismi di media-alta entità senza il danneggiamento di elementi strutturali e un leggerissimo danno agli elementi non strutturali.

7. BIBLIOGRAFIA

CORSO DI FORMAZIONE PROGETTO E REALIZZAZIONE DI EDIFICI SISMICAMENTE ISOLATI Foligno, Maggio 2017, Alberto Dusi.

Freyssinet Products company Italia S.p.a.

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI, DECRETO 17 gennaio 2018, Aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni».

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DEI TRASPORTI, CIRCOLARE 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP., Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle "Norme tecniche per le costruzioni"» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018.

MINISTERO DELLE INFRASTRUTTURE E DELLA MOBILITA' SOSTENIBILI – Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici – Spettri di risposta, vers. 1.03.

Norma europea EN 15129

Progetto di Edifici con Isolamento Sismico, seconda edizione, M. DOLCE, F.C. PONZO, A. DI CESARE, G. ARLEO.

SAP2000, Structural Analysis Program, Computers and Structures, Inc.

SEISMIC PERFORMANCE OF MASONRY INFILLED R/C FRAMES Luis DECANINI, Fabrizio MOLLAIOLI, Andrea MURA, Rodolfo SARAGONI.

8. RINGRAZIAMENTI

Con questa Tesi si conclude un percorso di studi fatto di alti e bassi che mi ha portato al raggiungimento di un obiettivo tanto desiderato fin da bambino e questo è motivo di orgoglio per me.

Il percorso effettuato durante questi 5 anni di università mi ha portato alla consapevolezza che seppur con alcune difficoltà se desideri una cosa e ti impegni nel realizzarla nulla è impossibile.

A livello di formazione devo molto all'Università Politecnica delle Marche ed ai suoi professori, in particolare alla Prof.ssa Ing. Laura Ragni ed ai suoi collaboratori Ing. Laura Gioiella ed Ing. Fabio Micozzi i quali mi hanno seguito con professionalità durante lo svolgimento del presente elaborato.

Infine un ringraziamento doveroso va ai miei genitori Mariella e Gilberto ed ai miei zii Gina e Giorgio senza i quali non sarei mai arrivato dove sono ora.

Grazie,

Nicola Marini.