



**UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE
FACOLTÀ DI INGEGNERIA**

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

**Progettazione, modellazione e analisi di edifici in muratura
isolati alla base**

**Design, modeling, and analysis of base-isolated masonry
buildings**

Relatore:

Prof.ssa Ing. Laura Ragni

Tesi di laurea di:

Leonardo Brasili

Anno Accademico 2023/2024

SOMMARIO

1. INTRODUZIONE	5
2. ISOLAMENTO SISMICO	7
2.1 TIPOLOGIE DI ISOLATORI	10
2.2 ISOLATORI A SCORRIMENTO	16
2.3 CONTROLLI SUI DISPOSITIVI IN FASE ESECUTIVA	22
3. STORIA E STATO DELL'ARTE DELL'ISOLAMENTO NEGLI EDIFICI IN MURATURA	28
3.1 ADEGUAMENTO DEGLI EDIFICI ESISTENTI	30
3.2 OPERATIVITÀ E SICUREZZA DURANTE I LAVORI	35
3.3 ISOLAMENTO SISMICO NEGLI EDIFICI ESISTENTI IN C.A.	36
3.4 ISOLAMENTO SISMICO NEGLI EDIFICI ESISTENTI IN MURATURA	42
3.4.1 FASI ESECUTIVE DELL'ISOLAMENTO NEGLI EDIFICI ESISTENTI	44
3.4.2 APPLICAZIONI NEGLI EDIFICI IN MURATURA ESISTENTI	45
4. DESCRIZIONE CASO STUDIO	51
4.1 DESCRIZIONE DELL'OPERA	53
4.2 DESCRIZIONE GEOLOGICA	57
4.3 SISMICITÀ DEL SITO DI RIFERIMENTO	59
4.4 DESCRIZIONE DEI MATERIALI COSTITUENTI	64
4.5 DESCRIZIONE DEI CARICHI AGENTI PRE-INTERVENTO	67
4.6 DESCRIZIONE DEI CARICHI AGENTI POST-INTERVENTO	71
4.7 MODELLAZIONE CASO STUDIO	73
4.7.1 MODELLO A BASE FISSA	74
4.8 ANALISI MODALE	78
4.8.1 ANALISI MODALE DEL MODELLO A BASE FISSA SENZA LA PRESENZA DI LESENE	79
4.8.2 ANALISI MODALE DEL MODELLO A BASE FISSA CON LA PRESENZA DI LESENE	79
4.8.3 ANALISI MODALE DEL MODELLO A BASE FISSA CON LA PRESENZA DI LESENE E DELLE APERTURE	80
4.9 REAZIONI VERTICALI DEGLI APPOGGI FISSI	81
4.10 MODELLAZIONE ALLA WINKLER	83
4.10.1 MODELLO ALLA WINKLER K1	86
4.10.2 MODELLO ALLA WINKLER K2	87
5. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO	89
5.1 MODELLAZIONE DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO	91
5.2 SISTEMA DI ISOLAMENTO AVENTE RAGGIO $R=2,5M$	93
5.2.1 ANALISI MODALE DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO CON $R=2,5 M$	100
5.2.2 ANALISI DINAMICA LINEARE DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO CON $R=2,5 M$	106

5.2.3 VALUTAZIONE DEL TAGLIO ALLA BASE DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO CON R=2,5 M.....	111
5.2.4 APPROFONDIMENTO CASO STUDIO DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO R=2,5 M CON ATTRITO ALL'1%	112
5.2.5 APPROFONDIMENTO CASO STUDIO DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO R=2,5 M CON ATTRITO ALL'2%	114
5.3 SISTEMA DI ISOLAMENTO AVENTE RAGGIO R=3,7M.....	116
5.3.1 ANALISI MODALE DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO CON R=3,7 M.....	124
5.3.2 ANALISI SPETTRALE DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO CON R=3,7 M.....	130
5.3.3 VALUTAZIONE DEL TAGLIO ALLA BASE DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO CON R=3,7 M.....	132
5.3.4 APPROFONDIMENTO CASO STUDIO DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO R=3,7 M CON ATTRITO ALL'1%	133
5.3.5 APPROFONDIMENTO CASO STUDIO DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO R=3,7 M CON ATTRITO ALL'2%	135
5.4 STATO TENSIONALE DELLA MURATURA	138
6. ANALISI NON LINEARE DELL'EDIFICIO ISOLATO	147
6.1 ACCELEROGRAMMI.....	149
6.2 MODELLAZIONE TIME HISTORY	160
6.3 RISULTATI TIME HISTORY SLV	164
6.4 RISULTATI TIME HISTORY SLC	173
7. CONCLUSIONI	180
BIBLIOGRAFIA.....	183
SITOGRAFIA.....	183

1. INTRODUZIONE

L'ingegneria sismica è una disciplina fondamentale nelle aree ad elevata pericolosità sismica, poiché si concentra sulla progettazione di edifici e infrastrutture in grado di resistere ai terremoti. Attraverso la valutazione della pericolosità sismica di una determinata zona e l'analisi della vulnerabilità delle strutture esistenti gli ingegneri possono definire interventi di miglioramento o adeguamento per garantirne la sicurezza. Tra le soluzioni più avanzate per la protezione sismica delle strutture vi è l'uso dell'isolamento sismico, che consente agli edifici di resistere a eventi sismici di notevole entità con un danneggiamento minimo grazie all'impiego di dispositivi di isolamento caratterizzati da un'elevata rigidità nei confronti delle azioni verticali ma un'elevata deformabilità nei confronti delle azioni orizzontali.

Il principio alla base dell'isolamento sismico è l'incremento del periodo di vibrazione della struttura, riducendo così le accelerazioni che la stessa subisce durante un sisma. Questo aumento di periodo comporta, tuttavia, un aumento degli spostamenti che vengono concentrati negli isolatori posti alla base della struttura, permettendo il disaccoppiamento del moto dell'edificio rispetto a quello del suolo. In questo modo, è possibile progettare l'intera struttura per rimanere nel campo elastico anche durante eventi sismici significativi. È una tecnica di protezione sismica nata per gli edifici di nuova costruzione, ma oggi ampiamente diffusa anche per l'adeguamento di edifici esistenti sia in cemento armato che in muratura, grazie all'avanzamento tecnologico delle imprese che si sono specializzate nell'inserimento dei dispositivi di isolamento alla base degli edifici.

Nel contesto di questa tesi, viene esaminato il caso studio "Villa Gioia", un edificio in muratura danneggiato dal sisma del 6 aprile 2009 all'Aquila, di magnitudo 6.1. L'intervento di protezione sismica tramite l'isolamento alla base è stato ritenuto la soluzione ottimale per la messa in sicurezza della struttura, e il suo comportamento è stato oggetto di approfondimento nell'ambito di questo studio.

Nella prima parte della tesi si affronta il problema dell'applicazione del sistema di isolamento sismico negli edifici esistenti, con particolare attenzione alle strutture in muratura, come nel caso specifico della struttura presa in esame. Mentre negli edifici in calcestruzzo armato gli isolatori vengono posizionati in corrispondenza dei pilastri, per le strutture in muratura è necessario condurre un'analisi dello stato tensionale della muratura stessa al fine di determinare il passo ideale degli isolatori al di sotto delle pareti murarie e quindi il loro numero totale. La

posa in opera degli isolatori comporta la realizzazione di un cordolo in c.a. e il fissaggio della contropiastra superiore ad esso, inserendo successivamente dei martinetti piatti "a perdere" sotto i dispositivi. Iniettando resina epossidica all'interno dei martinetti, parte del carico della struttura viene trasferito agli isolatori, e si mette in pressione anche la nuova fondazione. Queste operazioni vengono eseguite per sotto-cantieri non adiacenti, ripetendo le diverse fasi fino a completare l'installazione di tutti gli isolatori, che alla fine sosterranno permanentemente le strutture murarie sopra il piano di scorrimento.

Nella seconda parte della tesi è stata esaminata l'efficacia del sistema di isolamento, con particolare riferimento all'utilizzo di isolatori a scorrimento. Sono state analizzate differenti soluzioni al fine di valutare il comportamento strutturale, confrontando l'opzione migliore con le analisi dinamiche non lineari.

Le fasi costruttive sono state studiate utilizzando il software SAP2000, concentrandosi in particolare sull'analisi dello stato tensionale della muratura dopo la realizzazione del sistema di isolamento, al fine di individuare eventuali problematiche su di essa. Una volta definito il modello finale, sono state eseguite le analisi dinamiche non lineari, mirate a valutare il comportamento della struttura agli stati limite di salvaguardia della vita e di collasso con l'obiettivo di confrontare gli spostamenti ottenuti da queste analisi con quelli previsti nella fase di predimensionamento, per verificare la coerenza dei risultati.

2. ISOLAMENTO SISMICO

L'isolamento sismico e la dissipazione di energia sono delle tecniche avanzate di protezione sismica delle strutture oramai ampiamente diffuse e utilizzate sia per la realizzazione di nuovi edifici (nei quali riescono a garantire livelli prestazionali superiori a quelle delle strutture convenzionali), sia per l'adeguamento di edifici esistenti (nei quali sopperiscono alle mancanze progettuali e/o esecutive). Ci sono paesi in cui sono largamente diffusi, data la costante azione sismica tipica del territorio come in Giappone, mentre ci sono paesi come l'Italia in cui si stanno diffondendo sempre più. Finalmente si è dato il via a una politica di informazione e si sta avviando, purtroppo sempre con molta lentezza, una politica di prevenzione, all'interno della quale gli isolatori sismici spiccano come tipologia di strumento che garantisce la massima sicurezza. Quando sentiamo parlare di forti terremoti, spesso la cronaca ci riferisce di vittime, feriti, danni enormi agli edifici, ai Beni Culturali e alle opere d'arte viarie (ponti, viadotti), soprattutto se nelle zone interessate vi sono costruzioni vetuste e storiche di centinaia d'anni o con un livello di protezione sismica (vulnerabilità) inferiore alla forza del sisma.

Diventa pertanto necessario quindi, mettere in sicurezza preventiva la struttura con un adeguamento, un miglioramento o un rafforzamento locale incrementando resistenza e duttilità (rinforzi strutturali, dissipatori) o riducendo la domanda (isolatori).

L'applicazione di sistemi di isolamento sismico risulta ormai ampiamente diffusa su scala mondiale, grazie ai quali si riesce a superare i limiti della progettazione convenzionale antisismica e proteggere gli edifici anche per terremoti di intensità più elevate, garantendo il soddisfacimento delle verifiche da normativa ai diversi Stati Limite.

La progettazione antisismica "convenzionale" di edifici è basata sui concetti di:

- rigidità: per sismi frequenti di bassa entità, l'edificio deve essere sufficientemente rigido (attraverso un corretto dimensionamento di travi e pilastri) al fine di limitare i danni agli elementi non strutturali (tamponature);
- resistenza e duttilità: per sismi rari di intensità più elevata, la struttura ha un comportamento duttile globale (senza meccanismi locali) attraverso le regole della gerarchia delle resistenze;

Per quanto riguarda gli edifici in classe III e IV il cui contenuto (impianti e macchinari) può essere particolarmente sensibile alle accelerazioni di piano, la progettazione convenzionale prevede sia la verifica di stabilità allo SLV che la verifica di funzionalità allo SLO.

Con la progettazione convenzionale i livelli di accelerazione sono elevati e quindi per evitare la perdita di stabilità, gli impianti o i macchinari devono essere dotati di collegamenti meccanici alla struttura appositamente dimensionati. Inoltre, non è possibile raggiungere livelli prestazionali maggiori, per esempio, la funzionalità allo SLD o allo SLV.

La progettazione con sistemi avanzati di protezione sismica mi consente, invece, di ottenere livelli di accelerazione minori e risulta, quindi, molto facile garantire la stabilità allo SLV, non consentendo danni strutturali, non strutturali e possibile funzionalità allo SLD. Si può progettare scegliendo di ridurre l'energia in ingresso nel mio edificio mediante isolamento alla base, oppure aumentare l'energia dissipata introducendo nuovi componenti dissipativi.

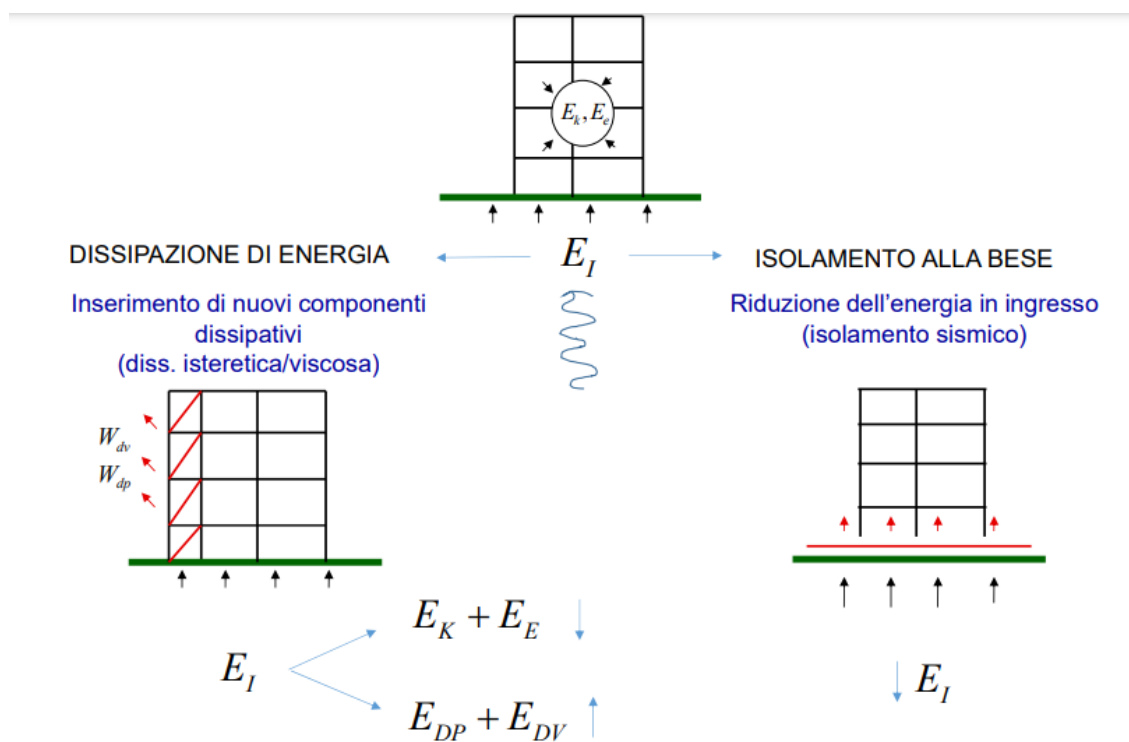


Figura 2.1: Metodi di progettazione tramite la protezione sismica

L'obiettivo dell'isolamento alla base è quello di disaccoppiare il moto della struttura da quello del terreno, per ridurre gli effetti distruttivi del terremoto. Si considereranno due concetti limite, uno considerando la struttura infinitamente rigida e uno considerando la struttura flessibile.

Quando arriva un sisma, un oscillatore infinitamente rigido si sposterà della stessa quantità del terreno, mentre in quello flessibile, la massa al di sopra dell'oscillatore rimarrà ferma (si pensi a una casa appesa a un albero con una fune).



Figura 2.2: Comportamento struttura isolata

Il disaccoppiamento è ottenuto attraverso dispositivi detti “isolatori” dotati di differenti caratteristiche:

- elevata rigidezza verticale che fornisce una funzione di appoggio;
- bassa rigidezza orizzontale al fine di garantire un periodo di oscillazione elevato, ma allo stesso tempo adeguata rigidezza nei confronti delle forze orizzontali di piccola entità come il vento;
- buona capacità dissipativa al fine di abbattere le accelerazioni trasmesse in sovrastruttura, che si traduce in un comportamento dove un corpo rigido trasla al di sopra degli isolatori.

Attraverso l'isolamento sismico quindi, ottenendo un periodo maggiore, si avrà una protezione del fabbricato maggiore poiché le accelerazioni che arriveranno in sovrastruttura diminuiranno di molto, ma gli spostamenti a parità di periodo, aumenteranno.

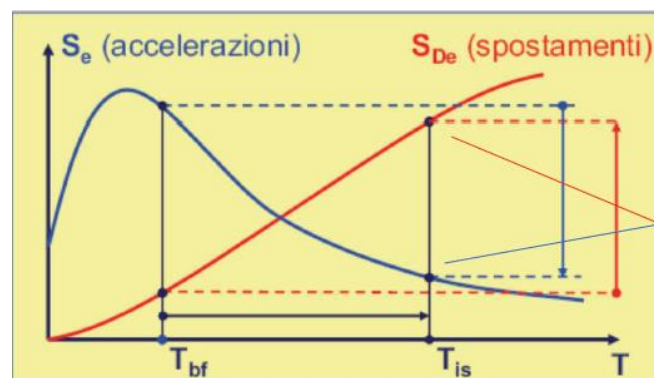


Figura 2.3: Aumento del periodo dato dal sistema di isolamento

2.1 Tipologie di isolatori

Le principali tipologie di isolatori disponibili in commercio sono le seguenti:

1. Isolatori elastomerici (rubber bearing);
2. Isolatori elastomerici con nucleo in piombo (lead-rubber bearing);
3. Isolatori a scorrimento a superficie piana (friction-based isolation system);
4. Isolatori a pendolo scorrevole (friction pendulum system – FPS).

1. Gli isolatori elastomerici, che possono essere a basso (LDRB) o alto (HDRB) smorzamento a seconda della mescola impiegata, sono composti da una serie di piatti di acciaio intervallati da strati di materiale elastomerico (gomma), solidarizzati tramite il processo di vulcanizzazione ovvero un processo dove l'isolatore viene posto ad una certa pressione P e ad una certa temperatura T per un determinato tempo. Alla fine di questo processo si ha l'aderenza perfetta tra gli strati e non dovrebbe avvenire la delaminazione ovvero una rottura proprio dei laminati che avviene nei materiali compositi. Tale fenomeno è costituito dalla separazione delle lamine e si riscontra nelle prossimità dei bordi liberi dei pezzi, dove sono presenti elevati picchi di tensione. Come conseguenza di questo processo, si ha uno "sfilacciamento" dei pezzi, con conseguente perdita delle proprietà meccaniche del laminato. I piatti di acciaio forniscono un significativo contributo sia alla rigidità verticale sia al confinamento dell'elastomero, evitando fenomeni di deformazione laterale. I parametri chiave di questi dispositivi in fase di progettazione sono rappresentati dal carico gravitazionale, dalla rigidità orizzontale e dallo spostamento relativo orizzontale massimo accettabile tra le estremità inferiore e superiore.



Figura 2.4: Isolatore elastomerico

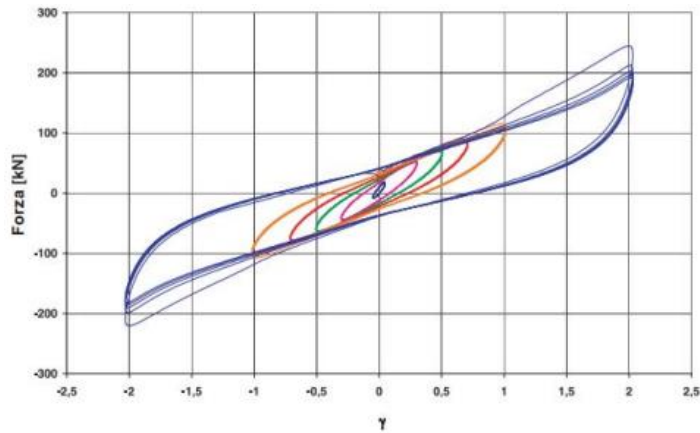


Figura 2.5: Diagramma $F-\delta$ isolatore elastomerico

2. Gli isolatori elastomerici con nucleo in piombo presentano le medesime caratteristiche di quelli elastomerici, ad eccezione del cilindro centrale, che garantisce un maggiore smorzamento dovuto alla deformazione a taglio dell'elemento in piombo. La scelta del materiale è legata principalmente al comportamento approssimativamente elasto-plastico del metallo e a uno snervamento a taglio per azioni modeste, pari a circa 10 MPa. Il piombo, inoltre, presenta un eccellente comportamento a fatica, poiché non subisce un significativo degrado della rigidità quando è sottoposto a carichi ciclici. Tuttavia, può risultare sensibile all'aumento della temperatura che si verifica durante i cicli di carico, il che potrebbe influire sulle sue prestazioni a lungo termine in determinate condizioni operative.



Figura 2.6: Isolatore elastomerico con nucleo in piombo

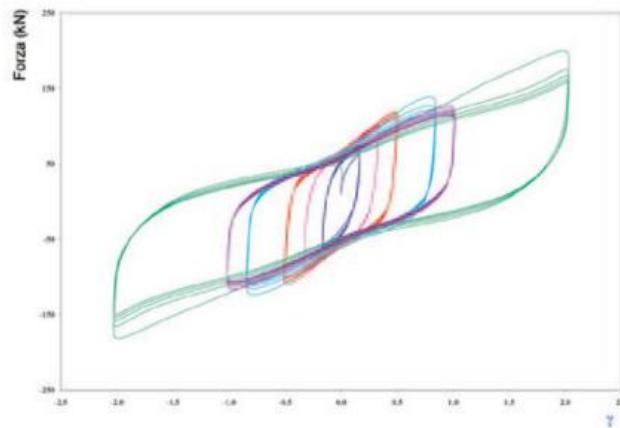


Figura 2.7: Diagramma F- δ isolatore elastomerico con nucleo in piombo

3. Un terzo tipo di isolatori a scorrimento è costituito da quelli in acciaio-PTFE lubrificati a superficie piana. In questo caso manca la capacità ricentrante, quindi è necessario aggiungere un dispositivo ausiliario. La superficie di scorrimento è generalmente abbinata a una piastra superiore e una inferiore, entrambe solitamente in acciaio, che fungono da supporti rigidi e distribuiscono uniformemente le forze. Queste piastre sono progettate per resistere ai carichi verticali della struttura, mentre il movimento orizzontale è facilitato dalla superficie di scorrimento a basso attrito. Essendo non ricentranti, possono includere elementi di ricentramento, che aiutano la struttura a tornare alla sua posizione originale una volta terminato l'evento sismico. Questo è particolarmente utile per evitare che l'edificio rimanga disallineato, istaurando quindi delle sollecitazioni extra che potrebbero richiedere interventi correttivi costosi e complessi.



Figura 2.8: Isolatori a scorrimento a superficie piana

4. La tipologia a pendolo scorrevole (FPS) si basa, invece, sul semplice principio dello scorrimento su superficie concava per raggiungere l'elongazione del periodo proprio di vibrazione della struttura. Il pendolo scorre su una superficie concava in modo da ottenere un effetto ricentrante.

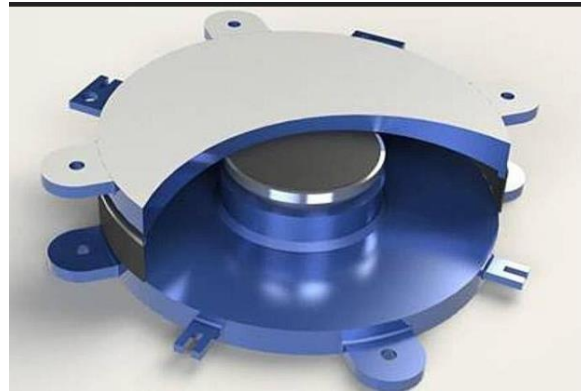


Figura 2.9: Isolatori a pendolo scorrevole

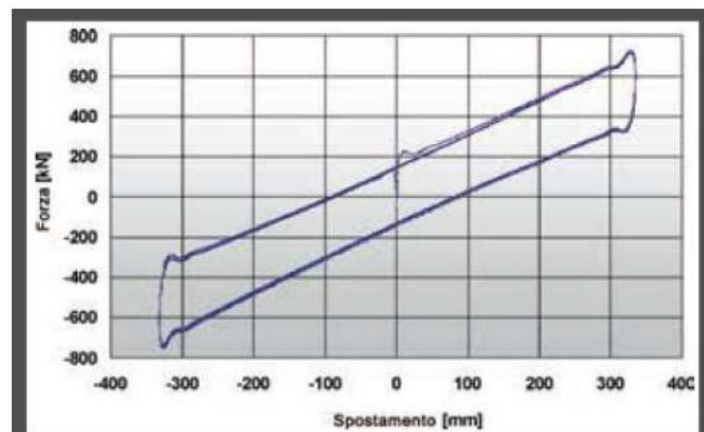


Figura 2.10: Diagramma $F-\delta$ isolatore a pendolo scorrevole

L'evoluzione di questo sistema è rappresentata dall'isolatore a pendolo scorrevole con doppia curvatura. Questo sistema non è altro che la combinazione di due dei precedenti pendoli scorrevoli, posti uno sopra l'altro e collegati reciprocamente tramite superficie sferica. A parità di dimensioni, questo dispositivo permette di raggiungere uno spostamento doppio rispetto a quello consentito dal sistema a scorrimento semplice. Risulta, quindi, particolarmente indicato quando si vogliono contenere le dimensioni del dispositivo in presenza di elevate domande in spostamento.

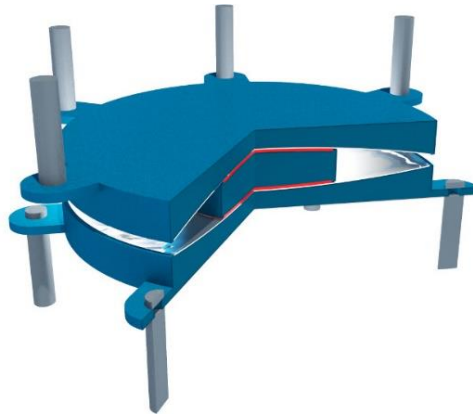


Figura 2.11: Isolatori a pendolo scorrevole con doppia superficie di curvatura

In aggiunta alle precedenti, esistono anche altre tipologie di dispositivi che consentono un assorbimento dell'azione sismica: i dissipatori. La differenza principale tra la dissipazione di energia e l'isolamento alla base è che quest'ultimo filtra l'energia in ingresso, mentre nelle strutture con controventi dissipativi, l'energia entra ma poi viene dissipata. Qui si parla di potenza: energia per unità di tempo. La potenza in ingresso in parte si trasforma in energia elastica o energia cinetica; ciò che non va in energia elastica o cinetica è l'energia dissipata.

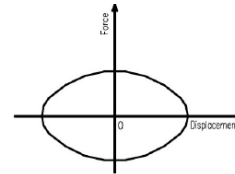
L'energia dissipata può essere ottenuta mediante dispositivi di dissipazione che possono essere: viscosi, visco-elastici ed elasto-plastici o attritivi. Se si vuole ottenere un edificio che non si danneggia (nuovo edificio per esempio), allora devo avere dissipazione aggiuntiva mediante dispositivi extra strutturali. Li vado ad aggiungere alla struttura perché sono loro che devono dissipare energia al posto della struttura.



Figura 2.12: Dispositivi di dissipazione

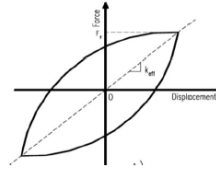
Dissipatori viscosi

- incremento dissipazione senza variazione di rigidezza
- non ricentranti
- non si danneggiano (da non sostituire)



Dissipatori viscoelastici

- incremento rigidezza e dissipazione
- ricentranti
- non si danneggiano (da non sostituire)



Dissipatori elasto-plastici o attritivi

- incremento rigidezza
- non ricentranti
- Si danneggiano (da sostituire - fusibile)

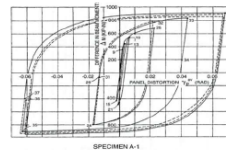


Figura 2.13: Caratteristiche dispositivi di dissipazione

Infine, ci sono le slitte a bassissimo coefficiente d'attrito al quale si possono accoppiare gli isolatori elastomerici per aumentare il periodo di isolamento T , realizzando quindi sistemi di isolamento misto.

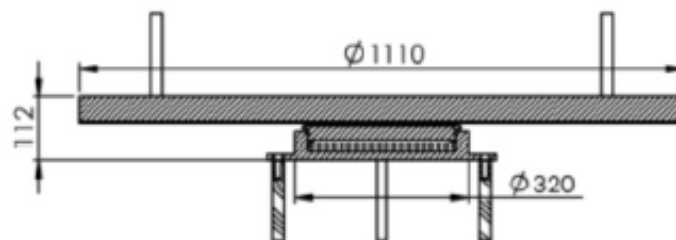


Figura 2.14: Slitte piane

2.2 Isolatori a scorrimento

Gli isolatori a superficie curva sono dispositivi costituiti da una superficie primaria di scorrimento con raggio di curvatura R e rivestita da materiale con attrito noto. L'attrito consente di avere un comportamento rigido-plastico incrudente, tanto più è elevato e tanto più ampio è il ciclo (energia dissipata maggiore). Il raggio di curvatura può assumere un valore variabile tra 2,50 m-4,00 m. È presente anche una pasticca dove, nella parte superiore, si trova una superficie secondaria di scorrimento che permette di accomodare le rotazioni dovute alla traslazione.

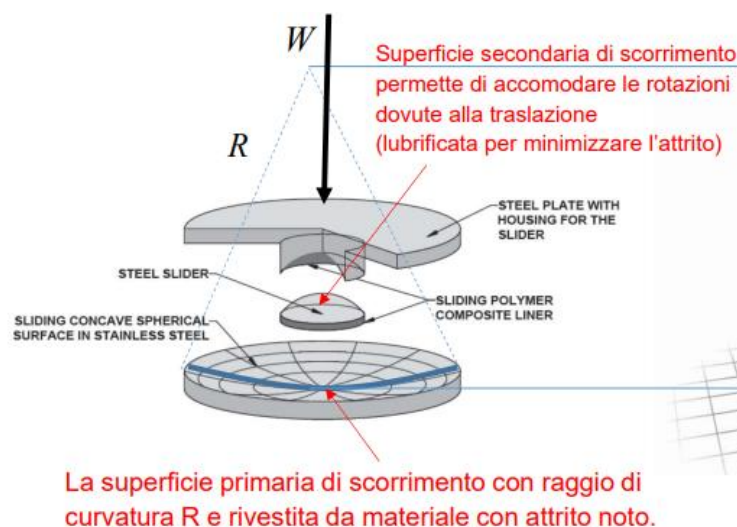


Figura 2.15: Sistema di isolamento a scorrimento

La rotazione porterà l'isolatore ad avere un comportamento definito "a pendolo", che comporta una scomposizione delle forze. La forza orizzontale, funzione del peso della struttura W , non è altro che la forza elastica necessaria per ricentrare l'isolatore.

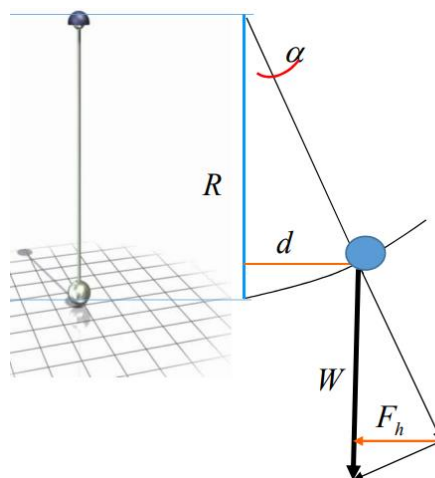


Figura 2.16: Comportamento a pendolo

Per quanto riguarda più nel dettaglio gli isolatori a scorrimento, essi sono progettati allo scopo di proteggere le strutture dalle conseguenze disastrose di un sisma e hanno le seguenti principali caratteristiche:

- elevata funzione di appoggio, in quanto devono sostenere importanti carichi verticali provenienti dalla struttura;
- capacità deformativa o di scorrimento orizzontale sotto azione sismica;
- facilità di installazione e di manutenzione per edifici nuovi;
- competenza specifica per l'installazione nelle ristrutturazioni (retrofit);
- elevata durabilità;
- ridotto ingombro.

Si installano in generale a livello di fondazione o di primo solaio consentendo alla struttura superiore in elevazioni di essere progettata in generale con criteri non sismici con un conseguente risparmio sui costi di costruzione.

I dispositivi di isolamento possono essere di diverse tipologie:

- Singola superficie di scorrimento, questa configurazione comporta il massimo ingombro sia in pianta che in altezza. Presenta un'eccentricità quasi nulla su un lato, mentre è massima sull'altro. Inoltre, gli isolatori con singola superficie di scorrimento possono essere installati anche capovolti, offrendo una maggiore flessibilità di montaggio in base alle esigenze strutturali.



Figura 2.17: Isolamento sismico con singola superficie di scorrimento

- Doppia superficie di scorrimento, questa configurazione garantisce un ingombro minimo sia in pianta che in altezza, rendendola più compatta rispetto alla singola superficie di scorrimento. L'eccentricità risulta dimezzata, ma è presente su entrambi i lati, distribuendo in maniera più uniforme le sollecitazioni. Questa caratteristica riduce i picchi di stress su un singolo lato, migliorando l'efficacia del sistema in termini di equilibrio e prestazioni.



Figura 2.18: Isolamento sismico con doppia superficie di scorrimento

Il materiale usato nella superficie di scorrimento primaria degli isolatori singoli ed in entrambe le superfici di scorrimento degli isolatori doppi, è solitamente il polietilene ad altissimo peso molecolare non lubrificato; questo polimero è caratterizzato da buone ma limitate capacità di carico, resistenza all'usura, stabilità e durabilità. Il coefficiente di attrito dinamico è il parametro più importante che l'ingegnere strutturista deve conoscere per modellare una struttura con isolatori a scorrimento a superficie curva. Per qualsiasi materiale di scorrimento il coefficiente di attrito è dipendente: dalla velocità di deformazione, dall'attrito di primo distacco, dalla temperatura e dallo stato di conservazione della superficie.

Esistono due serie di attrito:

- Serie L (basso attrito) coefficiente di attrito nominale al 2,5%;
- Serie M (medio attrito) coefficiente di attrito nominale al 5,5%.

I valori del coefficiente di attrito riportati in tabella sono i valori minimi e corrispondono al carico verticale massimo di progetto N_{ED} dell'isolatore a scorrimento a superficie curva.

Il grafico sottostante mostra come il coefficiente di attrito dinamico cambi in funzione del carico verticale e dell'attrito nominale, in particolare con il rapporto tra il carico verticale N_{Sd} agente sull'isolatore e il carico verticale massimo di progetto N_{Ed} . Quest'ultimo è il carico massimo che l'isolatore può sopportare.

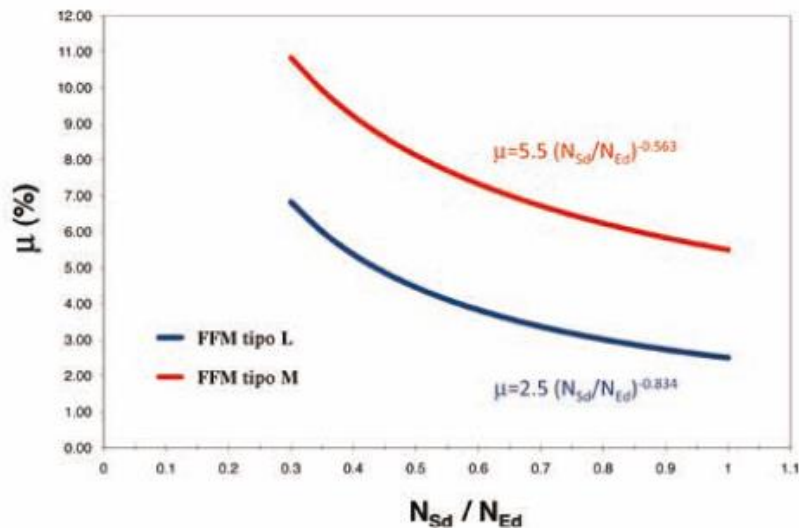


Figura 2.19: Curve di definizione dell'attrito

Gli isolatori a scorrimento consentono il ricentraggio della pasticca, ma per raggi modesti o attriti elevati sono parzialmente ricentranti come anche i dispositivi che hanno bassi raggi di curvatura ed elevato attrito. Per evitare che la pasticca esca fuori dalla superficie inferiore, si progetta l'isolatore aumentando, con dei coefficienti amplificativi, la dimensione. Il ricentraggio, comunque, si può ottenere andando a utilizzare dei martinetti che evitano quindi la fuoriuscita della pasticca. Esistono poi degli isolatori brevettati in America con dei ritegni strutturali, che servono a evitare che la pasticca vada fuori sede ma sbatta su di esso.

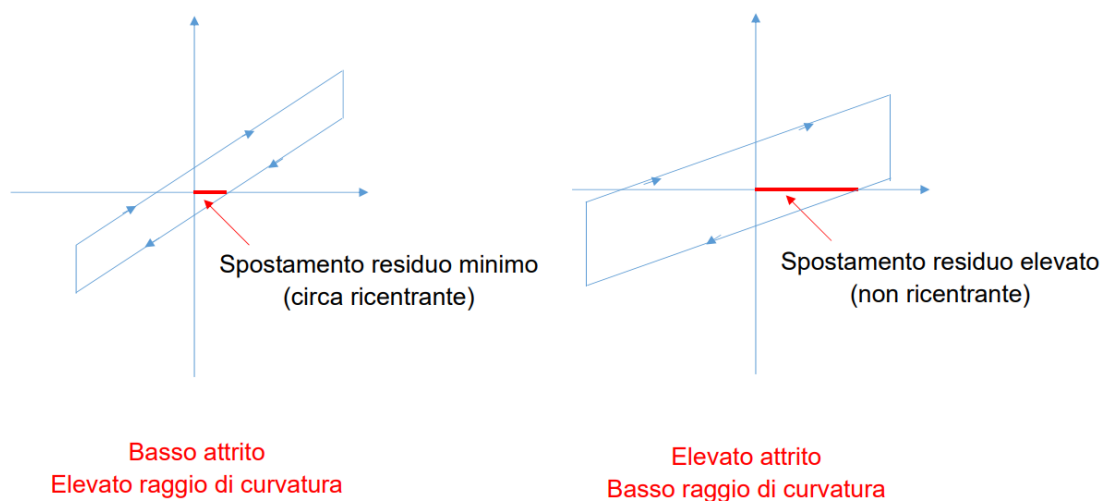


Figura 2.20: Problemi di ricentraggio nel sistema di isolamento

La dimensione totale dell'isolatore dipende dallo spostamento totale che il dispositivo deve accomodare. Se d_{max} è lo spostamento sismico, la dimensione del dispositivo sarà circa pari a:

$$2A = 2a + 2d_{max}$$

Dove:

- $2a$ è la dimensione della pasticca (cerchiato nella figura 2.21).

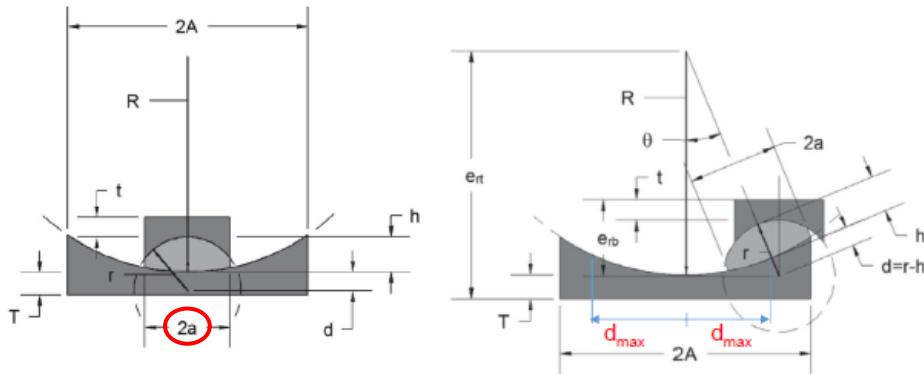
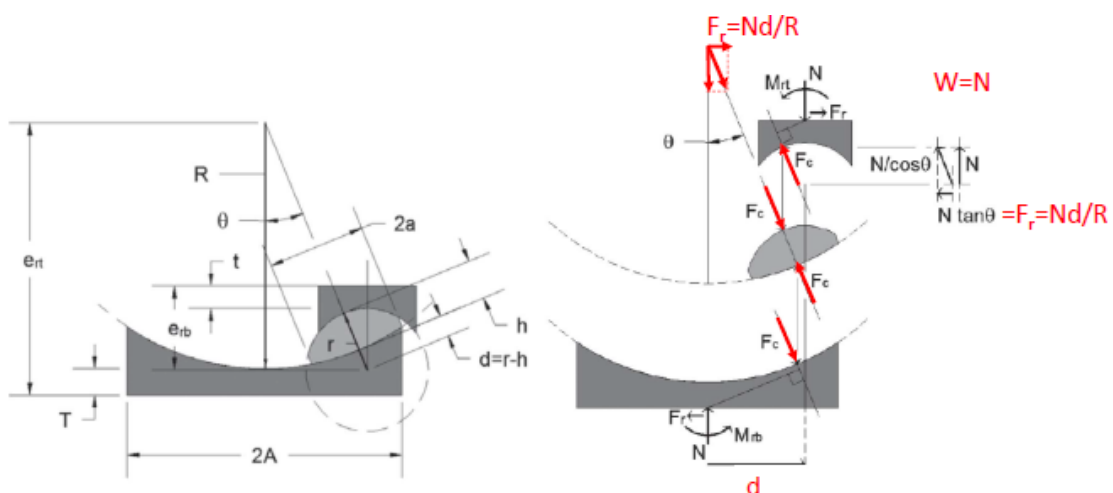


Figura 2.21: Geometria dell'isolatore a scorrimento

In configurazione deformata, durante l'azione sismica, si genera un momento flettente trascurabile sul lato della pasticca dell'isolatore, ma non trascurabile sul lato del piatto. Questo momento va considerato attentamente nella progettazione sia delle sottostrutture che delle sovrastrutture, poiché la sua entità varia a seconda della posizione e dell'orientamento del dispositivo di isolamento.

Il momento flettente deve essere calcolato con precisione, come illustrato nella figura 2.22, per garantire che le strutture che supportano e sono supportate dagli isolatori siano adeguatamente dimensionate e progettate per resistere alle sollecitazioni indotte.



$$M_{rb} = F_r \cdot (R+T) = N \cdot d/R \cdot (R+T) \sim N \cdot d$$

$$M_{rt} = F_r \cdot (r+t) = N \cdot d/R \cdot (r+t) \ll N \cdot d$$

Figura 2.22: Azioni da tenere in considerazione sull'isolatore

Per questa tipologia di dispositivi, inoltre, il CR dell'isolamento e il CM della sovrastruttura, sono sempre coincidenti in quanto la forza orizzontale fornita dall'isolatore è proporzionale al peso su esso gravante:

$$F_h = W \left(\mu + \frac{d}{R} \right)$$

Dove:

- W: è il peso della struttura;
- D: è lo spostamento che comporta il sistema di isolamento;
- R: è il raggio dell'isolatore;
- μ : è l'attrito del sistema di isolamento.

2.3 Controlli sui dispositivi in fase esecutiva

La procedura di autorizzazione alla posa comporta una sequenza organizzata di controlli che individua la responsabilità dei soggetti coinvolti nell'esecuzione. In figura 2.23 è indicato il diagramma che sintetizza il processo che conduce all'autorizzazione alla posa.



Figura 2.23: Diagramma per l'autorizzazione alla posa e collaudo dei dispositivi

La prima fase è quella relativa al controllo delle prescrizioni progettuali, che devono essere complete e reperibili dal progetto esecutivo; questi aspetti sono disciplinati in linea generale dal DM 17.01.2018. È evidente che, in presenza di specifiche progettuali incomplete, non si può procedere con la fornitura dei materiali o dei dispositivi. In questa fase, la responsabilità principale ricade sul progettista dell'opera, il quale ha il compito di fornire tutte le informazioni tecniche necessarie. Tuttavia, anche il direttore dei lavori ha un ruolo cruciale, in quanto è tenuto a richiedere la conformazione o l'integrazione dei dati qualora rilevi delle lacune nelle specifiche. La sua responsabilità è quindi subordinata ma rilevante, poiché deve assicurarsi della completezza della relazione sui materiali e segnalare eventuali omissioni. Il prodotto è soggetto a marcatura CE (DPR 246/93) e pertanto il fabbricante (ditta specializzata che vende il prodotto) deve essere in possesso del CPR (Certificate of Constancy of Performance) che attesti la possibilità di produrre in accordo con le direttive europee DM 17.01.2018. Il CPR può essere rilasciato solo da organismi terzi (ente certificatore) riconosciuti dallo stato italiano in ambito del Regolamento Comunitario.

L'identificazione deve avere evidenza oggettiva e quindi il direttore dei lavori delle strutture deve emettere un rapporto scritto di riscontro sul rispetto delle indicazioni normative:

- Validità dei CPR per le prescrizioni d'uso;
- Autorizzazione rilasciata all'Ente Certificatore che ha emesso il CPR.

L'approvazione consente esclusivamente di ammettere il prodotto alla fase di accettazione.

Il fabbricante deve fornire la documentazione che attesti la corrispondenza del prodotto alle specifiche progettuali, nel rispetto delle prescrizioni normative, che sono:

- Prove di Controllo di Produzione in Fabbrica effettuate nell'ambito del mantenimento della qualificazione dei dispositivi stessi ai sensi della norma europea sottesa alle UNI EN 1337-1 e EN15129;
- Disegni costruttivi dei dispositivi e relativa relazione di calcolo di dettaglio;
- Manuale di installazione appoggi e isolatori;
- Manuale di uso e manutenzione appoggi e isolatori.

L'identificazione deve avere evidenza oggettiva e quindi il direttore dei lavori delle strutture deve emettere un rapporto scritto di riscontro sul rispetto delle indicazioni progettuali e normative.

Quindi la ditta deve dimostrare che è in grado di produrre gli isolatori. Prima che inizi la produzione poi, si predispongono delle prove su provini per vedere se si riescono a ottenere le caratteristiche corrispondenti alle specifiche progettuali.

I controlli di accettazione in cantiere sono obbligatori per tutte le tipologie di dispositivi e sono demandati al Direttore dei Lavori il quale, prima della messa in opera, è tenuto ad accertare e a verificare la prescritta documentazione di qualificazione, e a rifiutare le eventuali forniture non conformi. Il Direttore dei Lavori dovrà inoltre effettuare la verifica geometrica e delle tolleranze dimensionali, nonché le prove di accettazione.

Le prove di accettazione devono essere eseguite e certificate da un laboratorio, dotato di adeguata competenza, attrezzatura ed organizzazione. Con le prove di accettazione si devono vedere che gli isolatori abbiano delle proprietà simili a quelle ottenute dalle prove di qualifica, che sono conformi a loro volta alle specifiche progettuali. Vengono portati poi a spostamenti più grandi di quelli di progetto ma non a rottura. Una volta testati vengono messi in opera.

Per gli isolatori elastomerici le prove di accettazione devono essere effettuate su almeno il 20% dei dispositivi, e comunque non meno di 4 e non più del numero di dispositivi da mettere in opera.

Il riscontro delle prove deve avere evidenza oggettiva e quindi il direttore dei lavori delle strutture deve emettere un rapporto scritto di controllo sul rispetto delle indicazioni progettuali e normative.

Il direttore dei lavori, riscontrata la conformità dei dispositivi sulla base delle precedenti fasi (identificazione fabbricante, qualificazione del prodotto, controllo di accettazione), procede all'autorizzazione alla posa riscontrando il prodotto in cantiere.

Il riscontro per l'autorizzazione alla posa deve avere evidenza oggettiva e quindi il direttore dei lavori delle strutture deve emettere un rapporto scritto di autorizzazione.

Inoltre, vengono effettuati controlli che consistono nella verifica del rispetto delle prescrizioni contenute nel manuale di installazione del fabbricante, attraverso l'ispezione visiva dei dispositivi in fase di messa in opera.

Quando si parla di isolatori a scorrimento la EN 15129 ci dice che le prove di qualifica devono essere effettuate per ogni tipologia di dispositivo. Se il produttore ha già effettuato delle prove di qualifica su altri isolatori simili, si possono prendere in considerazione gli isolatori precedentemente controllati a patto che i risultati ottenuti soddisfino i requisiti della normativa, quali:

- lo spostamento di progetto del nuovo dispositivo è + o - il 20% del valore di progetto di riferimento;
- la capacità portante del nuovo dispositivo rientra nel + o - 20% del valore di progetto di riferimento;
- i coefficienti di attrito di progetto sono identici per il dispositivo nuovo e quello di riferimento;
- i materiali di base per gli isolatori sono identici per il dispositivo nuovo e quello di riferimento;
- il raggio di curvatura delle superfici sia primarie che secondarie rientra nel + o - 20% del valore di progetto di riferimento.

Le prove di qualifica che inoltre si realizzano sono effettuate per determinare:

- capacità del carico verticale: il provino si testa a spostamento nullo con un'applicazione del carico che è pari a $2N_{sd}$;
- forza di primo distacco: durante le condizioni di servizio, è fondamentale verificare che la massima forza laterale sviluppata dagli isolatori non superi la forza di attrito specificata dall'ingegnere strutturista. Gli isolatori devono essere progettati per garantire che l'attrito sia sufficiente a contrastare le forze sismiche senza interferire con i carichi orizzontali esterni non sismici, come quelli derivanti dal vento. Se le forze secondarie, come il vento o altri carichi esterni, dovessero superare la resistenza offerta dall'attrito,

sarà necessario installare dei ritegni strutturali. Questi ritegni sono progettati per mantenere la stabilità della struttura in condizioni di servizio, ma si romperanno al verificarsi di un sisma, consentendo al sistema di isolamento di operare correttamente. Dopo l'evento sismico, sarà necessario sostituire i ritegni danneggiati per ripristinare la funzionalità del sistema in condizioni normali.

- coefficiente di attrito statico: si definisce la resistenza all'usura della superficie di scorrimento non lubrificata e della determinazione del coefficiente statico di attrito a lungo termine a diverse temperature. La prova, che può essere eseguita sul dispositivo o sul materiale, prevede la realizzazione di molti cicli tramite un macchinario, per una distanza di 22 metri e con un profilo di temperatura che va dai +40°C ai -40°C, per testare come varia il coefficiente d'attrito al variare della temperatura e al progredire dello spostamento;

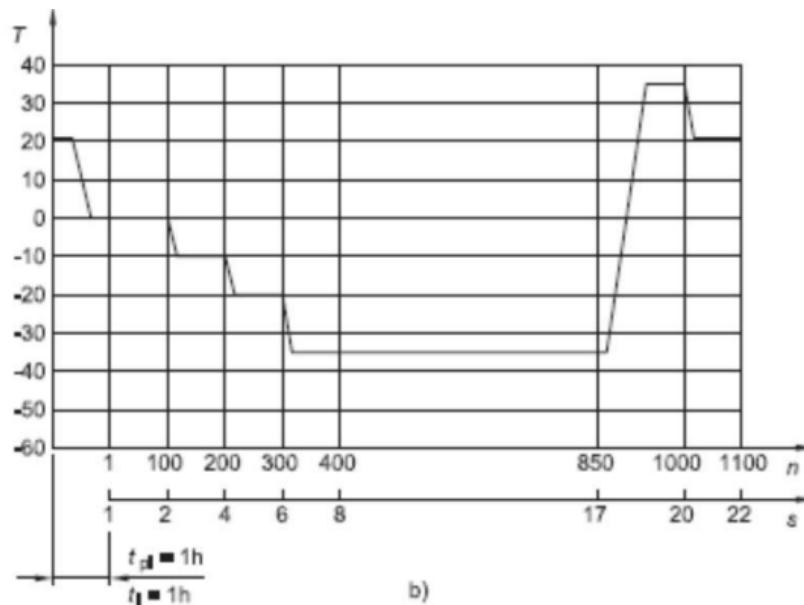


Figura 2.24: Diagramma per la determinazione del coefficiente di attrito statico

- prove di isolamento mediante scorrimento: lo scopo di questi test è verificare il comportamento dinamico dei cursori per superfici curve in termini di resistenza d'attrito, capacità di smorzamento e stabilità sotto cicli ripetuti. Le prove di isolamento da scorrimento devono essere condotte in conformità con la matrice di test fornita.

Type of Test	Test run	Compression Load N_{Sd} [kN]	Displacement d_x [m]	Peak velocity v_o [mm/s]	Number of complete cycles
Service	S	N_{Sd}	maximum non seismic movement	5	20
Benchmark	P1	N_{Sd}	$1,0 \cdot d_{bd}$	50	3
Dynamic 1	D1	N_{Sd}	$0,25 \cdot d_{bd}$	v_{Ed}	3
Dynamic 2	D2		$0,5 \cdot d_{bd}$	v_{Ed}	3
Dynamic 3	D3		$1,0 \cdot d_{bd}$	v_{Ed}	3
Integrity of overlay	O	N_{Sd}	$1,0 \cdot d_{bd}$	v_{Ed}	3
Seismic	E	$N_{Ed,max}$ and $N_{Ed,min}$	d_{bd}	v_{Ed}	3
Bi-directional	B	N_{Sd}	$1,0 \cdot d_{bd}$	v_{Ed}	3
Property verification	P2	N_{Sd}	$1,0 \cdot d_{bd}$	v_{Ed}	3
Ageing	P3	N_{Sd}	$1,0 \cdot d_{bd}$	50	3

Figura 2.25: Tabella riassuntiva test dinamici

Come si può analizzare dalla figura 2.25 ci sono vari tipi di test che si distinguono in funzione di: carico di compressione, spostamento, velocità di picco e numero di cicli completi.

Inoltre, nei test D1, D2, D3 si analizzano le seguenti caratteristiche:

- non ci deve essere una variazione di rigidezza del + o – 10% tra i cicli;
- per ogni ciclo, la rigidezza di richiamo della porzione superiore del ciclo è entro il 5 % del valore ottenuto per la porzione inferiore;
- la media della rigidezza di richiamo per i tre cicli è compresa entro + o – il 15% del valore di progetto;
- la forza di scorrimento massima per ciascuno dei tre cicli è compresa nel + o – il 15% del valore di progetto;
- L'energia dissipata per ciclo (EDC) per ciascun ciclo non è inferiore all'85% dell'EDC di progetto, adeguata agli spostamenti massimi;
- La rigidezza di richiamo di ciascun ciclo e la rigidezza di richiamo media di un provino rientra nel + o – il 15% della stessa rigidezza dell'altro provino.

- Prova di invecchiamento: lo scopo di questa prova è quella di verificare l'influenza dell'invecchiamento del materiale di scorrimento in termini di resistenza all'attrito, mediante una prova di invecchiamento accelerato.

La prova di invecchiamento dovrà essere condotta su un dispositivo di scorrimento a superficie curva, con un campione di elementi scorrevoli precedentemente testati secondo le condizioni della prova di tipo P1, della figura 2.25, per determinare la variazione del coefficiente di attrito dinamico. Si applicano i requisiti di prova di tipo P3 della figura 2.25. Prima della prova P3, il materiale deve essere esposto per 14 giorni ad una temperatura di 70°C in condizioni anaerobiche e dopo il test P3, il coefficiente dinamico di attrito deve essere cambiato meno del 20% a causa dell'invecchiamento. I dati vengono poi utilizzati per fare le analisi in Upper e Lower bound.

3. STORIA E STATO DELL'ARTE DELL'ISOLAMENTO NEGLI EDIFICI IN MURATURA

È importante sottolineare che le moderne tecnologie antisismiche sono applicabili a tutti i tipi di strutture civili, inclusi gli edifici residenziali e gli impianti. Per quanto riguarda le nuove costruzioni, è stato dimostrato che l'adozione di queste tecnologie non comporta un aumento dei costi di costruzione, almeno nelle aree a sismicità alta o media; anzi, se il sistema è ben progettato, può portare a un significativo risparmio. Tuttavia, per quanto concerne le strutture esistenti, l'uso dell'isolamento sismico non è ancora ampiamente diffuso, nonostante le numerose applicazioni realizzate dopo eventi sismici, come quello dell'Aquila nel 2009.

Questo tema è particolarmente rilevante poiché, a seguito del sisma, esiste un elevato numero di edifici, soprattutto residenziali, nei quali questa tecnologia potrebbe essere implementata. In particolare, per gli edifici, le suddette tecnologie sono applicabili sia a quelli in cemento armato che a quelli in muratura. Si tratta di scegliere il tipo di dispositivo più adatto ad ogni struttura e le più modalità di installazione più opportune. Già 10 anni fa le applicazioni delle moderne tecnologie antisismiche erano oltre 23.000, a livello mondiale, realizzate in decine di Paesi di tutti i continenti (tra le quali ben oltre 400 in Italia). Alcuni degli edifici e dei ponti di altri Paesi sono protetti da dispositivi prodotti in Italia, a riprova dell'ormai internazionalmente riconosciuta validità delle nostre industrie manifatturiere.

Per quanto riguarda l'isolamento sismico degli edifici, la sua odierna utilizzazione è ovviamente più agevole quando essi sono in c.a. sia per nuove costruzioni che per adeguamenti di strutture esistenti.

Tuttavia, l'isolamento sismico può essere utilizzato con successo anche per edifici in muratura, seppur con l'adozione di accorgimenti specifici. La muratura, a differenza del cemento armato, è un materiale molto resistente a compressione ma estremamente vulnerabile a trazione e deformazioni laterali, caratteristiche che la rendono meno flessibile e duttile. Proprio questa mancanza di duttilità è il principale punto debole degli edifici in muratura in caso di eventi sismici, poiché essi non sono in grado di dissipare efficacemente l'energia rilasciata dal terremoto, risultando quindi più vulnerabili a danni strutturali.

L'utilizzo dell'isolamento sismico in edifici in muratura offre un grande vantaggio: consente di ridurre drasticamente le deformazioni laterali trasmesse alla struttura, proteggendo così la muratura da sollecitazioni che essa non sarebbe in grado di sopportare. In pratica, gli isolatori posti alla base dell'edificio "filtrano" il movimento sismico, consentendo all'edificio stesso di muoversi in modo controllato e riducendo significativamente la trasmissione delle accelerazioni sismiche ai piani superiori. Questo permette alla muratura di rimanere all'interno del suo campo elastico, evitando fratture o cedimenti causati da deformazioni eccessive.

Per l'applicazione dell'isolamento sismico negli edifici in muratura, è necessario adottare una progettazione attenta, che includa interventi di consolidamento e rinforzo delle fondazioni e della parte inferiore della struttura, per garantire una corretta interazione con il sistema di isolamento.

Sebbene restino assai più numerose le applicazioni dell'isolamento sismico agli edifici in c.a., ce ne sono ormai parecchie effettuate anche per quelli in muratura.

3.1 Adeguamento degli edifici esistenti

La valutazione della sicurezza di un edificio può determinare la necessità di attuare degli interventi strutturali finalizzati a ridurre la vulnerabilità sismica di una costruzione esistente. Le norme tecniche per le costruzioni (NTC 2018) definiscono una costruzione esistente come: “quella che abbia, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto d'intervento, la struttura completamente realizzata”.

La Circolare esplicativa n. 7/2019 completa la definizione aggiungendo quanto segue: “in termini del tutto generali, con l'espressione struttura completamente realizzata può intendersi una struttura per la quale, alla data della redazione della valutazione di sicurezza e/o del progetto di intervento, sia stato redatto il certificato di collaudo statico ai sensi delle Norme Tecniche vigenti all'epoca della costruzione; se all'epoca della costruzione l'obbligo del collaudo statico non sussisteva, devono essere state almeno interamente realizzate le strutture e i muri portanti e le strutture degli orizzontamenti e delle coperture”.

Per capire se è necessario o meno sottoporre una struttura esistente a interventi strutturali antisismici, è necessario effettuare la valutazione della sicurezza. Secondo le NTC 2018, la valutazione della sicurezza e la progettazione degli interventi sulle costruzioni esistenti possono essere eseguite con riferimento ai soli SLU (condizione di stato limite ultimo), salvo che per le costruzioni in classe d'uso IV, per le quali sono richieste anche le verifiche agli SLE (Stati limite di esercizio).

La valutazione della sicurezza deve stabilire se:

- l'uso della costruzione può continuare senza interventi;
- l'uso della costruzione va modificato (declassamento, cambio di destinazione, etc);
- è necessario aumentare la sicurezza strutturale mediante interventi.

Le costruzioni esistenti devono essere sottoposte ad una valutazione della sicurezza, nel caso si verifichi una delle seguenti condizioni:

- la riduzione della capacità resistente e deformativa di una struttura o di alcune sue parti può essere dovuta a diversi fattori come il degrado significativo dei materiali, il decadimento delle loro caratteristiche meccaniche o le deformazioni causate da problemi di fondazione o da danni provocati da azioni ambientali come terremoti, vento, neve o variazioni di temperatura. Anche eventi eccezionali come urti, incendi o

esplosioni possono compromettere la struttura. Inoltre, l'uso anomalo o il sovraccarico rispetto alle previsioni progettuali possono influire negativamente sulla stabilità e la resistenza dell'edificio;

- la presenza di gravi errori di progetto o di costruzione;
- il cambio della destinazione d'uso della costruzione o di parti di essa, con variazione significativa dei carichi variabili o passaggio ad una classe d'uso superiore;
- l'esecuzione di interventi non dichiaratamente strutturali, qualora essi interagiscano, anche solo in parte, con elementi aventi funzione strutturale e ne riducano la capacità o ne modifichino la rigidità;
- la necessità di realizzare un intervento strutturale;
- nel caso in cui ci siano opere realizzate in assenza o difformità dal titolo abitativo o alle norme tecniche per le costruzioni.

Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ξ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione. Nel caso in cui dalla valutazione della sicurezza risulti necessario realizzare un intervento, occorre valutare degli interventi volti a migliorare o adeguare sismicamente la struttura;

Gli interventi sono classificabili come:

- interventi di riparazione o locali, sono interventi che interessano singoli elementi strutturali o pochi elementi strutturali, in una zona limitata dell'edificio, che non riducano le condizioni di sicurezza preesistenti;
- interventi di miglioramento sono interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, senza necessariamente raggiungere livelli di sicurezza fissati dalla norma;
- interventi di adeguamento sono interventi atti ad aumentare la sicurezza strutturale preesistente, conseguendo i livelli di sicurezza fissati dalla norma. Costituiscono interventi molto onerosi sia dal punto di vista economico che tecnico.

Nella norma precedente del 2008, erano più intuitive queste definizioni poiché, era definito adeguamento quando il coefficiente ξ_E arrivava ad 1, cioè quando le verifiche erano soddisfatte e si arriva al livello di sicurezza richiesto dalle norme attuali. Nell'intervento di miglioramento si migliora la struttura senza arrivare necessariamente ad 1.

Nella categoria degli interventi locali o delle riparazioni, rientrano gli interventi di ripristino, rinforzo o sostituzione di elementi strutturali o di parti di essi, non adeguati alla funzione che devono svolgere (ad esempio travi, architravi, coperture, impalcati o porzioni di impalcato, pilastri, pannelli murari).

Il miglioramento sismico comprende tutti quegli interventi che, pur senza raggiungere l'entità dell'adeguamento sismico completo, mirano a modificare il comportamento strutturale, sia a livello locale che globale. Questi interventi possono comportare variazioni nella rigidezza, nella resistenza o nella capacità deformativa di singoli elementi strutturali o di intere porzioni dell'edificio. Inoltre, il miglioramento sismico può includere l'inserimento di nuovi elementi strutturali che contribuiscono a migliorare la risposta dell'edificio alle sollecitazioni sismiche, riducendo i rischi associati a eventi sismici.

La valutazione della sicurezza e il progetto di intervento dovranno essere estesi a tutte le parti della struttura potenzialmente interessate da modifiche di comportamento, nonché alla struttura nel suo insieme.

Nel caso di miglioramento sismico il coefficiente ζ_E nella situazione Post Operam può essere minore di 1. In particolare, si verifica quanto segue:

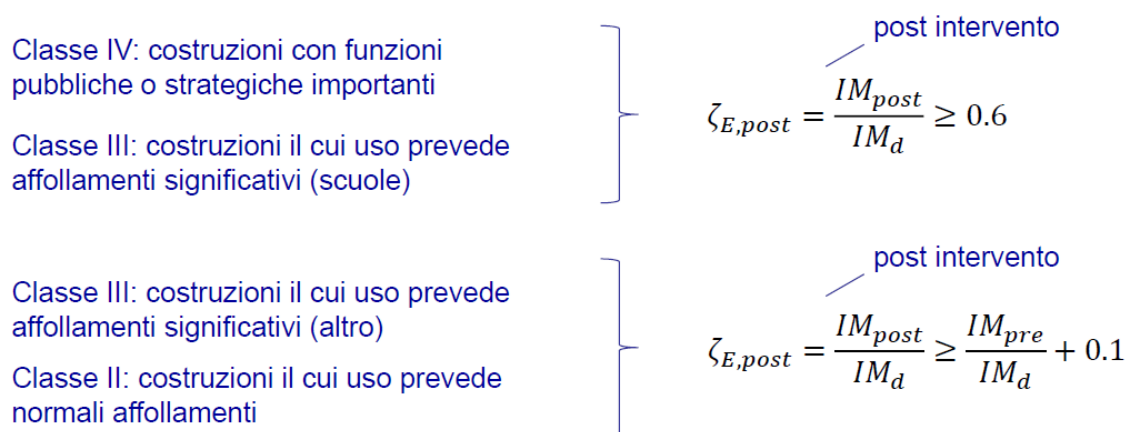


Figura 3.1: Coefficiente ζ_E da adottare per le diverse classi

L'intervento di adeguamento sismico ha l'obiettivo di raggiungere i livelli di sicurezza richiesti per gli edifici di nuova costruzione. L'adeguamento costituisce un intervento da realizzare obbligatoriamente nelle seguenti condizioni:

- a. sopraelevare la costruzione;
- b. ampliare la costruzione mediante opere ad essa strutturalmente connesse e tali da alterarne significativamente la risposta;

- c. apportare variazioni di destinazione d'uso che comportino incrementi dei carichi globali verticali in fondazione superiori al 10%, valutati secondo la combinazione caratteristica;
- d. effettuare interventi strutturali volti a trasformare la costruzione mediante un insieme sistematico di opere che portino ad un sistema strutturale diverso dal precedente; nel caso degli edifici, effettuare interventi strutturali che trasformano il sistema strutturale mediante l'impiego di nuovi elementi verticali portanti su cui grava almeno il 50% dei carichi gravitazionali complessivi riferiti ai singoli piani;
- e. apportare modifiche di classe d'uso che conducano a costruzioni di classe III ad uso scolastico o di classe IV.

Nel caso di adeguamento sismico il coefficiente ξ_E dipende dalla tipologia di intervento:

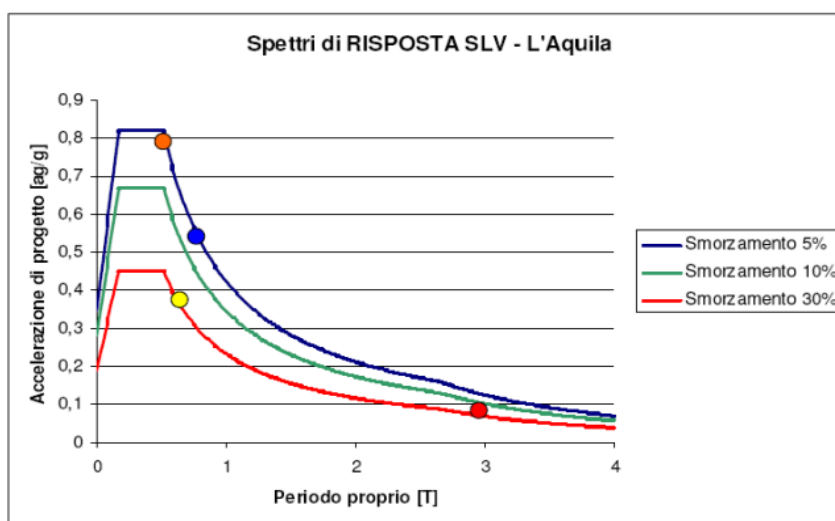
- $\xi_E = 1$, per interventi relativi alle lettere a), b) e d);
- $\xi_E \geq 0.8$ per interventi alle lettere c) ed e).

Come emerso dalle definizioni dettate dalle NTC 2018, adeguamento sismico e miglioramento sismico non sono la stessa cosa anche se spesso vengono utilizzati come sinonimi. Si tratta bensì di interventi ben distinti tra loro, che determinano diversi livelli di riduzione del rischio sismico. Pertanto, la sostanziale distinzione tra miglioramento e adeguamento sismico sta nel livello di sicurezza raggiunto.

L'adeguamento sismico può essere ottenuto sostanzialmente attraverso tre sistemi che, in alcuni casi possono essere combinati tra loro:

- Il rinforzo strutturale, che può essere ottenuto mediante l'applicazione di armature aggiuntive, spesso realizzato mediante l'impiego di fibre di carbonio o di vetro. Come si può vedere nel grafico di figura 3.2, questa pratica rende la struttura più rigida senza incrementarne la capacità di dissipare energia e pertanto ne aumenta la risposta sismica. La struttura rinforzata dovrà pertanto essere calcolata per resistere ad azioni sismiche superiori a quelle della struttura originaria;
- l'applicazione di controventi dissipativi che, con tale tecnologia si va ad incrementare la capacità della struttura di dissipare energia. I benefici in termine di riduzione dell'azione sismica sono però in parte annullati dal fatto che contemporaneamente i controventi dissipativi aumentano la rigidità della struttura, riducendo pertanto il periodo proprio, come è messo in evidenza nel grafico di figura 3.2;

- l'isolamento sismico alla base che, come si vede dal grafico di figura 3.2, consente una riduzione dell'azione sismica notevole, tale da minimizzare o addirittura eliminare la necessità di rinforzare la struttura. Quando questa circostanza è conseguibile il metodo dell'isolamento sismico è decisamente il meno invasivo in quanto permette di concentrare le operazioni ad un solo piano, il piano interrato o il piano terreno. L'applicazione dell'isolamento sismico richiede però che la struttura sia libera di muoversi in tutte le direzioni di una quantità che dipende dalla sismicità della zona.



- *Edificio esistente* (blue dot)
- *Rinforzo strutturale* (orange dot)
- *Controventi dissipativi* (yellow dot)
- *Isolamento* (red dot)

Figura 3.2: Diversi spettri di risposta in funzione del tipo di intervento

3.2 Operatività e sicurezza durante i lavori

Parlando di operatività di un edificio durante i lavori di adeguamento mediante isolamento sismico, è necessario fare alcune premesse. Innanzitutto, l'operatività dell'edificio può essere garantita solo se la sovrastruttura non ha bisogno di interventi o se questi sono molto limitati, mentre potrebbe accadere che per strutture molto deboli, le sollecitazioni legate al sisma, seppur ridotte dal sistema di isolamento, siano comunque ancora troppo elevate per travi e pilastri che quindi andrebbero rinforzati. Inoltre, per edifici particolarmente carenti dal punto di vista strutturale, potrebbero esserci problemi anche di tipo statico. Infine, l'operatività non può ovviamente essere garantita quando si opera su edifici danneggiati da un precedente sisma. Un'ulteriore premessa è che, come ribadito nel seguito, se si sceglie di inserire gli isolatori al livello più basso dell'edificio, ad esempio al livello interrato in un condominio, tale piano, spesso destinato a garage e cantine, non potrà essere utilizzato per l'intera durata dei lavori.

Se tali premesse sono rispettate, con un'opportuna sequenza delle fasi esecutive, è possibile fruire in sicurezza della sovrastruttura.

Al fine di garantire l'operatività dell'edificio durante i lavori, bisogna assicurare un adeguato livello di sicurezza. Tale livello è compreso tra il valore minimo, che caratterizza la struttura prima dell'inizio dei lavori, ed il valore massimo, relativo alla condizione finale dell'edificio a seguito dell'intervento (di miglioramento o di adeguamento). Di solito, è possibile accettare il valore minimo, tenendo anche conto della durata dei lavori, al termine dei quali l'edificio risulterà nettamente più performante.

Il primo passo da effettuare è determinare l'evento sismico (quindi il periodo di ritorno e la PGA) che porta la struttura al suo stato limite di salvaguardia della vita (SLV) nella condizione di partenza.

Con riferimento alle forze interne, durante le fasi di realizzazione dell'isolamento, il livello di sicurezza dell'edificio pre-intervento si può ottenere garantendo che ogni colonna abbia una resistenza pari a quella iniziale (si parla di ripristino delle resistenze), oppure assicurando che ogni colonna possa sopportare le sollecitazioni indotte dal terremoto di progetto allo SLV valutato in precedenza nell'analisi di vulnerabilità sismica (si parla di ripristino delle caratteristiche).

3.3 Isolamento sismico negli edifici esistenti in c.a.

La prima problematica da tener in considerazione durante la progettazione di un intervento su un edificio esistente è la scelta del posizionamento del sistema di isolamento sia in pianta che in elevazione. È indispensabile che i dispositivi di isolamento, singolarmente, siano posti su una superficie orizzontale e che, all'interno dell'edificio, possa essere definita una superficie continua, detta interfaccia di isolamento, che passi per tutti gli isolatori senza intersecare né la sottostruttura né la sovrastruttura. Inoltre, è necessario che i dispositivi possano essere facilmente ispezionabili e sostituibili. Nel considerare tali necessità, comuni anche alla progettazione di nuovi edifici, la scelta del sistema deve tener conto di una serie di caratteristiche dell'edificio su cui si sta intervenendo e valutando quelli che sono i requisiti da rispettare, tra cui:

- la destinazione d'uso del piano in cui si vuole inserire il sistema di isolamento;
- la tipologia e la configurazione del sistema di fondazione;
- la posizione e le caratteristiche strutturali del vano ascensore che non va appoggiato a terra e del vano scale che va interrotto lungo il piano di isolamento;
- il contrasto per un eventuale ricentraggio;
- la protezione incendio, posizionando dei ritegni nel caso in cui si perde di rigidità verticale (isolatori elastomerici);
- i giunti devono avere una ampiezza adeguata in modo da far spostare tranquillamente l'edificio durante il sisma;
- la flessibilità degli impianti.

Una delle soluzioni più diffuse negli edifici in c.a. è l'inserimento dei dispositivi di isolamento all'interno dei pilastri del piano inferiore dell'edificio. In tal caso, sarebbe opportuno collocare gli isolatori in sommità dei pilastri, e in caso di sisma, la presenza del sistema di isolamento non interferisce con la funzionalità del piano in cui esso è inserito. Nella maggior parte dei casi, questa soluzione richiede l'ingrandimento degli elementi verticali sia al fine di contenere i dispositivi di isolamento, sia per garantire il raggiungimento di un'adeguata rigidità, mentre il solaio al di sopra del sistema di isolamento garantisce la presenza di un diaframma rigido che colleghi tutti gli isolatori. Tale soluzione rende, inoltre, molto facili le ispezioni e le operazioni di manutenzione.



Figura 3.3: Isolamento in testa al pilastro

Ovviamente, gli isolatori possono essere collocati anche alla base dei pilastri. In tal caso la presenza di un piano rigido al di sotto dei dispositivi è garantito dalle fondazioni, mentre al di sopra potrebbe essere necessario l'ingrandimento dei pilastri o la creazione di un diaframma rigido. In quest'ultimo caso, è necessario prevedere l'installazione di botole che rendano possibile l'ispezione degli isolatori. Nel caso in cui non venga creato un piano rigido, è necessario garantire uno spazio libero attorno ai pilastri in modo che, durante il sisma, la sovrastruttura non colpisca persone o oggetti durante il moto.



Figura 3.4: Isolamento alla base del pilastro

Si possono analizzare nella figura 3.4 le differenze.

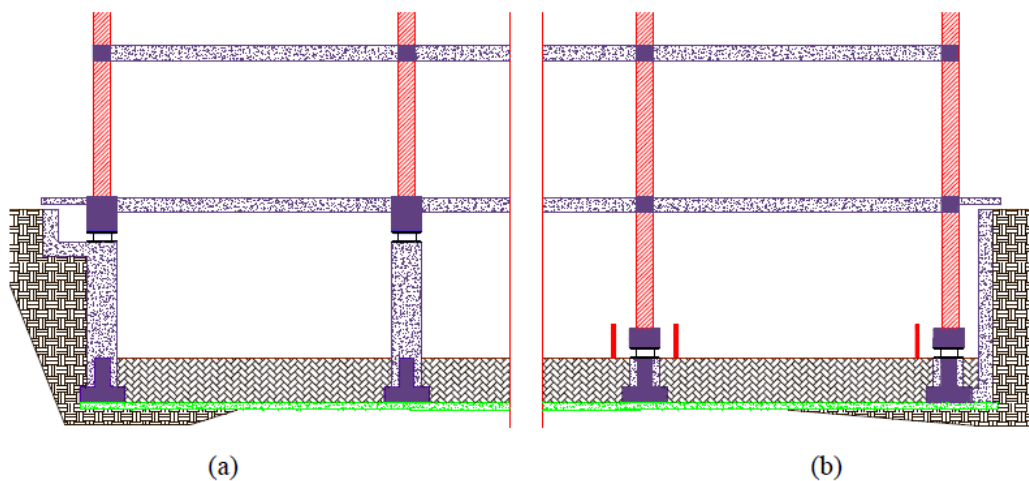


Figura 3.5: Differenze di posizionamento del sistema di isolamento

Un'ulteriore possibilità è quella di applicare un intaglio in testa alle fondazioni, nel caso in cui profonde, in modo da posizionare il sistema di isolamento in testa al palo. Nelle figure sottostanti sono evidenziate quelle che sono le diverse fasi per realizzare il sistema di isolamento.



Figura 3.6: Processo di posizionamento in testa ai pali di fondazione del sistema di isolamento

Un'altra soluzione adottata anche nelle strutture in muratura per l'installazione del sistema di isolamento sismico, consiste nell'inserire gli isolatori tra le fondazioni esistenti e nuove sub-fondazioni realizzate appositamente. Questa tecnica permette di mantenere l'integrità strutturale dell'edificio senza la necessità di interventi invasivi sulle murature portanti. Nel caso in cui le fondazioni esistenti risultassero non sufficientemente affidabili o idonee, è possibile intervenire sostituendole o rafforzandole, garantendo così una maggiore sicurezza e stabilità all'intero edificio sotto l'azione sismica.

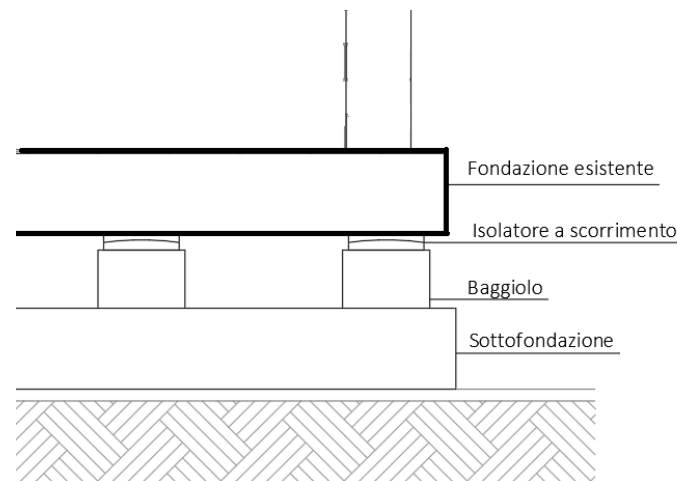


Figura 3.7: Soluzione di posizionamento tra fondazione e sottofondazione

L'inserimento degli isolatori in qualsiasi punto della struttura modifica inevitabilmente lo schema statico originale. In particolare, un pilastro che precedentemente fungeva da elemento continuo viene compromesso attraverso l'introduzione di intagli, trasformandolo di fatto in una sorta di cerniera. Questo intervento comporta anche il taglio delle armature metalliche interne, con conseguenti implicazioni sulla capacità portante del pilastro stesso. Pertanto, è fondamentale effettuare gli opportuni rinforzi strutturali per garantire che la nuova configurazione sia in grado di resistere efficacemente alle sollecitazioni meccaniche e sismiche cui sarà sottoposta.

Il trasferimento del carico deve avvenire tramite l'utilizzo di elementi temporanei. La prima tecnica prevede che il carico verticale deve essere trasferito attraverso dei martinetti idraulici. Nel caso di inserimento degli isolatori nei pilastri, i martinetti possono essere inseriti tra le travi del primo piano e le fondazioni, in modo da scaricare completamente gli elementi. In alternativa può essere scaricata solamente la porzione di pilastro da tagliare, inserendo delle mensole in acciaio ancorate all'elemento subito al di sopra o subito al di sotto la parte da rimuovere. I martinetti vengono quindi collocati tra le mensole e le travi del primo piano, qualora il sistema

di isolamento sia posizionato sulla sommità dei pilastri. In alternativa, se il sistema di isolamento è situato alla base dei pilastri, i martinetti vengono installati tra le fondazioni e il sistema di isolamento stesso.

Una volta inseriti gli isolatori nell'intaglio del pilastro, la tecnica prevede l'uso di profili destinati a garantire la trasmissione delle sollecitazioni tra le due parti del pilastro. Questi profili sono bullonati ad altri elementi in acciaio, i quali sono a loro volta collegati alle colonne mediante barre filettate. Queste barre fungono anche da contrasto per i martinetti idraulici durante la fase di scarico delle colonne, che precede il loro taglio. Per la ripartizione delle forze su tali elementi durante i lavori, sarà molto più agevole garantire il ripristino delle resistenze, grazie ad un braccio delle forze interne maggiore, con l'isolatore soggetto esclusivamente ai carichi verticali, senza alcun bisogno di modificare le dimensioni delle piastre a contatto con il pilastro.

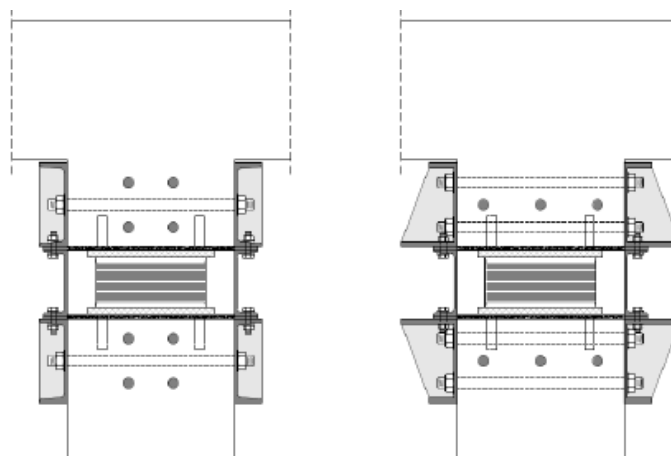


Figura 3.8: Piastre per la ripartizione delle forze

La seconda tecnica invece, prevede l'inserimento di profili in acciaio tra la piastra superiore e quella inferiore dell'isolatore. Con riferimento agli assi del dispositivo in pianta, un'azione sismica orizzontale provoca sulla struttura sforzi di taglio e momento, ripartiti in tensioni tangenziali nei profili paralleli al sisma e tensioni di compressione o trazione nei profili ortogonali ad esso. Ovviamente, nella realtà, i due casi sono combinati e in ogni profilo nascono tensioni tangenziali e normali.

Fondamentale è la corretta progettazione di questi profili, per garantire che, in tutte le fasi intermedie, essi abbiano dimensioni sufficienti. Altrettanto importante è valutare la ridistribuzione delle forze di taglio sui pilastri all'inserimento di ogni nuovo dispositivo con taglio del relativo pilastro, per studiare l'evoluzione delle sollecitazioni ed essere in grado di garantire ad ogni step il livello di sicurezza prefissato.

I profili in acciaio possono essere collegati alle piastre dell'isolatore tramite bulloni verticali (Figura 3.9), aumentando le dimensioni in pianta delle piastre rispetto a quelle dei cataloghi, o orizzontali (Figura 3.9), aumentandone lo spessore. La geometria dei profili, il numero di bulloni e la classe dell'acciaio devono, inoltre, tener conto delle dimensioni dell'isolatore e delle reali difficoltà durante le fasi di montaggio.

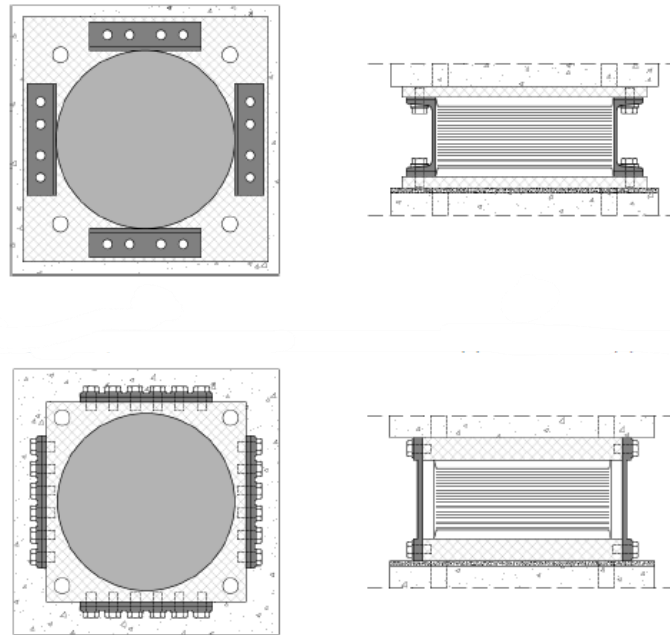


Figura 3.9: Disposizione profili di acciaio

Definita la posizione del sistema di isolamento e la modalità di trasferimento del carico verticale, è necessario garantire un distanziamento adeguato dagli edifici limitrofi, dal terreno circostante, se il sistema di isolamento è posto nel piano interrato, o comunque da qualsiasi tipo di ostacolo con cui l'edificio possa martellare durante gli spostamenti indotti dal sisma.

Con riferimento a tali spostamenti, si dovranno progettare dei giunti atti a favorire questi movimenti. Un altro aspetto da tener in considerazione è la realizzazione di connessioni flessibili per le condotte degli impianti, che devono poter subire grandi deformazioni senza rompersi.

3.4 Isolamento sismico negli edifici esistenti in muratura

Prima di descrivere l'applicazione dell'isolamento sismico a edifici in muratura esistenti, vale la pena ricordare alcuni aspetti di carattere generale sull'utilizzo dell'isolamento sismico negli edifici in muratura.

In un edificio in muratura portante, le pareti trasferiscono le azioni cui sono soggette alla fondazione lungo la loro intera lunghezza, mentre gli isolatori impongono una discretizzazione di questo appoggio continuo. Pertanto, negli edifici di nuova realizzazione, va realizzata una struttura molto rigida, in genere in c.a., alla base delle pareti del primo livello, capace di assorbire localmente le azioni trasmesse dalla sovrastruttura e di trasferirle a un numero limitato di dispositivi di isolamento, disposti negli incroci tra le pareti e in altri punti intermedi se necessario per evitare distanze eccessive. Gli isolatori, a loro volta, trasferiscono le azioni alla sottostruttura, anch'essa in c.a. e sufficientemente rigida illustrato in figura 3.10.

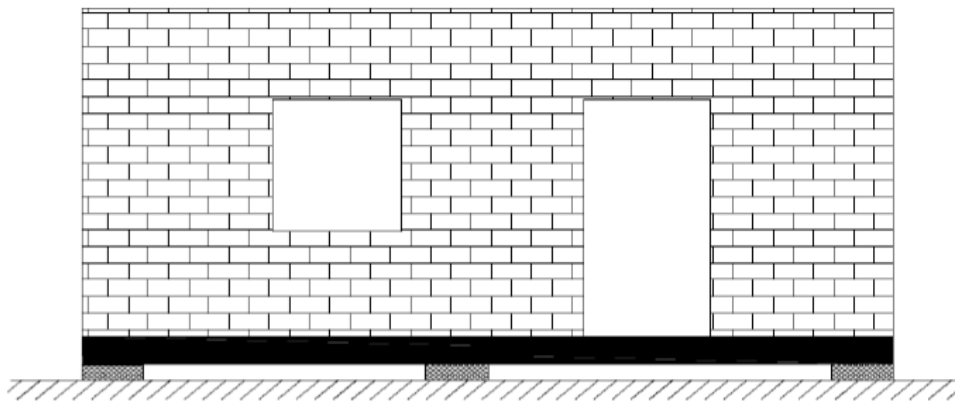


Figura 3.10: Cordolo di fondazione per il trasferimento delle azioni alla sottostruttura

Per quanto riguarda la posizione degli isolatori, è fondamentale disporli al livello più basso possibile della struttura. Questa strategia consente di proteggere la massima porzione dell'edificio in elevazione, minimizzando le deformazioni e le sollecitazioni sulle pareti. Infatti, una corretta collocazione degli isolatori riduce gli spostamenti relativi delle pareti rispetto al pavimento, limitando in tal modo l'impatto delle forze sismiche e migliorando la stabilità globale della struttura. Inoltre, ciò consente un uso più efficiente dello spazio adiacente alle pareti, evitando restrizioni nell'uso delle aree interne.

Le problematiche evidenziate influenzano significativamente le scelte progettuali negli interventi su edifici esistenti, che possono essere classificati in due categorie principali:

- Interventi con taglio delle pareti murarie: Questa tipologia di intervento prevede la realizzazione di due cordoli a un'altezza prestabilita delle pareti. Tra questi cordoli vengono inseriti i dispositivi di isolamento, garantendo così una connessione efficace tra le diverse porzioni della struttura. Tale soluzione è particolarmente vantaggiosa per gli edifici in muratura, in quanto migliora la capacità di resistenza sismica senza compromettere la funzionalità degli spazi interni.
- Interventi in fondazione: In questo caso, si procede alla realizzazione di un cordolo superiore che sostituisce la fondazione esistente, un aspetto cruciale per garantire la stabilità della struttura. Inoltre, vengono creati plinti inferiori che possono essere interconnessi tramite travi adeguate, formando una rete di supporto solida e resistente. Gli isolatori vengono quindi inseriti tra i plinti e il cordolo superiore, contribuendo così a una distribuzione equilibrata delle forze sismiche.

In entrambi i casi, l'approccio progettuale prevede l'adozione di piccole sezioni di intervento, conosciute come sotto-cantieri, che consentono di operare su limitate porzioni dell'edificio alla volta. Questa metodologia non solo facilita la gestione del cantiere, ma riduce anche il rischio di danneggiamenti per le parti della struttura non interessate dagli interventi. Inoltre, permette una maggiore flessibilità nella programmazione dei lavori e nel monitoraggio delle prestazioni strutturali durante le fasi di costruzione. Infine, l'approccio a piccoli sotto-cantieri è particolarmente utile in contesti urbani complessi, dove la minimizzazione dell'impatto sulle strutture circostanti e sulle attività quotidiane è essenziale.

3.4.1 Fasi esecutive dell'isolamento negli edifici esistenti

Le modalità operative per la realizzazione di questa strategia “innovativa” si basano su metodologie di intervento tradizionali ampiamente sperimentate nell'ambito di opere di sottofondazione di un edificio fondato direttamente sul terreno.

Tra le due fondazioni si interpongono i dispositivi isolanti con dei baggioli ovvero degli elementi grazie al quale gli isolatori sono solidali all'elemento strutturale. In tali elementi si dovranno predisporre dei fori di alloggio per ospitare successivamente l'isolatore e le relative boccole di fissaggio. La posa in opera degli isolatori avviene avvitandoli alla contropiastra superiore ed inserendo quindi dei martinetti piatti “a perdere” al di sotto dei dispositivi. Iniettando all'interno del martinetto piatto resina epossidica si trasferisce parte del carico della struttura superiore all'isolatore e ponendo inoltre in pressione anche la nuova fondazione. In tal modo si eliminano le probabilità di cedimenti differenziali in fondazione dovute alla realizzazione per cantieri dell'intervento. Tutte le opere di demolizione sono accompagnate da opere di puntellazione e presidio delle strutture di elevazione.

Operando per sotto-cantieri non adiacenti tra loro, si ripetono dunque le varie fasi disponendo tutti gli isolatori elastomerici o a scorrimento, in base alla progettazione effettuata, che sosterranno ormai definitivamente le strutture murarie soprastanti il piano di scorrimento. L'ultima lavorazione è la posa in opera di un solaio in acciaio e lamiera grecata che ripristinerà il piano di calpestio al di sotto del quale sarà predisposto un vano tecnico per la manutenzione e controllo degli isolatori e rappresenta il piano rigido al di sopra il piano di scorrimento.

Riassumendo dunque:

- si procede allo scavo e rimozione del terreno all'interno dei vani del fabbricato, per circa due metri dal piano terra;
- successivamente per piccole e limitate porzioni si rimuove una parte delle fondazioni e del terreno sottostante le pareti stesse dell'edificio;
- con le opportune cautele, anche impiegando puntelli e martinetti, si realizzano due nuove fondazioni, la prima alla base, solidale con il terreno, la seconda, al di sopra di questa, alla base della parete in muratura;
- tra le due nuove fondazioni vengono realizzati dei baggioli, che sono leggermente più grandi della dimensione degli isolatori per favorire il fissaggio di questi;

- vengono inseriti i dispositivi che appunto isolano la parte soprastante dell'edificio da quella sottostante solidale al terreno;
- lungo il perimetro del fabbricato occorre lasciare uno spazio libero affinché il fabbricato possa avere gli spostamenti, anche dell'ordine di decine di 20-30 centimetri, rispetto al terreno circostante in caso di evento sismico;
- l'ultima operazione è la ricostruzione del piano di calpestio con un nuovo solaio che coprirà il piano di isolamento.

Nel caso in cui si utilizzano i dispositivi elastomerici il posizionamento prevede uno studio specifico in modo tale da garantire il centraggio del baricentro delle masse con il baricentro delle rigidezze; si inoltre provvede a disporre gli isolatori il più possibile in posizione periferica, in modo tale da massimizzare la rigidezza torsionale del sistema.



Figura 3.11: Realizzazione baggioli per inserimento degli isolatori



Figura 3.12: Cordolo di fondazione e sistema di isolamento ultimato

3.4.2 Applicazioni negli edifici in muratura esistenti

Un intervento efficace per gli edifici in muratura è quello progettato da Melkumyan su un edificio scolastico a Vanadzor, Armenia, a seguito del terremoto del 1988.



Figura 3.13: Edificio scolastico a Vanadzor

L'edificio non aveva un'adeguata capacità sismica ma la struttura aveva superato pressoché indenne il terremoto del 1988 (Melkumyan, 2011) e si decise di adeguarla sismicamente intervenendo al livello del piano interrato, con inserimento di isolatori sismici previo taglio delle pareti. Furono realizzati due cordoli a sandwich che, in corrispondenza dei dispositivi, diventano a tutta larghezza della muratura. In dettaglio, le fasi esecutive furono le seguenti:

- realizzazione di vani all'interno della muratura in corrispondenza delle posizioni nelle quali sarebbero poi stati inseriti gli isolatori;
- all'interno del vano, si è predisposta l'armatura del cordolo inferiore, di spessore maggiore rispetto alla parete muraria, al fine di predisporre l'armatura di attesa a sandwich sulle pareti murarie tra un vano e il successivo;
- installazione dell'isolatore, mediante la predisposizione di una dima, adeguatamente fissata all'armatura del cordolo inferiore;
- getto del calcestruzzo del cordolo inferiore, per tutto il tratto all'interno del vano;
- all'interno del vano, si è predisposta l'armatura del cordolo superiore, di spessore maggiore rispetto alla parete muraria, al fine di predisporre l'armatura di attesa a sandwich sulle pareti murarie tra un vano e il successivo;
- getto del calcestruzzo del cordolo superiore, per tutto il tratto all'interno del vano;

- inserimento dell'armatura sulle pareti in continuità con quella di attesa, tra un vano e il successivo, e realizzazione dei cordoli a sandwich sia superiori che inferiori;
- taglio orizzontale della muratura tra i due cordoli sandwich, in modo da separare definitivamente la sovrastruttura dalla sottostruttura.

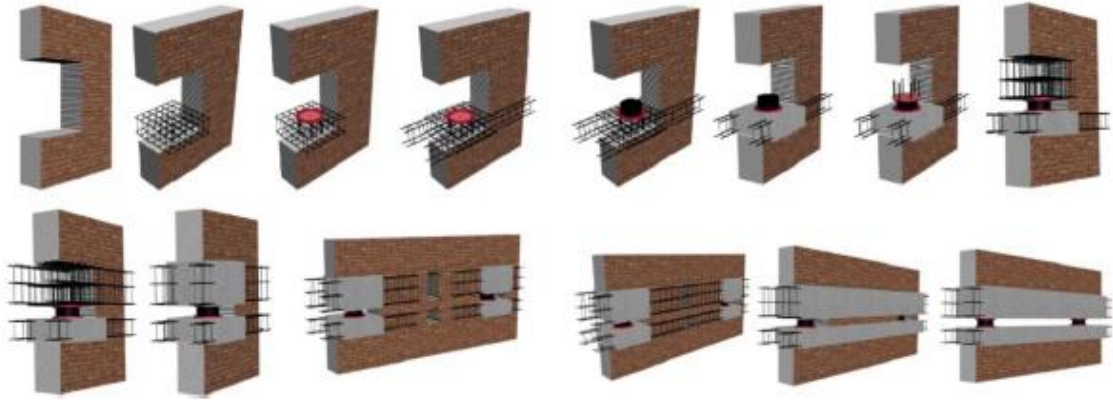


Figura 3.14: Fasi di intervento per la realizzazione dell'isolamento in una struttura in muratura

Un ulteriore progetto di adeguamento sismico è il Museo Nazionale di Tehran, progettato dall'architetto André Godard con struttura moderna e facciata ispirata all'architettura preislamica del periodo sasanide e completato nel 1936, è ritenuto parte del patrimonio culturale della capitale iraniana.



Figura 3.15: Museo Nazionale di Tehran

L'edificio, che contiene esposti numerosi resti dell'antica Persepoli, è lungo circa 100 m e largo circa 50 m, è composto da tre parti rigidamente connesse tra loro e con fondazioni a livelli diversi:

- un blocco sud che contiene l'ingresso principale ad arco, con un piano terra e un piano in elevazione;
- la sala principale con due cortili centrali, su tre livelli, un piano terra e due in elevazione;
- un blocco nord, contenente uffici, con un piano terra e quattro piani in elevazione.

L'analisi della vulnerabilità sismica aveva fornito un valore dell'accelerazione al suolo pari a 0.024g in corrispondenza dell'insorgere del danno e un valore di 0.24g in corrispondenza del collasso, valori notevolmente inferiori rispetto al valore dell'accelerazione orizzontale al suolo per il sito in esame, pari a 0.5g (sottosuolo tipo C), per una probabilità del 10% di superamento in 50 anni.

Il valore storico dell'edificio e, soprattutto, quello del suo contenuto richiedono il raggiungimento di un elevatissimo grado di sicurezza. Pertanto, si è pensato all'inserimento di un sistema di isolamento sismico alla base. Il progetto strutturale ha previsto interventi tradizionali preliminari, necessari per eliminare alcuni difetti strutturali, senza alterare le caratteristiche architettoniche e funzionali dell'edificio, con i quali la capacità strutturale è risultata incrementata fino a un valore corrispondente a un'accelerazione spettrale di 0.15g. Su tali basi è stato progettato il sistema di isolamento sismico e, al fine di limitare gli spostamenti, sono stati previsti isolatori elastomerici con inserti in piombo, che hanno consentito di assumere uno smorzamento pari al 25% di quello critico. In assenza di riferimenti su valori di accelerazione con probabilità di superamento inferiori, per la verifica degli isolatori sono stati assunti i valori spettrali relativi alla probabilità di superamento del 10% in 50 anni, amplificati per un fattore 1.2. L'intervento progettato prevede la realizzazione di due cordoli di fondazione al di sotto della fondazione in muratura esistente. Il cordolo superiore è a diretto contatto con la sovrastruttura mentre quello inferiore poggia sul terreno e costituisce la nuova fondazione. Tra i due cordoli vanno inseriti i dispositivi di isolamento. Il cordolo superiore ha pertanto il compito di trasferire le azioni delle pareti ai singoli dispositivi di isolamento, quello inferiore il compito di trasferire al terreno i carichi degli isolatori. È ovvio che la realizzazione deve prevedere un'accurata organizzazione dei lavori in sotto-cantieri. Per semplificare le operazioni di messa in opera, è stato previsto un numero elevato di dispositivi (347) di cui 100 isolatori in elastomerici con nucleo in piombo e 247 isolatori a scorrimento. Essi sono stati disposti in modo da ottimizzare il comportamento dinamico del complesso, ossia in modo da avere i primi modi

di pura traslazione con massa partecipante prossima a quella totale. Il periodo di vibrazione isolato è risultato pari a 2.40 s, lo spostamento massimo pari a 400 mm. L'analisi modale, eseguita mediante un modello a elementi finiti, ha confermato la bontà della disposizione e la verifica sismica ha fornito ottimi risultati.

All'Aquila, La Silvestrella, una villa costruita agli inizi del XX secolo, caratterizzata da elementi liberty abbinati ad elementi neogotici e neorinascimentali, si sviluppa su tre livelli fuori terra e, soltanto per una porzione limitata, presenta un piano interrato. La torretta presenta anche un quarto piano fuori terra.



Figura 3.16: La Silvestrella

La struttura era stata fortemente danneggiata dal sisma del 2009, dimostrandosi estremamente vulnerabile alle azioni sismiche. Molte delle pareti del piano primo e del piano secondo sono in falso e non in prosecuzione di quelle del piano terra, facendo intuire che la struttura non è stata concepita per sopportare azioni sismiche. Il rilievo della struttura ha consentito di osservare le tipologie di murature presenti e i principali dettagli costruttivi. Le pareti principali dell'edificio sono in muratura in pietrame disordinata, mentre le colonne del porticato sono realizzate in mattoni pieni; le pareti perimetrali presentano inoltre, una cortina decorativa esterna realizzata prevalentemente in mattoni pieni. Non è stato possibile eseguire prove in situ, anche solo limitatamente invasive, per la presenza di pareti decorative e carta da parati; pertanto, si è raggiunto soltanto un livello di conoscenza minimo (LC1). Sulla base di tali conoscenze, l'analisi strutturale ha fornito un indice di sicurezza sismico pari a 0.37. L'impossibilità di perseguire un indice di sicurezza sismico accettabile con tecniche tradizionali che rispettassero la concezione architettonico strutturale, ha spinto a considerare un intervento con isolamento sismico alla base (figura 3.16). L'intervento è consistito nella realizzazione di

due livelli di sottofondazione: quello superiore, a diretto contatto con la sovrastruttura e consistente in un cordolo in c.a. di rigidezza e resistenza sufficiente per trasferire agli isolatori il carico trasmesso dalla parete sovrastante; quello inferiore, a diretto contatto con il terreno di fondazione e composto da plinti in c.a., in corrispondenza degli isolatori, collegati tramite travi in c.a., in grado di trasferire al terreno i carichi degli isolatori. Tra le due fondazioni sono stati inseriti i dispositivi di isolamento.

Le fasi esecutive sono state le seguenti:

- realizzazione di interventi di riparazione degli elementi strutturali murari più precari e delle opere di tirantatura, al fine di limitare i rischi durante i lavori ed equilibrare le spinte di archi e puntoni;
- puntellamento degli impalcati e suddivisione in sottocantieri dell'intero edificio;
- scavo ed esecuzione del cordolo in calcestruzzo armato di sottofondazione per l'intero edificio, che conferisce anche garanzie di una distribuzione sufficientemente uniforme delle sollecitazioni al piede delle pareti;
- realizzazione di una seconda opera di sottofondazione più profonda, costituita da baggioli di appoggio e delle porzioni della futura platea, operando sempre per sottocantieri; in tali elementi sono stati predisposti fori di alloggio per ospitare successivamente l'isolatore e le relative boccole di fissaggio;
- posa in opera degli isolatori, avvitandoli alla contropiastra superiore ed inserendo dei martinetti piatti a perdere al di sotto dei dispositivi stessi;
- iniezione di resina epossidica nei martinetti, con trasferimento del carico della struttura superiore all'isolatore e messa in pressione della nuova fondazione; in tal modo si sono eliminate le probabilità di cedimenti differenziali in fondazione dovute alla realizzazione per sottocantieri dell'intervento;
- getto di completamento delle parti residue di platea armata che costituisce l'elemento di collegamento rigido tra tutti i plinti e la base dei dispositivi di isolamento;
- posa in opera di un solaio in acciaio e lamiera grecata che ripristinerà il piano di calpestio al di sotto del quale rimarrà il vano tecnico per la manutenzione e controllo degli isolatori e rappresenta il piano rigido al di sopra del piano di scorrimento.

Sono stati utilizzati 61 isolatori elastomerici ($k_e = 0.51 \text{ kN/mm}$, $d_E = 250 \text{ mm}$, $V = 1200 \text{ kN}$) e 23 isolatori a scorrimento ($d_E = 250 \text{ mm}$, $V = 1200 \text{ kN}$). Le distanze ridotte tra i dispositivi (2.5 ÷ 3.5 m) hanno facilitato le lavorazioni di sottofondazione, evitando opere di cordolatura di sottofondazione troppo ingombranti e onerose.

4. DESCRIZIONE CASO STUDIO

L'edificio in esame, denominato Villa Gioia, è situato in una posizione strategica, a ridosso delle mura cittadine. Il complesso strutturale si articola su tre elevazioni, di cui due si trovano al di sopra del livello del suolo, mentre una terza elevazione, costituita da un torrino, consente l'accesso a una spaziosa terrazza panoramica. Inoltre, l'edificio dispone di un livello interrato, destinato a magazzino e deposito, che contribuisce alla funzionalità complessiva della struttura.



Figura 4.1: Villa Gioia

L'edificio oggetto d'indagine è sito nel Comune dell'Aquila, in Via Antonio De Nino, n. 2 (Coordinate geografiche: Lat. 42.352052° – Lon. 13.397594°; Coordinate UTM: Fuso 33 – 367199.0 E – 4690108.0 N). Al momento del terremoto del 6 aprile 2009, l'immobile, era oggetto del fallimento della società Tecno Abruzzo s.r.l.

Lunedì 6 aprile 2009, alle 3:32 del mattino, una scossa di magnitudo 6.1 della scala Richter (e fino al IX-X grado della scala Mercalli MCS) colpì non solo il capoluogo abruzzese, ma anche una vasta area della sua provincia, sorprendendo gli abitanti nel sonno e provocando 309 vittime, 1600 feriti e circa 70 mila sfollati. Sebbene l'epicentro del sisma fosse situato a circa 2 km dal centro della città dell'Aquila, il terremoto fu percepito anche in altre zone dell'Italia centrale, come nelle province di Teramo e Pescara. Come confermato dall'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV), il terremoto dell'Aquila si inserisce in una sequenza sismica iniziata il 16 gennaio 2009 e conclusasi il 17 aprile 2012, con oltre 19.800 scosse registrate.

L'Aquila è situata in un'area sismicamente molto attiva, essendo posizionata lungo un margine di placca. Generalmente, i margini di placca sono aree in cui due placche tettoniche si scontrano, si allontanano o scorrono l'una rispetto all'altra. Nel caso degli Appennini, la loro formazione è il risultato dello scontro tra due placche, il che potrebbe portare a pensare che anche questo sisma sia stato causato da un fenomeno compressivo. Tuttavia, all'interno della catena appenninica esistono "zone di rilassamento" lungo le quali gli sforzi tettonici si distendono, originando faglie di tipo distensivo (note anche come "normali" o "estensionali"). La zona dell'Aquilano è particolarmente ricca di faglie di questo tipo, inclusa la faglia di Paganica, che si attivò a una profondità di 9 km il 6 aprile 2009.

4.1 Descrizione dell'opera

L'edificio relativo al caso studio è realizzato con differenti tipi di muratura portante e l'epoca di costruzione si risale ai primi anni del 1900. Nella figura 4.2 è illustrata la localizzazione dell'edificio rispetto al tessuto urbano del centro storico della città dell'Aquila.

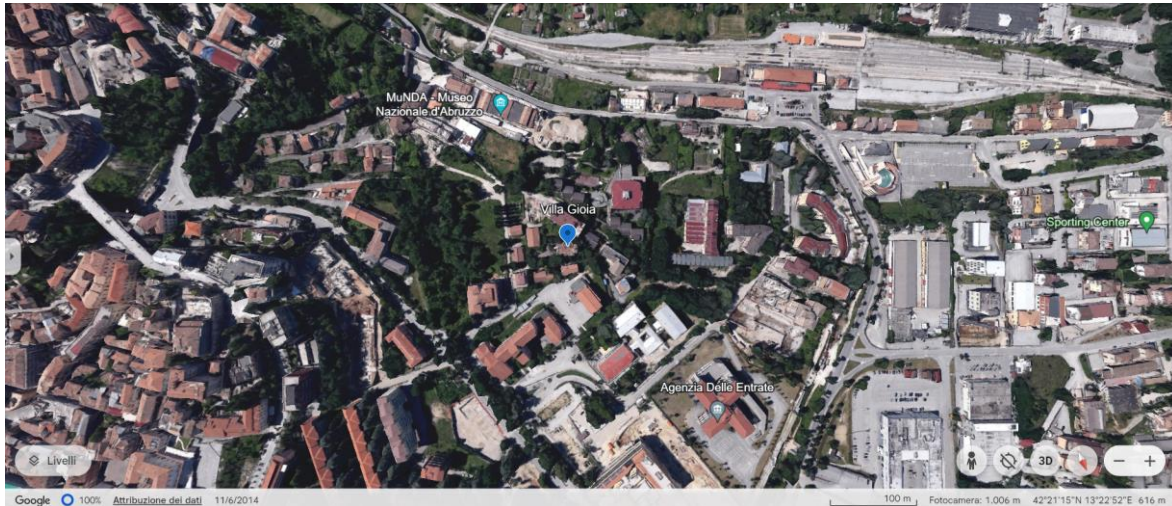


Figura 4.2: Collocazione Villa Gioia

La struttura portante dell'edificio è costituita prevalentemente da muratura realizzata con blocchi di cemento e mattoni in laterizio, nonché pietrame, con caratteristiche meccaniche sostanzialmente analoghe a quelle delle altre parti.

Sulle facciate, in corrispondenza degli spigoli delle murature, sono presenti lesene realizzate in calcestruzzo debolmente armato di dimensione 40 x 40 cm. Le lesene sono risalti verticali di una parete muraria, ripetuto in genere ritmicamente, con funzione sia decorativa sia di rinforzo della parete stessa; ha per lo più l'aspetto e la conformazione di un pilastro.

Le partizioni orizzontali sono costituite da solai piani realizzati con putrelle e tavelloni in laterizio di alleggerimento. Anche i solai di copertura sono realizzati con putrelle metalliche e tavelloni di alleggerimento, senza soletta collaborante. Alcune piccole aree sono coperte da falde inclinate con struttura metallica semplice, manto di tegole e sporti di gronda in legno.

L'edificio si sviluppa su un piano interrato e due piani fuori terra, oltre a un torrino che consente l'accesso alla copertura praticabile. Le dimensioni massime in pianta sono di circa 26 x 15 metri. La pianta, sebbene abbastanza compatta, presenta irregolarità dovute in particolare alla presenza di un corpo laterale. Analogamente, in elevazione si riscontrano tre corpi con altezze

differenti (torrino, lastrico centrale, copertura del corpo laterale), conferendo alla struttura un carattere di marcata irregolarità verticale. Le strutture resistenti verticali dell'edificio sono interamente realizzate in muratura portante, composta da pietra sbazzata al piano interrato, blocchi di cemento alternati a ricorsi di mattoni al piano terra e primo piano. Gli elementi strutturali verticali hanno spessori prevalentemente compresi tra 40 cm e 60 cm, con muri di spessore minore o maggiore, che decrescono uniformemente dal piano più basso a quello più alto, realizzando quindi una rastremazione della muratura.

La tipologia di muratura prevalente al piano seminterrato è costituita da elementi lapidei in pietrame calcareo grossolanamente sbazzati di dimensioni medie, legati con malta di calce aerea di modesta qualità. Al piano terra, la muratura è realizzata con blocchi di cemento intervallati da ricorsi in mattoni nelle parti perimetrali, mentre nei maschi murari interni è completamente in blocchi di cemento. I blocchi di cemento misurano circa 100x35 cm, mentre i mattoni hanno dimensioni di 26x6 cm. I solai piani sono realizzati con struttura a portata unidirezionale mediante putrelle metalliche e laterizi. Lo schema statico, rilevato in loco, di trave su doppio appoggio (con rigidità rotazionale parziale) affida la resistenza e la deformabilità essenzialmente alla trave metallica, che, secondo le indagini strutturali, risulta essere compatibile con un profilo tipo IPN120. L'altezza dei solai è di 20 cm su tutti i piani, ad eccezione della copertura calpestabile, dove l'altezza rilevata è di 30 cm.

Le strutture di fondazione sono realizzate come prosecuzione dei muri superiori; gli spessori e le tipologie sono simili a quelli dei muri sovrastanti. In alcuni casi, le fondazioni sono approfondite rispetto al piano di campagna, mentre in altri casi poggiano direttamente sullo strato di terreno affiorante.

I danni causati dal sisma sono stati determinati dall'attivazione di meccanismi di collasso che hanno interessato esclusivamente i piani fuori terra, mentre il piano seminterrato risulta sostanzialmente privo di danni e in buone condizioni di sicurezza.

I danni sono distribuiti quasi interamente tra il piano terra e il primo piano, coinvolgendo sia le pareti esterne che quelle interne. I meccanismi di collasso, manifestatisi a seguito dello scuotimento sismico, possono essere ricondotti al comportamento scatolare delle strutture murarie; in particolare, sono chiaramente riconoscibili meccanismi di tipo II, associati alla risposta delle pareti nel proprio piano.

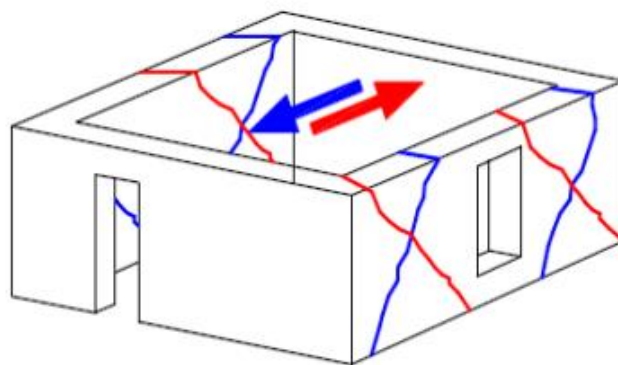


Figura 4.3: Meccanismo di collasso di tipo II

Si osservano anche meccanismi di rottura per pressoflessione e taglio dei maschi murari e delle fasce.



Figura 4.4: Meccanismi di collasso muratura

È importante sottolineare l'assenza totale di fenomeni di collasso di tipo I (associati alla risposta muraria fuori piano), come ribaltamenti semplici, composti, flessioni fuori piano, ecc., evidenziando l'efficace collegamento tra i paramenti murari nelle intersezioni e tra questi e le partizioni orizzontali.

Tra le varie opzioni disponibili per il retrofit del complesso di Villa Gioia, è stata scelta la tecnica dell'isolamento sismico per i seguenti motivi, sinteticamente riportati. L'isolamento sismico, per sua natura, elimina la necessità di intervenire sulla sovrastruttura, se non per ripristinare la continuità strutturale. Questo è di particolare rilevanza in relazione al vincolo storico-artistico, poiché consente di mantenere le caratteristiche originarie delle murature, anche in termini di spessore e sezione resistente. Le modifiche o aggiunte di elementi strutturali

avvengono solo in corrispondenza del piano di isolamento. Alla base della muratura esistente sarà realizzato un cordolo in cemento armato, avente sia funzione portante sia di collegamento tra i maschi murari e di irrigidimento. La sezione del cordolo sarà di forma rettangolare con dimensioni di 100x70 cm. Al di sotto di esso saranno realizzate le strutture di fondazione e i baggioli di appoggio per i dispositivi antisismici. In particolare, le travi di fondazione avranno una sezione rettangolare di 120x70 cm, mentre i baggioli avranno una sezione di 75x75 cm e un'altezza di 50 cm.

Al piano di isolamento verrà realizzato un nuovo solaio in lamiera grecata collaborante, con altezza di 6,5+5,5 cm, supportato da travi metalliche IPE200 in acciaio di classe S275. Per agevolare le operazioni di ispezione e manutenzione, sia ordinaria che straordinaria, verrà creato un volume di camminamento mediante un muro di sostegno attorno alla nuova base fondale, che raggiungerà la quota di calpestio prevista dal progetto.

4.2 Descrizione geologica

Sono stati effettuati rilievi di campagna, integrati con dati acquisiti precedentemente da studi condotti nella medesima zona, finalizzati alla caratterizzazione della natura dei terreni presenti nel sottosuolo e alla descrizione delle forme del paesaggio, con particolare attenzione ai processi potenzialmente in grado di generare condizioni di instabilità. Nell'area di pertinenza del fabbricato oggetto di intervento, sono state condotte due prove penetrometriche dinamiche super-pesanti (DPSH), pianificate per approfondire la conoscenza delle caratteristiche litologico-tecniche della zona. Le indagini, mirate al riconoscimento della successione litostratigrafica e alla valutazione delle proprietà meccaniche dei terreni, hanno esplorato il sottosuolo fino a profondità di 2,2 m (DPSH1) e 8,8 m (DPSH2), profondità alle quali è stato registrato il rifiuto strumentale all'avanzamento. Nonostante ciò, i dati ottenuti sono stati considerati sufficienti per gli scopi prefissati.

Le due prove, eseguite a distanze diverse dal fabbricato a causa degli spazi limitati disponibili, hanno visto la DPSH1 condotta in prossimità dell'edificio, mentre la DPSH2 è stata eseguita a maggiore distanza. Di seguito viene illustrata l'ubicazione delle prove.

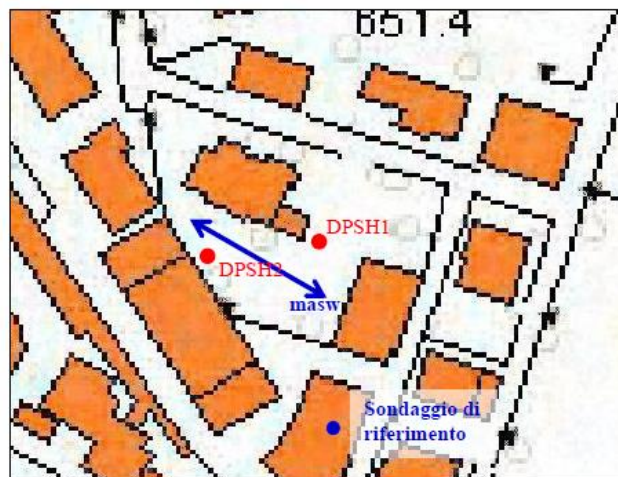


Figura 4.5: Posizionamento prove penetrometriche

Dall'analisi dei dati ottenuti dalle prove in situ, si evince che il substrato del sito è composto, al di sotto di un primo strato di circa 1,6 m di terreno di riporto antropico, da brecce calcaree eterometriche. Queste sono state rilevate tra -1,6 m e -2,2 m di profondità nella DPSH1 e tra -7,8 m e -8,2 m nella DPSH2. Tale litologia può essere sostituita, per variazioni latero-verticali, da limi sabbiosi colluviali, come riscontrato nella DPSH2 tra -1,6 m e -7,8 m, per uno spessore di 6,2 m.

La velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio nei primi 30 metri di profondità (VS,30) è risultata pari a 521,0 m/s. Questo valore consente di assegnare al profilo del sottosuolo la categoria B figura 4.6, in conformità con la classificazione delle Norme Tecniche per le Costruzioni NTC 2018. Inoltre, la categoria topografica attribuibile è T1, con un coefficiente topografico $St=1,022$, costante indipendentemente dalla probabilità di superamento nel periodo di riferimento.

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

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

Figura 4.6: *Classificazione sottosuolo*

I parametri sono stati ricavati mediante elaborazioni statistiche, seguendo i criteri indicati per i coefficienti parziali M1, come stabilito dagli studi geotecnici:

U.L.	Descrizione		Peso di volume	Angolo di attrito interno	Densità relativa	Coazione non drenata	Modulo Edometrico
			(g/cm ³)	(°)	(%)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)
			γ	ϕ'	D_r	C_u	E_d
1	Brecce in matrice sabbiosa	natura granulare	2,04	44,47	85,30	—	754,42
2	Sabbie fini limose e limi sabbiosi	natura granulare	1,79	23,76	40,76	—	57,31

Figura 4.7: *Parametri del terreno ottenuti tramite elaborazioni statistiche*

4.3 Sismicità del sito di riferimento

Le azioni sismiche di progetto, fondamentali per la valutazione del rispetto dei vari stati limite previsti, vengono determinate a partire dalla "pericolosità di base" del sito di costruzione. Questa pericolosità è espressa in termini di accelerazione orizzontale massima attesa, indicata come a_g , rilevata in condizioni di campo libero su un sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale (categoria B). A tale accelerazione corrispondono le ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione $S_E(T)$, calcolate con riferimento a determinate probabilità di eccedenza (PVR) all'interno del periodo di riferimento (VR). Questi parametri non sono però esclusivamente legati alla pericolosità di base del sito, ma dipendono anche dalle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche del luogo. Tali fattori influenzano la risposta sismica locale, attraverso fenomeni di amplificazione o modifica del moto sismico dovuti alla conformazione geologica e topografica.

Le coordinate geografiche del sito in oggetto sono le seguenti:

- Latitudine: 43.1074° N;
- Longitudine: 13.3231° E.

La determinazione degli spettri di risposta elastici e di progetto è stata effettuata mediante l'ausilio del programma "Spettri di risposta" ver. 1.0.3. Di seguito vengono riportate le caratteristiche sismiche del sito di riferimento, nel caso di uno stato limite di collasso SLV e all'SLC, per uno spettro delle pseudo accelerazioni con smorzamento pari al 5%.

FASE 1. INDIVIDUAZIONE DELLA PERICOLOSITÀ DEL SITO

Ricerca per coordinate LONGITUDINE: 13.39759 LATITUDINE: 42.35205

Ricerca per comune REGIONE: Abruzzo PROVINCIA: L'Aquila COMUNE: L'Aquila

Elaborazioni grafiche
Grafici spettri di risposta
Variabilità dei parametri

Elaborazioni numeriche
Tabella parametri

Nodi del reticolo intorno al sito

km 7.5
-7.5 28305 28308 7.5 km
-7.5 28527 28528 -7.5

Reticolo di riferimento

Controllo sul reticolo:
● Sito esterno al reticolo
● Interpolazione su 3 nodi
● Interpolazione corretta

Interpolazione:
superficie rigata

La "Ricerca per comune" utilizza le coordinate ISTAT del comune per identificare il sito. Si sottolinea che all'interno del territorio comunale le azioni sismiche possono essere significativamente diverse da quelle così individuate e si consiglia, quindi, la "Ricerca per coordinate".

INTRO **FASE 1** FASE 2 FASE 3

FASE 2. SCELTA DELLA STRATEGIA DI PROGETTAZIONE

Vita nominale della costruzione (in anni) - V_N info

Coefficiente d'uso della costruzione - C_U info

Valori di progetto

Periodo di riferimento per la costruzione (in anni) - V_R info

Periodi di ritorno per la definizione dell'azione sismica (in anni) - T_R info

Stati limite di esercizio - SLE {

- SLO - $P_{VR} = 81\%$
- SLD - $P_{VR} = 63\%$

Stati limite ultimi - SLU {

- SLV - $P_{VR} = 10\%$
- SLC - $P_{VR} = 5\%$

Elaborazioni

- Grafici parametri azione
- Grafici spettri di risposta
- Tabella parametri azione

Strategia di progettazione

LEGENDA GRAFICO

- Strategia per costruzioni ordinarie
- - - □ - - - Strategia scelta

Spettro relativo all'SLV

FASE 3. DETERMINAZIONE DELL'AZIONE DI PROGETTO

Stato Limite

Stato Limite considerato info

Risposta sismica locale

Categoria di sottosuolo info

Categoria topografica info

$S_S = 1.154$ $C_C = 1.360$ info

$h/H = 0.000$ $S_T = 1.000$ info
(h =quota sito, H =altezza rilievo topografico)

Compon. orizzontale

Spettro di progetto elastico (SLE) $\xi = 5\%$ $\eta = 1.000$ info

Spettro di progetto inelastico (SLU) $q_0 = 1$ $\eta =$ no info

Compon. verticale

Spettro di progetto $q = 1.5$ $\eta = 0.667$ info

Elaborazioni

- Grafici spettri di risposta
- Parametri e punti spettri di risposta

Spettri di risposta

— Spettro di progetto - componente orizzontale

— Spettro di progetto - componente verticale

— Spettro elastico di riferimento (Cat. A-T1, $\xi = 5\%$)

Parametri indipendenti

STATOLIMITE	SLV
a_s	0.261 g
F_a	2.364
T_b	0.347 s
S_s	1.154
C_c	1.360
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.154
η	1.000
T_B	0.157 s
T_C	0.471 s
T_D	2.643 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0.55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_b = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_c = C_c \cdot T_b \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_s / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_b \quad S_e(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left[\frac{T}{T_b} + \frac{1}{\eta F_a} \left(1 - \frac{T}{T_b} \right) \right]$$

$$T_b \leq T < T_c \quad S_e(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a$$

$$T_c \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_a \cdot \left(\frac{T_c T_b}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_e(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.301
T_b	0.157	0.711
T_c	0.471	0.711
	0.575	0.583
	0.678	0.494
	0.781	0.429
	0.885	0.378
	0.988	0.339
	1.092	0.307
	1.195	0.280
	1.298	0.258
	1.402	0.239
	1.505	0.222
	1.609	0.208
	1.712	0.196
	1.815	0.184
	1.919	0.175
	2.022	0.166
	2.126	0.158
	2.229	0.150
	2.332	0.144
	2.436	0.137
	2.539	0.132
T_D	2.643	0.127
	2.707	0.121
	2.772	0.115
	2.837	0.110
	2.901	0.105
	2.966	0.101
	3.030	0.096
	3.095	0.092
	3.160	0.089
	3.224	0.085
	3.289	0.082
	3.354	0.079
	3.418	0.076
	3.483	0.073
	3.548	0.070
	3.612	0.068
	3.677	0.065
	3.741	0.063
	3.806	0.061
	3.871	0.059
	3.935	0.057
	4.000	0.055

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: **SLV**

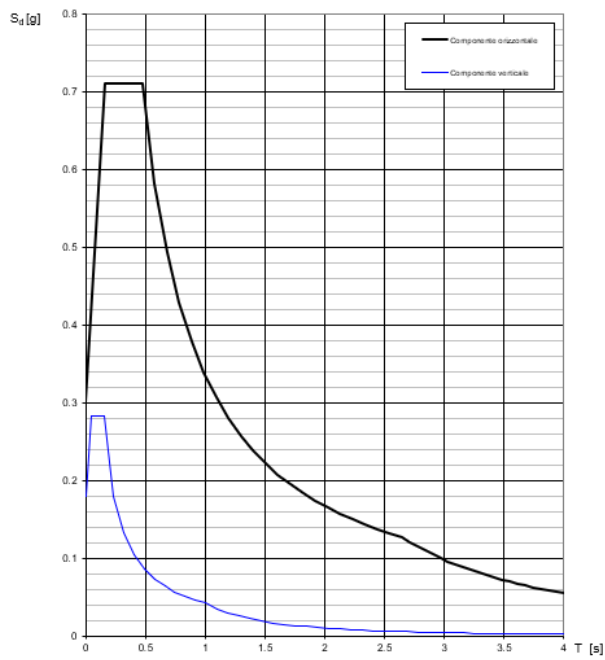
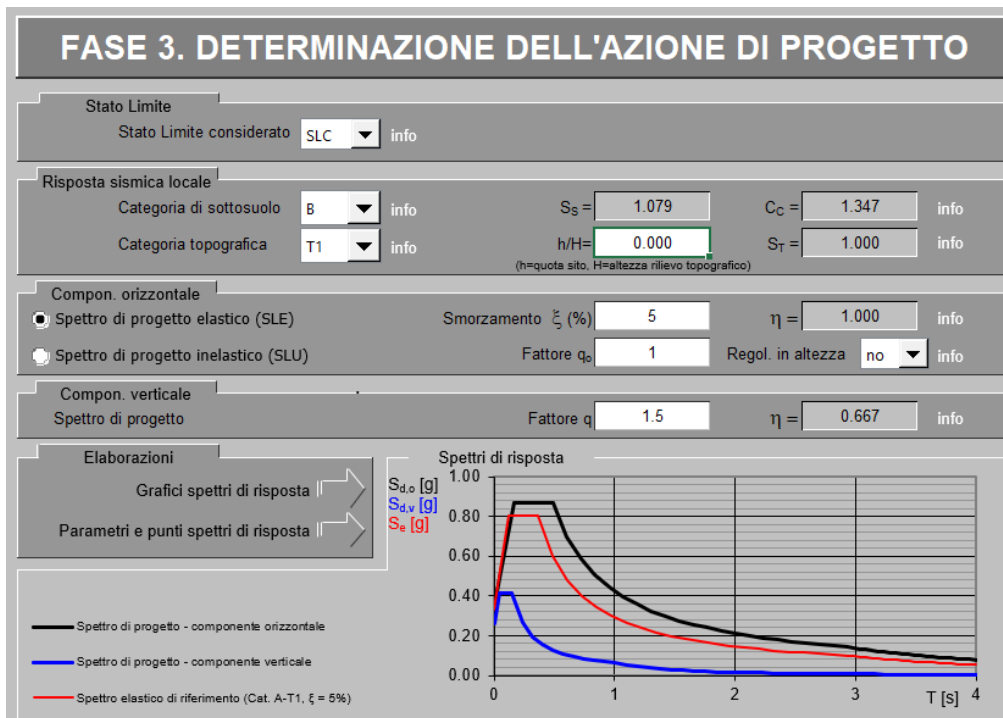


Figura 4.8: Spettri SLV componenti orizzontale e verticale

Spettro relativo all'SLC



Parametri indipendenti

STATOLIMITE	SLC
a_s	0.334 g
F_n	2.400
T_c	0.364 s
S_s	1.079
C_c	1.347
S_T	1.000
q	1.000

Parametri dipendenti

S	1.079
η	1.000
T_B	0.163 s
T_C	0.430 s
T_D	2.936 s

Espressioni dei parametri dipendenti

$$S = S_s \cdot S_T \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.5})$$

$$\eta = \sqrt{10/(5+\xi)} \geq 0,55; \eta = 1/q \quad (\text{NTC-08 Eq. 3.2.6; §. 3.2.3.5})$$

$$T_B = T_c / 3 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.8})$$

$$T_C = C_c \cdot T_c \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.7})$$

$$T_D = 4,0 \cdot a_s / g + 1,6 \quad (\text{NTC-07 Eq. 3.2.9})$$

Espressioni dello spettro di risposta (NTC-08 Eq. 3.2.4)

$$0 \leq T < T_B \quad S_c(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_o} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right]$$

$$T_B \leq T < T_C \quad S_c(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_c(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

$$T_D \leq T \quad S_c(T) = a_s \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right)$$

Lo spettro di progetto $S_d(T)$ per le verifiche agli Stati Limite Ultimi è ottenuto dalle espressioni dello spettro elastico $S_c(T)$ sostituendo η con $1/q$, dove q è il fattore di struttura. (NTC-08 § 3.2.3.5)

Punti dello spettro di risposta

	T [s]	Se [g]
	0.000	0.361
T_B	0.163	0.865
T_C	0.430	0.865
	0.606	0.639
	0.723	0.586
	0.839	0.505
	0.956	0.443
	1.072	0.395
	1.189	0.357
	1.305	0.325
	1.422	0.298
	1.538	0.276
	1.655	0.256
	1.771	0.239
	1.888	0.225
	2.004	0.212
	2.121	0.200
	2.237	0.189
	2.354	0.180
	2.470	0.172
	2.587	0.164
	2.703	0.157
	2.820	0.150
T_D	2.936	0.144
	2.987	0.140
	3.038	0.135
	3.088	0.131
	3.139	0.126
	3.190	0.122
	3.240	0.119
	3.291	0.115
	3.341	0.111
	3.392	0.108
	3.443	0.105
	3.493	0.102
	3.544	0.099
	3.595	0.096
	3.645	0.094
	3.696	0.091
	3.747	0.089
	3.797	0.086
	3.848	0.084
	3.899	0.082
	3.949	0.080
	4.000	0.078

Spettri di risposta (componenti orizz. e vert.) per lo stato limite: SLC

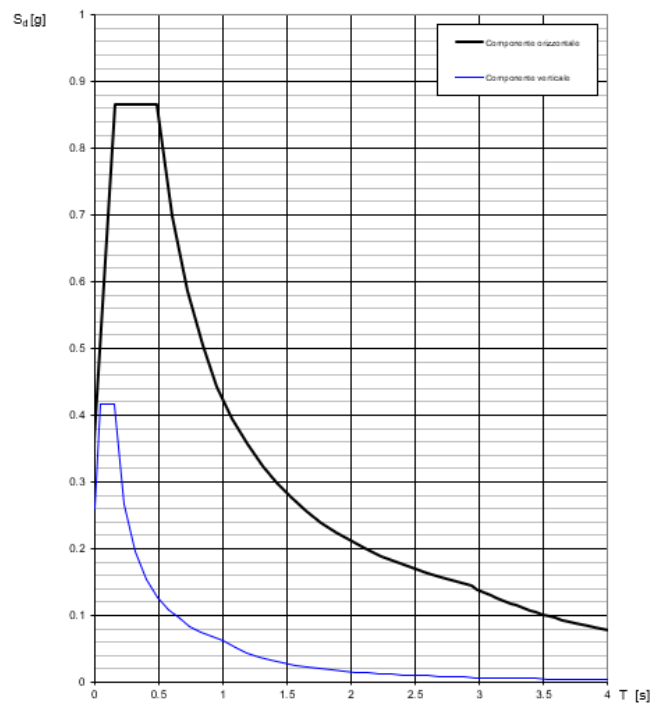


Figura 4.9: Spettri SLC componenti orizzontale e verticale

4.4 Descrizione dei materiali costituenti

L'intero fabbricato è stato realizzato con muratura portante, e durante le indagini sono state identificate diverse tipologie di muratura, caratterizzate da proprietà meccaniche simili. I valori impiegati per la modellazione derivano da una campagna di indagine svolta nell'edificio esistente, la quale ha evidenziato una conoscenza limitata dei dettagli strutturali e delle proprietà meccaniche delle murature. Per questo motivo, il livello di conoscenza dell'edificio è stato classificato come limitato. Conseguentemente, è stato assegnato un livello di conoscenza LC1, che prevede l'applicazione di un fattore di confidenza (FC) pari a 1,35. Questo coefficiente riduttivo viene applicato ai valori ottenuti dalle prove in situ per tenere conto delle incertezze legate alla conoscenza limitata della struttura.

Le figure 4.10 sottostanti illustrano le principali caratteristiche impiegate nella modellazione dell'edificio, comprensive dei parametri meccanici rilevati, come ad esempio:

- Modulo elastico della muratura;
- Coefficiente di Poisson;
- Peso di volume della muratura.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a material named 'Muratura seminterrato'. The dialog is divided into three main sections: General Data, Weight and Mass, and Isotropic Property Data. The 'General Data' section includes fields for Material Name and Display Color (Muratura seminterrato), Material Type (Other), Material Grade, and Material Notes. The 'Weight and Mass' section includes fields for Weight per Unit Volume (16), Mass per Unit Volume (1.6315), and Units (KN, m, C). The 'Isotropic Property Data' section includes fields for Modulus Of Elasticity, E (756000), Poisson, U (0.3), Coefficient Of Thermal Expansion, A (1.170E-05), and Shear Modulus, G (290769.23). At the bottom, there is a checkbox for 'Switch To Advanced Property Display' and 'OK' and 'Cancel' buttons.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for a material named 'Muratura PT e P1'. The dialog is divided into three main sections: General Data, Weight and Mass, and Isotropic Property Data. The 'General Data' section includes fields for Material Name and Display Color (Muratura PT e P1), Material Type (Other), Material Grade, and Material Notes. The 'Weight and Mass' section includes fields for Weight per Unit Volume (21), Mass per Unit Volume (2.1414), and Units (KN, m, C). The 'Isotropic Property Data' section includes fields for Modulus Of Elasticity, E (1218000), Poisson, U (0.3), Coefficient Of Thermal Expansion, A (1.170E-05), and Shear Modulus, G (468461.5). At the bottom, there is a checkbox for 'Switch To Advanced Property Display' and 'OK' and 'Cancel' buttons.

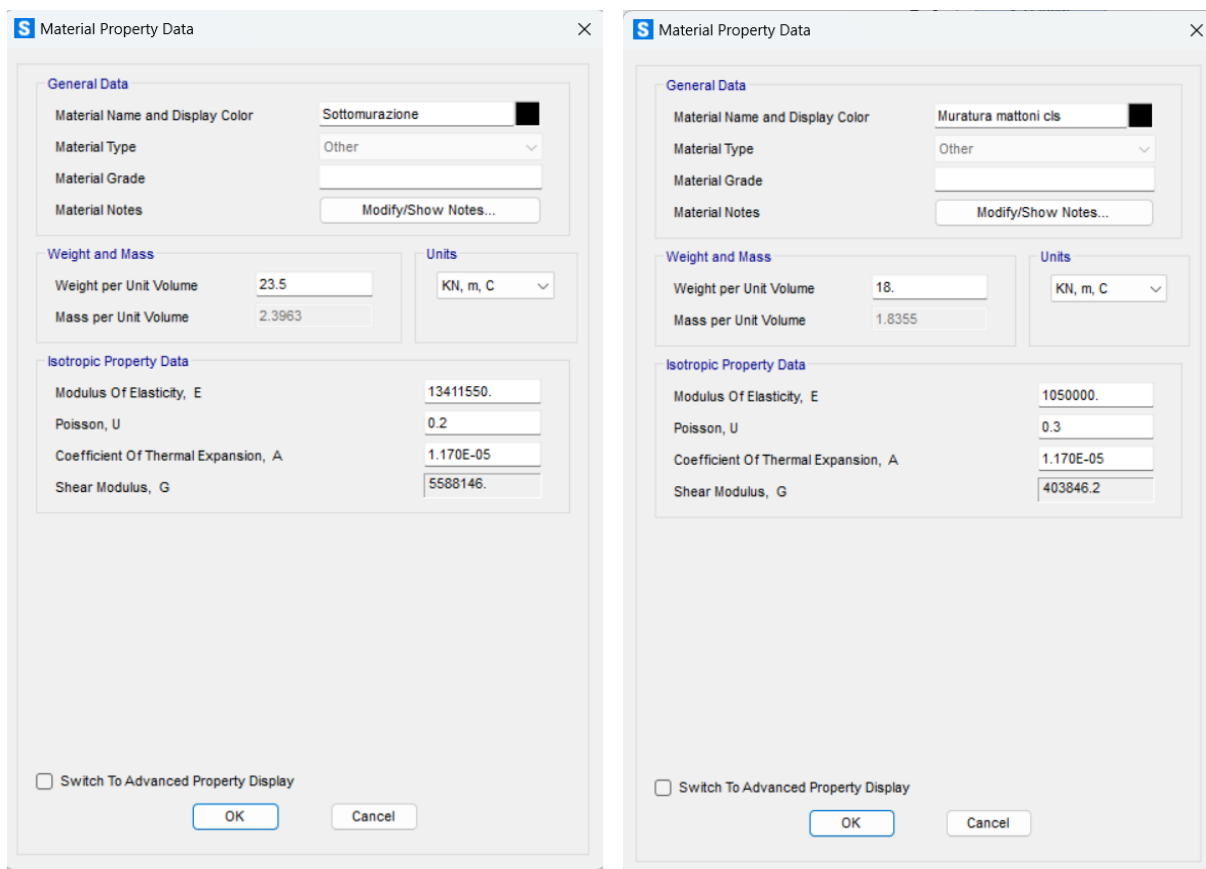


Figura 4.10: Caratteristiche meccaniche della muratura presenti nella struttura

4.5 Descrizione dei carichi agenti pre-intervento

Le indagini strutturali hanno rivelato la presenza di due differenti tipologie di solai, entrambe caratterizzate da un sistema costruttivo composto da putrelle e tavelloni. I solai del piano terra e del piano primo presentano un'altezza complessiva di 20 cm, mentre i solai di copertura piana hanno un'altezza pari a 30 cm. Grazie alle indagini endoscopiche condotte, è stato possibile determinare con precisione la configurazione interna dei pacchetti di strati che costituiscono i solai (figura 4.11). Queste informazioni sono state fondamentali per comprendere la struttura portante e valutare la resistenza e la rigidezza dei solai, permettendo così un'analisi accurata delle prestazioni sismiche e statiche dell'edificio.

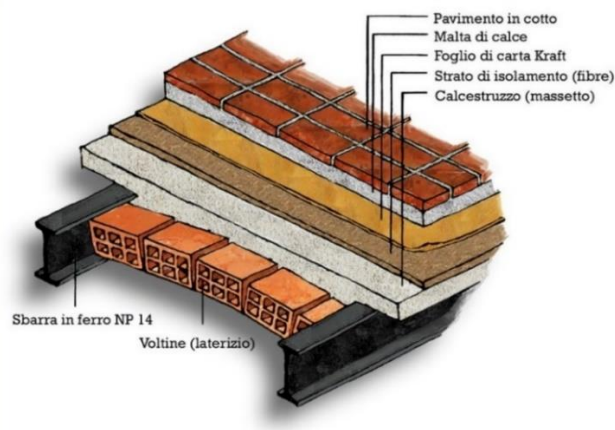


Figura 4.11: Costituzione solaio di piano

Per i solai del seminterrato, Pt, P1:

Carichi G_{1k}

Materiale	num.	h (m)	L (m)	γ (kN/m ³)	G_{1k} (kN/m ²)
Travi IPN120	2	0,12			0,21
tavelloni		0,08		8	0,64
massetto		0,11		16	1,76
Totale					2,61

Carichi G_{2k}

Materiale	num.	h (m)	L (m)	γ (kN/m ³)	G_{1k} (kN/m ²)
pavimentazione					0,50
tramezzi					1,2
Totale					1,70

Per i tramezzi, ipotizzando uno spessore di 10 cm ed un'altezza media di 3,60 m si ha:

$$G_2 = 8 \text{ kN/m}^3 \times 0,10 \text{ m} \times 3,60 \text{ m} = 2,88 \text{ kN/m}$$

Al par. 3.1.3 delle NTC18 per $2 \leq G_2 \leq 3 \text{ kN/m}$ si deve fissare un carico ripartito $g_2 = 1,2 \text{ kN/m}^2$.

Figura 4.12: Analisi dei carichi seminterrato. pt, p1

Per il solaio di copertura calpestabile:

<u>Carichi G_{1k}</u>					
Materiale	num.	h (m)	L (m)	γ (kN/m ³)	G_{1k} (kN/m ²)
Travi IPN120	2	0,12			0,21
tavelloni		0,08		8	0,64
massetto		0,11+0,07		16	2,88
guaina imp.					0,05
Totale					3,78

<u>Carichi G_{2k}</u>					
Materiale	num.	h (m)	L (m)	γ (kN/m ³)	G_{1k} (kN/m ²)
pavimentazione					0,50
tramezzi					1,2
Totale					1,70

Figura 4.13: Analisi dei carichi solaio di copertura calpestabile

Per i solai di copertura a falde inclinate:

<u>Carichi G_{1k}</u>					
Materiale	num.	h (m)	L (m)	γ (kN/m ³)	G_{1k} (kN/m ²)
Travi IPN120	2	0,12			0,21
tavelloni		0,08		8	0,64
massetto		0,04		16	0,64
Totale					

<u>Carichi G_{2k}</u>					
Materiale	num.	h (m)	L (m)	γ (kN/m ³)	G_{1k} (kN/m ²)
coppi					0,7
Totale					0,70

Figura 4.14: Analisi dei carichi solaio di copertura a falde inclinate

I carichi variabili comprendono, generalmente, i carichi legati alla destinazione d'uso dell'edificio. In questo caso, verranno considerati esclusivamente i carichi verticali uniformemente distribuiti.

Secondo la destinazione d'uso a fini ricettivi, gli ambienti possono essere identificati come spazi ad uso residenziale. In riferimento a questa classificazione, le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018), alla Tabella 3.1.II, definiscono il carico variabile per ambienti residenziali.

Categoria	Ambienti	q _k (kN/m ²)
A	Ambienti ad uso residenziale	2,00
	Locali di abitazione e relativi servizi, alberghi (ad esclusione delle aree suscettibili di affollamento)	

Figura 4.15: Carichi variabili solai

Per la copertura calpestabile (Tabella 3.1.II delle NTC 2018):

Categoria	Ambienti	q _k (kN/m ²)
C	Ambienti suscettibili di affollamento	4,00
	Cat. C2 Balconi, ballatoi e scale comuni, sale convegni, cinema, teatri, chiese, tribune con posti fissi	

Figura 4.16: Carichi variabili solai di copertura calpestabile

Il carico provocato dalla neve sulle coperture sarà valutato mediante la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \times C_t \times C_e \times \mu$$

Per quanto riguarda il carico q_{sk} essendo l'Aquila zona II, come evidenziato nella figura 4.17, con un'altitudine sul l.m.m di 700 m si utilizzerà la formula della figura 4.17 e si avrà un carico di q_{sk} pari a $q_{sk} = 1,63 \text{ kN/mq}$.

Zona II

Arezzo, Ascoli Piceno, Avellino, Bari, Barletta-Andria-Trani, Benevento, Campobasso, Chieti, Fermo, Ferrara, Firenze, Foggia, Frosinone, Genova, Gorizia, Imperia, Isernia, L'Aquila, La Spezia, Lucca, Macerata, Mantova, Massa Carrara, Padova, Perugia, Pescara, Pistoia, Prato, Rieti, Rovigo, Savona, Teramo, Trieste, Venezia, Verona:

$$\begin{aligned}
 q_{sk} &= 1,00 \text{ kN/m}^2 & a_s &\leq 200 \text{ m} \\
 q_{sk} &= 0,85 [1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 & a_s &> 200 \text{ m}
 \end{aligned}
 \tag{3.4.4}$$

Figura 4.17: Zona II determinazione carico della neve

Per quanto riguarda invece il coefficiente di forma μ , essendo α compreso tra 0 e 30 si utilizzerà 0,8.

Tab. 3.4.II – Valori del coefficiente di forma

Coefficiente di forma	$0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ$	$30^\circ < \alpha < 60^\circ$	$\alpha \geq 60^\circ$
μ_1	0,8	$0,8 \cdot \frac{(60 - \alpha)}{30}$	0,0

Figura 4.18: Valori del coefficiente di forma

Per i coefficienti di esposizione e termico vengono presi entrambi pari a 1.

Tab. 3.4.I – Valori di C_E per diverse classi di esposizione

Topografia	Descrizione	C_E
Battuta dai venti	Aree pianeggianti non ostruite esposte su tutti i lati, senza costruzioni o alberi più alti	0,9
Normale	Aree in cui non è presente una significativa rimozione di neve sulla costruzione prodotta dal vento, a causa del terreno, altre costruzioni o alberi	1,0
Riparata	Aree in cui la costruzione considerata è sensibilmente più bassa del circostante terreno o circondata da costruzioni o alberi più alti	1,1

Figura 4.19: Valori di C_e per diverse classi di esposizione

In definitiva i carichi relativi alla neve applicati sulle superfici delle falde inclinate sono $q_s=1.31$ kN/mq mentre sulla copertura piana il carico neve $q_s=1.63$ kN/mq non viene considerato, in quanto, in uno scenario di carico realistico, il massimo carico variabile dovuto all'affollamento non è compatibile con la massima presenza di neve.

Data l'elevata rigidità laterale della struttura in muratura, si assume che il carico vento sia ininfluenza sia sugli scenari di carico sismico che statico. Per tal motivo la sua determinazione non viene riportata.

4.6 Descrizione dei carichi agenti post-intervento

Dopo il terremoto del 2009, nella Villa Gioia sono stati eseguiti interventi sui solai del piano di isolamento. Questi lavori hanno riguardato in particolare la realizzazione di solai individuati dallo scavo necessario per l'inserimento dei dispositivi di isolamento sismico. I nuovi solai sono stati progettati con travi metalliche e lamiera grecata collaborante. Il getto di calcestruzzo ha uno spessore complessivo di 12 cm, suddiviso in 5,5 cm per la parte inferiore e 6,5 cm per la parte superiore, garantendo così una struttura resistente e compatibile con il sistema di isolamento sismico. I carichi G1 e G2 sono illustrati nella figura 4.20.

Carichi G_{1k}

Materiale	num.	h (m)	L (m)	γ (kN/m ³)	G _{1k} (kN/m ²)
Travi IPE200 + Lam HiBond A55/P600		6.5+5.5			2,40
Totale					2,40

Carichi G_{2k}

Materiale	num.	h (m)	L (m)	γ (kN/m ³)	G _{1k} (kN/m ²)
pavimentazione					0,50
massetto		0.10		16	1.6
tramezzi					0,8
Totale					2,90

Figura 4.20: Analisi dei carichi post-intervento

I solai del primo piano e del piano terra, nello stato post-intervento, mantengono la struttura originale a putrelle e tavelloni, ma sono stati rinforzati con una soletta collaborante in calcestruzzo armato, migliorando la loro resistenza e capacità portante. I nuovi pesi propri dei materiali costituenti il carico G1, relativi a questa modifica, sono riportati nella figura 4.20. Tuttavia, i carichi permanenti non strutturali, indicati come G2, non hanno subito variazioni rispetto alla configurazione pre-intervento.

Carichi G_{1k}

Materiale	num.	h (m)	L (m)	γ (kN/m ³)	G _{1k} (kN/m ²)
Travi IPN120	2	0,12			0,21
soletta alleggerita		0,06		16	0,96
tavelloni		0,08		8	0,64
massetto		0,05		16	0,80
Totale					2,61

Per i tramezzi, ipotizzando uno spessore di 10 cm ed un'altezza media di 2,30 m si ha:

$$G_2 = 8 \text{ kN/m}^3 \times 0,10 \text{ m} \times 2,3 \text{ m} = 1,84 \text{ kN/m}$$

Al par. 3.1.3 delle NTC18 per $1 \leq G_2 \leq 2 \text{ kN/m}$ si deve fissare un carico ripartito $g_2 = 0,8 \text{ kN/m}^2$.

Figura 4.21: Analisi dei carichi post-intervento

I solai della copertura piana sono dello stesso tipo rappresentato nella figura 4.21; cambiano solo le altezze degli strati dei diversi materiali e vengono rappresentati nella figura 4.22.

Carichi G_{1k}

Materiale	num.	h (m)	L (m)	γ (kN/m ³)	G _{1k} (kN/m ²)
Travi IPN120	2	0,12			0,21
tavelloni		0,08		8	0,64
sottofondo leggero		0,04		6	0,24
soletta alleg.		0,08		16	1,28
Totale					2,35

Carichi G_{2k}

Materiale	num.	h (m)	L (m)	γ (kN/m ³)	G _{1k} (kN/m ²)
pavimentazione					0,50
guaina					0,05
sottofondo alleg.		0,06		6	0,36
Totale					0,91

Figura 4.22: Analisi dei carichi post-intervento solai di copertura calpestabile

Per quanto riguarda invece il solaio di copertura a falde inclinate non vengono effettuati dei lavori e non ci sono variazioni, come per i carichi variabili.

4.7 Modellazione caso studio

I modelli per lo sviluppo del caso studio sono stati elaborati utilizzando SAP2000, un software di calcolo agli elementi finiti estremamente versatile e ampiamente utilizzato nell'ingegneria civile per la progettazione strutturale. Grazie alla sua elevata versatilità, SAP2000 è noto per la sua capacità di gestire progetti di diversa scala e complessità, offrendo una vasta gamma di strumenti che permettono di analizzare una varietà di strutture, dalle più semplici alle più complesse, che vanno dagli edifici residenziali a grandi infrastrutture come ponti, torri e impianti industriali.

Uno dei punti di forza di SAP2000 è l'integrazione completa delle fasi di modellazione, analisi e verifica in un unico ambiente grafico basato su oggetti, che consente una visualizzazione chiara e immediata dell'intero processo di progettazione. La possibilità di creare modelli complessi utilizzando template predefiniti e strumenti avanzati per la generazione automatica della mesh semplifica notevolmente il processo, consentendo di rappresentare con precisione anche i dettagli più fini, come le non linearità geometriche e dei materiali, necessari per lo studio del comportamento di strutture sotto carichi sismici o dinamici. L'utilizzo di queste funzioni permette di ottenere modelli accurati che riflettono il comportamento reale delle strutture. Il programma include comandi specifici per l'applicazione automatica di carichi sismici, vento, moto ondoso e altri carichi dinamici, calcolati secondo le principali normative internazionali. Il software consente inoltre di effettuare analisi avanzate, come le analisi non lineari statiche e dinamiche, cruciali per la valutazione del comportamento di strutture isolate sismicamente o soggette a carichi eccezionali, come quelli da terremoti o esplosioni. Questo è particolarmente rilevante quando si progettano sistemi di isolamento sismico o si conducono studi di miglioramento sismico su edifici esistenti.

SAP2000 è progettato per essere conforme a un'ampia gamma di normative tecniche, tra cui le Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) italiane, gli Eurocodici europei, e le normative americane ACI e AISC, permettendo di effettuare verifiche strutturali in linea con i requisiti specifici di ogni paese. Questa flessibilità consente di utilizzare il software in contesti internazionali, offrendo agli ingegneri la possibilità di lavorare su progetti globali, rispettando al contempo le normative locali.

4.7.1 Modello a base fissa

La fase iniziale della modellazione prevede la ricostruzione della pianta di Villa Gioia utilizzando disegni Autocad e la relazione relativa al caso studio alla situazione prima degli interventi di protezione sismica. I file disponibili fanno riferimento solo alla situazione post-intervento sismico, pertanto, sono note le posizioni degli isolatori a scorrimento utilizzati. Durante la fase di modellazione, vengono definiti gli spazi dei relativi vani e i contorni, che sono modellati utilizzando elementi frame di dimensioni 60x60 cm in modo da dare continuità alla dimensione della muratura. Al di sotto dei futuri isolatori, sono stati assegnati dei “joint restraints” che hanno la funzione di appoggi fissi (incastrati).

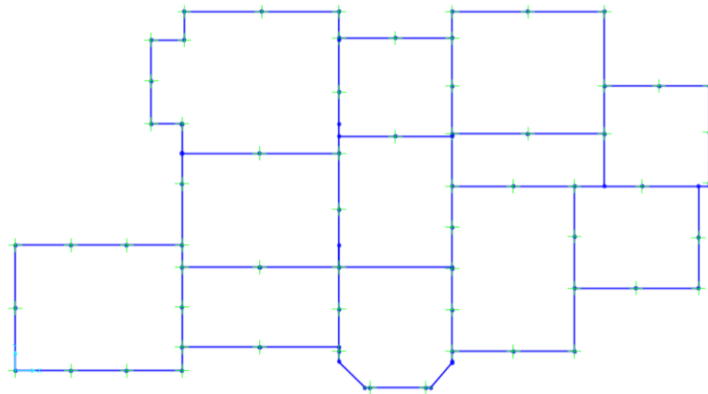


Figura 4.23: Modellazione della pianta

Nella seconda fase, il modello è stato sviluppato in altezza, definendo le rispettive altezze dei vari piani e dato che tali non erano specificate nella relazione, si è fatto ricorso ai file Autocad, scalando opportunamente il fabbricato per ottenere le dimensioni corrette e riprodurre la villa nel suo complesso.

Successivamente, per ogni piano sono stati modellati elementi frame lungo i contorni dei vani rappresentativi dello spessore del solaio e applicati dei constrain di piano per ricreare un impalcato rigido. Per i solai del piano terra e del primo piano, gli elementi frame hanno dimensioni di 20x20 cm, mentre per il solaio della copertura calpestabile ha dimensioni di 30x30 cm. Dove presenti, sono state inserite lesene di dimensioni 40x40 cm in cemento armato. Tutti gli elementi frame sono stati realizzati utilizzando calcestruzzo con una classe di resistenza C25/30.

Per la modellazione dei solai, si sono disegnate le aree relative e assegnati degli elementi shell di tipo “none” con orientamento uguale a quello indicato dalle piante; invece, per le pareti portanti in muratura, in base a quelli che sono stati i rilevamenti, si sono prima definite e poi assegnate alle relative posizioni.

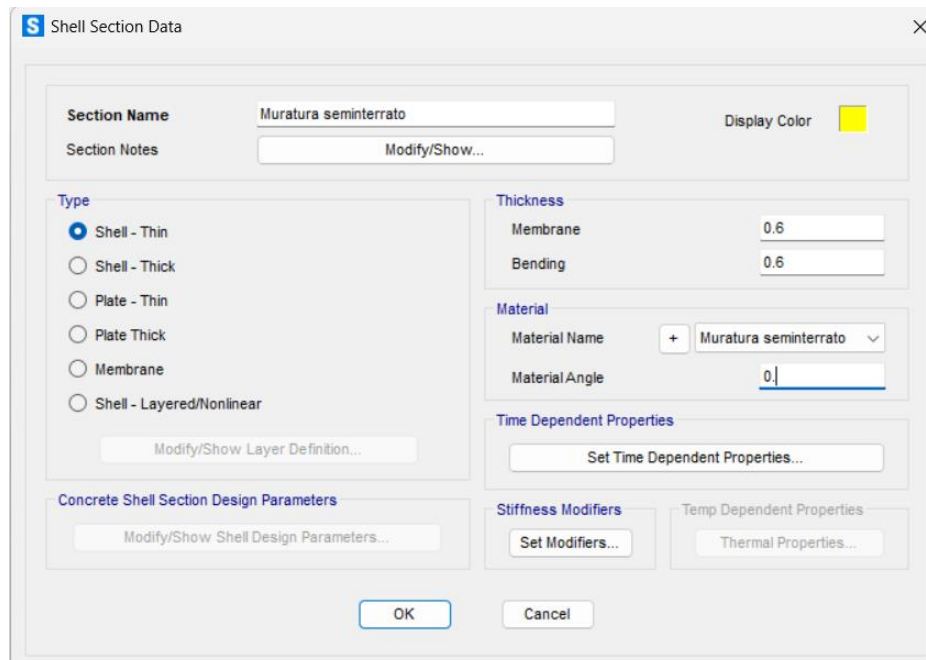


Figura 4.24: Definizione delle shell rappresentanti della muratura

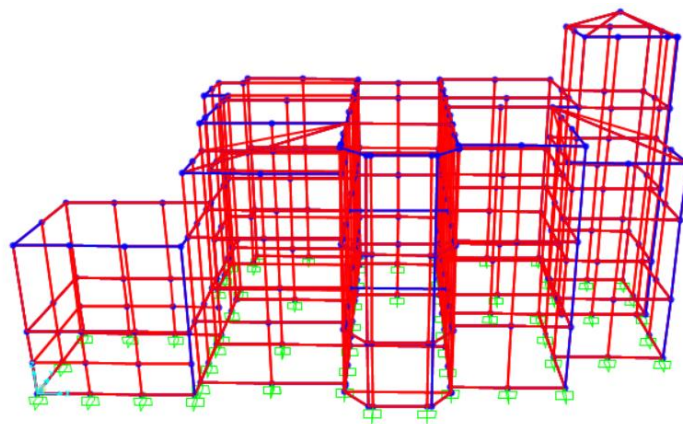


Figura 4.25: Modellazione completa della struttura

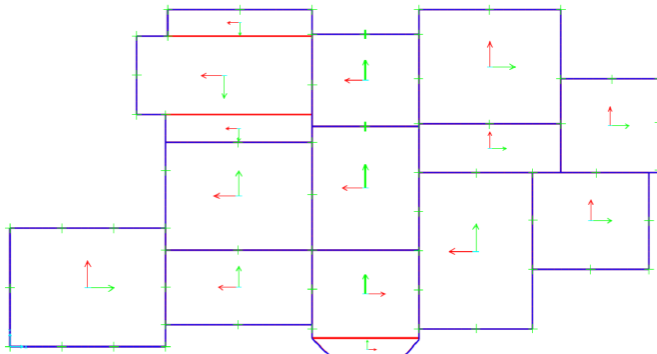
Le shell di tipo “none” vengono poi caricate in funzione dell’analisi dei carichi che è differente a seconda del solaio e a loro volta distribuiranno il carico alle travi. La distribuzione sulle travi può essere di due tipi:

- one way, è una distribuzione monodirezionale;
- two way, è una direzione bidirezionale e l’assegnazione può avvenire con delle percentuali differenti nelle due direzioni.

Tali shell dovranno essere poi orientate in modo tale che l'asse 1 sia orientato in funzione dell'orditura del solaio.

Draw>Poly Area o Draw Rectangular Area>None

Properties of Object	
Section	None
Drawing Control Type	None <space bar>



Direzione di orditura dei solai



Assi locali SAP

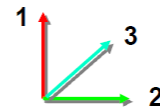


Figura 4.26: Modellazione dei solai

Una volta completata la modellazione dell'edificio nel suo complesso, vengono create le aperture relative a porte e finestre utilizzando una modellazione shell. Inizialmente, si tracciano i vertici dell'apertura e si disegna una shell senza assegnarle particolari proprietà. Successivamente, si procede alla creazione di una mesh, selezionando i quattro vertici dell'apertura e la shell corrispondente alla muratura. Il processo prevede poi la suddivisione dell'area selezionata in shell di dimensioni minori, rispettando la dimensione massima imposta.

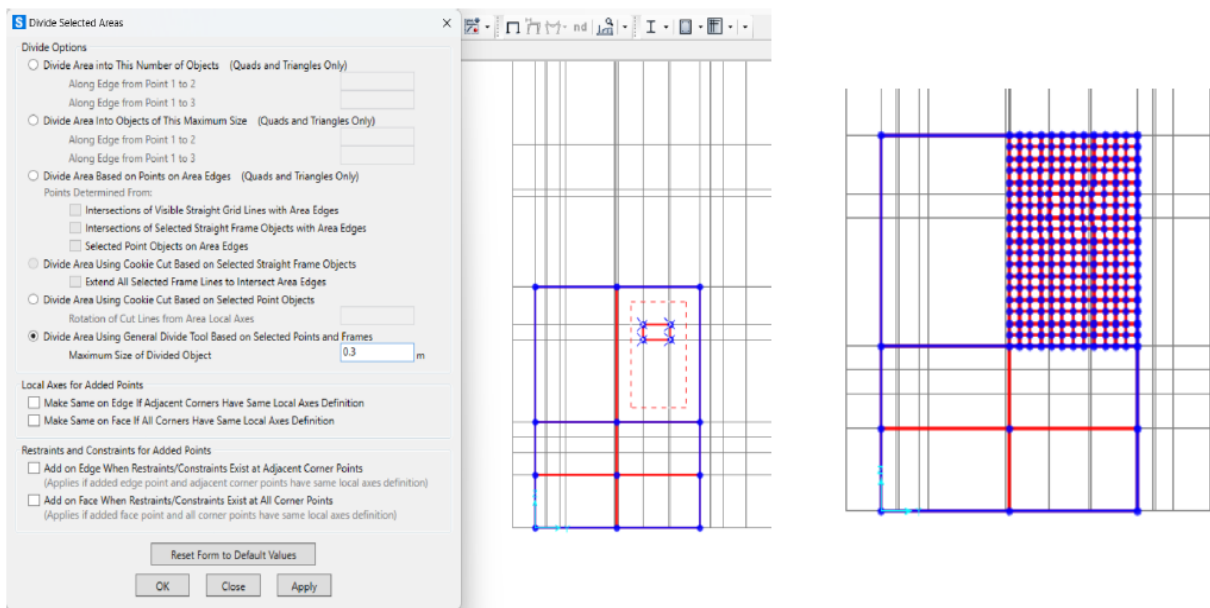


Figura 4.27: Modellazione delle aperture

Infine, si selezionano le aree relative all'apertura della mesh creata, si eliminano e con loro si elimina anche la shell iniziale in modo da avere il vuoto corrispondente all'apertura. Questo procedimento viene effettuato sia per porte che per finestre.

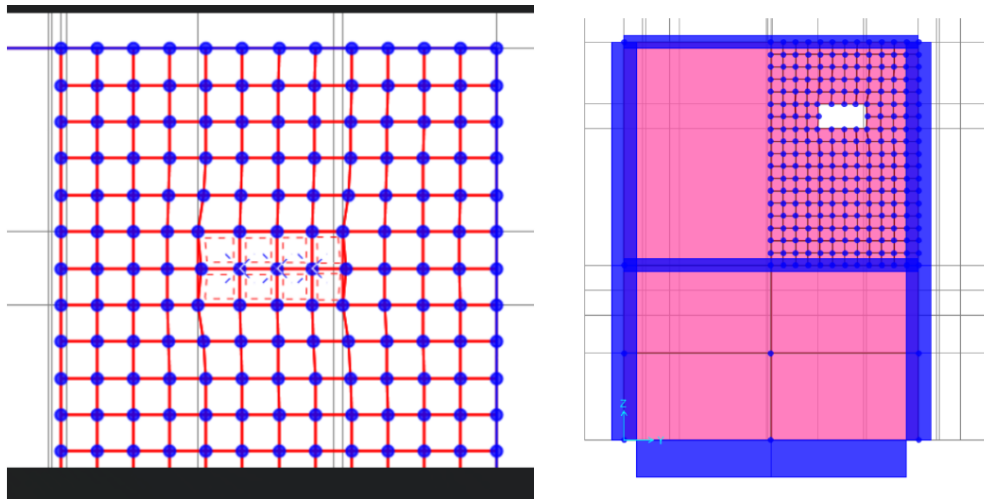


Figura 4.28: Modellazione delle aperture

Sono stati creati diversi modelli per confrontare le differenze di periodo tra di essi:

- modello a base fissa senza la presenza di lesene;
- modello a base fissa con la presenza di lesene;
- modello a base fissa con la presenza di lesene e delle aperture.

Al fine di avere informazioni di carattere qualitativo sulla risposta sismica della struttura presa in esame, si analizzano i risultati dell'analisi modale effettuate per il modello antecedente ai lavori di protezione sismica, per valutare poi le differenze di comportamento. Come noto, l'analisi modale permette di comprendere le proprietà dinamiche intrinseche della struttura elastica non smorzata.

4.8 Analisi modale

L'analisi modale è una tecnica fondamentale per studiare le proprietà dinamiche di una struttura, identificando i suoi modi di vibrazione e i relativi periodi naturali. Questi periodi rappresentano il tempo necessario affinché la struttura completi un'oscillazione completa in risposta a una sollecitazione esterna. Ogni struttura ha frequenze naturali di vibrazione, e conoscere queste frequenze è cruciale per evitare fenomeni di risonanza, in cui le forze esterne coincidono con queste frequenze, causando oscillazioni amplificate che possono provocare gravi danni o cedimenti strutturali.

L'analisi modale viene impiegata in vari campi, dall'ingegneria civile per la progettazione di edifici e ponti, all'ingegneria meccanica e aerospaziale per progettare veicoli, macchinari e componenti soggetti a vibrazioni. Essa fornisce informazioni qualitative sulle prestazioni dinamiche di una struttura, permettendo di identificare le sue caratteristiche naturali e verificare se la progettazione sia adeguata rispetto agli eventi sismici o ad altre sollecitazioni dinamiche.

Nel contesto di questo studio, l'analisi modale ha permesso di analizzare le proprietà dinamiche della struttura precedente alla realizzazione dei lavori di protezione sismica, consentendo di valutare i modi di vibrazione e i periodi naturali del sistema. La comprensione delle modalità di vibrazione è stata essenziale per valutare la risposta sismica dell'edificio e per individuare le eventuali criticità.

4.8.1 Analisi modale del modello a base fissa senza la presenza di lesene

Attraverso l'analisi modale quindi realizzata nel modello SAP 2000 si possono osservare i periodi dei modi di vibrare della struttura con questa configurazione strutturale e le partecipazioni delle masse in percentuale nelle due direzioni orizzontali e nella componente rotazionale.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.159089	0.0336	0.63189	0.00013	0.0336	0.63189	0.00013	0.26824	0.00727	0.13698	0.26824	0.00727	0.13698
MODAL	Mode	2	0.133263	0.68634	0.06037	0.00082	0.71995	0.69226	0.00095	0.02077	0.14472	0.0268	0.28902	0.15199	0.16378
MODAL	Mode	3	0.112654	0.04402	0.08719	0.00001014	0.76397	0.77945	0.00096	0.01029	0.01143	0.58995	0.29931	0.16342	0.75373
MODAL	Mode	4	0.072476	0.00583	0.05262	0.00189	0.76979	0.83207	0.00286	0.10862	0.0011	0.04682	0.40794	0.16452	0.80055
MODAL	Mode	5	0.070055	0.06852	0.00029	0.01048	0.83831	0.83235	0.01333	0.00056	0.10182	0.00082	0.40849	0.26634	0.80137
MODAL	Mode	6	0.059522	0.0000179	0.02395	0.37492	0.83833	0.85631	0.38825	0.16404	0.08385	0.00297	0.57253	0.35019	0.80433
MODAL	Mode	7	0.0582	0.01574	0.04328	0.0405	0.85406	0.89958	0.42875	0.1393	0.16772	0.00516	0.71182	0.51791	0.8095
MODAL	Mode	8	0.05423	0.00978	0.00983	0.33185	0.86385	0.90941	0.7606	0.02741	0.1137	0.00048	0.73924	0.63161	0.80998
MODAL	Mode	9	0.049676	0.04951	0.00177	0.01723	0.91336	0.91118	0.77783	0.00147	0.00022	0.0000867	0.74071	0.63183	0.81006
MODAL	Mode	10	0.048276	0.00057	0.00006509	0.00109	0.91393	0.91125	0.77892	0.01657	0.02283	0.00867	0.75728	0.65466	0.81873
MODAL	Mode	11	0.047188	0.00559	0.00464	0.00194	0.91952	0.91589	0.78086	0.00265	0.00851	0.0263	0.75993	0.66318	0.84503
MODAL	Mode	12	0.044554	0.00061	0.01314	0.00084	0.92013	0.92902	0.78169	0.05181	0.00108	0.0044	0.81174	0.66425	0.84944

Figura 4.29: Analisi modale modello b.f. senza lesene

4.8.2 Analisi modale del modello a base fissa con la presenza di lesene

Si analizzano anche in questo modello i valori relativi all'analisi modale.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.147949	0.03483	0.62064	0.000047	0.03483	0.62064	0.000047	0.1815	0.00443	0.18994	0.1815	0.00443	0.18994
MODAL	Mode	2	0.126719	0.70125	0.07674	0.00004531	0.73609	0.69738	0.00009231	0.0183	0.089	0.03145	0.1998	0.09343	0.22139
MODAL	Mode	3	0.109103	0.06954	0.12013	0.00004437	0.80563	0.81751	0.00014	0.01052	0.00768	0.54136	0.21032	0.10111	0.76275
MODAL	Mode	4	0.063815	0.00409	0.03517	0.00064	0.80971	0.85268	0.00077	0.07579	0.00005273	0.04359	0.28611	0.10117	0.80634
MODAL	Mode	5	0.059246	0.04321	0.00054	0.0249	0.85293	0.85322	0.02567	0.0087	0.00328	0.00175	0.29481	0.10445	0.80809
MODAL	Mode	6	0.05099	0.00002991	0.06224	0.00007263	0.85296	0.91546	0.02575	0.14066	0.02044	0.01534	0.43547	0.12489	0.82343
MODAL	Mode	7	0.049463	0.05222	0.000005246	0.21834	0.90518	0.91546	0.24409	0.00958	0.2201	0.00001497	0.44505	0.34499	0.82345
MODAL	Mode	8	0.046906	0.00153	0.00845	0.18814	0.9067	0.92391	0.43223	0.00858	0.16538	0.000009304	0.45362	0.51037	0.82346
MODAL	Mode	9	0.044868	0.00873	0.00081	0.03451	0.91543	0.92472	0.46674	0.00031	0.04692	0.02442	0.45393	0.55729	0.84787
MODAL	Mode	10	0.044409	0.0102	0.00375	0.14034	0.92563	0.92847	0.60708	0.00219	0.0079	0.01133	0.45612	0.56519	0.8592
MODAL	Mode	11	0.040372	0.00012	0.00732	0.02267	0.92575	0.93578	0.62975	0.00102	0.00092	0.00263	0.45713	0.5661	0.86184
MODAL	Mode	12	0.039085	0.0002	3.162E-07	0.00046	0.92595	0.93578	0.6302	0.02354	8.133E-07	0.01996	0.48067	0.56611	0.8818

Figura 4.30: Analisi modale modello b.f. con lesene

A parità di modello, la presenza delle lesene conferisce una leggera rigidità aggiuntiva alla struttura, determinando un periodo leggermente minore rispetto al modello privo di lesene. A livello di masse partecipanti non ci sono elevate differenze avendo i primi due moti traslazionali e il terzo roto-traslazionale.

4.8.3 Analisi modale del modello a base fissa con la presenza di lesene e delle aperture

Si analizzano anche nell'ultimo modello precedente i lavori, i valori relativi all'analisi modale.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.1888	0.05678	0.4162	0.00006708	0.05678	0.4162	0.00006708	0.1091	0.00704	0.19086	0.1091	0.00704	0.19086
MODAL	Mode	2	0.167887	0.49669	0.10021	1.164E-07	0.55347	0.51641	0.00006719	0.02079	0.05849	0.00584	0.12989	0.06553	0.19669
MODAL	Mode	3	0.139087	0.04202	0.13756	0.00006968	0.59549	0.65397	0.00014	0.00819	0.0039	0.38989	0.13808	0.06943	0.58658
MODAL	Mode	4	0.074717	0.00172	0.02789	0.00003066	0.59721	0.68186	0.00017	0.04713	0.00016	0.04796	0.18521	0.06959	0.63455
MODAL	Mode	5	0.071816	0.06087	0.00082	0.00638	0.65808	0.68267	0.00655	0.00006838	0.0049	0.00196	0.18528	0.07449	0.63651
MODAL	Mode	6	0.069491	0.00098	0.00348	0.00006536	0.65906	0.68615	0.00661	0.00087	0.00004812	0.00023	0.18615	0.07454	0.63674
MODAL	Mode	7	0.066044	0.00175	0.02237	0.00029	0.66082	0.70852	0.0069	0.01708	5.264E-09	0.00854	0.20323	0.07454	0.64527
MODAL	Mode	8	0.064783	0.00212	0.00005568	0.00066	0.66294	0.70858	0.00756	0.00001526	0.0007	0.00011	0.20325	0.07525	0.64539
MODAL	Mode	9	0.06414	0.00004388	0.00551	0.0007	0.66298	0.71408	0.00827	0.01001	0.00023	0.00882	0.21326	0.07547	0.65421
MODAL	Mode	10	0.062175	0.00981	0.00007203	0.00299	0.67279	0.71415	0.01126	0.00003164	0.00393	0.00002111	0.21329	0.07941	0.65423
MODAL	Mode	11	0.061293	0.00085	0.00291	0.00044	0.67364	0.71706	0.01169	0.00461	0.00114	0.00187	0.2179	0.08055	0.6561
MODAL	Mode	12	0.058911	0.01268	0.00201	0.00262	0.68632	0.71907	0.01431	0.00072	0.00493	0.00015	0.21862	0.08548	0.65625

Figura 4.31: Analisi modale modello b.f. con lesene e aperture

Come si può osservare, questo modello presenta un periodo superiore, indicando quindi che l'edificio è meno rigido a causa della presenza di aperture. Un ulteriore aspetto che conferma questa maggiore flessibilità è la riduzione delle percentuali di massa partecipante, osservabile in questo scenario di modellazione. Avendo quindi tre modi di vibrare della struttura traslazionali e roto-traslazionali si può confermare che prima l'intervento di protezione sismica l'edificio aveva un comportamento irregolare.

Successivamente, nel modello a base fissa sono stati analizzati gli spostamenti in direzione x e y al livello più alto dell'edificio, con particolare riferimento alla sommità del torrino. Questo confronto è stato effettuato per valutare le differenze rispetto ai modelli basati sul comportamento alla Winkler, con l'obiettivo di comprendere l'influenza del terreno sulla risposta dinamica della struttura.

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
314	SYC	Combination	Max	0.006413	0.01529	-0.000998	0.000228	-0.000091	0.000633
314	SYC	Combination	Min	-0.008205	-0.015054	-0.001199	-0.00018	-0.000348	-0.000621
314	SXC	Combination	Max	0.010325	0.008959	-0.000944	0.000161	-0.000008982	0.000426
314	SXC	Combination	Min	-0.012117	-0.008724	-0.001253	-0.000112	-0.00043	-0.000413

Figura 4.32: Spostamenti in testa all'edificio

4.9 Reazioni verticali degli appoggi fissi

Per il prosieguo del caso studio, si analizza il modello con lesene, aperture e meshatura completa. Per semplificare il processo, sono stati selezionati i 63 joint relativi agli appoggi fissi, raggruppandoli in un unico gruppo per facilitarne la selezione simultanea. Una volta selezionati, è possibile ottenere, tramite l'analisi, le reazioni al di sotto di ciascun appoggio, concentrandosi sulla combinazione di carico CV-SISMA. Queste reazioni F3 saranno poi utilizzate per il dimensionamento degli isolatori.

TABLE: Joint Reactions								
Joint	OutputCase	CaseType	F1	F2	F3	M1	M2	M3
Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
1	CVSISMA	Combination	17.639	9.589	314.923	33.0252	-33.599	0.0326
2	CVSISMA	Combination	0.375	-5.871	148.947	-0.8726	1.5473	0.0623
3	CVSISMA	Combination	20.283	-12.349	365.844	-34.4322	-38.2529	0.0333
4	CVSISMA	Combination	22.085	-0.288	219.79	2.3329	-9.1722	0.1272
5	CVSISMA	Combination	8.937	-0.93	187.654	1.0703	-4.2217	-0.0937
6	CVSISMA	Combination	1.597	0.976	201.695	0.0989	-0.338	0.6579
7	CVSISMA	Combination	37.686	-2.054	311.109	3.9704	-16.8242	-0.4255
8	CVSISMA	Combination	-25.12	-6.204	372.593	26.692	44.4749	0.8017
9	CVSISMA	Combination	-14.347	34.359	437.285	21.4525	44.2769	-1.9737
12	CVSISMA	Combination	-67.37	12.479	360.812	4.2544	46.3564	-0.1492
13	CVSISMA	Combination	71.221	2.08	381.645	0.7972	-48.8892	-0.0009345
14	CVSISMA	Combination	-2.519	33.003	181.006	15.7091	-0.7728	-0.4082
15	CVSISMA	Combination	15.899	-0.066	372.331	0.3958	-27.0816	-0.711
16	CVSISMA	Combination	-152.587	-295.904	629.36	-54.0811	80.7542	3753.812
17	CVSISMA	Combination	-2.279	0.361	139.458	-0.6604	1.3737	0.0286
18	CVSISMA	Combination	0.187	10.266	148.836	3.9476	0.2083	0.0018
19	CVSISMA	Combination	206.306	0.346	344.963	-0.7422	-12.1416	-0.5327
20	CVSISMA	Combination	-11.239	-0.021	165.278	0.3065	14.4675	0.1491
21	CVSISMA	Combination	99.442	-0.347	170.069	0.2509	-6.3936	0.172
23	CVSISMA	Combination	-130.036	86.045	656.166	75.2741	43.7881	1.6145
127	CVSISMA	Combination	1.014	-5.426	94.43	-2.8041	1.2306	0.0969
128	CVSISMA	Combination	4.868	-0.055	175.171	0.6699	-3.5144	0.0457
130	CVSISMA	Combination	-0.52	-9.282	226.722	-68.4728	3.4013	1.7189
131	CVSISMA	Combination	21.61	9.893	653.011	17.8802	-5.1396	-0.6353
132	CVSISMA	Combination	9.892	-17.107	423.555	-12.1893	-5.942	0.192
133	CVSISMA	Combination	24.443	-9.199	485.592	-4.6041	-42.0124	-0.5012
134	CVSISMA	Combination	-3.137	2.981	68.672	4.0725	5.1265	0.00003333
135	CVSISMA	Combination	-21.544	-11.501	668.606	-4.8306	46.7333	0.0346
136	CVSISMA	Combination	4.192	-10.74	244.566	-33.795	-27.3105	-0.1065
138	CVSISMA	Combination	-16.647	104.879	564.454	78.475	75.6884	-0.3233
139	CVSISMA	Combination	-26.274	42.624	491.234	34.4567	56.1132	-1.673

140	CVSISMA	Combination	33.81	-8.48	280.349	-15.5435	-70.9781	0.4843
141	CVSISMA	Combination	24.264	5.4	250.138	10.3807	-29.7631	0.1518
143	CVSISMA	Combination	-5.155	-14.859	212.211	-24.7398	29.0688	0.002
144	CVSISMA	Combination	27.943	-33.276	732.925	1.4889	-55.8733	-0.5298
145	CVSISMA	Combination	-28.614	-34.267	723.801	-50.3326	54.5019	-0.0151
146	CVSISMA	Combination	2.72	-8.241	317.464	13.2508	-28.5688	-0.0073
147	CVSISMA	Combination	-15.408	-17.986	515.767	-13.7117	20.1962	0.1545
151	CVSISMA	Combination	-18.814	8.43	434.268	17.7406	27.361	0.1115
152	CVSISMA	Combination	2.077	21.321	323.157	12.1898	-37.4405	-0.2787
153	CVSISMA	Combination	10.064	-13.354	416.164	-18.717	-26.5641	-2.4617
154	CVSISMA	Combination	3.14	-5.062	272.588	8.7089	-28.5664	0.3663
155	CVSISMA	Combination	-33.268	-14.249	382.208	-11.6862	87.7878	1.1826
156	CVSISMA	Combination	-25.062	-13.077	343.404	9.8599	-26.2684	-1.4935
159	CVSISMA	Combination	18.088	14.027	703.818	-3.2092	-30.7416	-0.2783
160	CVSISMA	Combination	-21.831	27.055	591.807	37.3383	27.814	0.1978
165	CVSISMA	Combination	8.477	0.021	85.374	0.1547	-12.5205	-0.0022
166	CVSISMA	Combination	-0.113	9.871	316.242	-25.6579	-0.445	0.1659
167	CVSISMA	Combination	0.773	13.469	122.609	-19.2609	-0.7148	0.4917
168	CVSISMA	Combination	2.833	1.732	156.768	44.2349	-2.3002	-1.7226
169	CVSISMA	Combination	-0.753	-0.084	173.885	0.5689	-1.0035	0.0262
170	CVSISMA	Combination	-18.661	1.014	146.178	3.8564	20.3824	-2.1117
172	CVSISMA	Combination	-7.614	-0.415	147.752	1.0627	12.8503	-0.0191
173	CVSISMA	Combination	-0.342	-1.541	101.438	-5.1368	-0.4715	0.1199
174	CVSISMA	Combination	-0.882	-0.227	225.029	1.3873	0.6085	0.0292
177	CVSISMA	Combination	16.463	-0.66	265.101	1.2738	-32.9629	-0.4958
178	CVSISMA	Combination	-25.102	-2.555	293.538	-3.3152	26.9847	1.0181
179	CVSISMA	Combination	-2.373	-7.246	117.35	11.3076	0.7153	1.9028
181	CVSISMA	Combination	-0.665	-12.147	216.431	-20.6244	-0.7914	0.0624
182	CVSISMA	Combination	1.29	-6.749	203.925	-3.7376	1.7075	0.4642
183	CVSISMA	Combination	-0.833	-1.42	195.339	-19.6858	-0.0565	-0.4043
184	CVSISMA	Combination	0.411	5.499	165.218	8.5429	0.3498	0.2016
185	CVSISMA	Combination	-40.923	125.521	279.987	12.6927	19.4462	0.93

Tabella 4.1: Reazioni verticali isolatori

4.10 Modellazione alla Winkler

Il modello di Winkler è comunemente utilizzato per l'analisi delle travi di fondazione in calcestruzzo armato, dove le sovrastrutture, come i pilastri in c.a., scaricano sulla fondazione in modo puntuale. Con opportuni accorgimenti, questo modello può essere adattato anche per strutture in muratura, che distribuiscono il carico su tratti di fondazione più estesi anziché in modo puntuale. Nel modello di Winkler, il terreno di fondazione viene schematizzato come un letto di molle indipendenti, ciascuna con una propria rigidità k , nota anche come k di Winkler. Questo implica che l'abbassamento di una molla non influisce su quello delle molle adiacenti.

La modellazione del terreno prevede, una volta completata la meshatura delle pareti con una suddivisione delle aree di circa 30 cm, il corretto allineamento dei nodi (joint) con la distanza delle molle. Questo favorisce il trasferimento dei carichi dalla struttura sovrastante alle molle che rappresentano il terreno. Il cordolo alla base viene discretizzato in funzione della distanza delle molle e, inoltre, vengono modellati "braccetti rigidi" per rappresentare la continuità e la sovrapposizione dei cordoli precedentemente definiti nella figura 4.33.

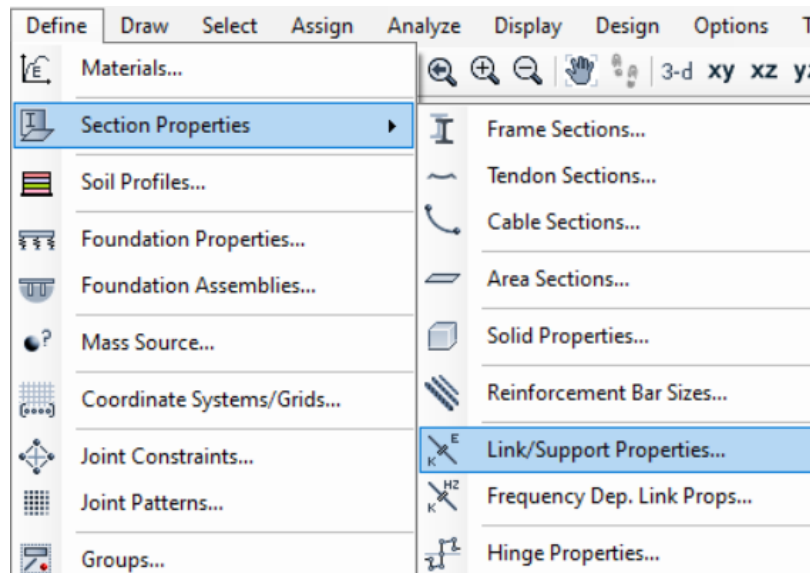


Figura 4.33: Definizione dei braccetti rigidi

Si assegnano quindi le seguenti caratteristiche, fissando tutte le rotazioni e gli spostamenti al fine di ottenere un comportamento infinitamente rigido come avviene nella figura 4.34. Questo consente di simulare la condizione di incastro totale, in cui la struttura non è soggetta a deformazioni o rotazioni nelle connessioni, garantendo una trasmissione integrale dei carichi e delle forze fra gli elementi strutturali e il terreno o le fondazioni.

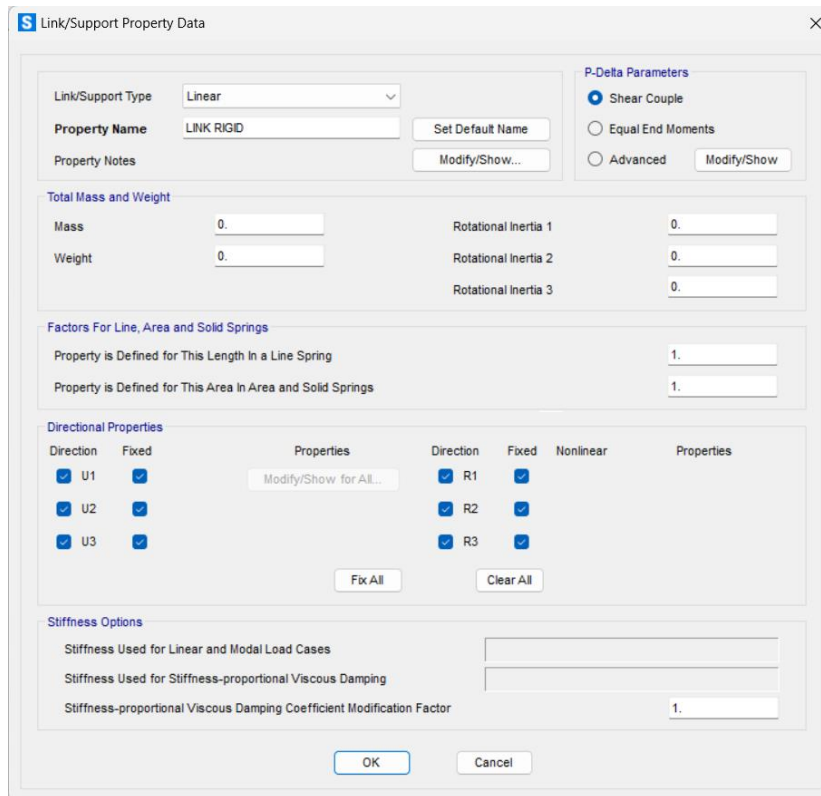


Figura 4.34: Definizione dei braccetti rigidi

Per la determinazione della costante del terreno k_w si utilizza la seguente relazione:

$$k_w = \frac{Ed}{1,5} \cdot b$$

Dove:

- Ed è il modulo di deformazione del terreno;
- b è la larghezza della fondazione o del cordolo.

Dopo aver discretizzato la trave, si determina la costante di Winkler i-esima k_{wi} da assegnare a ciascuna molla in funzione dell'interasse tra le molle e della larghezza del cordolo:

$$k_{wi} = k_w \cdot b \cdot i$$

Dove:

- i: è l'interasse delle molle.
- b è la larghezza della fondazione o del cordolo.

Per assegnare queste caratteristiche, si selezionano tutti i joint e si assegnano le molle con il metodo descritto, garantendo che ogni molla sia correttamente configurata.

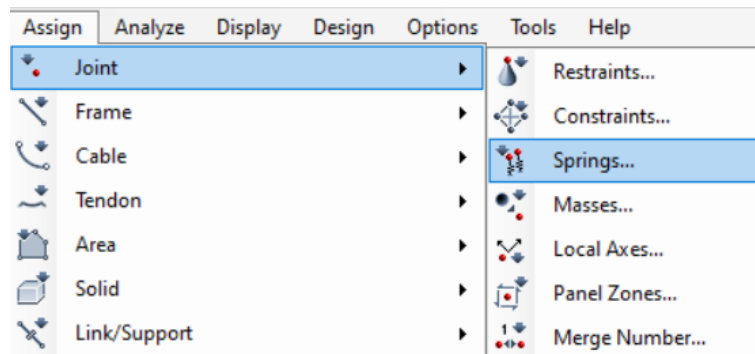


Figura 4.35: Assegnazione molle del terreno

Dopodiché si assegnano i valori di k_{wi} delle i-esime molle in direzione verticale.

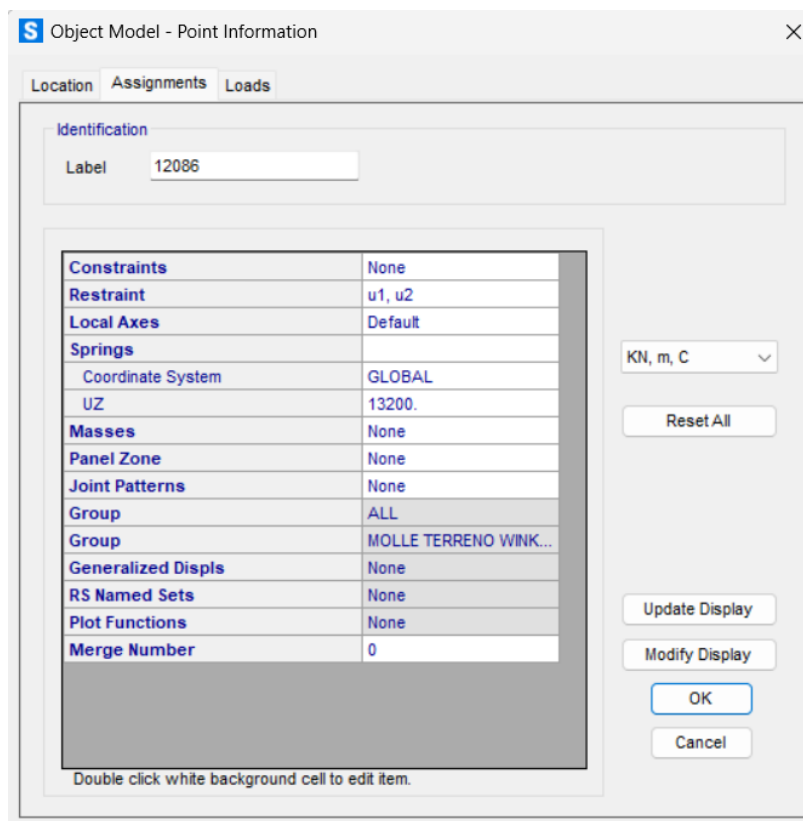


Figura 4.36: Assegnazione valore delle molle del terreno

4.10.1 Modello alla Winkler k1

Nel caso studio preso in esame, si è deciso di analizzare la differenza del comportamento dinamico della villa in relazione alle caratteristiche del terreno, assegnando due differenti valori della costante k del terreno. Nel primo caso, la costante di sottofondo k che si utilizza proviene da un modulo edometrico minore rispetto ai valori ottenuti dalle elaborazioni empiriche, ed è calcolata come segue:

$$k_w = \frac{Ed}{1,5} \cdot b = \frac{26000}{1,5 \times 0,6} = 28000 \text{ kN/m}^3$$

Successivamente, si determina la costante di Winkler k_{wi} , da assegnare a ciascuna molla, in funzione dell'interasse tra le molle e la larghezza del cordolo:

$$k_{wi} = k_w \cdot b \cdot i = 28000 \cdot 0,6 \cdot 0,26 = 4500 \text{ kN/m}$$

Attraverso questa modellazione e assegnando ad ogni joint un vincolo orizzontale dato da un carrello, in modo da evitare che la struttura diventi labile, si può quindi procedere con l'analisi modale illustrata nella figura 4.37, per valutare il comportamento dinamico della villa in funzione della rigidezza del terreno.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.323581	0.02762	0.55262	0.0004	0.02762	0.55262	0.0004	0.43473	0.01178	0.01856	0.43473	0.01178	0.01856
MODAL	Mode	2	0.253927	0.50881	0.03044	0.00242	0.53642	0.58306	0.00282	0.03792	0.39437	0.00758	0.47266	0.40615	0.02614
MODAL	Mode	3	0.186124	0.00367	0.00896	0.00013	0.54009	0.59202	0.00295	0.000003996	0.01311	0.61935	0.47266	0.41926	0.64548
MODAL	Mode	4	0.164731	0.00401	0.00146	0.94568	0.5441	0.59348	0.94863	0.00014	0.00041	0.00005715	0.4728	0.41967	0.64554
MODAL	Mode	5	0.134112	0.10632	0.000005814	0.00565	0.65042	0.59348	0.95427	0.00578	0.41774	0.00533	0.47858	0.83741	0.65087
MODAL	Mode	6	0.111155	0.000001385	0.1067	0.00356	0.65043	0.70018	0.95783	0.28181	0.00909	0.00373	0.76039	0.84651	0.6546
MODAL	Mode	7	0.102056	0.00177	0.04091	0.00003031	0.65219	0.74109	0.95786	0.05152	0.00219	0.00554	0.81192	0.8487	0.66014
MODAL	Mode	8	0.092045	0.00916	0.00939	0.00082	0.66135	0.75048	0.95868	0.01319	0.00279	0.02094	0.82511	0.85149	0.68108
MODAL	Mode	9	0.079516	0.000007964	0.01018	0.00013	0.66136	0.76066	0.9588	0.00472	0.00036	0.01368	0.82982	0.85185	0.69476
MODAL	Mode	10	0.078451	0.04037	0.00092	0.00047	0.70173	0.76158	0.95927	0.00046	0.00939	0.00785	0.83029	0.86124	0.70261
MODAL	Mode	11	0.074701	0.02861	0.00032	0.0004	0.73034	0.7619	0.95968	0.00032	0.01422	0.00721	0.83061	0.87546	0.70982
MODAL	Mode	12	0.070122	0.00012	0.01903	0.00001149	0.73046	0.78093	0.95969	0.01101	0.000000401	0.00426	0.84161	0.87546	0.71408

Figura 4.37: Analisi modale modellazione Winkler k1

Analizzando quelli che sono i valori del periodo T, si analizza che rispetto al modello a base fissa e al modello con la costante di Winkler maggiore k2 illustrato nella figura 4.39, si ha un periodo maggiore. Questo conferma che una costante del terreno più bassa rende l'edificio più flessibile, in quanto il periodo di vibrazione cresce con la diminuzione della rigidezza del terreno.

Dopodiché se si osservano nella figura 4.38 gli spostamenti in testa dell'edificio si può vedere che sono maggiori sia nella direzione x che nella direzione y rispetto a quelli che si hanno sia nel modello con la costante k2 sia nel modello a base fissa. Questo aumento degli spostamenti è coerente con il comportamento di una struttura meno rigida, che subisce maggiori deformazioni sotto l'azione sismica.

La combinazione di calcolo utilizzata è composta dalla risposta dello spettro e dalla combinazione sismica dei carichi verticali CV-SISMA che permette di valutare l'effetto delle forze sismiche in aggiunta ai carichi verticali applicati sull'edificio (approfondito nel capitolo 5.2.2).

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
314	SXV	Combination	Max	0.018285	0.017164	-0.003002	0.000757	0.000834	0.000222
314	SXV	Combination	Min	-0.019257	-0.013768	-0.015873	-0.000984	-0.001173	-0.000206
314	SYV	Combination	Max	0.011457	0.032905	-0.005941	0.001587	0.000445	0.00029
314	SYV	Combination	Min	-0.012429	-0.029509	-0.012934	-0.001813	-0.000784	-0.000274

Figura 4.38: Spostamenti relativi alla modellazione alla Winkler k1

4.10.2 Modello alla Winkler k2

Nel secondo caso, la costante di sottofondo k è derivata dallo studio geologico specifico del caso studio esaminato. A questo studio corrisponde un valore di k maggiore rispetto al primo caso alla quale corrisponde un valore di:

$$k_w = \frac{Ed}{1,5} \cdot b = \frac{76000}{1,5 \times 0,6} = 84000 \text{ kN/m}^3$$

Successivamente, anche in questo caso, si determina la costante di Winkler k_{wi} , da assegnare a ciascuna molla, in funzione dell'interasse tra le molle e la larghezza del cordolo:

$$k_{wi} = k_w \cdot b \cdot i = 84000 \cdot 0,6 \cdot 0,26 = 13200 \text{ kN/m}$$

Anche in questo caso con lo stesso procedimento si analizza l'analisi modale.

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	0.244656	0.03772	0.5981	0.00019	0.03772	0.5981	0.00019	0.29082	0.00888	0.05623	0.29082	0.00888	0.05623
MODAL	Mode	2	0.20806	0.56484	0.05876	0.00042	0.60255	0.65686	0.00061	0.02565	0.16959	0.0316	0.31647	0.17848	0.08783
MODAL	Mode	3	0.173117	0.04366	0.03021	0.00002265	0.64622	0.68707	0.00063	0.00069	0.01409	0.57616	0.31716	0.19257	0.66399
MODAL	Mode	4	0.103322	0.00177	0.00156	0.85299	0.64798	0.68863	0.85362	0.01311	0.05121	0.00002486	0.33027	0.24378	0.66401
MODAL	Mode	5	0.096487	0.01362	0.00169	0.05146	0.6616	0.69032	0.90507	0.00131	0.50736	0.0014	0.33158	0.75114	0.66541
MODAL	Mode	6	0.08595	0.0009	0.0662	0.02543	0.6625	0.75652	0.9305	0.4883	0.02089	0.00132	0.81987	0.77203	0.66674
MODAL	Mode	7	0.081	0.00428	0.00385	0.01797	0.66679	0.76037	0.94847	0.00831	0.04193	0.023	0.82818	0.81396	0.68974
MODAL	Mode	8	0.079391	0.03187	0.00323	0.00011	0.69865	0.7636	0.94859	0.00633	0.00544	0.01879	0.83451	0.8194	0.70853
MODAL	Mode	9	0.075477	0.02726	0.0054	0.00007299	0.72591	0.769	0.94866	0.00048	0.01801	0.00494	0.83499	0.83742	0.71346
MODAL	Mode	10	0.072341	0.01156	0.00032	0.00305	0.73747	0.76932	0.95171	0.00211	0.00367	0.00856	0.8371	0.84109	0.72202
MODAL	Mode	11	0.069866	0.00103	0.01135	0.00025	0.7385	0.78066	0.95196	0.00416	0.00155	0.000005124	0.84126	0.84264	0.72203
MODAL	Mode	12	0.067159	0.00137	0.02015	0.00028	0.73988	0.80081	0.95223	0.00329	0.00207	0.00135	0.84455	0.84471	0.72337

Figura 4.39: Analisi modale modellazione Winkler k2

Nella tabella sottostante si possono osservare gli spostamenti in testa all'edificio, che si possono analizzare valori intermedi al modello a base fissa e quello relativo a una costante k inferiore.

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
314	SXV	Combination	Max	0.013576	0.011654	-0.001577	0.000406	0.000396	0.000402
314	SXV	Combination	Min	-0.01492	-0.01006	-0.006299	-0.000497	-0.000772	-0.000381
314	SYV	Combination	Max	0.00823	0.021571	-0.002514	0.000786	0.00015	0.000453
314	SYV	Combination	Min	-0.009573	-0.019977	-0.005362	-0.000876	-0.000526	-0.000432

Figura 4.40: Spostamenti relativi alla modellazione alla Winkler k2

Si può osservare, dalla figura 4.41 riassuntiva degli spostamenti, una variazione che arriva fino al 2% tra i differenti modelli, a dimostrazione del fatto che una costante k minore rende l'edificio più flessibile. Questo evidenzia come la rigidità del terreno influisce direttamente sul comportamento dell'edificio, con un terreno meno rigido che porta a spostamenti maggiori rispetto a un modello con una costante k più alta, confermando la relazione tra la flessibilità della struttura e le caratteristiche del suolo.

CONFRONTO	U1	U2
	m	m
Modello winkler k1	0.019257	0.032905
Modello winkler k2	0.01492	0.021571
Differenza spostamento [%]	0.43%	1.13%
Modello base fissa	0.015054	0.012117
Modello winkler k2	0.01492	0.021571
Differenza spostamento [%]	0.01%	0.95%
Modello base fissa	0.015054	0.012117
Modello winkler k1	0.019257	0.032905
Differenza spostamento [%]	0.42%	2.08%

Figura 4.41: Confronto spostamenti

5. DIMENSIONAMENTO DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO

Una volta definiti quelli che sono i carichi verticali nel capitolo 4.9, si avvia la procedura di dimensionamento degli isolatori imponendo un raggio del sistema di isolamento relativo per ciascun isolatore. Utilizzando questo raggio, si calcola il periodo T utilizzato poi per entrare nello spettro degli spostamenti, con uno smorzamento $\xi = 5\%$ e si determina uno spostamento di prima iterazione. Dove il periodo si determina con la seguente formula:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}}$$

Dove:

- R è il raggio del sistema di isolamento;
- g è l'accelerazione di gravità.

In questa fase iniziale di dimensionamento, l'attrito non viene considerato. Nella seconda parte si calcola il coefficiente d'attrito con la formula relativa a basso attrito con un attrito nominale pari a 2,5:

$$\mu = 2.5x\left(\frac{N_{Sd}}{N_{Ed}}\right)^{-0.834}$$

Dove:

- N_{Ed} sono i carichi verticali che vengono presi dalle tabelle fornite dalla FIP;
- N_{Sd} sono i carichi verticali provenienti dal modello.

Successivamente, questo coefficiente viene inserito nella formula per calcolare il nuovo periodo T e nel nuovo smorzamento ξ avendo quindi la possibilità di rientrare nello spettro delle pseudo accelerazioni e ottenere un nuovo valore di spostamento dallo spettro degli spostamenti finché non si arriva a convergenza per i valori di ξ e T , ottenendo quindi, il valore di spostamento massimo. Il periodo e lo smorzamento vengono calcolati con le seguenti formule:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g\left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{dmax}\right)}}$$

Dove:

- g è l'accelerazione di gravità;

- R è il raggio del sistema di isolamento;
- d_{max} è lo spostamento massimo che si ottiene dallo spettro degli spostamenti che viene provocato dalla presenza degli isolatori;
- μ è l'attrito del sistema di isolamento in questo caso studio a scorrimento.

$$\xi = \frac{2}{\pi} \frac{1}{\frac{d_{max}}{R\mu} + 1}$$

Dove i parametri all'interno di questa formula sono gli stessi del calcolo del periodo T.

Una volta raggiunta la convergenza si controlla che lo smorzamento ξ sia minore o uguale del 28% e che η sia maggiore o uguale di 0,55 ed è pari a:

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

Dove:

- ξ è lo smorzamento del sistema di isolamento.

Nel caso studio preso in esame, si parte da un edificio esistente che necessita di interventi di protezione sismica a seguito del terremoto del 2009. Questo richiede uno studio accurato delle diverse fasi dei lavori e la modellazione strutturale in diverse configurazioni, per osservare le differenze di comportamento sismico. I modelli studiati sono i seguenti:

1. Modello A: Edificio con cordolo di fondazione di dimensioni 60x60 cm.
2. Modello B: Edificio con cordolo di fondazione amplificato a 70x100 cm.
3. Modello C: Edificio con cordolo di dimensioni 100x70 cm e rifacimento dei solai al piano di isolamento.
4. Modello D: Variante del Modello C con l'aggiunta di una sottofondazione di 70x120 cm.

Una volta stimati i parametri di dimensionamento per ciascun modello, essi vengono confrontati con quelli ottenuti dalle simulazioni strutturali. Questo confronto è cruciale per verificare la correttezza della modellazione e assicurare che i parametri progettuali coincidano con quelli reali, confermando così la validità del modello utilizzato. Ogni modello presenta delle variazioni significative che permettono di valutare l'efficacia degli interventi di miglioramento sismico e che non ci siano problemi durante i lavori. Lo scopo finale è garantire che l'edificio rispetti le normative sismiche e possa resistere efficacemente a eventuali futuri eventi sismici.

5.1 Modellazione del sistema di isolamento

La modellazione prevede che per ogni isolatore si stima il parametro di rigidezza k che viene inserito nel SAP2000, al fine di eseguire un'analisi dinamica lineare, considerando quindi un comportamento lineare dei dispositivi. Questa configurazione è stata implementata utilizzando la funzione "link/support properties" del software, che consente di modellare gli isolatori come molle elastiche con rigidezza modificabile nelle tre direzioni dello spazio. In particolare, nelle direzioni X e Y è stata considerata una rigidezza pari a quella ottenuta dai calcoli precedentemente descritti, mentre per la direzione verticale è stata assunta un'ipotesi di rigidità infinita, selezionando l'opzione "fixed" per ottenere un comportamento rigido. Il procedimento prevede l'inserimento di joint al di sotto degli appoggi fissi a una distanza di 40 cm, alla quale si definisce un vincolo di incastro. Infine, si disegnano i "two joint link" collegando quindi i due joint per ogni isolatore.

Link/Support Property Data

Link/Support Type: Linear

Property Name: ISOLATORI Kmedia

Property Notes: Modify/Show...

P-Delta Parameters

Shear Couple

Equal End Moments

Advanced

Modify/Show

Total Mass and Weight

Mass: 0.0

Weight: 0.0

Rotational Inertia 1: 0.0

Rotational Inertia 2: 0.0

Rotational Inertia 3: 0.0

Factors For Line, Area and Solid Springs

Property is Defined for This Length In a Line Spring: 1.0

Property is Defined for This Area In Area and Solid Springs: 1.0

Directional Properties

Direction	Fixed	Properties	Direction	Fixed	Nonlinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for All...	<input checked="" type="checkbox"/> R1	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	R1
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/> R2	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	R2
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>		<input type="checkbox"/> R3	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	R3

Fix All

Clear All

Stiffness Options

Stiffness Used for Linear and Modal Load Cases: []

Stiffness Used for Stiffness-proportional Viscous Damping: []

Stiffness-proportional Viscous Damping Coefficient Modification Factor: 1.0

OK

Cancel

Stiffness Values Used For All Load Cases

Stiffness is Uncoupled

Stiffness is Coupled

U1	U2	U3	R1	R2	R3
Fixed	158.	158.	Fixed		

Figura 5.1: Assegnazione caratteristiche sistema di isolamento

Una volta completata la modellazione degli isolatori, è possibile analizzare i risultati dell'analisi modale, confrontando i valori di periodo e spostamento con quelli stimati nei file Excel. Per verificare la correttezza della modellazione, inoltre, è importante che i modi di vibrare della struttura risultino regolarizzati.

Il relativo caso studio viene effettuato andando a fare due casi di modellazione differenti in funzione del raggio dei sistemi di isolamento, l'azienda alla quale si fa riferimento è la FIP, la quale con il relativo volantino si analizzano sia i carichi N_{Ed} , ma anche i relativi raggi che consentono di realizzare.

La FIP MEC S.r.l. è una ditta italiana che ha la sede principale a Selvazzano Dentro, in provincia di Padova, dove occupa un'area di circa 51.000 mq. Fondata nel 1945, è attualmente azienda leader nella produzione di appoggi strutturali, giunti di dilatazione, dispositivi antisismici, prodotti per le gallerie e accessori per l'ingegneria civile e per le infrastrutture.

5.2 Sistema di isolamento avente raggio R=2,5m

Come prima opzione si opta per un sistema di isolamento con raggio 2,5 m dove il procedimento prevede la stima del coefficiente d'attrito ottimizzando il calcolo dividendo gli isolatori in tre classi relative ai differenti carichi agenti: $N_{Ed} = 220 \text{ kN}$, $N_{Ed} = 560 \text{ kN}$, $N_{Ed} = 990 \text{ kN}$ come si può osservare dal catalogo FIP nella figura sottostante.

Attrito minimo		Attrito medio		SPOSTAMENTO $\pm 150 \text{ mm}$					
Sigla isolatore	N_{Ed} kN	Sigla isolatore	N_{Ed} kN	D	Y	Z	H	n	W
				mm	mm	mm	mm		kg
FIP-D L 250/300 (2500)	1000	FIP-D M 250/300 (2500)	220	400	510	400	101	4	65
FIP-D L 340/300 (2500)	1500	FIP-D M 340/300 (2500)	560	430	540	430	96	4	75
FIP-D L 440/300 (2500)	2000	FIP-D M 440/300 (2500)	990	460	630	490	101	4	100
FIP-D L 510/300 (2500)	2500	FIP-D M 510/300 (2500)	1330	480	650	500	97	4	110
FIP-D L 590/300 (2500)	3000	FIP-D M 590/300 (2500)	1690	500	670	520	118	4	140
FIP-D L 670/300 (2500)	3500	FIP-D M 670/300 (2500)	2100	520	690	530	114	4	150
FIP-D L 760/300 (2500)	4000	FIP-D M 760/300 (2500)	2540	540	710	540	110	4	160
FIP-D L 910/300 (2500)	5000	FIP-D M 910/300 (2500)	3270	570	820	640	136	4	220
FIP-D L 1100/300 (2500)	6000	FIP-D M 1100/300 (2500)	4380	610	880	670	135	4	260
FIP-D L 1200/300 (2500)	7000	FIP-D M 1200/300 (2500)	4980	630	880	680	140	4	290
FIP-D L 1400/300 (2500)	8000	FIP-D M 1400/300 (2500)	5960	660	910	700	164	4	360
FIP-D L 1600/300 (2500)	9000	FIP-D M 1600/300 (2500)	7030	690	940	720	156	4	380
FIP-D L 1750/300 (2500)	10000	FIP-D M 1750/300 (2500)	7780	710	1040	810	160	4	460
FIP-D L 2100/300 (2500)	12500	FIP-D M 2100/300 (2500)	9830	760	1090	850	208	4	650
FIP-D L 2500/300 (2500)	15000	FIP-D M 2500/300 (2500)	12120	810	1050	970	213	8	770
FIP-D L 2950/300 (2500)	17500	FIP-D M 2950/300 (2500)	14630	860	1100	1000	217	8	910
FIP-D L 3450/300 (2500)	20000	FIP-D M 3450/300 (2500)	17360	910	1190	1110	260	8	1250
FIP-D L 4150/300 (2500)	25000	FIP-D M 4150/300 (2500)	21600	980	1260	1330	254	12	1550
FIP-D L 4950/300 (2500)	30000	FIP-D M 4950/300 (2500)	26250	1050	1330	1380	333	12	2150
FIP-D L 6500/300 (2500)	40000	FIP-D M 6500/300 (2500)	35300	1170	1450	1630	342	16	2950
FIP-D L 8050/300 (2500)	50000	FIP-D M 8050/300 (2500)	44700	1280	1560	1880	429	20	4400
FIP-D L 9650/300 (2500)	60000	FIP-D M 9650/300 (2500)	54250	1380	1660	2120	438	24	5500

Raggio di curvatura equivalente R = 2500 mm

Figura 5.2: Catalogo FIP R=2,5m

Lo studio prevede un coefficiente d'attrito nominale del 2,5% che corrisponde alla curva blu della figura sottostante.

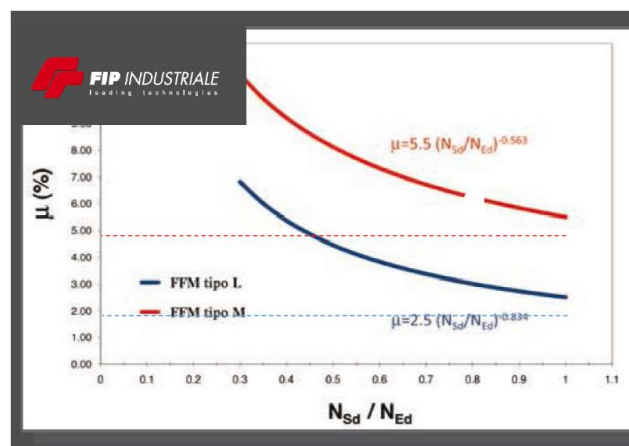


Figura 5.3: Curve relative ai differenti attriti

Una volta quindi calcolato il coefficiente d'attrito i -esimo si calcola quello medio che si utilizza per il procedimento iterativo. Ad ogni iterazione si genererà poi uno spettro delle accelerazioni relativo allo smorzamento che viene dal calcolo ed entro con il periodo ottenuto dalle varie iterazioni. Dallo spettro delle accelerazioni poi si passerà allo spettro degli spostamenti per verificare che quello è lo spostamento provocato dal sistema di isolamento.

Il procedimento di iterazione viene raccolto e sintetizzato nelle seguenti tabelle relative ai differenti stati limiti:

- **SLD**

PREDIMENSIONAMENTO SLD									
Tentativo	R	g	μ_d	dmax	ξ_{is}	η	Tis	Se	d1
[-]	[m]	[m/s ²]	[-]	[m]	[-]	[-]	[s]	[g]	[m]
1	2.5	9.81	-	-	0.05	1	3.172	0.0059	0.0583
2	2.5	9.81	0.0390	0.0583	0.40	0.4721949	1.940	0.0031	0.0308
3	2.5	9.81	0.0390	0.03083	0.48	0.4328573	1.554	0.0025	0.0247
4	2.5	9.81	0.0390	0.02471	0.51	0.4233532	1.426	0.0023	0.0223
R	2.5	[m]							
μ_d	3.90	[%]							
d1	22.26	[mm]							
Tis	1.426	[s]							
ξ_{is}	51	[%]							

Tabella 5.1: Predimensionamento SLD

- **SLV**

PREDIMENSIONAMENTO SLV									
Tentativo	R	g	μ_d	dmax	ξ_{is}	η	Tis	Se	d1
[-]	[m]	[m/s ²]	[-]	[m]	[-]	[-]	[s]	[g]	[m]
1	2.5	9.81	-	-	0.05	1	3.172	0.0224	0.2201
2	2.5	9.81	0.0390	0.22012	0.20	0.6382611	2.640	0.0142	0.1392
3	2.5	9.81	0.0390	0.13922	0.26	0.5658932	2.432	0.0114	0.1116
4	2.5	9.81	0.0390	0.11159	0.30	0.5368939	2.317	0.0109	0.1069
R	2.5	[m]							
μ_d	3.90	[%]							
d1	106.86	[mm]							
Tis	2.317	[s]							
ξ_{is}	30	[%]							

Tabella 5.2: Predimensionamento SLV

- SLC

PREDIMENSIONAMENTO SLC									
Tentativo	R	g	μd	dmax	ξ_{is}	η	Tis	Se	d1
[-]	[m]	[m/s ²]	[-]	[m]	[-]	[-]	[s]	[g]	[m]
1	2.5	9.81	-	-	0.05	1	3.172	0.0395	0.3870
2	2.5	9.81	0.0390	0.38703	0.13	0.7492342	2.835	0.0226	0.2216
3	2.5	9.81	0.0390	0.22163	0.19	0.6394625	2.643	0.0179	0.1761
4	2.5	9.81	0.0390	0.17608	0.23	0.6009066	2.544	0.0166	0.1630
R	2.5	[m]							
μd	3.90	[%]							
d1	163.01	[mm]							
Tis	2.544	[s]							
ξ_{is}	23	[%]							

Tabella 5.3: Predimensionamento SLC

La modellazione del sistema di isolamento prevede la determinazione dei parametri di rigidezza k e della forza F_h , relativa allo spostamento stimato $d1$. Per ogni isolatore vengono calcolati i seguenti parametri per gli stati limite SLD, SLV e SLC e le formule utilizzate sono:

$$k = \frac{F_h}{d} = W \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right)$$

Dove:

- F_h è la forza orizzontale che si sviluppa sul sistema di isolamento;
- R è il raggio del sistema di isolamento;
- d_{max} è lo spostamento massimo che si ottiene dallo spettro degli spostamenti che viene provocato dalla presenza degli isolatori;
- W è il carico verticale agente sull'isolatore;
- μ è l'attrito del sistema di isolamento in questo caso studio a scorrimento.

$$F_h = \mu W + \frac{W}{R} d$$

Dove:

- W è il carico verticale agente sull'isolatore;
- R è il raggio del sistema di isolamento;
- d_{max} è lo spostamento massimo che si ottiene dallo spettro degli spostamenti che viene provocato dalla presenza degli isolatori;
- μ è l'attrito del sistema di isolamento in questo caso studio a scorrimento.

• SLD

CALCOLO RIGIDENZE SINGOLI ISOLATORI SLD						
Joint	N _{Sd}	N _{Ed,appross.}	N _{Sd} /N _{Ed,appross.}	K _i	μ _d	F _{max}
Text	[kN]	[kN]	[-]	[kN/m]	[-]	[kN]
1	315.91	560	0.564	698.34	0.040	15.54
2	147.29	220	0.670	290.10	0.035	6.46
3	368.95	560	0.659	734.48	0.035	16.35
4	220.15	560	0.393	626.75	0.054	13.95
5	186.61	220	0.848	315.09	0.029	7.01
6	192.73	220	0.876	318.83	0.028	7.10
7	315.06	560	0.563	697.74	0.040	15.53
8	368.93	560	0.659	734.47	0.035	16.35
9	408.17	560	0.729	760.09	0.033	16.92
12	363.02	560	0.648	730.53	0.036	16.26
13	395.09	560	0.706	751.64	0.033	16.73
14	184.80	220	0.840	313.97	0.029	6.99
15	386.04	560	0.689	745.74	0.034	16.60
16	626.93	990	0.633	1281.53	0.037	28.52
17	127.83	220	0.581	276.94	0.039	6.16
18	152.27	220	0.692	293.37	0.034	6.53
19	349.04	560	0.623	721.13	0.037	16.05
20	164.34	220	0.747	301.16	0.032	6.70
21	172.03	220	0.782	306.03	0.031	6.81
23	635.56	990	0.642	1287.33	0.036	28.65
127	98.44	220	0.447	255.60	0.049	5.69
128	176.15	220	0.801	308.61	0.030	6.87
130	227.37	560	0.406	632.53	0.053	14.08
131	632.98	990	0.639	1285.60	0.036	28.61
132	414.16	560	0.740	763.93	0.032	17.00
133	483.67	560	0.864	807.35	0.028	17.97
134	74.10	220	0.337	235.91	0.062	5.25
135	671.78	990	0.679	1311.36	0.035	29.19
136	252.23	560	0.450	651.88	0.049	14.51
138	579.02	990	0.585	1248.85	0.039	27.80
139	500.60	560	0.894	817.63	0.027	18.20
140	294.78	560	0.526	683.35	0.043	15.21
141	280.99	560	0.502	673.35	0.044	14.99
143	223.57	560	0.399	629.49	0.054	14.01
144	721.30	990	0.729	1343.55	0.033	29.90
145	717.44	990	0.725	1341.07	0.033	29.85
146	316.89	560	0.566	699.02	0.040	15.56
147	516.69	990	0.522	1204.87	0.043	26.82
151	432.68	560	0.773	775.70	0.031	17.27
152	323.13	560	0.577	703.38	0.040	15.66
153	425.33	560	0.760	771.05	0.031	17.16
154	260.36	560	0.465	658.04	0.047	14.65
155	388.86	560	0.694	747.58	0.034	16.64
156	342.77	560	0.612	716.88	0.038	15.96
159	703.56	990	0.711	1332.10	0.033	29.65
160	586.86	990	0.593	1254.26	0.039	27.92
165	84.75	220	0.385	244.82	0.055	5.45
166	292.70	560	0.523	681.85	0.043	15.18
167	119.09	220	0.541	270.81	0.042	6.03

168	151.41	220	0.688	292.81	0.034	6.52
169	176.35	220	0.802	308.74	0.030	6.87
170	144.74	220	0.658	288.41	0.035	6.42
172	148.50	220	0.675	290.90	0.035	6.47
173	94.72	220	0.431	252.74	0.050	5.63
174	227.85	560	0.407	632.91	0.053	14.09
177	258.03	560	0.461	656.29	0.048	14.61
178	290.00	560	0.518	679.91	0.043	15.13
179	115.49	220	0.525	268.23	0.043	5.97
181	215.62	560	0.385	623.08	0.055	13.87
182	208.87	560	0.373	617.55	0.057	13.75
183	188.14	220	0.855	316.02	0.028	7.03
184	187.11	220	0.851	315.40	0.029	7.02
185	267.58	560	0.478	663.46	0.046	14.77

Tabella 5.4: Calcolo rigidezze i-esime isolatori SLD

• SLV

CALCOLO RIGIDEZZE SINGOLI ISOLATORI SLV						
Joint	N_{Sd}	$N_{Ed,appross.}$	$N_{Sd}/N_{Ed,appross.}$	K_i	μ_d	F_{max}
Text	[kN]	[kN]	[-]	[kN/m]	[-]	[kN]
1	315.91	560	0.564	245.51	0.040	26.23
2	147.29	220	0.670	107.07	0.035	11.44
3	368.95	560	0.659	269.83	0.035	28.83
4	220.15	560	0.393	200.27	0.054	21.40
5	186.61	220	0.848	124.73	0.029	13.33
6	192.73	220	0.876	127.44	0.028	13.62
7	315.06	560	0.563	245.11	0.040	26.19
8	368.93	560	0.659	269.82	0.035	28.83
9	408.17	560	0.729	287.59	0.033	30.73
12	363.02	560	0.648	267.13	0.036	28.54
13	395.09	560	0.706	281.68	0.033	30.10
14	184.80	220	0.840	123.92	0.029	13.24
15	386.04	560	0.689	277.59	0.034	29.66
16	626.93	990	0.633	465.48	0.037	49.74
17	127.83	220	0.581	98.17	0.039	10.49
18	152.27	220	0.692	109.33	0.034	11.68
19	349.04	560	0.623	260.74	0.037	27.86
20	164.34	220	0.747	114.77	0.032	12.26
21	172.03	220	0.782	118.22	0.031	12.63
23	635.56	990	0.642	469.42	0.036	50.16
127	98.44	220	0.447	84.42	0.049	9.02
128	176.15	220	0.801	120.07	0.030	12.83
130	227.37	560	0.406	203.76	0.053	21.77
131	632.98	990	0.639	468.24	0.036	50.03
132	414.16	560	0.740	290.28	0.032	31.02
133	483.67	560	0.864	321.34	0.028	34.34
134	74.10	220	0.337	72.61	0.062	7.76
135	671.78	990	0.679	485.89	0.035	51.92
136	252.23	560	0.450	215.66	0.049	23.04
138	579.02	990	0.585	443.50	0.039	47.39
139	500.60	560	0.894	328.84	0.027	35.14
140	294.78	560	0.526	235.69	0.043	25.19

141	280.99	560	0.502	229.24	0.044	24.50
143	223.57	560	0.399	201.92	0.054	21.58
144	721.30	990	0.729	508.28	0.033	54.31
145	717.44	990	0.725	506.54	0.033	54.13
146	316.89	560	0.566	245.96	0.040	26.28
147	516.69	990	0.522	414.60	0.043	44.30
151	432.68	560	0.773	298.60	0.031	31.91
152	323.13	560	0.577	248.84	0.040	26.59
153	425.33	560	0.760	295.30	0.031	31.55
154	260.36	560	0.465	219.52	0.047	23.46
155	388.86	560	0.694	278.86	0.034	29.80
156	342.77	560	0.612	257.87	0.038	27.56
159	703.56	990	0.711	500.28	0.033	53.46
160	586.86	990	0.593	447.11	0.039	47.78
165	84.75	220	0.385	77.83	0.055	8.32
166	292.70	560	0.523	234.72	0.043	25.08
167	119.09	220	0.541	94.12	0.042	10.06
168	151.41	220	0.688	108.94	0.034	11.64
169	176.35	220	0.802	120.16	0.030	12.84
170	144.74	220	0.658	105.91	0.035	11.32
172	148.50	220	0.675	107.62	0.035	11.50
173	94.72	220	0.431	82.64	0.050	8.83
174	227.85	560	0.407	203.99	0.053	21.80
177	258.03	560	0.461	218.42	0.048	23.34
178	290.00	560	0.518	233.46	0.043	24.95
179	115.49	220	0.525	92.45	0.043	9.88
181	215.62	560	0.385	198.07	0.055	21.16
182	208.87	560	0.373	194.78	0.057	20.81
183	188.14	220	0.855	125.41	0.028	13.40
184	187.11	220	0.851	124.95	0.029	13.35
185	267.58	560	0.478	222.94	0.046	23.82

Tabella 5.5: Calcolo rigidezze i-esime isolatori SLV

- SLC

CALCOLO RIGIDENZE SINGOLI ISOLATORI SLC						
Joint	N _{Sd}	N _{Ed,appross.}	N _{Sd} /N _{Ed,appross.}	K _i	μ _d	F _{max}
Text	[kN]	[kN]	[-]	[kN/m]	[-]	[kN]
1	315.914	560	0.564	204.462	0.040	33.33
2	147.291	220	0.670	90.482	0.035	14.75
3	368.945	560	0.659	227.712	0.035	37.12
4	220.149	560	0.393	161.612	0.054	26.34
5	186.612	220	0.848	107.475	0.029	17.52
6	192.728	220	0.876	110.097	0.028	17.95
7	315.062	560	0.563	204.086	0.040	33.27
8	368.931	560	0.659	227.706	0.035	37.12
9	408.174	560	0.729	244.759	0.033	39.90
12	363.017	560	0.648	225.126	0.036	36.70
13	395.092	560	0.706	239.087	0.033	38.97
14	184.799	220	0.840	106.696	0.029	17.39
15	386.035	560	0.689	235.153	0.034	38.33
16	626.928	990	0.633	391.509	0.037	63.82

17	127.833	220	0.581	81.965	0.039	13.36
18	152.274	220	0.692	92.650	0.034	15.10
19	349.036	560	0.623	219.014	0.037	35.70
20	164.339	220	0.747	97.880	0.032	15.96
21	172.03	220	0.782	101.202	0.031	16.50
23	635.564	990	0.642	395.284	0.036	64.44
127	98.443	220	0.447	68.900	0.049	11.23
128	176.148	220	0.801	102.976	0.030	16.79
130	227.371	560	0.406	164.896	0.053	26.88
131	632.984	990	0.639	394.157	0.036	64.25
132	414.159	560	0.740	247.351	0.032	40.32
133	483.669	560	0.864	277.286	0.028	45.20
134	74.102	220	0.337	57.804	0.062	9.42
135	671.775	990	0.679	411.072	0.035	67.01
136	252.23	560	0.450	176.124	0.049	28.71
138	579.019	990	0.585	370.501	0.039	60.40
139	500.598	560	0.894	284.537	0.027	46.38
140	294.784	560	0.526	195.118	0.043	31.81
141	280.987	560	0.502	188.987	0.044	30.81
143	223.565	560	0.399	163.166	0.054	26.60
144	721.3	990	0.729	432.573	0.033	70.52
145	717.444	990	0.725	430.902	0.033	70.24
146	316.891	560	0.566	204.893	0.040	33.40
147	516.689	990	0.522	342.968	0.043	55.91
151	432.683	560	0.773	255.356	0.031	41.63
152	323.134	560	0.577	207.644	0.040	33.85
153	425.326	560	0.760	252.179	0.031	41.11
154	260.358	560	0.465	179.772	0.047	29.31
155	388.855	560	0.694	236.379	0.034	38.53
156	342.771	560	0.612	216.270	0.038	35.26
159	703.556	990	0.711	424.881	0.033	69.26
160	586.862	990	0.593	373.949	0.039	60.96
165	84.751	220	0.385	62.699	0.055	10.22
166	292.697	560	0.523	194.192	0.043	31.66
167	119.094	220	0.541	78.109	0.042	12.73
168	151.408	220	0.688	92.273	0.034	15.04
169	176.353	220	0.802	103.064	0.030	16.80
170	144.737	220	0.658	89.369	0.035	14.57
172	148.501	220	0.675	91.009	0.035	14.84
173	94.721	220	0.431	67.223	0.050	10.96
174	227.85	560	0.407	165.113	0.053	26.92
177	258.03	560	0.461	178.728	0.048	29.14
178	290.004	560	0.518	192.997	0.043	31.46
179	115.491	220	0.525	76.513	0.043	12.47
181	215.623	560	0.385	159.548	0.055	26.01
182	208.868	560	0.373	156.460	0.057	25.51
183	188.137	220	0.855	108.129	0.028	17.63
184	187.114	220	0.851	107.690	0.029	17.56
185	267.584	560	0.478	183.007	0.046	29.83

Tabella 5.6: Calcolo rigidezze i-esime isolatori SLC

5.2.1 Analisi modale del sistema di isolamento con R=2,5 m

Una volta effettuato il predimensionamento e ottenuto i parametri essenziali per descrivere il sistema di isolamento, si confrontano i dati ottenuti dall'iterazione del periodo T del file Excel con l'analisi modale del modello SAP.

1. Modello A

Si riportano quindi i valori del periodo dei tre diversi stati limite per quanto riguarda il primo modello:

- SLD

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.209385	0.02638	0.9735	2.414E-08	0.02638	0.9735	2.414E-08	3.771E-05	5.753E-07	1.329E-05	3.771E-05	5.753E-07	1.329E-05
MODAL	Mode	2	1.207808	0.97353	0.02639	2.095E-10	0.99991	0.99989	2.435E-08	6.115E-07	1.359E-05	1.797E-06	3.832E-05	1.417E-05	1.509E-05
MODAL	Mode	3	0.159279	9.441E-06	3.778E-05	0.0000132	0.99992	0.99993	1.323E-05	0.0599	0.00476	0.56197	0.05994	0.00477	0.56199
MODAL	Mode	4	0.112278	0.0000664	1.039E-05	3.304E-05	0.99999	0.99994	4.627E-05	0.04722	0.13674	3.203E-05	0.10716	0.14151	0.56202
MODAL	Mode	5	0.104309	6.059E-06	5.645E-05	0.00053	0.99999	0.99999	0.00057	0.26641	0.01609	0.03842	0.37357	0.1576	0.60044
MODAL	Mode	6	0.072639	4.408E-09	1.341E-06	6.099E-07	1	1	0.00057	0.00058	0.00049	0.05815	0.37415	0.15809	0.65859
MODAL	Mode	7	0.069188	3.118E-11	2.339E-07	6.153E-05	1	1	0.00064	0.00109	3.573E-05	0.00214	0.37523	0.15812	0.66073
MODAL	Mode	8	0.067186	1.884E-06	1.432E-07	0.01374	1	1	0.01437	0.00159	0.01264	6.662E-05	0.37682	0.17076	0.6608
MODAL	Mode	9	0.064726	3.483E-10	2.178E-07	5.402E-06	1	1	0.01438	0.00132	8.877E-06	0.00133	0.37815	0.17077	0.66212
MODAL	Mode	10	0.064489	2.618E-07	2.066E-08	0.00029	1	1	0.01467	2.201E-06	0.00142	1.541E-05	0.37815	0.17219	0.66214
MODAL	Mode	11	0.062897	1.038E-09	9.635E-07	8.239E-05	1	1	0.01475	2.547E-05	1.601E-05	0.00247	0.37817	0.17221	0.66461
MODAL	Mode	12	0.061399	3.003E-07	7.131E-08	5.602E-07	1	1	0.01475	1.171E-05	0.00143	0.0006	0.37818	0.17364	0.66521

Figura 5.4: Analisi modale SLD

- SLV

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2.005786	0.0259	0.97409	3.147E-09	0.0259	0.97409	3.147E-09	4.922E-06	7.373E-08	1.708E-06	4.922E-06	7.373E-08	1.708E-06
MODAL	Mode	2	2.004842	0.97409	0.0259	2.739E-11	0.99999	0.99999	3.174E-09	7.824E-08	1.772E-06	2.329E-07	5.001E-06	1.846E-06	1.941E-06
MODAL	Mode	3	0.159416	1.227E-06	4.925E-06	1.368E-05	0.99999	0.99999	1.368E-05	0.06075	0.00484	0.5611	0.06076	0.00484	0.5611
MODAL	Mode	4	0.112594	8.644E-06	1.375E-06	3.158E-05	1	0.99999	4.527E-05	0.04779	0.13668	3.317E-05	0.10855	0.14152	0.56114
MODAL	Mode	5	0.104586	7.976E-07	7.347E-06	0.00053	1	1	0.00057	0.26513	0.01624	0.03929	0.37367	0.15776	0.60043
MODAL	Mode	6	0.072648	5.531E-10	1.731E-07	6.002E-07	1	1	0.00057	0.00062	0.00049	0.05817	0.37429	0.15825	0.6586
MODAL	Mode	7	0.06919	5.668E-12	3.014E-08	6.222E-05	1	1	0.00063	0.00107	3.622E-05	0.00211	0.37536	0.15829	0.66071
MODAL	Mode	8	0.0672	2.441E-07	1.853E-08	0.01372	1	1	0.01436	0.00157	0.01254	6.428E-05	0.37693	0.17082	0.66078
MODAL	Mode	9	0.064728	5.316E-11	2.837E-08	4.798E-06	1	1	0.01436	0.0013	9.833E-06	0.00131	0.37823	0.17083	0.66209
MODAL	Mode	10	0.064491	3.364E-08	2.669E-09	0.00028	1	1	0.01464	2.505E-06	0.0014	1.665E-05	0.37823	0.17223	0.6621
MODAL	Mode	11	0.062904	1.314E-10	1.246E-07	8.498E-05	1	1	0.01473	1.879E-05	1.701E-05	0.00252	0.37825	0.17225	0.66462
MODAL	Mode	12	0.061402	3.881E-08	9.126E-09	8.388E-07	1	1	0.01473	1.253E-05	0.00141	0.0006	0.37826	0.17366	0.66521

Figura 5.5: Analisi modale SLV

- SLC

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2.188014	0.02585	0.97414	2.22E-09	0.02585	0.97414	2.22E-09	3.472E-06	5.192E-08	1.203E-06	3.472E-06	5.192E-08	1.203E-06
MODAL	Mode	2	2.187149	0.97414	0.02585	1.932E-11	0.99999	0.99999	2.239E-09	5.509E-08	1.25E-06	1.642E-07	3.527E-06	1.302E-06	1.368E-06
MODAL	Mode	3	0.159429	8.653E-07	3.474E-06	1.372E-05	0.99999	0.99999	1.373E-05	0.06083	0.00485	0.56102	0.06083	0.00485	0.56102
MODAL	Mode	4	0.112622	6.096E-06	9.71E-07	3.145E-05	1	0.99999	4.518E-05	0.04784	0.13667	3.328E-05	0.10867	0.14152	0.56106
MODAL	Mode	5	0.104611	5.631E-07	5.181E-06	0.00053	1	1	0.00057	0.26501	0.01626	0.03937	0.37368	0.15778	0.60042
MODAL	Mode	6	0.072649	3.888E-10	1.219E-07	5.993E-07	1	1	0.00057	0.00062	0.00049	0.05817	0.3743	0.15827	0.6586
MODAL	Mode	7	0.06919	4.109E-12	2.124E-08	6.229E-05	1	1	0.00063	0.00107	3.627E-05	0.00211	0.37537	0.1583	0.66071
MODAL	Mode	8	0.067202	1.721E-07	1.306E-08	0.01372	1	1	0.01435	0.00157	0.01253	6.407E-05	0.37694	0.17083	0.66077
MODAL	Mode	9	0.064728	3.801E-11	2.001E-08	4.746E-06	1	1	0.01436	0.0013	9.922E-06	0.00131	0.37824	0.17084	0.66208
MODAL	Mode	10	0.064491	2.37E-08	1.881E-09	0.00028	1	1	0.01464	2.534E-06	0.0014	1.676E-05	0.37824	0.17224	0.6621
MODAL	Mode	11	0.062905	9.243E-11	8.782E-08	8.521E-05	1	1	0.01472	1.824E-05	0.0000171	0.00252	0.37826	0.17225	0.66462
MODAL	Mode	12	0.061402	2.735E-08	6.426E-09	8.666E-07	1	1	0.01472	1.261E-05	0.00141	0.0006	0.37827	0.17366	0.66521

Figura 5.6: Analisi modale SLC

2. Modello B

Si riportano quindi i valori del periodo dei tre diversi stati limite per quanto riguarda il secondo modello:

- SLD

TABLE: Modal Participating Mass Ratios																
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ	
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	
MODAL	Mode	1	1.260957	0.02933	0.97057	1.721E-08	0.02933	0.97057	1.721E-08	0.00003512	5.825E-07	0.000099935	0.00003512	5.825E-07	0.000099935	
MODAL	Mode	2	1.259624	0.97059	0.02933	1.094E-10	0.99992	0.9999	1.732E-08	6.629E-07	0.00001267	0.00001222	0.00003578	0.00001325	0.00001116	
MODAL	Mode	3	0.160094	0.00008538	0.00003555	0.00001612	0.99993	0.99994	0.00001614	0.07249	0.00611	0.50824	0.07253	0.00613	0.50825	
MODAL	Mode	4	0.116931	0.00005793	0.00001107	0.00001381	0.99999	0.99995	0.00002995	0.05732	0.14362	0.0000623	0.12985	0.14974	0.50831	
MODAL	Mode	5	0.108857	0.000006206	0.0000478	0.00041	1	1	0.00044	0.25905	0.01953	0.04693	0.3889	0.16927	0.55524	
MODAL	Mode	6	0.072864	6.92E-10	9.776E-07	1.462E-07	1	1	0.00044	0.00091	0.00053	0.05406	0.38982	0.1698	0.6093	
MODAL	Mode	7	0.069239	2.23E-09	1.654E-07	0.00009347	1	1	0.00054	0.00094	0.00006502	0.00127	0.39076	0.16987	0.61057	
MODAL	Mode	8	0.067738	0.000001522	1.024E-07	0.01134	1	1	0.01187	0.00121	0.01121	0.000001825	0.39197	0.18108	0.61058	
MODAL	Mode	9	0.064788	6.456E-09	2.313E-07	0.000007558	1	1	0.01188	0.00098	0.00008943	0.00052	0.39294	0.18116	0.6111	
MODAL	Mode	10	0.064565	1.519E-07	1.111E-08	0.00006313	1	1	0.01194	0.00001132	0.00086	0.0001	0.39296	0.18202	0.6112	
MODAL	Mode	11	0.06316	2.364E-10	6.925E-07	0.0002	1	1	0.01214	0.00001376	0.00006338	0.00415	0.39297	0.18209	0.61535	
MODAL	Mode	12	0.06151	2.237E-07	2.849E-08	0.00006899	1	1	0.01221	0.000002955	0.00099	0.0004	0.39297	0.18308	0.61575	

Figura 5.7: Analisi modale SLD

- SLV

TABLE: Modal Participating Mass Ratios																
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ	
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	
MODAL	Mode	1	2.092932	0.02885	0.97113	2.236E-09	0.02885	0.97113	2.236E-09	0.00000457	7.457E-08	0.000001275	0.00000457	7.457E-08	0.000001275	
MODAL	Mode	2	2.092135	0.97114	0.02885	1.426E-11	0.99999	0.99999	2.251E-09	8.48E-08	0.000001647	1.581E-07	0.000004654	0.000001722	0.000001433	
MODAL	Mode	3	0.160232	0.000001108	0.000004627	0.0000166	0.99999	0.99999	0.0000166	0.07345	0.00621	0.50724	0.07346	0.00621	0.50724	
MODAL	Mode	4	0.117228	0.000007521	0.000001456	0.00001311	1	0.99999	0.0000297	0.05791	0.14349	0.00006696	0.13137	0.1497	0.50731	
MODAL	Mode	5	0.109106	8.136E-07	0.000006193	0.00041	1	1	0.00044	0.25758	0.0197	0.04792	0.38895	0.16939	0.55523	
MODAL	Mode	6	0.072871	8.476E-11	1.261E-07	1.459E-07	1	1	0.00044	0.00095	0.00053	0.05406	0.3899	0.16992	0.60929	
MODAL	Mode	7	0.06924	3.026E-10	2.134E-08	0.00009486	1	1	0.00054	0.00093	0.00006591	0.00126	0.39083	0.16999	0.61055	
MODAL	Mode	8	0.06775	1.968E-07	1.32E-08	0.01132	1	1	0.01185	0.00119	0.01112	0.000001476	0.39203	0.18111	0.61055	
MODAL	Mode	9	0.06479	8.614E-10	3.008E-08	0.000008038	1	1	0.01186	0.00096	0.00009146	0.00051	0.39299	0.1812	0.61106	
MODAL	Mode	10	0.064566	1.952E-08	1.416E-09	0.00006091	1	1	0.01192	0.00001206	0.00084	0.0001	0.393	0.18204	0.61117	
MODAL	Mode	11	0.063165	2.991E-11	8.931E-08	0.0002	1	1	0.01212	0.00001824	0.00006446	0.00419	0.39302	0.18211	0.61535	
MODAL	Mode	12	0.061512	2.891E-08	3.646E-09	0.00007124	1	1	0.01219	0.000003128	0.00097	0.0004	0.39302	0.18308	0.61576	

Figura 5.8: Analisi modale SLV

- SLC

TABLE: Modal Participating Mass Ratios																
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ	
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	
MODAL	Mode	1	2.283237	0.02881	0.97118	1.577E-09	0.02881	0.97118	1.577E-09	0.00003223	5.251E-08	8.979E-07	0.00003223	5.251E-08	8.979E-07	
MODAL	Mode	2	2.282507	0.97118	0.02881	1.006E-11	0.99999	0.99999	1.587E-09	5.971E-08	0.000001162	1.115E-07	0.000003282	0.000001214	0.000001009	
MODAL	Mode	3	0.160245	7.812E-07	0.000003263	0.00001664	0.99999	0.99999	0.00001664	0.07354	0.00621	0.50715	0.07354	0.00622	0.50715	
MODAL	Mode	4	0.117255	0.000005303	0.000001028	0.00001304	1	1	0.00002988	0.05796	0.14348	0.0000674	0.13151	0.14969	0.50722	
MODAL	Mode	5	0.109128	5.742E-07	0.000004366	0.00041	1	1	0.00044	0.25745	0.01971	0.04801	0.38896	0.16941	0.55523	
MODAL	Mode	6	0.072872	5.944E-11	8.886E-08	1.459E-07	1	1	0.00044	0.00095	0.00053	0.05406	0.38991	0.16994	0.60929	
MODAL	Mode	7	0.069241	2.142E-10	1.504E-08	0.00009498	1	1	0.00054	0.00093	0.00006599	0.00126	0.39084	0.17	0.61055	
MODAL	Mode	8	0.067751	1.387E-07	9.299E-09	0.01132	1	1	0.01185	0.00119	0.01111	0.000001446	0.39203	0.18111	0.61055	
MODAL	Mode	9	0.06479	6.088E-10	2.121E-08	0.000008082	1	1	0.01186	0.00096	0.00009165	0.00051	0.39299	0.1812	0.61106	
MODAL	Mode	10	0.064567	1.375E-08	9.965E-10	0.00006071	1	1	0.01192	0.00001213	0.00084	0.0001	0.393	0.18205	0.61116	
MODAL	Mode	11	0.063166	2.104E-11	6.293E-08	0.0002	1	1	0.01212	0.00001867	0.00006455	0.00419	0.39302	0.18211	0.61535	
MODAL	Mode	12	0.061512	2.037E-08	2.567E-09	0.00007144	1	1	0.01219	0.000003144	0.00097	0.0004	0.39302	0.18308	0.61576	

Figura 5.9: Analisi modale SLC

3. Modello C

Si riportano quindi i valori del periodo dei tre diversi stati limite per quanto riguarda il terzo modello:

- SLD

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.260957	0.02933	0.97057	1.721E-08	0.02933	0.97057	1.721E-08	0.00003512	5.825E-07	0.000009935	0.00003512	5.825E-07	0.000009935
MODAL	Mode	2	1.259624	0.97059	0.02933	1.094E-10	0.99992	0.9999	1.732E-08	6.629E-07	0.00001267	0.000001222	0.00003578	0.00001325	0.00001116
MODAL	Mode	3	0.160094	0.00008538	0.00003555	0.00001612	0.99993	0.99994	0.00001614	0.07249	0.00611	0.50824	0.07253	0.00613	0.50825
MODAL	Mode	4	0.116931	0.00005793	0.00001107	0.00001381	0.99999	0.99995	0.00002995	0.05732	0.14362	0.0000623	0.12985	0.14974	0.50831
MODAL	Mode	5	0.108857	0.00006206	0.0000478	0.00041	1	1	0.00044	0.25905	0.01953	0.04693	0.3889	0.16927	0.55524
MODAL	Mode	6	0.072864	6.92E-10	9.776E-07	1.462E-07	1	1	0.00044	0.00091	0.00053	0.05406	0.38982	0.1698	0.6093
MODAL	Mode	7	0.069239	2.23E-09	1.654E-07	0.00009347	1	1	0.00054	0.00094	0.0006502	0.00127	0.39076	0.16987	0.61057
MODAL	Mode	8	0.067738	0.00001522	1.024E-07	0.01134	1	1	0.01187	0.00121	0.01121	0.000001825	0.39197	0.18108	0.61058
MODAL	Mode	9	0.064788	6.456E-09	2.313E-07	0.00007558	1	1	0.01188	0.00098	0.00008943	0.00052	0.39294	0.18116	0.6111
MODAL	Mode	10	0.064565	1.519E-07	1.111E-08	0.00006313	1	1	0.01194	0.00001132	0.00086	0.0001	0.39296	0.18202	0.6112
MODAL	Mode	11	0.06316	2.364E-10	6.925E-07	0.0002	1	1	0.01214	0.00001376	0.00006338	0.00415	0.39297	0.18209	0.61535
MODAL	Mode	12	0.06151	2.237E-07	2.849E-08	0.00006899	1	1	0.01221	0.000002955	0.00099	0.0004	0.39297	0.18308	0.61575

Figura 5.10: Analisi modale SLD

- SLV

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2.092932	0.02885	0.97113	2.236E-09	0.02885	0.97113	2.236E-09	0.00000457	7.457E-08	0.000001275	0.00000457	7.457E-08	0.000001275
MODAL	Mode	2	2.092135	0.97114	0.02885	1.426E-11	0.99999	0.99999	2.251E-09	8.48E-08	0.000001647	1.581E-07	0.000004654	0.000001722	0.000001433
MODAL	Mode	3	0.160232	0.000001108	0.000004627	0.0000166	0.99999	0.99999	0.0000166	0.07345	0.00621	0.50724	0.07346	0.00621	0.50724
MODAL	Mode	4	0.117228	0.000007521	0.000001456	0.00001311	1	0.99999	0.0000297	0.05791	0.14349	0.00006696	0.13137	0.1497	0.50731
MODAL	Mode	5	0.109106	8.136E-07	0.000006193	0.00041	1	1	0.00044	0.25758	0.0197	0.04792	0.38895	0.16939	0.55523
MODAL	Mode	6	0.072871	8.476E-11	1.261E-07	1.459E-07	1	1	0.00044	0.00095	0.00053	0.05406	0.3899	0.16992	0.60929
MODAL	Mode	7	0.06924	3.026E-10	2.134E-08	0.00009486	1	1	0.00054	0.00093	0.00006591	0.00126	0.39083	0.16999	0.61055
MODAL	Mode	8	0.06775	1.968E-07	1.32E-08	0.01132	1	1	0.01185	0.00119	0.01112	0.000001476	0.39203	0.18111	0.61055
MODAL	Mode	9	0.06479	8.614E-10	3.008E-08	0.000008038	1	1	0.01186	0.00096	0.00009146	0.00051	0.39299	0.1812	0.61106
MODAL	Mode	10	0.064566	1.952E-08	1.416E-09	0.00006091	1	1	0.01192	0.00001206	0.00084	0.0001	0.393	0.18204	0.61117
MODAL	Mode	11	0.063165	2.991E-11	8.931E-08	0.0002	1	1	0.01212	0.00001824	0.00006446	0.00419	0.39302	0.18211	0.61535
MODAL	Mode	12	0.061512	2.891E-08	3.646E-09	0.00007124	1	1	0.01219	0.000003128	0.00097	0.0004	0.39302	0.18308	0.61576

Figura 5.11: Analisi modale SLV

- SLC

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2.283237	0.02881	0.97118	1.577E-09	0.02881	0.97118	1.577E-09	0.000003223	5.251E-08	8.979E-07	0.000003223	5.251E-08	8.979E-07
MODAL	Mode	2	2.282507	0.97118	0.02881	1.006E-11	0.99999	0.99999	1.587E-09	5.971E-08	0.000001162	1.115E-07	0.000003282	0.000001214	0.000001009
MODAL	Mode	3	0.160245	7.812E-07	0.000003263	0.00001664	0.99999	0.99999	0.00001664	0.07354	0.00621	0.50715	0.07354	0.00622	0.50715
MODAL	Mode	4	0.117255	0.000005303	0.000001028	0.00001304	1	1	0.00002968	0.05796	0.14348	0.00006674	0.13151	0.14969	0.50722
MODAL	Mode	5	0.109128	5.742E-07	0.000004366	0.00041	1	1	0.00044	0.25745	0.01971	0.04801	0.38896	0.16941	0.55523
MODAL	Mode	6	0.072872	5.944E-11	8.886E-08	1.459E-07	1	1	0.00044	0.00095	0.00053	0.05406	0.38991	0.16994	0.60929
MODAL	Mode	7	0.069241	2.142E-10	1.504E-08	0.00009498	1	1	0.00054	0.00093	0.00006599	0.00126	0.39084	0.17	0.61055
MODAL	Mode	8	0.067751	1.387E-07	9.299E-09	0.01132	1	1	0.01185	0.00119	0.01111	0.000001446	0.39203	0.18111	0.61055
MODAL	Mode	9	0.06479	6.088E-10	2.121E-08	0.000008082	1	1	0.01186	0.00096	0.00009165	0.00051	0.39299	0.1812	0.61106
MODAL	Mode	10	0.064567	1.375E-08	9.965E-10	0.00006071	1	1	0.01192	0.00001213	0.00084	0.0001	0.393	0.18205	0.61116
MODAL	Mode	11	0.063166	2.104E-11	6.293E-08	0.0002	1	1	0.01212	0.00001867	0.00006455	0.00419	0.39302	0.18211	0.61535
MODAL	Mode	12	0.061512	2.037E-08	2.567E-09	0.00007144	1	1	0.01219	0.000003144	0.00097	0.0004	0.39302	0.18308	0.61576

Figura 5.12: Analisi modale SLC

4. Modello D

Questo modello equivale al modello definitivo che rappresenta lo stato di fatto della struttura per cui si analizza il comportamento del terreno con una modellazione alla Winkler.

Si riportano quindi i valori del periodo dei tre diversi stati limite per quanto riguarda il quarto modello:

- SLD K1

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.273946	0.03675	0.96218	0.000000534	0.03675	0.96218	0.000000534	0.02429	0.00046	0.00011	0.02429	0.00046	0.00011
MODAL	Mode	2	1.263671	0.96291	0.03679	1.443E-07	0.99966	0.99987	6.784E-07	0.00082	0.01042	0.00001002	0.02512	0.01088	0.00012
MODAL	Mode	3	0.2394	0.00004955	0.001	0.00262	0.99971	0.99997	0.00262	0.849	0.02717	0.0293	0.87411	0.03804	0.02942
MODAL	Mode	4	0.199194	0.00025	0.00001514	0.02667	0.99997	0.99998	0.02929	0.08713	0.91317	0.00119	0.96124	0.95121	0.03061
MODAL	Mode	5	0.177704	0.000004437	0.000002265	0.96851	0.99997	0.99998	0.9978	0.00886	0.02193	0.00019	0.9701	0.97314	0.03079
MODAL	Mode	6	0.152829	6.234E-07	3.873E-07	0.0002	0.99997	0.99998	0.998	0.01572	0.00371	0.51577	0.98582	0.97685	0.54657
MODAL	Mode	7	0.105788	0.00002468	7.376E-07	0.00035	1	0.99999	0.99835	0.00264	0.02184	0.00071	0.98846	0.99869	0.54727
MODAL	Mode	8	0.088889	0.000000301	0.00001033	0.00001322	1	1	0.99836	0.01101	0.00006627	0.00712	0.99948	0.99876	0.5544
MODAL	Mode	9	0.072757	9.786E-10	8.667E-07	6.183E-08	1	1	0.99836	0.00005569	0.000009734	0.05566	0.99953	0.99877	0.61006
MODAL	Mode	10	0.069187	4.728E-11	1.639E-07	1.404E-08	1	1	0.99836	0.00002225	4.099E-07	0.00088	0.99956	0.99877	0.61094
MODAL	Mode	11	0.067239	0.000001466	1.383E-07	0.00007054	1	1	0.99843	0.00001482	0.0001	0.000007541	0.99957	0.99887	0.61095
MODAL	Mode	12	0.064734	3.118E-09	2.377E-07	3.535E-07	1	1	0.99843	0.0000143	2.484E-07	0.00041	0.99959	0.99887	0.61135

Figura 5.13: Analisi modale SLD K1

- SLV K1

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2.100553	0.03662	0.96325	6.714E-08	0.03662	0.96325	6.714E-08	0.01869	0.00034	0.00005142	0.01869	0.00034	0.00005142
MODAL	Mode	2	2.09452	0.96334	0.03662	1.786E-08	0.99996	0.99987	0.000000085	0.00068	0.00851	0.000005816	0.01937	0.00885	0.00005723
MODAL	Mode	3	0.241585	0.000006366	0.00013	0.00251	0.99996	1	0.00251	0.85482	0.02706	0.02923	0.87419	0.03591	0.02929
MODAL	Mode	4	0.199865	0.00003245	0.000001942	0.02518	1	1	0.02769	0.08723	0.91567	0.00123	0.96141	0.95158	0.03053
MODAL	Mode	5	0.177723	5.383E-07	2.754E-07	0.97011	1	1	0.9978	0.00842	0.02069	0.00018	0.96983	0.97227	0.0307
MODAL	Mode	6	0.152832	7.878E-08	4.854E-08	0.00019	1	1	0.99799	0.01556	0.00382	0.51582	0.98539	0.97609	0.54653
MODAL	Mode	7	0.105908	0.000003182	9.521E-08	0.00036	1	1	0.99835	0.00272	0.0226	0.00073	0.9881	0.99868	0.54726
MODAL	Mode	8	0.088949	3.88E-08	0.000001335	0.00001342	1	1	0.99836	0.01138	0.00006925	0.00713	0.99948	0.99875	0.55438
MODAL	Mode	9	0.072763	1.209E-10	1.117E-07	6.262E-08	1	1	0.99836	0.00005061	0.00000972	0.05567	0.99953	0.99876	0.61005
MODAL	Mode	10	0.069188	7.565E-12	2.114E-08	1.492E-08	1	1	0.99836	0.00002383	4.177E-07	0.00087	0.99955	0.99876	0.61092
MODAL	Mode	11	0.067251	1.897E-07	1.786E-08	0.00007054	1	1	0.99843	0.00001598	0.00011	0.000006859	0.99957	0.99887	0.61093
MODAL	Mode	12	0.064736	4.284E-10	3.091E-08	3.624E-07	1	1	0.99843	0.00001577	2.804E-07	0.00039	0.99959	0.99887	0.61132

Figura 5.14: Analisi modale SLV K1

- SLC K1

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2.290206	0.0366	0.9633	4.72E-08	0.0366	0.9633	4.72E-08	0.01822	0.00033	0.00004728	0.01822	0.00033	0.00004728
MODAL	Mode	2	2.284688	0.96337	0.03661	1.253E-08	0.99997	0.99991	5.973E-08	0.00066	0.00835	0.000005493	0.01888	0.00868	0.00005278
MODAL	Mode	3	0.241781	0.000004484	0.00009091	0.0025	0.99997	1	0.0025	0.85531	0.02705	0.02923	0.87419	0.03573	0.02928
MODAL	Mode	4	0.199925	0.00002286	0.000001367	0.02505	1	1	0.02755	0.08724	0.91588	0.00124	0.96143	0.95161	0.03052
MODAL	Mode	5	0.177724	3.773E-07	0.000000193	0.97025	1	1	0.9978	0.00838	0.02058	0.00018	0.9698	0.97219	0.0307
MODAL	Mode	6	0.152832	5.541E-08	3.412E-08	0.00019	1	1	0.99799	0.01554	0.00382	0.51583	0.98535	0.97602	0.54652
MODAL	Mode	7	0.105919	0.000002242	6.709E-08	0.00036	1	1	0.99835	0.00272	0.02267	0.00073	0.98807	0.99868	0.54725
MODAL	Mode	8	0.088954	2.734E-08	9.405E-07	0.00001344	1	1	0.99836	0.01141	0.00006952	0.00713	0.99948	0.99875	0.55438
MODAL	Mode	9	0.072764	8.488E-11	7.873E-08	6.269E-08	1	1	0.99836	0.00005016	0.000009719	0.05567	0.99953	0.99876	0.61005
MODAL	Mode	10	0.069188	5.43E-12	1.489E-08	0.000000015	1	1	0.99836	0.00002397	4.185E-07	0.00087	0.99955	0.99876	0.61092
MODAL	Mode	11	0.067252	1.337E-07	1.259E-08	0.00007054	1	1	0.99843	0.00001609	0.00011	0.000006799	0.99957	0.99887	0.61092
MODAL	Mode	12	0.064736	3.036E-10	2.18E-08	3.632E-07	1	1	0.99843	0.00001591	2.834E-07	0.00039	0.99959	0.99887	0.61132

Figura 5.15: Analisi modale SLC K1

- SLD K2

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.265219	0.03509	0.96464	0.00000102	0.03509	0.96464	0.00000102	0.0195	0.00034	0.00008353	0.0195	0.00034	0.00008353
MODAL	Mode	2	1.260957	0.96479	0.03509	1.389E-08	0.99988	0.99974	1.159E-07	0.00067	0.00885	0.000009687	0.02018	0.00919	0.00009322
MODAL	Mode	3	0.17116	0.00001742	0.00019	0.00057	0.99989	0.99992	0.00057	0.41962	0.01926	0.29398	0.4398	0.02845	0.29407
MODAL	Mode	4	0.140586	0.00007177	0.00007011	0.00342	0.9999	0.99999	0.00399	0.4214	0.02721	0.22578	0.8612	0.05566	0.51985
MODAL	Mode	5	0.133305	0.00009209	2.066E-14	0.00153	0.99999	0.99999	0.00553	0.0024	0.62021	0.0327	0.8636	0.67587	0.55255
MODAL	Mode	6	0.107656	4.596E-07	3.023E-07	0.94864	0.99999	0.99999	0.95416	0.00038	0.00337	0.00005434	0.86398	0.67924	0.5526
MODAL	Mode	7	0.093662	0.00003432	4.491E-10	0.02896	1	0.99999	0.98312	0.02409	0.30777	0.00016	0.88807	0.98701	0.55276
MODAL	Mode	8	0.081275	6.064E-08	0.00003475	0.00114	1	1	0.98426	0.1055	8.137E-08	0.0012	0.99357	0.98701	0.55396
MODAL	Mode	9	0.072677	8.756E-10	7.795E-07	0.0000607	1	1	0.98426	0.00148	0.00016	0.05637	0.99505	0.98717	0.61033
MODAL	Mode	10	0.069159	1.729E-11	1.641E-07	9.764E-07	1	1	0.98426	0.00053	0.000006542	0.00069	0.99558	0.98717	0.61102
MODAL	Mode	11	0.067115	0.00001432	1.465E-07	0.00087	1	1	0.98513	0.00027	0.00156	0.000006992	0.99585	0.98874	0.61103
MODAL	Mode	12	0.064714	2.118E-09	2.407E-07	0.00007256	1	1	0.98513	0.00028	0.000001846	0.00036	0.99613	0.98874	0.61139

Figura 5.16: Analisi modale SLD K2

- SLV K2

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2.095461	0.03488	0.96508	1.313E-08	0.03488	0.96508	1.313E-08	0.01715	0.0003	0.00004485	0.01715	0.0003	0.00004485
MODAL	Mode	2	2.092928	0.9651	0.03488	1.772E-09	0.99998	0.99997	1.49E-08	0.00061	0.008	0.000005801	0.01776	0.0083	0.00005065
MODAL	Mode	3	0.171763	0.00002259	0.00002463	0.00058	0.99999	0.99999	0.00058	0.42964	0.01953	0.28788	0.4474	0.02783	0.28793
MODAL	Mode	4	0.140861	0.0000105	0.000008853	0.00338	0.99999	1	0.00395	0.41354	0.03123	0.2289	0.86094	0.05906	0.51683
MODAL	Mode	5	0.133651	0.00001185	6.293E-10	0.00143	1	1	0.00538	0.0018	0.61492	0.03572	0.86274	0.67397	0.55255
MODAL	Mode	6	0.10766	5.819E-08	3.836E-08	0.94866	1	1	0.95405	0.00035	0.00035	0.00005358	0.86309	0.67747	0.55261
MODAL	Mode	7	0.093681	4.392E-07	6.122E-11	0.02906	1	1	0.98311	0.02411	0.30951	0.00016	0.8872	0.98698	0.55277
MODAL	Mode	8	0.081297	7.781E-09	4.484E-07	0.00114	1	1	0.98425	0.10637	8.702E-08	0.00119	0.99357	0.98698	0.55395
MODAL	Mode	9	0.072682	1.079E-10	1.004E-07	0.00000614	1	1	0.98426	0.00147	0.00016	0.05637	0.99503	0.98714	0.61032
MODAL	Mode	10	0.06916	1.545E-12	2.116E-08	9.537E-07	1	1	0.98426	0.00054	0.000006608	0.00068	0.99557	0.98714	0.611
MODAL	Mode	11	0.067127	1.854E-07	1.892E-08	0.00087	1	1	0.98513	0.00027	0.00159	0.000006348	0.99585	0.98874	0.61101
MODAL	Mode	12	0.064716	2.969E-10	3.131E-08	0.000007406	1	1	0.98513	0.00029	0.000002059	0.00035	0.99613	0.98874	0.61136

Figura 5.17: Analisi modale SLV K2

- SLC K2

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2.285552	0.03486	0.96511	9.252E-09	0.03486	0.96511	9.252E-09	0.01695	0.00029	0.00004195	0.01695	0.00029	0.00004195
MODAL	Mode	2	2.283233	0.96513	0.03486	1.247E-09	0.99999	0.99998	1.05E-08	0.0006	0.00793	0.0000055	0.01755	0.00822	0.00004745
MODAL	Mode	3	0.171818	0.00001593	0.00001738	0.00058	0.99999	0.99999	0.00058	0.43054	0.01955	0.28734	0.44808	0.02778	0.28738
MODAL	Mode	4	0.140885	7.485E-07	0.00006226	0.00337	0.99999	1	0.00395	0.41283	0.03161	0.22916	0.86091	0.05938	0.51655
MODAL	Mode	5	0.133682	0.00000835	5.29E-10	0.00142	1	1	0.00537	0.00175	0.61442	0.03601	0.86266	0.6738	0.55256
MODAL	Mode	6	0.10766	4.094E-08	2.699E-08	0.94867	1	1	0.95403	0.00035	0.00351	0.00005351	0.86301	0.67731	0.55261
MODAL	Mode	7	0.093682	3.093E-07	4.335E-11	0.02907	1	1	0.98311	0.02411	0.30966	0.00016	0.88712	0.98697	0.55277
MODAL	Mode	8	0.081299	5.48E-09	0.00000316	0.00115	1	1	0.98425	0.10644	8.755E-08	0.00119	0.99357	0.98697	0.55395
MODAL	Mode	9	0.072683	7.573E-11	7.076E-08	0.00006146	1	1	0.98426	0.00147	0.00016	0.05637	0.99503	0.98713	0.61032
MODAL	Mode	10	0.06916	1.049E-12	1.491E-08	9.517E-07	1	1	0.98426	0.00054	0.000006614	0.00068	0.99557	0.98714	0.611
MODAL	Mode	11	0.067128	1.307E-07	1.333E-08	0.00087	1	1	0.98513	0.00027	0.0016	0.000006292	0.99584	0.98874	0.611
MODAL	Mode	12	0.064716	2.107E-10	2.208E-08	0.00000742	1	1	0.98513	0.00029	0.000002079	0.00035	0.99613	0.98874	0.61136

Figura 5.18: Analisi modale SLC K2

In questo modello è stata condotta una verifica del comportamento dinamico tenendo in considerazione due differenti costanti di Winkler, allo scopo di valutare l'influenza del terreno. I risultati mostrano che, indipendentemente dal valore delle costanti di Winkler adottate e dalla presenza del sistema di isolamento, il periodo di vibrazione della struttura non subisce variazioni significative. Questo comportamento è spiegabile dal fatto che l'influenza predominante sul comportamento dinamico complessivo dell'edificio è esercitata dagli isolatori sismici. Questi ultimi, infatti, agiscono come elemento principale di controllo delle deformazioni e della rigidità complessiva della struttura, riducendo l'impatto delle caratteristiche del terreno sulle variazioni del periodo di vibrazione. Pertanto, nonostante le differenze di rigidità introdotte dalla variazione delle costanti di Winkler, il sistema di isolamento svolge un ruolo fondamentale nel governare il comportamento dinamico dell'edificio, assicurando una risposta sismica uniforme e controllata.

Inoltre, osservando i risultati dei differenti modelli, dal modello A al modello D, si nota un progressivo aumento del periodo, dettato da una maggiore rigidità strutturale dovuta dall'amplificazione del cordolo e successivamente della realizzazione della sottofondazione.

Una nota molto importante da osservare è che i primi due modi di vibrazione hanno lo stesso periodo a dimostrazione del fatto che ho un comportamento dinamico regolare della struttura visualizzando quindi una corretta modellazione.

Questi risultati essendo vicini ai valori ottenuti dalla fase di progetto, confermano la coerenza del modello con i parametri di progetto, poiché la stretta corrispondenza tra il periodo teorico e quello derivante dalle simulazioni dimostra che il comportamento dinamico dell'edificio è stato rappresentato in maniera accurata e conforme alle aspettative progettuali.

5.2.2 Analisi dinamica lineare del sistema di isolamento con R=2,5 m

Allo scopo di indagare il comportamento sismico del sistema, è stata eseguita un'analisi dinamica lineare. Questo tipo di analisi è fondamentale per valutare la risposta di una struttura soggetta a un evento sismico, prendendo in considerazione le caratteristiche dinamiche dell'edificio, come i periodi propri e le frequenze di vibrazione. La procedura prevede l'utilizzo di uno spettro di risposta che, inserito nel programma di calcolo, permette di determinare gli effetti dell'azione sismica sui diversi elementi strutturali. In particolare, bisogna utilizzare una combinazione quadratica completa degli effetti relativi a ciascun modo, come di seguito riportato:

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} E_i E_j}$$

dove $\rho_{ij} = \frac{8\xi^2(1+\beta_{ij})\beta_{ij}^{3/2}}{(1-\beta_{ij}^2)^2 + 4\xi^2\beta_{ij}(1+\beta_{ij})^2}$ $0 \leq \rho_{ij} \leq 1$ $\beta_{ij} = \frac{\omega_i}{\omega_j} = \frac{T_j}{T_i}$ coeff. di correlazione

Durante il sisma, gli effetti massimi associati ai diversi modi di vibrare non si verificano contemporaneamente. Per la valutazione delle sollecitazioni e delle deformazioni, è necessario considerare tutti i modi aventi una massa partecipante superiore al 5%, nonché un numero di modi tale che la somma delle masse partecipanti superi l'85%. Per quanto riguarda le componenti orizzontali, nella valutazione dell'azione sismica, è necessario tener conto di un contributo aggiuntivo relativo alla direzione ortogonale. In particolare, si considera un termine aggiuntivo pari al 30% del valore massimo ottenuto applicando l'altra componente.

Si illustra ora il procedimento utilizzato per l'impostazione e l'esecuzione dell'analisi dinamica lineare. Il primo passo è stato l'inserimento dello spettro di risposta allo Stato Limite di Collasso, in quanto il progetto dell'isolatore è stato eseguito per tale stato limite, come previsto dalle normative.

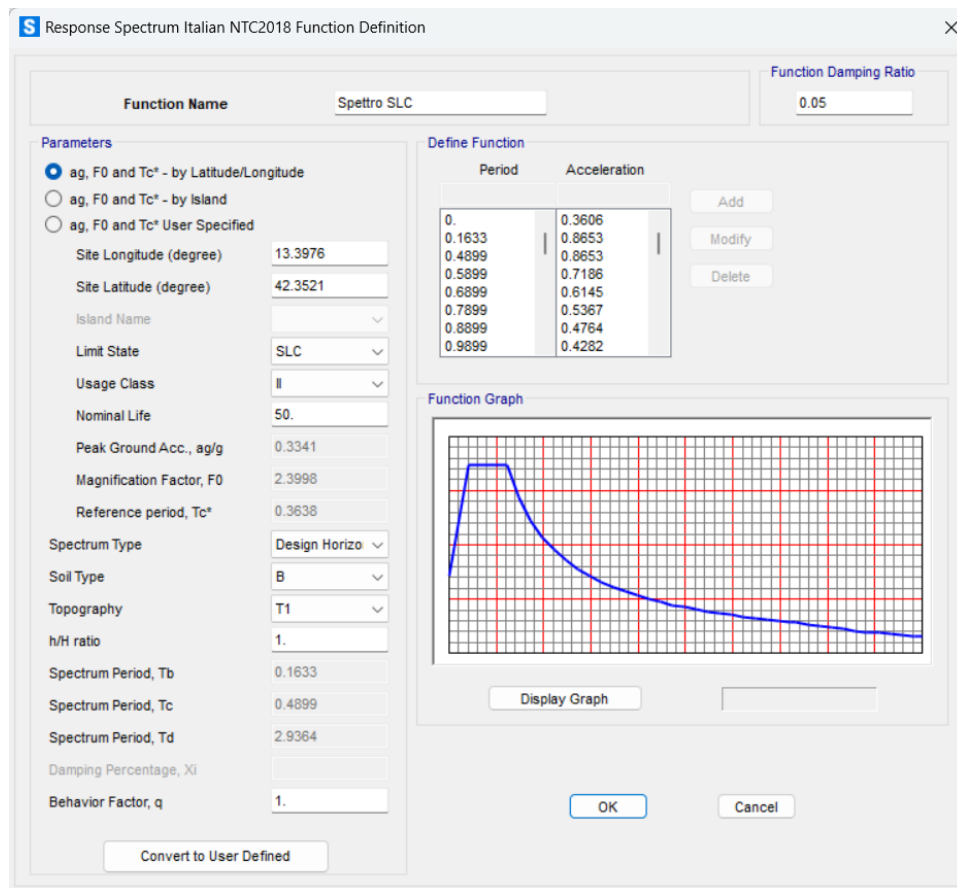


Figura 5.19: Immissione spettri

Successivamente, per la valutazione e la combinazione dell'azione sismica, sono stati definiti due casi di carico relativi alle due direzioni sul piano orizzontale. In questa fase, è stata scelta la combinazione degli effetti desiderata e determinata l'entità dell'azione sismica nelle due direzioni. Ad esempio, è riportata l'analisi per la direzione X (indicata come "1" nel programma).

Gli effetti del sisma sono stati quindi combinati linearmente con quelli dei carichi verticali, come previsto dalla combinazione sismica secondo le NTC del 2018. Dopo aver inserito l'azione sismica, l'entità e la combinazione degli effetti, è stata avviata l'analisi per ottenere i risultati in termini di masse sugli isolatori e spostamenti ai nodi.

DEFINIZIONE DELLE AZIONI SISMICHE

- SPXC Effetti dell'azione sismica in direzione X allo SLC
- SPYC Effetti dell'azione sismica in direzione Y allo SLC

SLC

Queste azioni rappresentano i risultati dell'analisi dinamica modale con spettro di risposta.

- $SPXC = \text{SpettroSLC}(U_1) * 9.816 + \text{SpettroSLC}(U_2) * 9.816 * 0.30$
- $SPYC = \text{SpettroSLC}(U_1) * 9.816 * 0.30 + \text{SpettroSLC}(U_2) * 9.816$

$$U_1 = U_x \quad U_2 = U_y$$

Figura 5.20: Definizione azioni sismiche

Nel software SAP, lo smorzamento (cerchiato nella figura 5.21) viene definito all'interno delle combinazioni SPXC e SPYC per garantire che lo spostamento risultante sia conforme e coerente con quello ottenuto nella fase di progettazione. Questo permette di replicare accuratamente il comportamento dinamico previsto, assicurando che gli effetti dello smorzamento siano correttamente considerati nel modello e che il sistema risponda in maniera adeguata alle sollecitazioni sismiche previste.

The screenshot shows the 'Load Case Data - Response Spectrum' dialog box in SAP. The 'Modal Damping' parameter is highlighted with a red circle and set to 'Constant at 0.29'. The 'Loads Applied' table is also visible.

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	Spettro SLC	9.816
Accel	U1	Spettro SLC	9.816
Accel	U2	Spettro SLC	2.9448

Figura 5.21: Definizione combinazioni sismiche

Gli effetti sismici determinati dall'analisi dinamica vanno poi combinati con le altre azioni, come i carichi verticali permanenti e variabili, secondo le combinazioni di carico sismico CVSISMA previste dalla normativa. Le formule di combinazione tengono conto delle diverse direzioni del moto sismico e prevedono la somma delle componenti delle accelerazioni in direzioni ortogonali.

DEFINIZIONE DELLE COMBINAZIONI DELLE AZIONI SISMICHE (no eccentricità)

- SXC Effetti del sisma in direzione X allo SLC (senza eccentricità)
 - SYC Effetti del sisma in direzione Y allo SLC (senza eccentricità)
- SLC
- $SXC = SPXC + CVSISMA$ *Linear add*
 - $SYC = SPYC + CVSISMA$ *Linear add*

Figura 5.22: Definizione delle combinazioni delle azioni sismiche

Una volta ottenute queste grandezze, sono state confrontate con i valori calcolati in fase di progettazione. È importante notare che nel software non sono state inserite eccentricità accidentali, per cui lo spostamento deve essere confrontato con quello teorico senza considerare eccentricità.

1. Modello A

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	SXC	Combination	Max	0.142621	0.042796	0	-0.000008306	0.000014	0
1	SXC	Combination	Min	-0.142621	-0.042796	0	-0.000017	0.00001	0
1	SYC	Combination	Max	0.042813	0.142565	0	-0.00000696	0.000016	0
1	SYC	Combination	Min	-0.042813	-0.142565	0	-0.000018	0.000008657	0

Figura 5.23: Spostamenti massimi isolatori

2. Modello B

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	SXC	Combination	Max	0.148937	0.044691	0	-0.00000658	0.000011	0
1	SXC	Combination	Min	-0.148937	-0.044691	0	-0.000013	0.000007408	0
1	SYC	Combination	Max	0.044705	0.14889	0	-0.000004508	0.000012	0
1	SYC	Combination	Min	-0.044705	-0.14889	0	-0.000015	0.000006669	0

Figura 5.24: Spostamenti massimi isolatori

3. Modello C

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	SXC	Combination	Max	0.148937	0.044691	0	-0.00000663	0.000011	0
1	SXC	Combination	Min	-0.148937	-0.044691	0	-0.000013	0.000007584	0
1	SYC	Combination	Max	0.044705	0.14889	0	-0.000004557	0.000012	0
1	SYC	Combination	Min	-0.044705	-0.14889	0	-0.000015	0.000006845	0

Figura 5.25: Spostamenti massimi isolatori

4. Modello D

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	SXC	Combination	Max	0.148863	0.044805	-0.007677	-0.000021	0.000099	0
1	SXC	Combination	Min	-0.148853	-0.044726	-0.009764	-0.000195	-0.000055	0
1	SYC	Combination	Max	0.044861	0.148594	-0.007611	0.000099	0.00007	0
1	SYC	Combination	Min	-0.044851	-0.148515	-0.00983	-0.000314	-0.000027	0

Figura 5.26: Spostamenti massimi isolatori

Come evidenziato dalle figure, non si riscontrano differenze significative tra i modelli B, C e D, sebbene si noti un lieve cambiamento rispetto al modello A. Questo leggero scostamento può essere attribuito a differenze nelle configurazioni strutturali, ma non comporta variazioni sostanziali nel comportamento complessivo della struttura.

Gli spostamenti riportati si riferiscono a un singolo joint, poiché gli spostamenti risultano uniformi su tutta la struttura. Questo comportamento omogeneo conferma l'efficacia del sistema di isolamento sismico, che distribuisce in modo equilibrato le deformazioni.

Inoltre, il risultato derivante dall'analisi lineare coincide in modo soddisfacente con i valori di progetto, attestando la buona modellazione e la coerenza delle previsioni effettuate.

5.2.3 Valutazione del taglio alla base del sistema di isolamento con $R=2,5$ m

Nella fase di predimensionamento, oltre ai parametri di rigidezza degli isolatori, sono state calcolate le forze orizzontali F_h generate da ciascun isolatore. La somma di queste forze rappresenta il taglio alla base dell'edificio, che costituisce una delle verifiche fondamentali per la stabilità della sovrastruttura. Il taglio alla base ottenuto deve rientrare all'interno del limite elastico della curva push-over dell'edificio, che rappresenta la capacità della struttura di resistere alle forze sismiche in termini di spostamenti e deformazioni fino al raggiungimento della plasticizzazione.

Verificare che il taglio alla base non superi questo limite elastico è essenziale per garantire che il comportamento della struttura rimanga nel campo elastico, prevenendo cedimenti o danni eccessivi. Se il taglio risultante dalla somma delle forze orizzontali degli isolatori è superiore al limite elastico della curva push-over, sarà necessario procedere con una revisione del dimensionamento, adeguando la capacità dell'edificio o riducendo l'azione sismica trasmessa dagli isolatori o realizzare degli interventi di rinforzo strutturale. Nella figura sottostante vengono riportati ed evidenziati i valori di F_{max} .

RIEPILOGO							
Stato limite	ξ_{is} [%]	T_{is} [s]	d_1 [mm]	R [m]	μ_d [%]	K_{eff} [kN/m]	F_{max} [kN]
SLD	51	1.426	22.26	2.5	3.90	42022.24	935.32
SLV	30	2.317	106.86	2.5	3.90	14934.56	1595.84
SLC	23	2.544	163.01	2.5	3.90	12479.35	2034.31

Tabella 5.7: Valori dello sforzo di taglio ai vari stati limite

5.2.4 Approfondimento caso studio del sistema di isolamento R=2,5 m con attrito all'1%

Un approfondimento fondamentale è stato condotto sul predimensionamento del sistema di isolamento andando a studiare il comportamento con un coefficiente d'attrito ridotto all'1%. Questo studio mira ad analizzare le differenze nel taglio alla base, valutando come questo parametro vari con i due differenti raggi degli isolatori esaminati in precedenza e con differenti coefficienti d'attrito. Tale confronto è cruciale per comprendere le implicazioni sul comportamento sismico della struttura, considerando la tecnologia avanzata di isolatori a scorrimento di ultima generazione.

Il procedimento di iterazione viene raccolto e sintetizzato nelle seguenti tabelle relative ai differenti stati limiti:

- **SLD**

PREDIMENSIONAMENTO SLD									
Tentativo	R	g	μ_d	dmax	ξ_{is}	η	Tis	Se	d1
[-]	[m]	[m/s ²]	[-]	[m]	[-]	[-]	[s]	[g]	[m]
1	2.5	9.81	-	-	0.05	1	3.172	0.0059	0.0583
2	2.5	9.81	0.0100	0.0583	0.19	0.644024	2.653	0.0038	0.0376
3	2.5	9.81	0.0100	0.03762	0.25	0.5733966	2.459	0.003	0.034
4	2.5	9.81	0.0100	0.03365	0.27	0.5578304	2.403	0.0033	0.0326
R	2.5	[m]							
μ_d	1.00	[%]							
d1	32.58	[mm]							
Tis	2.403	[s]							
ξ_{is}	27	[%]							

Tabella 5.8: Predimensionamento sistema di isolamento R=2,5m SLD

- **SLV**

PREDIMENSIONAMENTO SLV									
Tentativo	R	g	μ_d	dmax	ξ_{is}	η	Tis	Se	d1
[-]	[m]	[m/s ²]	[-]	[m]	[-]	[-]	[s]	[g]	[m]
1	2.5	9.81	-	-	0.05	1	3.172	0.0224	0.2201
2	2.5	9.81	0.0100	0.22012	0.06	0.9327934	3.006	0.0214	0.2099
3	2.5	9.81	0.0100	0.20988	0.07	0.9215097	2.998	0.0205	0.2009
R	2.5	[m]							
μ_d	1.00	[%]							
d1	200.94	[mm]							
Tis	2.998	[s]							
ξ_{is}	7	[%]							

Tabella 5.9: Predimensionamento sistema di isolamento R=2,5m SLV

• SLC

PREDIMENSIONAMENTO SLC									
Tentativo	R	g	μ_d	dmax	ξ_{is}	η	Tis	Se	d1
[-]	[m]	[m/s ²]	[-]	[m]	[-]	[-]	[s]	[g]	[m]
1	2.5	9.81	-	-	0.05	1	3.172	0.0316	0.3096
2	2.5	9.81	0.0100	0.30963	0.05	1.0124183	3.051	0.0316	0.3096
3	2.5	9.81	0.0100	0.30963	0.05	1.0124183	3.051	0.0316	0.3096

R	2.5	[m]
μ_d	1.00	[%]
d1	309.63	[mm]
Tis	3.051	[s]
ξ_{is}	5	[%]

Tabella 5.10: Predimensionamento sistema di isolamento R=2,5m SLC

Gli aspetti principali nei diversi stati limite che emergono dall'analisi del sistema con attrito ridotto rispetto al caso con attrito del 3,9% sono:

- ξ (smorzamento): significativamente inferiore;
- T (periodo): sensibilmente più lungo, indicativo di una maggiore flessibilità del sistema;
- d1 (spostamento): notevolmente superiore, evidenziando uno spostamento più marcato della struttura dato da una flessibilità del sistema maggiore.

Questi elementi suggeriscono che una riduzione dell'attrito modifica in modo sostanziale il comportamento dinamico della struttura. Per quanto riguarda invece la stima del taglio alla base, che è il dato al centro di questo approfondimento, è racchiuso in questa tabella riassuntiva:

RIEPILOGO							
Stato limite	ξ_{is} [%]	Tis [s]	d1 [mm]	R [m]	μ_d [%]	Keff [kN/m]	Fmax [kN]
SLD	27	2.403	32.58	2.5	1.00	13798.65	449.58
SLV	7	2.998	200.94	2.5	1.00	8779.14	1764.11
SLC	5	3.051	309.63	2.5	1.00	8438.16	2612.69

Tabella 5.11: Valori dello sforzo di taglio ai vari stati limite

Si osserva che il valore di Fmax relativo allo stato limite di salvaguardia della vita risulta superiore di circa 200 kN rispetto a quello ottenuto con un attrito di 3,9%. Questa differenza comporta un incremento significativo delle forze agenti sulla sovrastruttura, il che potrebbe influenzare la sua capacità di resistere entro il limite elastico. Per verificare se tali sollecitazioni rientrino effettivamente nei limiti elastici della struttura, si rende necessario procedere con un'analisi push-over.

5.2.5 Approfondimento caso studio del sistema di isolamento R=2,5 m con attrito all'2%

Lo stesso procedimento di approfondimento viene effettuato con un attrito del 2%, analizzando anche in questo caso le differenze dei parametri di dimensionamento del sistema di isolamento.

Il procedimento di iterazione viene raccolto e sintetizzato nelle seguenti tabelle relative ai differenti stati limiti:

- **SLD**

PREDIMENSIONAMENTO SLD									
Tentativo	R	g	μ_d	dmax	ξ_{is}	η	Tis	Se	d1
[-]	[m]	[m/s ²]	[-]	[m]	[-]	[-]	[s]	[g]	[m]
1	2.5	9.81	-	-	0.05	1	3.172	0.0059	0.0583
2	2.5	9.81	0.0200	0.0583	0.29	0.5391963	2.327	0.0033	0.0321
3	2.5	9.81	0.0200	0.03206	0.39	0.4778637	1.983	0.003	0.032
R	2.5	[m]							
μ_d	2.00	[%]							
d1	32.06	[mm]							
Tis	1.983	[s]							
ξ_{is}	39	[%]							

Tabella 5.12: Predimensionamento sistema di isolamento R=2,5m SLD

- **SLV**

PREDIMENSIONAMENTO SLV									
Tentativo	R	g	μ_d	dmax	ξ_{is}	η	Tis	Se	d1
[-]	[m]	[m/s ²]	[-]	[m]	[-]	[-]	[s]	[g]	[m]
1	2.5	9.81	-	-	0.05	1	3.172	0.0224	0.2201
2	2.5	9.81	0.0200	0.22012	0.12	0.7718861	2.863	0.0172	0.1688
3	2.5	9.81	0.0200	0.16883	0.15	0.715267	2.786	0.0159	0.1556
R	2.5	[m]							
μ_d	2.00	[%]							
d1	155.65	[mm]							
Tis	2.786	[s]							
ξ_{is}	15	[%]							

Tabella 5.13: Predimensionamento sistema di isolamento R=2,5m SLV

• SLC

PREDIMENSIONAMENTO SLC									
Tentativo	R	g	μ_d	dmax	ξ_s	η	Tis	Se	d1
[-]	[m]	[m/s ²]	[-]	[m]	[-]	[-]	[s]	[g]	[m]
1	2.5	9.81	-	-	0.05	1	3.172	0.0316	0.3096
2	2.5	9.81	0.0200	0.30963	0.09	0.8496847	2.943	0.0267	0.2617
3	2.5	9.81	0.0200	0.26168	0.10	0.8107706	2.906	0.0258	0.2528

R	2.5	[m]
μ_d	2.00	[%]
d1	252.81	[mm]
Tis	2.906	[s]
ξ_s	10	[%]

Tabella 5.14: Predimensionamento sistema di isolamento R=2,5m SLC

Gli aspetti principali nei diversi stati limite che emergono dall'analisi del sistema con attrito 2% rispetto a quello all'1% sono:

- ξ (smorzamento): leggermente maggiore;
- T (periodo): leggermente minore, indicativo di una minore flessibilità del sistema;
- d1 (spostamento): inferiore, evidenziando uno spostamento meno marcato della struttura dovuto a una minore flessibilità del sistema.

Questi elementi suggeriscono che una riduzione dell'attrito modifica in modo non troppo eccessivo il comportamento dinamico della struttura. Per quanto riguarda invece la stima del taglio alla base, che è il dato al centro di questo approfondimento, è racchiuso in questa tabella riassuntiva:

RIEPILOGO							
Stato limite	ξ_s [%]	Tis [s]	d1 [mm]	R [m]	μ_d [%]	Keff [kN/m]	Fmax [kN]
SLD	39	1.983	32.06	2.5	2.00	19985.98	640.67
SLV	15	2.786	155.65	2.5	2.00	10315.86	1605.66
SLC	10	2.906	252.81	2.5	2.00	9351.94	2364.26

Tabella 5.15: Valori dello sforzo di taglio ai vari stati limite

Dove risulta che il valore di Fmax dello stato limite di salvaguardia della vita è minore di 100 kN rispetto al valore ottenuto a un procedimento con un attrito all'1% e maggiore di 100 kN rispetto al valore ottenuto con un procedimento dove si è utilizzato un attrito al 3,9%. Allo stesso modo è necessaria un'analisi push-over.

5.3 Sistema di isolamento avente raggio R=3,7m

Si analizzano allo stesso modo i valori ottenuti dalle iterazioni in questo caso degli isolatori aventi raggio di curvatura 3,7 m. Allo stesso modo si sono suddivisi gli isolatori in tre classi aventi carico $N_{Ed} = 310 \text{ kN}$, $N_{Ed} = 610 \text{ kN}$, $N_{Ed} = 930 \text{ kN}$ come si può osservare dal catalogo FIP nella figura sottostante.

Attrito minimo		Attrito medio		SPOSTAMENTO $\pm 350 \text{ mm}$					
Sigla Isolatore	N_{Ed} kN	Sigla Isolatore	N_{Ed} kN	D	Y	Z	H	n	W
				mm	mm	mm	mm		kg
FIP-D L 310/700 (3700)	1000			620	730	620	129	4	170
FIP-D L 400/700 (3700)	1500			650	820	650	134	4	210
FIP-D L 510/700 (3700)	2000			680	850	680	129	4	230
FIP-D L 590/700 (3700)	2500			700	870	700	136	4	270
FIP-D L 670/700 (3700)	3000			720	890	720	154	4	320
FIP-D L 760/700 (3700)	3500			740	990	760	150	4	350
FIP-D L 860/700 (3700)	4000			760	1010	770	146	4	370
FIP-D L 1050/700 (3700)	5000			800	1050	800	171	4	460
FIP-D L 1200/700 (3700)	6000			830	1080	830	174	4	520
FIP-D L 1400/700 (3700)	7000			860	1110	860	176	4	600
FIP-D L 1600/700 (3700)	8000			890	1220	940	193	4	700
FIP-D L 1750/700 (3700)	9000			910	1240	950	207	4	810
FIP-D L 1900/700 (3700)	10000			930	1260	970	202	4	830
FIP-D L 2250/700 (3700)	12500			980	1220	1090	241	8	1050
FIP-D L 2700/700 (3700)	15000			1030	1310	1190	247	8	1300
FIP-D L 3150/700 (3700)	17500			1080	1360	1230	254	8	1550
FIP-D L 3550/700 (3700)	20000			1120	1360	1330	275	12	1700
FIP-D L 4400/700 (3700)	25000			1200	1480	1480	291	12	2300
FIP-D L 5200/700 (3700)	30000			1270	1550	1700	360	16	3100
FIP-D L 6750/700 (3700)	40000			1390	1670	1960	358	20	4050
FIP-D L 8350/700 (3700)	50000			1500	1780	2200	414	24	5350
FIP-D L 9800/700 (3700)	60000			1590	1920	2320	417	20	6300

Raggio di curvatura equivalente R = 3700 mm

Figura 5.27: Catalogo FIP R=3,7m

Vengono effettuate due analisi con dei raggi di curvatura differenti per esaminare le differenze del sistema di isolamento, includendo in particolare il raggio di 3,7 m, poiché è quello adottato nel caso studio di riferimento. Questo approccio consente di confrontare l'efficacia del sistema di isolamento sismico a diversi raggi e attriti, con l'obiettivo di valutare l'impatto delle principali caratteristiche sull'efficacia complessiva dell'isolamento.

Il procedimento di iterazione viene raccolto e sintetizzato nelle seguenti tabelle relative ai differenti stati limiti:

- **SLD**

PREDIMENSIONAMENTO SLD									
Tentativo	R	g	μ_d	dmax	ξ_{is}	η	Tis	Se	d1
[-]	[m]	[m/s ²]	[-]	[m]	[-]	[-]	[s]	[g]	[m]
1	3.7	9.81	-	-	0.05	1	3.859	0.0059	0.0583
2	3.7	9.81	0.0399	0.0583	0.46	0.44442211	2.054	0.0033	0.0321
3	3.7	9.81	0.0399	0.03206	0.52	0.41777169	1.630	0.0026	0.0259
4	3.7	9.81	0.0399	0.02593	0.54	0.41119756	1.492	0.0024	0.0235
R	3.7	[m]							
μ_d	3.99	[%]							
d1	23.48	[mm]							
Tis	1.492	[s]							
ξ_{is}	54	[%]							

Tabella 5.16: Predimensionamento sistema di isolamento R=3,7 m SLD

- **SLV**

PREDIMENSIONAMENTO SLV									
Tentativo	R	g	μ_d	dmax	ξ_{is}	η	Tis	Se	d1
[-]	[m]	[m/s ²]	[-]	[m]	[-]	[-]	[s]	[g]	[m]
1	3.7	9.81	-	-	0.05	1	3.859	0.0280	0.2752
2	3.7	9.81	0.0399	0.27515	0.22	0.60616021	3.113	0.0137	0.1340
3	3.7	9.81	0.0399	0.13396	0.33	0.51057103	2.662	0.0123	0.1211
4	3.7	9.81	0.0399	0.12107	0.35	0.50023365	2.591	0.0119	0.1163
R	3.7	[m]							
μ_d	3.99	[%]							
d1	116.33	[mm]							
Tis	2.591	[s]							
ξ_{is}	35	[%]							

Tabella 5.17: Predimensionamento sistema di isolamento R=3,7 m SLV

- **SLC**

PREDIMENSIONAMENTO SLC									
Tentativo	R	g	μ_d	dmax	ξ_{is}	η	Tis	Se	d1
[-]	[m]	[m/s ²]	[-]	[m]	[-]	[-]	[s]	[g]	[m]
1	3.7	9.81	-	-	0.05	1	3.859	0.0395	0.3870
2	3.7	9.81	0.0399	0.38703	0.18	0.66569123	3.284	0.0208	0.2042
3	3.7	9.81	0.0399	0.20416	0.27	0.56164733	2.940	0.0176	0.1731
4	3.7	9.81	0.0399	0.17309	0.29	0.54003384	2.835	0.0167	0.1635
R	3.7	[m]							
μ_d	3.99	[%]							
d1	163.54	[mm]							
Tis	2.835	[s]							
ξ_{is}	29	[%]							

Tabella 5.18: Predimensionamento sistema di isolamento R=3,7 m SLC

Per ogni isolatore vengono poi calcolate le rigidezze agli SLO, SLV e SLC:

- **SLO**

CALCOLO RIGIDENZE SINGOLI ISOLATORI SLD						
Joint	N _{Sd}	N _{Ed,appross.}	N _{Sd} /N _{Ed,appross}	K _i	μ _d	F _{max}
Text	[kN]	[kN]	[-]	[kN/m]	[-]	[kN]
1	315.91	600	0.527	659.63	0.043	15.49
2	147.29	310	0.475	331.49	0.047	7.78
3	368.95	600	0.615	688.95	0.038	16.18
4	220.15	310	0.710	371.30	0.033	8.72
5	186.61	310	0.602	353.80	0.038	8.31
6	192.73	310	0.622	357.08	0.037	8.39
7	315.06	600	0.525	659.14	0.043	15.48
8	368.93	600	0.615	688.94	0.038	16.18
9	408.17	600	0.680	709.52	0.034	16.66
12	363.02	600	0.605	685.76	0.038	16.10
13	395.09	600	0.658	702.75	0.035	16.50
14	184.80	310	0.596	352.82	0.038	8.29
15	386.04	600	0.643	698.01	0.036	16.39
16	626.93	930	0.674	1096.80	0.035	25.76
17	127.83	310	0.412	319.45	0.052	7.50
18	152.27	310	0.491	334.45	0.045	7.85
19	349.04	600	0.582	678.17	0.039	15.93
20	164.34	310	0.530	341.45	0.042	8.02
21	172.03	310	0.555	345.79	0.041	8.12
23	635.56	930	0.683	1101.24	0.034	25.86
127	98.44	310	0.318	299.42	0.065	7.03
128	176.15	310	0.568	348.08	0.040	8.17
130	227.37	310	0.733	374.93	0.032	8.80
131	632.98	930	0.681	1099.92	0.034	25.83
132	414.16	600	0.690	712.59	0.034	16.73
133	483.67	600	0.806	747.04	0.030	17.54
134	74.10	310	0.239	280.27	0.082	6.58
135	671.78	930	0.722	1119.62	0.033	26.29
136	252.23	310	0.814	387.09	0.030	9.09
138	579.02	930	0.623	1071.69	0.037	25.17
139	500.60	600	0.834	755.15	0.029	17.73
140	294.78	600	0.491	647.36	0.045	15.20
141	280.99	310	0.906	400.63	0.027	9.41
143	223.57	310	0.721	373.02	0.033	8.76
144	721.30	930	0.776	1144.14	0.031	26.87
145	717.44	930	0.771	1142.26	0.031	26.82

146	316.89	600	0.528	660.19	0.043	15.50
147	516.69	600	0.861	762.76	0.028	17.91
151	432.68	600	0.721	721.97	0.033	16.95
152	323.13	600	0.539	663.74	0.042	15.59
153	425.33	600	0.709	718.26	0.033	16.87
154	260.36	310	0.840	390.98	0.029	9.18
155	388.86	600	0.648	699.49	0.036	16.43
156	342.77	600	0.571	674.72	0.040	15.84
159	703.56	930	0.757	1135.43	0.032	26.66
160	586.86	930	0.631	1075.86	0.037	25.26
165	84.75	310	0.273	289.02	0.074	6.79
166	292.70	600	0.488	646.13	0.045	15.17
167	119.09	310	0.384	313.76	0.056	7.37
168	151.41	310	0.488	333.94	0.045	7.84
169	176.35	310	0.569	348.19	0.040	8.18
170	144.74	310	0.467	329.95	0.047	7.75
172	148.50	310	0.479	332.21	0.046	7.80
173	94.72	310	0.306	296.67	0.067	6.97
174	227.85	310	0.735	375.17	0.032	8.81
177	258.03	310	0.832	389.87	0.029	9.16
178	290.00	600	0.483	644.53	0.046	15.14
179	115.49	310	0.373	311.35	0.057	7.31
181	215.62	310	0.696	369.01	0.034	8.67
182	208.87	310	0.674	365.54	0.035	8.58
183	188.14	310	0.607	354.62	0.038	8.33
184	187.11	310	0.604	354.07	0.038	8.31
185	267.58	310	0.863	394.39	0.028	9.26

Tabella 5.19: Calcolo rigidezze i-esime isolatori SLD

- SLV

CALCOLO RIGIDENZE SINGOLI ISOLATORI SLV						
Joint	N _{Sd}	N _{Ed,appross.}	N _{Sd} /N _{Ed,appross.}	K _i	μ _d	F _{max}
Text	[kN]	[kN]	[-]	[kN/m]	[-]	[kN]
1	315.91	600	0.527	201.30	0.043	23.42
2	147.29	310	0.475	98.69	0.047	11.48
3	368.95	600	0.615	218.66	0.038	25.44
4	220.15	310	0.710	122.44	0.033	14.24
5	186.61	310	0.602	111.67	0.038	12.99
6	192.73	310	0.622	113.66	0.037	13.22
7	315.06	600	0.525	201.02	0.043	23.38
8	368.93	600	0.615	218.65	0.038	25.44
9	408.17	600	0.680	231.27	0.034	26.90
12	363.02	600	0.605	216.74	0.038	25.21
13	395.09	600	0.658	227.09	0.035	26.42
14	184.80	310	0.596	111.08	0.038	12.92
15	386.04	600	0.643	224.18	0.036	26.08
16	626.93	930	0.674	356.64	0.035	41.49
17	127.83	310	0.412	92.06	0.052	10.71
18	152.27	310	0.491	100.36	0.045	11.67
19	349.04	600	0.582	212.19	0.039	24.68
20	164.34	310	0.530	104.38	0.042	12.14
21	172.03	310	0.555	106.91	0.041	12.44
23	635.56	930	0.683	359.40	0.034	41.81
127	98.44	310	0.318	81.68	0.065	9.50
128	176.15	310	0.568	108.26	0.040	12.59
130	227.37	310	0.733	124.73	0.032	14.51
131	632.98	930	0.681	358.57	0.034	41.71
132	414.16	600	0.690	233.18	0.034	27.13
133	483.67	600	0.806	255.13	0.030	29.68
134	74.10	310	0.239	72.56	0.082	8.44
135	671.78	930	0.722	370.92	0.033	43.15
136	252.23	310	0.814	132.55	0.030	15.42
138	579.02	930	0.623	341.24	0.037	39.70
139	500.60	600	0.834	260.42	0.029	30.29
140	294.78	600	0.491	194.27	0.045	22.60
141	280.99	310	0.906	141.49	0.027	16.46
143	223.57	310	0.721	123.53	0.033	14.37
144	721.30	930	0.776	386.55	0.031	44.97
145	717.44	930	0.771	385.34	0.031	44.83
146	316.89	600	0.528	201.62	0.043	23.45

147	516.69	600	0.861	265.43	0.028	30.88
151	432.68	600	0.721	239.07	0.033	27.81
152	323.13	600	0.539	203.69	0.042	23.70
153	425.33	600	0.709	236.74	0.033	27.54
154	260.36	310	0.840	135.09	0.029	15.71
155	388.86	600	0.648	225.08	0.036	26.18
156	342.77	600	0.571	210.14	0.040	24.45
159	703.56	930	0.757	380.97	0.032	44.32
160	586.86	930	0.631	343.77	0.037	39.99
165	84.75	310	0.273	76.62	0.074	8.91
166	292.70	600	0.488	193.57	0.045	22.52
167	119.09	310	0.384	89.03	0.056	10.36
168	151.41	310	0.488	100.07	0.045	11.64
169	176.35	310	0.569	108.33	0.040	12.60
170	144.74	310	0.467	97.83	0.047	11.38
172	148.50	310	0.479	99.09	0.046	11.53
173	94.72	310	0.306	80.32	0.067	9.34
174	227.85	310	0.735	124.88	0.032	14.53
177	258.03	310	0.832	134.36	0.029	15.63
178	290.00	600	0.483	192.66	0.046	22.41
179	115.49	310	0.373	87.76	0.057	10.21
181	215.62	310	0.696	121.00	0.034	14.08
182	208.87	310	0.674	118.84	0.035	13.83
183	188.14	310	0.607	112.17	0.038	13.05
184	187.11	310	0.604	111.84	0.038	13.01
185	267.58	310	0.863	137.33	0.028	15.98

Tabella 5.20: Calcolo rigidezze i-esime isolatori SLV

- SLC

CALCOLO RIGIDENZE SINGOLI ISOLATORI SLC						
Joint	N _{Sd}	N _{Ed,appross.}	N _{Sd} /N _{Ed,appross.}	K _i	μ _d	F _{max}
Text	[kN]	[kN]	[-]	[kN/m]	[-]	[kN]
1	315.914	600	0.527	167.84	0.043	27.45
2	147.291	310	0.475	81.69	0.047	13.36
3	368.945	600	0.615	184.32	0.038	30.14
4	220.149	310	0.710	104.27	0.033	17.05
5	186.612	310	0.602	94.00	0.038	15.37
6	192.728	310	0.622	95.88	0.037	15.68
7	315.062	600	0.525	167.57	0.043	27.40
8	368.931	600	0.615	184.32	0.038	30.14
9	408.174	600	0.680	196.36	0.034	32.11
12	363.017	600	0.605	182.49	0.038	29.84
13	395.092	600	0.658	192.36	0.035	31.46
14	184.799	310	0.596	93.44	0.038	15.28
15	386.035	600	0.643	189.58	0.036	31.00
16	626.928	930	0.674	302.60	0.035	49.49
17	127.833	310	0.412	75.46	0.052	12.34
18	152.274	310	0.491	83.27	0.045	13.62
19	349.036	600	0.582	178.17	0.039	29.14
20	164.339	310	0.530	87.07	0.042	14.24
21	172.03	310	0.555	89.47	0.041	14.63
23	635.564	930	0.683	305.24	0.034	49.92
127	98.443	310	0.318	65.78	0.065	10.76
128	176.148	310	0.568	90.75	0.040	14.84
130	227.371	310	0.733	106.46	0.032	17.41
131	632.984	930	0.681	304.45	0.034	49.79
132	414.159	600	0.690	198.18	0.034	32.41
133	483.669	600	0.806	219.22	0.030	35.85
134	74.102	310	0.239	57.40	0.082	9.39
135	671.775	930	0.722	316.26	0.033	51.72
136	252.23	310	0.814	113.96	0.030	18.64
138	579.019	930	0.623	287.91	0.037	47.08
139	500.598	600	0.834	224.30	0.029	36.68
140	294.784	600	0.491	161.19	0.045	26.36
141	280.987	310	0.906	122.57	0.027	20.04
143	223.565	310	0.721	105.31	0.033	17.22
144	721.3	930	0.776	331.24	0.031	54.17
145	717.444	930	0.771	330.08	0.031	53.98

146	316.891	600	0.528	168.15	0.043	27.50
147	516.689	600	0.861	229.12	0.028	37.47
151	432.683	600	0.721	203.82	0.033	33.33
152	323.134	600	0.539	170.10	0.042	27.82
153	425.326	600	0.709	201.58	0.033	32.97
154	260.358	310	0.840	116.40	0.029	19.04
155	388.855	600	0.648	190.45	0.036	31.15
156	342.771	600	0.571	176.22	0.040	28.82
159	703.556	930	0.757	325.88	0.032	53.29
160	586.862	930	0.631	290.32	0.037	47.48
165	84.751	310	0.273	61.12	0.074	9.99
166	292.697	600	0.488	160.53	0.045	26.25
167	119.094	310	0.384	72.62	0.056	11.88
168	151.408	310	0.488	83.00	0.045	13.57
169	176.353	310	0.569	90.82	0.040	14.85
170	144.737	310	0.467	80.88	0.047	13.23
172	148.501	310	0.479	82.07	0.046	13.42
173	94.721	310	0.306	64.52	0.067	10.55
174	227.85	310	0.735	106.61	0.032	17.43
177	258.03	310	0.832	115.71	0.029	18.92
178	290.004	600	0.483	159.67	0.046	26.11
179	115.491	310	0.373	71.44	0.057	11.68
181	215.623	310	0.696	102.89	0.034	16.83
182	208.868	310	0.674	100.83	0.035	16.49
183	188.137	310	0.607	94.47	0.038	15.45
184	187.114	310	0.604	94.15	0.038	15.40
185	267.584	310	0.863	118.57	0.028	19.39

Tabella 5.21: Calcolo rigidzze i-esime isolatori SLC

5.3.1 Analisi modale del sistema di isolamento con R=3,7 m

Una volta effettuato il predimensionamento e ottenuto i parametri essenziali per descrivere il sistema di isolamento, si confrontano i dati ottenuti dall'iterazione del periodo T del file Excel con l'analisi modale del modello SAP.

1. Modello A

Si riportano quindi i valori del periodo dei tre diversi stati limite:

- SLD

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.290331	0.02629	0.97362	1.858E-08	0.02629	0.97362	1.858E-08	2.903E-05	4.413E-07	0.0000102	2.903E-05	4.413E-07	0.0000102
MODAL	Mode	2	1.288855	0.97364	0.02629	1.613E-10	0.99993	0.99991	1.874E-08	4.69E-07	1.046E-05	1.381E-06	0.0000295	0.0000109	1.158E-05
MODAL	Mode	3	0.159306	7.263E-06	2.908E-05	0.0000133	0.99994	0.99994	1.331E-05	0.06007	0.00477	0.56181	0.0601	0.00478	0.56182
MODAL	Mode	4	0.112339	5.109E-05	8.023E-06	3.276E-05	0.99999	0.99995	4.607E-05	0.04733	0.13673	3.223E-05	0.10743	0.14151	0.56185
MODAL	Mode	5	0.104362	4.672E-06	4.344E-05	0.00053	1	1	0.00057	0.26617	0.01612	0.03858	0.37359	0.15763	0.60044
MODAL	Mode	6	0.072641	3.368E-09	1.03E-06	6.08E-07	1	1	0.00057	0.00058	0.00049	0.05815	0.37417	0.15812	0.65859
MODAL	Mode	7	0.069189	2.57E-11	1.796E-07	6.166E-05	1	1	0.00064	0.00108	3.582E-05	0.00213	0.37526	0.15816	0.66073
MODAL	Mode	8	0.067189	1.448E-06	1.101E-07	0.01374	1	1	0.01437	0.00159	0.01262	6.617E-05	0.37684	0.17077	0.66079
MODAL	Mode	9	0.064727	2.766E-10	1.676E-07	5.283E-06	1	1	0.01438	0.00132	9.057E-06	0.00133	0.37816	0.17078	0.66212
MODAL	Mode	10	0.064489	2.01E-07	1.588E-08	0.00029	1	1	0.01466	2.258E-06	0.00142	1.565E-05	0.37816	0.17222	0.66213
MODAL	Mode	11	0.062899	7.945E-10	7.404E-07	8.289E-05	1	1	0.01475	0.0000241	0.0000162	0.00248	0.37819	0.17222	0.66461
MODAL	Mode	12	0.061399	2.307E-07	5.469E-08	6.095E-07	1	1	0.01475	1.187E-05	0.00143	0.0006	0.3782	0.17365	0.66521

Figura 5.28: Analisi modale SLD

- SLV

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2.272003	0.02584	0.97416	1.908E-09	0.02584	0.97416	1.908E-09	2.985E-06	4.461E-08	1.034E-06	2.985E-06	4.461E-08	1.034E-06
MODAL	Mode	2	2.271171	0.97416	0.02584	1.661E-11	0.99999	0.99999	1.925E-09	4.734E-08	1.075E-06	1.412E-07	3.033E-06	1.119E-06	1.175E-06
MODAL	Mode	3	0.159433	7.438E-07	2.987E-06	1.374E-05	0.99999	0.99999	1.374E-05	0.06086	0.00485	0.56099	0.06086	0.00485	0.56099
MODAL	Mode	4	0.112633	5.241E-06	8.352E-07	0.0000314	1	1	4.515E-05	0.04786	0.13667	3.333E-05	0.10872	0.14152	0.56102
MODAL	Mode	5	0.10462	4.843E-07	4.454E-06	0.00053	1	1	0.00057	0.26496	0.01626	0.0394	0.37369	0.15778	0.60042
MODAL	Mode	6	0.072649	3.338E-10	1.048E-07	5.99E-07	1	1	0.00057	0.00062	0.00049	0.05817	0.37431	0.15827	0.6586
MODAL	Mode	7	0.06919	3.569E-12	1.825E-08	6.231E-05	1	1	0.00063	0.00107	3.628E-05	0.00211	0.37537	0.15831	0.66071
MODAL	Mode	8	0.067202	1.479E-07	1.122E-08	0.01372	1	1	0.01435	0.00157	0.01252	0.000064	0.37694	0.17083	0.66077
MODAL	Mode	9	0.064728	3.285E-11	1.72E-08	4.726E-06	1	1	0.01436	0.0013	9.956E-06	0.00131	0.37824	0.17084	0.66208
MODAL	Mode	10	0.064491	2.036E-08	1.617E-09	0.00028	1	1	0.01464	2.545E-06	0.00139	0.0000168	0.37824	0.17224	0.6621
MODAL	Mode	11	0.062905	7.938E-11	7.548E-08	0.0000853	1	1	0.01472	1.803E-05	1.714E-05	0.00252	0.37826	0.17225	0.66462
MODAL	Mode	12	0.061402	2.351E-08	5.521E-09	8.774E-07	1	1	0.01472	1.264E-05	0.00141	0.0006	0.37827	0.17366	0.66521

Figura 5.29: Analisi modale SLV

- SLC

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2.455049	0.0258	0.97419	1.398E-09	0.0258	0.97419	1.398E-09	2.188E-06	3.266E-08	7.572E-07	2.188E-06	3.266E-08	7.572E-07
MODAL	Mode	2	2.45428	0.97419	0.0258	1.218E-11	0.99999	0.99999	1.411E-09	3.465E-08	7.876E-07	1.034E-07	2.223E-06	8.202E-07	8.606E-07
MODAL	Mode	3	0.159442	5.45E-07	2.189E-06	1.377E-05	1	1	1.377E-05	0.06091	0.00485	0.56093	0.06091	0.00486	0.56093
MODAL	Mode	4	0.112653	3.84E-06	6.127E-07	3.131E-05	1	1	4.508E-05	0.0479	0.13666	3.341E-05	0.10881	0.14152	0.56097
MODAL	Mode	5	0.104638	3.551E-07	3.264E-06	0.00052	1	1	0.00057	0.26488	0.01627	0.03946	0.37369	0.15779	0.60042
MODAL	Mode	6	0.072649	2.441E-10	7.676E-08	5.984E-07	1	1	0.00057	0.00062	0.00049	0.05818	0.37432	0.15828	0.6586
MODAL	Mode	7	0.06919	2.666E-12	1.337E-08	6.236E-05	1	1	0.00063	0.00106	3.631E-05	0.00211	0.37538	0.15832	0.66071
MODAL	Mode	8	0.067203	1.083E-07	8.221E-09	0.01372	1	1	0.01435	0.00157	0.01252	6.385E-05	0.37695	0.17084	0.66077
MODAL	Mode	9	0.064728	2.43E-11	1.261E-08	4.689E-06	1	1	0.01436	0.00129	1.002E-05	0.00131	0.37824	0.17085	0.66208
MODAL	Mode	10	0.064491	1.491E-08	1.184E-09	0.00028	1	1	0.01464	2.565E-06	0.00139	1.688E-05	0.37825	0.17224	0.6621
MODAL	Mode	11	0.062906	5.806E-11	5.529E-08	8.546E-05	1	1	0.01472	1.765E-05	0.0000172	0.00252	0.37826	0.17226	0.66462
MODAL	Mode	12	0.061402	1.722E-08	4.041E-09	8.973E-07	1	1	0.01472	1.269E-05	0.00141	0.0006	0.37828	0.17366	0.66521

Figura 5.30: Analisi modale SLC

2. Modello B

Allo stesso modo si analizzano i diversi stati limite:

- **SLD**

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.345554	0.02924	0.97068	1.324E-08	0.02924	0.97068	1.324E-08	0.00002702	4.468E-07	0.00007624	0.00002702	4.468E-07	0.00007624
MODAL	Mode	2	1.344306	0.9707	0.02924	8.419E-11	0.99994	0.99992	1.332E-08	5.083E-07	0.000009745	0.00000939	0.00002753	0.00001019	0.000008563
MODAL	Mode	3	0.16012	0.000006566	0.00002735	0.00001621	0.99995	0.99995	0.00001623	0.07268	0.00613	0.50805	0.07271	0.00614	0.50806
MODAL	Mode	4	0.116988	0.00004455	0.000008534	0.00001368	0.99999	0.99996	0.0000299	0.05744	0.14359	0.00006316	0.13014	0.14973	0.50812
MODAL	Mode	5	0.108905	0.000004782	0.00003675	0.00041	1	1	0.00044	0.25877	0.01956	0.04712	0.38891	0.1693	0.55524
MODAL	Mode	6	0.072866	5.263E-10	7.509E-07	1.462E-07	1	1	0.00044	0.00092	0.00053	0.05406	0.38983	0.16982	0.6093
MODAL	Mode	7	0.069239	1.73E-09	1.271E-07	0.00009374	1	1	0.00054	0.00094	0.00006519	0.00127	0.39077	0.16989	0.61057
MODAL	Mode	8	0.06774	0.000001169	7.864E-08	0.01133	1	1	0.01187	0.00121	0.01119	0.000001754	0.39198	0.18108	0.61057
MODAL	Mode	9	0.064788	4.992E-09	0.000000178	0.00000765	1	1	0.01188	0.00097	0.00008983	0.00052	0.39295	0.18117	0.61109
MODAL	Mode	10	0.064565	1.166E-07	8.517E-09	0.0000627	1	1	0.01194	0.00001146	0.00086	0.0001	0.39296	0.18203	0.61119
MODAL	Mode	11	0.063161	1.809E-10	5.319E-07	0.0002	1	1	0.01214	0.00001458	0.00006359	0.00416	0.39298	0.18209	0.61535
MODAL	Mode	12	0.061511	1.719E-07	2.185E-08	0.00006942	1	1	0.01221	0.000002989	0.00099	0.0004	0.39298	0.18308	0.61575

Figura 5.31: Analisi modale SLD

- **SLV**

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2.370944	0.02879	0.9712	1.356E-09	0.02879	0.9712	1.356E-09	0.00000277	4.512E-08	7.715E-07	0.00000277	4.512E-08	7.715E-07
MODAL	Mode	2	2.370242	0.9712	0.02879	8.648E-12	0.99999	0.99999	1.364E-09	5.13E-08	9.986E-07	9.58E-08	0.000002822	0.000001044	8.673E-07
MODAL	Mode	3	0.160249	6.715E-07	0.000002805	0.00001665	0.99999	1	0.00001666	0.07357	0.00622	0.50711	0.07358	0.00622	0.50711
MODAL	Mode	4	0.117265	0.000004558	8.841E-07	0.00001302	1	1	0.00002968	0.05799	0.14347	0.00006757	0.13156	0.14969	0.50718
MODAL	Mode	5	0.109137	4.937E-07	0.000003753	0.00041	1	1	0.00044	0.2574	0.01972	0.04805	0.38896	0.16941	0.55523
MODAL	Mode	6	0.072872	5.099E-11	7.636E-08	1.459E-07	1	1	0.00044	0.00096	0.00053	0.05406	0.38992	0.16994	0.60929
MODAL	Mode	7	0.069241	1.844E-10	1.292E-08	0.00009503	1	1	0.00054	0.00093	0.00006602	0.00126	0.39084	0.17001	0.61055
MODAL	Mode	8	0.067751	1.192E-07	7.991E-09	0.01132	1	1	0.01185	0.00119	0.01111	0.000001435	0.39204	0.18111	0.61055
MODAL	Mode	9	0.06479	5.238E-10	1.824E-08	0.00008099	1	1	0.01186	0.00096	0.00009172	0.00051	0.39299	0.1812	0.61106
MODAL	Mode	10	0.064567	1.182E-08	8.561E-10	0.00006064	1	1	0.01192	0.00001215	0.00084	0.0001	0.393	0.18205	0.61116
MODAL	Mode	11	0.063166	1.807E-11	5.409E-08	0.0002	1	1	0.01212	0.00001884	0.00006459	0.00419	0.39302	0.18211	0.61535
MODAL	Mode	12	0.061512	1.751E-08	2.206E-09	0.00007152	1	1	0.01219	0.00000315	0.00097	0.0004	0.39303	0.18308	0.61576

Figura 5.32: Analisi modale SLV

- **SLC**

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2.562088	0.02876	0.97123	9.932E-10	0.02876	0.97123	9.932E-10	0.00000203	3.303E-08	5.649E-07	0.00000203	3.303E-08	5.649E-07
MODAL	Mode	2	2.561438	0.97123	0.02876	6.338E-12	1	0.99999	9.996E-10	3.755E-08	7.317E-07	7.018E-08	0.000002068	7.648E-07	0.000000635
MODAL	Mode	3	0.160258	0.000000492	0.000002055	0.00001668	1	1	0.00001669	0.07363	0.00622	0.50705	0.07364	0.00622	0.50705
MODAL	Mode	4	0.117284	0.00000334	6.483E-07	0.00001298	1	1	0.00002966	0.05802	0.14347	0.00006788	0.13166	0.14969	0.50712
MODAL	Mode	5	0.109152	3.619E-07	0.000002749	0.00041	1	1	0.00044	0.2573	0.01973	0.04811	0.38896	0.16942	0.55523
MODAL	Mode	6	0.072872	3.722E-11	5.593E-08	1.459E-07	1	1	0.00044	0.00096	0.00053	0.05406	0.38992	0.16995	0.60929
MODAL	Mode	7	0.069241	1.355E-10	9.465E-09	0.00009512	1	1	0.00054	0.00093	0.00006608	0.00125	0.39085	0.17001	0.61055
MODAL	Mode	8	0.067752	8.733E-08	5.852E-09	0.01131	1	1	0.01185	0.00119	0.01111	0.000001414	0.39204	0.18112	0.61055
MODAL	Mode	9	0.06479	3.844E-10	1.336E-08	0.00008129	1	1	0.01186	0.00096	0.00009184	0.00051	0.39299	0.18121	0.61106
MODAL	Mode	10	0.064567	8.652E-09	6.264E-10	0.0000605	1	1	0.01192	0.0000122	0.00084	0.0001	0.39301	0.18205	0.61116
MODAL	Mode	11	0.063166	1.322E-11	3.961E-08	0.0002	1	1	0.01212	0.00001915	0.00006466	0.00419	0.39303	0.18211	0.61535
MODAL	Mode	12	0.061513	1.282E-08	1.615E-09	0.00007166	1	1	0.01219	0.000003161	0.00097	0.0004	0.39303	0.18308	0.61576

Figura 5.33: Analisi modale SLC

3. Modello C

Allo stesso modo si analizzano i diversi stati limite:

- SLD

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.345554	0.02924	0.97068	1.324E-08	0.02924	0.97068	1.324E-08	0.00002702	4.468E-07	0.000007624	0.00002702	4.468E-07	0.00007624
MODAL	Mode	2	1.344306	0.9707	0.02924	8.419E-11	0.99994	0.99992	1.332E-08	5.083E-07	0.000009745	0.000009939	0.00002753	0.00001019	0.00008563
MODAL	Mode	3	0.16012	0.00006566	0.00002735	0.00001621	0.99995	0.99995	0.00001623	0.07268	0.00613	0.50805	0.07271	0.00614	0.50806
MODAL	Mode	4	0.116988	0.00004455	0.000008534	0.00001368	0.99999	0.99996	0.0000299	0.05744	0.14359	0.00006316	0.13014	0.14973	0.50812
MODAL	Mode	5	0.108905	0.000004782	0.00003675	0.00041	1	1	0.00044	0.25877	0.01956	0.04712	0.38891	0.1693	0.55524
MODAL	Mode	6	0.072866	5.263E-10	7.509E-07	1.462E-07	1	1	0.00044	0.00092	0.00053	0.05406	0.38983	0.16982	0.6093
MODAL	Mode	7	0.069239	1.73E-09	1.271E-07	0.00009374	1	1	0.00054	0.00094	0.0006519	0.00127	0.39077	0.16989	0.61057
MODAL	Mode	8	0.06774	0.000001169	7.864E-08	0.01133	1	1	0.01187	0.00121	0.01119	0.000001754	0.39198	0.18108	0.61057
MODAL	Mode	9	0.064788	4.992E-09	0.000000178	0.00000765	1	1	0.01188	0.00097	0.00008983	0.00052	0.39295	0.18117	0.61109
MODAL	Mode	10	0.064565	1.166E-07	8.517E-09	0.0000627	1	1	0.01194	0.00001146	0.00086	0.0001	0.39296	0.18203	0.61119
MODAL	Mode	11	0.063161	1.809E-10	5.319E-07	0.0002	1	1	0.01214	0.00001458	0.00006359	0.00416	0.39298	0.18209	0.61535
MODAL	Mode	12	0.061511	1.719E-07	2.185E-08	0.00006942	1	1	0.01221	0.000002989	0.00099	0.0004	0.39298	0.18308	0.61575

Figura 5.34: Analisi modale SLD

- SLV

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2.370944	0.02879	0.9712	1.356E-09	0.02879	0.9712	1.356E-09	0.00000277	4.512E-08	7.715E-07	0.00000277	4.512E-08	7.715E-07
MODAL	Mode	2	2.370242	0.9712	0.02879	8.648E-12	0.99999	0.99999	1.364E-09	5.13E-08	9.986E-07	9.58E-08	0.000002822	0.000001044	8.673E-07
MODAL	Mode	3	0.160249	6.715E-07	0.000002805	0.00001665	0.99999	1	0.00001666	0.07357	0.00622	0.50711	0.07358	0.00622	0.50711
MODAL	Mode	4	0.117265	0.000004558	8.841E-07	0.00001302	1	1	0.00002968	0.05799	0.14347	0.00006757	0.13156	0.14969	0.50718
MODAL	Mode	5	0.109137	4.937E-07	0.000003753	0.00041	1	1	0.00044	0.2574	0.01972	0.04805	0.38896	0.16941	0.55523
MODAL	Mode	6	0.072872	5.099E-11	7.636E-08	1.459E-07	1	1	0.00044	0.00096	0.00053	0.05406	0.38992	0.16994	0.60929
MODAL	Mode	7	0.069241	1.844E-10	1.292E-08	0.00009503	1	1	0.00054	0.00093	0.00006602	0.00126	0.39084	0.17001	0.61055
MODAL	Mode	8	0.067751	1.192E-07	7.991E-09	0.01132	1	1	0.01185	0.00119	0.01111	0.000001435	0.39204	0.18111	0.61055
MODAL	Mode	9	0.06479	5.238E-10	1.824E-08	0.000008099	1	1	0.01186	0.00096	0.00009172	0.00051	0.39299	0.1812	0.61106
MODAL	Mode	10	0.064567	1.182E-08	8.561E-10	0.00006064	1	1	0.01192	0.00001215	0.00084	0.0001	0.393	0.18205	0.61116
MODAL	Mode	11	0.063166	1.807E-11	5.409E-08	0.0002	1	1	0.01212	0.00001884	0.00006459	0.00419	0.39302	0.18211	0.61535
MODAL	Mode	12	0.061512	1.751E-08	2.206E-09	0.00007152	1	1	0.01219	0.00000315	0.00097	0.0004	0.39303	0.18308	0.61576

Figura 5.35: Analisi modale SLV

- SLC

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2.577766	0.02876	0.97123	9.692E-10	0.02876	0.97123	9.692E-10	0.000001981	3.222E-08	5.512E-07	0.000001981	3.222E-08	5.512E-07
MODAL	Mode	2	2.57712	0.97123	0.02876	6.185E-12	1	0.99999	9.754E-10	3.664E-08	0.000000714	6.848E-08	0.000002018	7.463E-07	6.197E-07
MODAL	Mode	3	0.160259	4.801E-07	0.000002006	0.00001669	1	1	0.00001669	0.07364	0.00622	0.50704	0.07364	0.00622	0.50705
MODAL	Mode	4	0.117285	0.000003259	6.327E-07	0.00001297	1	1	0.00002966	0.05802	0.14347	0.0000679	0.13167	0.14969	0.50711
MODAL	Mode	5	0.109153	3.532E-07	0.000002683	0.00041	1	1	0.00044	0.2573	0.01973	0.04812	0.38896	0.16942	0.55523
MODAL	Mode	6	0.072872	3.631E-11	5.457E-08	1.459E-07	1	1	0.00044	0.00096	0.00053	0.05406	0.38992	0.16995	0.60929
MODAL	Mode	7	0.069241	1.323E-10	9.236E-09	0.00009513	1	1	0.00054	0.00093	0.00006608	0.00125	0.39085	0.17001	0.61055
MODAL	Mode	8	0.067752	8.521E-08	5.711E-09	0.01131	1	1	0.01185	0.00119	0.0111	0.000001413	0.39204	0.18112	0.61055
MODAL	Mode	9	0.06479	3.752E-10	1.304E-08	0.000008132	1	1	0.01186	0.00096	0.00009185	0.00051	0.39299	0.18121	0.61106
MODAL	Mode	10	0.064567	8.442E-09	6.112E-10	0.00006049	1	1	0.01192	0.0000122	0.00084	0.0001	0.39301	0.18205	0.61116
MODAL	Mode	11	0.063166	1.29E-11	3.865E-08	0.0002	1	1	0.01212	0.00001917	0.00006466	0.00419	0.39303	0.18211	0.61535
MODAL	Mode	12	0.061513	1.251E-08	1.576E-09	0.00007167	1	1	0.01219	0.000003162	0.00097	0.0004	0.39303	0.18308	0.61576

Figura 5.36: Analisi modale SLC

4. Modello D

Questo modello equivale al modello finale definitivo per cui si analizza anche il comportamento del terreno con una modellazione alla winkler.

Allo stesso modo si analizzano i diversi stati limite:

- SLD K1

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.357665	0.03673	0.96245	4.083E-07	0.03673	0.96245	4.083E-07	0.02316	0.00043	0.00009624	0.02316	0.00043	0.00009624
MODAL	Mode	2	1.348082	0.96301	0.03676	0.0000011	0.99974	0.99921	5.183E-07	0.00079	0.01003	0.000009123	0.02395	0.01047	0.00011
MODAL	Mode	3	0.239819	0.00003804	0.00077	0.0026	0.99978	0.99997	0.0026	0.85017	0.02715	0.02929	0.87413	0.03762	0.02939
MODAL	Mode	4	0.199321	0.00019	0.00001162	0.02637	0.99997	0.99999	0.02897	0.08715	0.91367	0.0012	0.96128	0.95129	0.03059
MODAL	Mode	5	0.177705	0.000003367	0.00000172	0.96883	0.99998	0.99999	0.9978	0.00877	0.02168	0.00018	0.97005	0.97297	0.03078
MODAL	Mode	6	0.152829	4.769E-07	2.959E-07	0.0002	0.99998	0.99999	0.998	0.01569	0.00373	0.51578	0.98574	0.9767	0.54656
MODAL	Mode	7	0.105811	0.00001896	5.666E-07	0.00035	1	0.99999	0.99835	0.00266	0.02199	0.00071	0.98839	0.99869	0.54727
MODAL	Mode	8	0.0889	2.312E-07	0.000007938	0.00001326	1	1	0.99836	0.01108	0.00006684	0.00712	0.99948	0.99876	0.55439
MODAL	Mode	9	0.072758	7.455E-10	6.656E-07	6.199E-08	1	1	0.99836	0.00005469	0.000009731	0.05566	0.99953	0.99877	0.61006
MODAL	Mode	10	0.069187	3.792E-11	1.259E-07	1.421E-08	1	1	0.99836	0.00002255	4.114E-07	0.00088	0.99956	0.99877	0.61094
MODAL	Mode	11	0.067241	0.000001127	1.063E-07	0.00007054	1	1	0.99843	0.00001504	0.0001	0.000007407	0.99957	0.99887	0.61094
MODAL	Mode	12	0.064734	2.425E-09	1.829E-07	3.553E-07	1	1	0.99843	0.00001458	2.544E-07	0.0004	0.99959	0.99887	0.61135

Figura 5.37: Analisi modale SLD K1

- SLV K1

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2.37765	0.0366	0.96332	4.052E-08	0.0366	0.96332	4.052E-08	0.01804	0.00033	0.00004575	0.01804	0.00033	0.00004575
MODAL	Mode	2	2.372341	0.96338	0.0366	1.076E-08	0.99997	0.99992	5.128E-08	0.00066	0.00829	0.000005372	0.0187	0.00862	0.00005112
MODAL	Mode	3	0.241856	0.000003853	0.00007813	0.00249	0.99998	1	0.00249	0.85549	0.02704	0.02922	0.87419	0.03566	0.02928
MODAL	Mode	4	0.199948	0.00001965	0.000001175	0.025	1	1	0.0275	0.08724	0.91596	0.00124	0.96143	0.95162	0.03052
MODAL	Mode	5	0.177725	3.235E-07	1.656E-07	0.9703	1	1	0.9978	0.00836	0.02054	0.00018	0.96979	0.97216	0.03069
MODAL	Mode	6	0.152833	4.759E-08	2.929E-08	0.00019	1	1	0.99799	0.01554	0.00383	0.51583	0.98533	0.97599	0.54652
MODAL	Mode	7	0.105923	0.000001927	5.766E-08	0.00036	1	1	0.99835	0.00273	0.02269	0.00073	0.98806	0.99868	0.54725
MODAL	Mode	8	0.088956	2.349E-08	8.083E-07	0.00001345	1	1	0.99836	0.01142	0.00006962	0.00713	0.99948	0.99875	0.55438
MODAL	Mode	9	0.072764	7.283E-11	6.766E-08	6.272E-08	1	1	0.99836	0.00004999	0.000009718	0.05567	0.99953	0.99876	0.61005
MODAL	Mode	10	0.069188	4.699E-12	1.28E-08	1.503E-08	1	1	0.99836	0.00002403	4.188E-07	0.00087	0.99955	0.99876	0.61092
MODAL	Mode	11	0.067252	1.149E-07	1.082E-08	0.00007054	1	1	0.99843	0.00001613	0.00011	0.000006776	0.99957	0.99887	0.61092
MODAL	Mode	12	0.064736	2.615E-10	1.874E-08	3.635E-07	1	1	0.99843	0.00001596	2.845E-07	0.00039	0.99959	0.99887	0.61132

Figura 5.38: Analisi modale SLV K1

- SLC K1

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2.583922	0.03659	0.96335	2.89E-08	0.03659	0.96335	2.89E-08	0.0177	0.00032	0.00004282	0.0177	0.00032	0.00004282
MODAL	Mode	2	2.579048	0.9634	0.03659	7.665E-09	0.99998	0.99994	3.657E-08	0.00065	0.00817	0.000005139	0.01835	0.00849	0.00004796
MODAL	Mode	3	0.242002	0.000002752	0.00005584	0.00249	0.99998	1	0.00249	0.85585	0.02704	0.02922	0.8742	0.03553	0.02927
MODAL	Mode	4	0.199993	0.00001404	8.393E-07	0.02491	1	1	0.0274	0.08724	0.91611	0.00124	0.96144	0.95164	0.03051
MODAL	Mode	5	0.177726	2.303E-07	1.179E-07	0.9704	1	1	0.9978	0.00833	0.02046	0.00018	0.96978	0.9721	0.03069
MODAL	Mode	6	0.152833	3.396E-08	2.09E-08	0.00019	1	1	0.99799	0.01553	0.00384	0.51583	0.98533	0.97594	0.54652
MODAL	Mode	7	0.105931	0.000001377	4.121E-08	0.00036	1	1	0.99835	0.00273	0.02274	0.00073	0.98803	0.99868	0.54725
MODAL	Mode	8	0.08896	1.679E-08	5.777E-07	0.00001346	1	1	0.99836	0.01145	0.00006983	0.00713	0.99948	0.99875	0.55438
MODAL	Mode	9	0.072764	5.19E-11	4.835E-08	6.277E-08	1	1	0.99836	0.00004966	0.000009718	0.05567	0.99953	0.99876	0.61005
MODAL	Mode	10	0.069188	3.405E-12	9.148E-09	1.509E-08	1	1	0.99836	0.00002413	4.193E-07	0.00087	0.99955	0.99876	0.61092
MODAL	Mode	11	0.067253	8.216E-08	7.731E-09	0.00007054	1	1	0.99843	0.00001621	0.00011	0.000006731	0.99957	0.99887	0.61092
MODAL	Mode	12	0.064736	1.876E-10	1.34E-08	3.641E-07	1	1	0.99843	0.00001607	2.868E-07	0.00039	0.99959	0.99887	0.61131

Figura 5.39: Analisi modale SLC K1

- SLD K2

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	1.349535	0.03505	0.96474	7.833E-08	0.03505	0.96474	7.833E-08	0.01904	0.00033	0.00007514	0.01904	0.00033	0.00007514
MODAL	Mode	2	1.345552	0.96486	0.03505	1.065E-08	0.9999	0.9998	8.898E-08	0.00066	0.00868	0.000008861	0.0197	0.00902	0.000084
MODAL	Mode	3	0.171272	0.00001339	0.00014	0.00057	0.99992	0.99994	0.00057	0.42149	0.01931	0.29284	0.44119	0.02833	0.29293
MODAL	Mode	4	0.140637	0.000005648	0.00005364	0.00341	0.99992	0.99999	0.00398	0.41994	0.02794	0.22638	0.86114	0.05627	0.5193
MODAL	Mode	5	0.133369	0.00007071	1.347E-10	0.00151	0.99999	0.99999	0.0055	0.00228	0.61919	0.03325	0.86341	0.67545	0.55255
MODAL	Mode	6	0.107651	3.517E-07	2.314E-07	0.94863	0.99999	0.99999	0.95412	0.00037	0.0034	0.00005419	0.86379	0.67885	0.5526
MODAL	Mode	7	0.093664	0.000002631	3.526E-10	0.02899	1	0.99999	0.98312	0.02409	0.30815	0.00016	0.88788	0.987	0.55276
MODAL	Mode	8	0.081278	4.652E-08	0.00002669	0.00114	1	1	0.98426	0.10569	8.72E-08	0.0012	0.99357	0.987	0.55396
MODAL	Mode	9	0.072678	6.667E-10	5.986E-07	0.000006089	1	1	0.98426	0.00148	0.00016	0.05637	0.99505	0.98716	0.61033
MODAL	Mode	10	0.069159	1.244E-11	0.000000126	0.000000973	1	1	0.98426	0.00053	0.000006557	0.00069	0.99558	0.98717	0.61102
MODAL	Mode	11	0.067117	0.000001101	1.125E-07	0.00087	1	1	0.98513	0.00027	0.00157	0.000006865	0.99585	0.98874	0.61102
MODAL	Mode	12	0.064714	1.654E-09	1.852E-07	0.000007287	1	1	0.98514	0.00028	0.000001886	0.00036	0.99613	0.98874	0.61139

Figura 5.40: Analisi modale SLD K2

- SLV K2

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2.373173	0.03486	0.96512	7.95E-09	0.03486	0.96512	7.95E-09	0.01687	0.00029	0.00004087	0.01687	0.00029	0.00004087
MODAL	Mode	2	2.370941	0.96513	0.03486	1.071E-09	0.99999	0.99998	9.022E-09	0.0006	0.0079	0.000005387	0.01747	0.00819	0.00004626
MODAL	Mode	3	0.171839	0.000001369	0.00001495	0.00058	0.99999	0.99999	0.00058	0.43087	0.01956	0.28713	0.44834	0.02775	0.28717
MODAL	Mode	4	0.140894	0.000000646	0.000005347	0.00337	0.99999	1	0.00395	0.41256	0.03175	0.22926	0.8609	0.05951	0.51644
MODAL	Mode	5	0.133694	0.000007176	4.844E-10	0.00141	1	1	0.00536	0.00173	0.61423	0.03612	0.86263	0.67374	0.55256
MODAL	Mode	6	0.10766	3.516E-08	2.318E-08	0.94867	1	1	0.95403	0.00035	0.00351	0.00005348	0.86298	0.67725	0.55261
MODAL	Mode	7	0.093683	2.657E-07	3.732E-11	0.02908	1	1	0.98311	0.02411	0.30972	0.00016	0.88709	0.98697	0.55277
MODAL	Mode	8	0.081299	4.709E-09	2.715E-07	0.00115	1	1	0.98425	0.10647	8.776E-08	0.00119	0.99357	0.98697	0.55395
MODAL	Mode	9	0.072683	6.498E-11	6.081E-08	0.000006149	1	1	0.98426	0.00146	0.00016	0.05637	0.99503	0.98713	0.61032
MODAL	Mode	10	0.06916	8.888E-13	1.281E-08	9.509E-07	1	1	0.98426	0.00054	0.000006616	0.00068	0.99557	0.98714	0.611
MODAL	Mode	11	0.067128	1.123E-07	1.146E-08	0.00087	1	1	0.98513	0.00027	0.0016	0.00000627	0.99584	0.98874	0.611
MODAL	Mode	12	0.064716	1.816E-10	1.898E-08	0.000007425	1	1	0.98513	0.00029	0.000002087	0.00035	0.99613	0.98874	0.61136

Figura 5.41: Analisi modale SLV K2

- SLC K2

TABLE: Modal Participating Mass Ratios															
OutputCase	StepType	StepNum	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2.579813	0.03484	0.96514	5.681E-09	0.03484	0.96514	5.681E-09	0.01672	0.00029	0.0000388	0.01672	0.00029	0.0000388
MODAL	Mode	2	2.577762	0.96515	0.03484	7.649E-10	0.99999	0.99999	6.445E-09	0.0006	0.00785	0.000005169	0.01731	0.00813	0.00004396
MODAL	Mode	3	0.171877	9.787E-07	0.0000107	0.00058	0.99999	1	0.00058	0.43146	0.01958	0.28677	0.44877	0.02771	0.28681
MODAL	Mode	4	0.14091	4.653E-07	0.000003816	0.00337	0.99999	1	0.00395	0.41209	0.03203	0.22942	0.86086	0.05974	0.51623
MODAL	Mode	5	0.133714	0.000005127	3.892E-10	0.00141	1	1	0.00535	0.0017	0.61382	0.03632	0.86256	0.67356	0.55256
MODAL	Mode	6	0.107655	2.509E-08	1.655E-08	0.94865	1	1	0.95401	0.00034	0.00353	0.00005343	0.8629	0.67709	0.55261
MODAL	Mode	7	0.093682	1.897E-07	2.705E-11	0.0291	1	1	0.98311	0.02412	0.30988	0.00016	0.88702	0.98697	0.55277
MODAL	Mode	8	0.0813	3.363E-09	0.000000194	0.00115	1	1	0.98426	0.10655	9.313E-08	0.00118	0.99357	0.98697	0.55395
MODAL	Mode	9	0.072683	4.629E-11	4.345E-08	0.000006158	1	1	0.98426	0.00146	0.00016	0.05637	0.99503	0.98713	0.61032
MODAL	Mode	10	0.06916	6.18E-13	9.155E-09	9.503E-07	1	1	0.98426	0.00054	0.000006623	0.00068	0.99557	0.98714	0.611
MODAL	Mode	11	0.067129	8.029E-08	8.191E-09	0.00087	1	1	0.98513	0.00027	0.0016	0.000006228	0.99585	0.98874	0.611
MODAL	Mode	12	0.064716	1.305E-10	1.357E-08	0.000007438	1	1	0.98514	0.00029	0.000002102	0.00035	0.99613	0.98874	0.61135

Figura 5.42: Analisi modale SLC K2

Anche in questo modello è stata effettuata una verifica del comportamento considerando due differenti costanti di Winkler, confermando che il periodo non subisce variazioni significative al variare della costante k , in quanto gli isolatori esercitano un'influenza predominante sul comportamento complessivo. Inoltre, osservando i risultati dei differenti modelli, dal modello A al modello D, si nota un progressivo aumento del periodo, confermando una maggiore rigidità strutturale che si avvicina ai valori ottenuti durante il predimensionamento. Questo risultato conferma la coerenza del modello con i parametri di progetto, poiché la stretta corrispondenza tra il periodo teorico e quello derivante dalle simulazioni dimostra che il comportamento dinamico dell'edificio è stato rappresentato in maniera accurata e conforme alle aspettative progettuali.

Un ulteriore confronto è stato eseguito analizzando la differenza nei periodi di oscillazione ottenuti variando il raggio di curvatura degli isolatori. Come si può osservare, i periodi relativi al raggio di curvatura di 3,7 m risultano maggiori rispetto a quelli con un raggio di 2,5 m. Questo comportamento indica che con un raggio maggiore, la struttura tende ad avere una risposta dinamica più flessibile.

Una nota molto importante da osservare è che i primi due modi di vibrazione, anche in questo caso, hanno lo stesso periodo a dimostrazione del fatto che ho un comportamento dinamico regolare della struttura visualizzando quindi una corretta modellazione.

Infatti, un raggio di curvatura più grande degli isolatori permette alla struttura di dissipare meglio l'energia sismica, riducendo l'accelerazione trasmessa e aumentando i tempi di oscillazione. Questo effetto è tipico degli edifici con un isolamento sismico più efficiente, che riduce le sollecitazioni trasmesse alla sovrastruttura, rendendola meno rigida e più "capace" di assorbire e gestire le forze sismiche.

5.3.2 Analisi spettrale del sistema di isolamento con R=3,7 m

Allo stesso modo come nel caso precedente vengono osservati i relativi spostamenti nelle direzioni x e y che si hanno grazie alla presenza dell'isolamento. La combinazione utilizzata è sempre la stessa e si analizzano i casi dello stato limite di collasso.

1. Modello A

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	SXC	Combination	Max	0.14317	0.04296	0	-9.183E-06	0.000014	0
1	SXC	Combination	Min	-0.14317	-0.04296	0	-0.000016	0.000011	0
1	SYC	Combination	Max	0.04297	0.14313	0	-8.109E-06	0.000015	0
1	SYC	Combination	Min	-0.04297	-0.14313	0	-0.000017	9.399E-06	0

Figura 5.43: Spostamenti massimi isolatori

2. Modello B

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	SXC	Combination	Max	0.149482	0.044849	0	-0.000007189	0.00001	0
1	SXC	Combination	Min	-0.149482	-0.044849	0	-0.000012	0.000007753	0
1	SYC	Combination	Max	0.04486	0.149445	0	-0.000005538	0.000011	0
1	SYC	Combination	Min	-0.04486	-0.149445	0	-0.000014	0.000007164	0

Figura 5.44: Spostamenti massimi isolatori

3. Modello C

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	SYC	Combination	Max	0.045913	0.152392	-0.007831	0.000058	0.000061	0
1	SYC	Combination	Min	-0.045903	-0.152313	-0.00961	-0.000273	-0.000017	0
1	SXC	Combination	Max	0.152598	0.045875	-0.007884	-0.000038	0.000083	0
1	SXC	Combination	Min	-0.152588	-0.045797	-0.009557	-0.000178	-0.00004	0

Figura 5.45: Spostamenti massimi isolatori

4. Modello D

TABLE: Joint Displacements									
Joint	OutputCase	CaseType	StepType	U1	U2	U3	R1	R2	R3
Text	Text	Text	Text	m	m	m	Radians	Radians	Radians
1	SYC	Combination	Max	0.045815	0.152626	0	-0.000005552	0.000011	0
1	SYC	Combination	Min	-0.045815	-0.152626	0	-0.000014	0.000007324	0
1	SXC	Combination	Max	0.152663	0.045803	0	-0.000007217	0.000011	0
1	SXC	Combination	Min	-0.152663	-0.045803	0	-0.000012	0.000007917	0

Figura 5.46: Spostamenti massimi isolatori

Come si può osservare dai risultati, per quanto riguarda gli spostamenti, l'analisi ha mostrato che, nonostante la variazione del raggio degli isolatori a scorrimento, non si riscontrano differenze significative negli spostamenti massimi. Questo è in contrasto con i periodi di oscillazione, che invece variano in funzione del raggio degli isolatori, come emerso dall'analisi modale. Ciò suggerisce che la variazione del raggio influisce maggiormente sul periodo e sulla flessibilità dinamica dell'edificio, mentre l'influenza sugli spostamenti è limitata.

In sintesi, l'analisi conferma una buona coerenza dei risultati rispetto al predimensionamento e una modellazione accurata del comportamento strutturale, con differenze di periodo legate al raggio degli isolatori ma senza impatti significativi sugli spostamenti.

5.3.3 Valutazione del taglio alla base del sistema di isolamento con $R=3,7$ m

Allo stesso modo di quanto fatto nel predimensionamento con un raggio di 2,5 m, si effettua un riepilogo delle forze orizzontali massime alla base, ottenute come somma delle componenti orizzontali di ogni isolatore. La differenza significativa che si riscontra riguarda lo stato limite di salvaguardia della vita (SLV), che dovrebbe essere utilizzato come riferimento per il confronto con la curva push-over dell'edificio.

RIEPILOGO							
Stato limite	ξ_{is} [%]	T_{is} [s]	d_1 [mm]	R [m]	μ_d [%]	K_{eff} [kN/m]	F_{max} [kN]
SLD	54	1.492	23.48	3.7	3.99	38409.74	901.96
SLV	35	2.591	116.33	3.7	3.99	11964.04	1391.78
SLC	29	2.835	163.54	3.7	3.99	10033.26	1640.83

Tabella 5.22: Valori dello sforzo di taglio ai vari stati limite

In particolare, si osserva una differenza importante di circa 200 kN rispetto alla forza orizzontale stimata con il raggio di 2,5 m e attrito al 3,9%, mentre di 400 kN rispetto alla forza orizzontale stimata al sistema di isolamento con stesso raggio ma attrito ridotto all'1% e di circa 300 kN per un sistema di isolamento con medesimo raggio e attrito al 2%. Questo è un dato molto rilevante poiché implica che, per mantenere un comportamento strutturale sicuro e conforme, è necessario un limite elastico inferiore. In altre parole, la struttura dovrà essere progettata per gestire forze orizzontali significativamente inferiori rispetto al caso con raggio minore, rendendo la verifica del limite elastico di facile realizzazione.

Questa differenza sottolinea l'importanza di considerare attentamente il raggio degli isolatori a scorrimento, poiché influisce non solo sui periodi e sulla flessibilità dinamica della struttura, ma anche sui carichi orizzontali che essa dovrà sopportare.

5.3.4 Approfondimento caso studio del sistema di isolamento R=3,7 m con attrito all'1%

Come nel caso del raggio di 2,5 m il procedimento viene ripetuto con un raggio di 3,7m.

Il procedimento di iterazione viene raccolto e sintetizzato nelle seguenti tabelle relative ai differenti stati limiti:

- **SLD**

PREDIMENSIONAMENTO SLD									
Tentativo	R	g	μ_d	dmax	ξ_{is}	η	Tis	Se	d1
[-]	[m]	[m/s ²]	[-]	[m]	[-]	[-]	[s]	[g]	[m]
1	3.7	9.81	-	-	0.05	1	3.859	0.0059	0.0583
2	3.7	9.81	0.0100	0.0583	0.25	0.58005589	3.018	0.0034	0.0337
3	3.7	9.81	0.0100	0.03365	0.33	0.51070814	2.663	0.0033	0.0321
4	3.7	9.81	0.0100	0.03206	0.34	0.5056582	2.629	0.0033	0.0321
R	3.7	[m]							
μ_d	1.00	[%]							
d1	32.06	[mm]							
Tis	2.629	[s]							
ξ_{is}	34	[%]							

Tabella 5.23: Predimensionamento sistema di isolamento R=3,7 m SLD

- **SLV**

PREDIMENSIONAMENTO SLV									
Tentativo	R	g	μ_d	dmax	ξ_{is}	η	Tis	Se	d1
[-]	[m]	[m/s ²]	[-]	[m]	[-]	[-]	[s]	[g]	[m]
1	3.7	9.81	-	-	0.05	1	3.859	0.0224	0.2201
2	3.7	9.81	0.0100	0.22012	0.09	0.8403364	3.570	0.0190	0.1860
3	3.7	9.81	0.0100	0.18604	0.11	0.80164366	3.524	0.0177	0.1740
4	3.7	9.81	0.0100	0.17402	0.11	0.78658946	3.504	0.0177	0.1740
R	3.7	[m]							
μ_d	1.00	[%]							
d1	174.02	[mm]							
Tis	3.504	[s]							
ξ_{is}	11	[%]							

Tabella 5.24: Predimensionamento sistema di isolamento R=3,7 m SLV

• SLC

PREDIMENSIONAMENTO SLC									
Tentativo	R	g	μ_d	dmax	ξ_{is}	η	Tis	Se	d1
[-]	[m]	[m/s ²]	[-]	[m]	[-]	[-]	[s]	[g]	[m]
1	3.7	9.81	-	-	0.05	1	3.859	0.0316	0.3096
2	3.7	9.81	0.0100	0.30963	0.07	0.92075165	3.647	0.0288	0.2826
3	3.7	9.81	0.0100	0.28265	0.07	0.89915185	3.629	0.0288	0.283
R	3.7	[m]							
μ_d	1.00	[%]							
d1	282.65	[mm]							
Tis	3.629	[s]							
ξ_{is}	7	[%]							

Tabella 5.25: Predimensionamento sistema di isolamento R=3,7 m SLC

Gli aspetti principali che emergono dall'analisi del sistema con attrito ridotto sono:

- ξ (smorzamento): significativamente inferiore rispetto a quello calcolato con un attrito del 4 % e leggermente più alti invece rispetto ai procedimenti con raggio 2,5;
- T (periodo): sensibilmente più lungo, indicativo di una maggiore flessibilità del sistema a quello calcolato con un attrito del 4 % e leggermente più alti invece rispetto ai procedimenti con raggio 2,5;
- d1 (spostamento): notevolmente superiore, evidenziando uno spostamento più marcato della struttura nel procedimento con attrito 4% ma inferiori rispetto ai predimensionamenti con stesso attrito e raggio di 2,5m.

Per quanto riguarda invece la stima del taglio alla base, che è il dato al centro di questo approfondimento, è racchiuso in questa tabella riassuntiva:

RIEPILOGO							
Stato limite	ξ_{is} [%]	Tis [s]	d1 [mm]	R [m]	μ_d [%]	Keff [kN/m]	Fmax [kN]
SLD	34	2.629	32.06	3.7	1.00	11364.62	364.31
SLV	11	3.504	174.02	3.7	1.00	6397.17	1113.25
SLC	7	3.629	282.65	3.7	1.00	5966.09	1686.31

Tabella 5.26: Valori dello sforzo di taglio ai vari stati limite

Dove risulta che il valore di Fmax dello stato limite di salvaguardia della vita è minore di 200 kN rispetto al valore ottenuto a un procedimento con un attrito di circa il 4% e di gran lunga inferiore rispetto al procedimento con R=2,5m.

5.3.5 Approfondimento caso studio del sistema di isolamento R=3,7 m con attrito all'2%

L'approfondimento prevede uno studio dell'attrito al 2% come nei diversi casi esposti in precedenza.

Il procedimento di iterazione viene raccolto e sintetizzato nelle seguenti tabelle relative ai differenti stati limiti:

- **SLD**

PREDIMENSIONAMENTO SLD									
Tentativo	R	g	μ_d	dmax	ξ_{is}	η	Tis	Se	d1
[-]	[m]	[m/s ²]	[-]	[m]	[-]	[-]	[s]	[g]	[m]
1	3.7	9.81	-	-	0.05	1	3.859	0.0059	0.0583
2	3.7	9.81	0.0200	0.0583	0.36	0.4962141	2.561	0.0033	0.0321
3	3.7	9.81	0.0200	0.03206	0.44	0.4498314	2.121	0.0033	0.0321
R	3.7	[m]							
μ_d	2.00	[%]							
d1	32.06	[mm]							
Tis	2.121	[s]							
ξ_{is}	44	[%]							

Tabella 5.27: Predimensionamento sistema di isolamento R=3,7 m SLD

- **SLV**

PREDIMENSIONAMENTO SLV									
Tentativo	R	g	μ_d	dmax	ξ_{is}	η	Tis	Se	d1
[-]	[m]	[m/s ²]	[-]	[m]	[-]	[-]	[s]	[g]	[m]
1	3.7	9.81	-	-	0.05	1	3.859	0.0224	0.2201
2	3.7	9.81	0.0200	0.22012	0.16	0.6897846	3.338	0.0155	0.1519
3	3.7	9.81	0.0200	0.1519	0.21	0.6219172	3.164	0.0139	0.1365
4	3.7	9.81	0.0200	0.13651	0.22	0.6043592	3.107	0.0137	0.1340
R	3.7	[m]							
μ_d	2.00	[%]							
d1	133.96	[mm]							
Tis	3.107	[s]							
ξ_{is}	22	[%]							

Tabella 5.28: Predimensionamento sistema di isolamento R=3,7 m SLV

- SLC

PREDIMENSIONAMENTO SLC									
Tentativo	R	g	μ_d	dmax	ξ_{is}	η	Tis	Se	d1
[-]	[m]	[m/s ²]	[-]	[m]	[-]	[-]	[s]	[g]	[m]
1	3.7	9.81	-	-	0.05	1	3.859	0.0316	0.3096
2	3.7	9.81	0.0200	0.30963	0.12	0.7607233	3.467	0.0242	0.2375
3	3.7	9.81	0.0200	0.23747	0.15	0.7049101	3.369	0.0223	0.219
R	3.7	[m]							
μ_d	2.00	[%]							
d1	218.94	[mm]							
Tis	3.369	[s]							
ξ_{is}	15	[%]							

Tabella 5.29: Predimensionamento sistema di isolamento R=3,7 m SLC

Gli aspetti principali che emergono dall'analisi del sistema con attrito ridotto sono:

- ξ (smorzamento): significativamente inferiore rispetto a quello calcolato con un attrito del 4 % e leggermente più alti invece rispetto ai procedimenti con raggio 2,5;
- T (periodo): sensibilmente più lungo, indicativo di una maggiore flessibilità del sistema a quello calcolato con un attrito del 4 % e leggermente più alti invece rispetto ai procedimenti con raggio 2,5;
- d1 (spostamento): notevolmente superiore, evidenziando uno spostamento più marcato della struttura nel procedimento con attrito 4% ma inferiori rispetto ai predimensionamenti con stesso attrito e raggio di 2,5m.

Per quanto riguarda invece la stima del taglio alla base, che è il dato al centro di questo approfondimento, è racchiuso in questa tabella riassuntiva:

RIEPILOGO							
Stato limite	ξ_{is} [%]	Tis [s]	d1 [mm]	R [m]	μ_d [%]	Keff [kN/m]	Fmax [kN]
SLD	44	2.121	32.06	3.7	2.00	17453.74	559.50
SLV	22	3.107	133.96	3.7	2.00	8189.67	1097.10
SLC	15	3.369	218.94	3.7	2.00	7058.59	1545.40

Tabella 5.30: Valori dello sforzo di taglio ai vari stati limite

Dove risulta che il valore di Fmax dello stato limite di salvaguardia della vita è minore di 200 kN rispetto al valore ottenuto a un procedimento con un attrito di circa il 4% e di gran lunga inferiore rispetto al procedimento con R=2,5m. Invece nel caso di attrito all'1% il valore non si discosta di molto ma è leggermente minore.

Il procedimento con un attrito del 2%, infatti, fornisce il valore più basso di forza orizzontale rispetto a tutti gli altri approfondimenti considerati. Questo significa che, in un'analisi push-over, la struttura incontrerebbe minori sollecitazioni, facilitando il soddisfacimento dei criteri di verifica. Un'azione sismica ridotta, come quella corrispondente all'attrito del 2%, riduce lo sforzo complessivo sulla sovrastruttura, aumentando la probabilità che la struttura rimanga all'interno del limite elastico, garantendo quindi il rispetto dei requisiti di sicurezza strutturale senza compromettere la stabilità. Qui nella figura 5.47 vengono riassunti i vari predimensionamenti degli isolatori con il grafico del ciclo rigido-plastico inelastico.

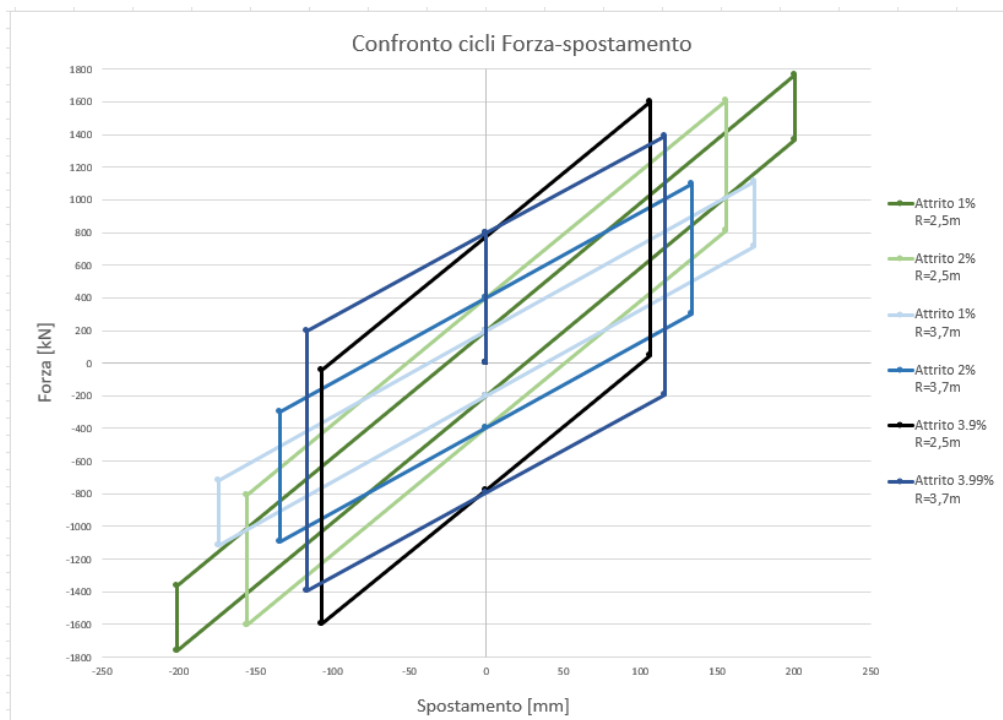


Figura 5.47: Confronto cicli $F-\delta$

Dall'analisi dei sei casi considerati, emerge un confronto significativo tra i sistemi di isolamento sismico caratterizzati da diversi livelli di attrito, in particolare all'1%, 2% e con un attrito nominale al 2,5%, per due differenti raggi di curvatura degli isolatori: 2,5 m e 3,7 m. Si osserva che, indipendentemente dal raggio dell'isolatore, l'aumento dell'attrito provoca una diminuzione degli spostamenti. Nel caso degli isolatori con un raggio di 3,7 metri, con un attrito intorno al 4%, si registra una forza orizzontale più elevata rispetto agli altri due scenari analizzati (attriti all'1% e al 2%). nel caso degli isolatori con un raggio di 2,5 metri, la forza orizzontale maggiore si ottiene con un attrito inferiore all'1%, a differenza del comportamento osservato per l'isolamento con raggio maggiore. Questo indica che per sistemi con un raggio inferiore, un attrito minore può comunque generare forze significative.

5.4 Stato tensionale della muratura

La muratura in una costruzione esistente è il risultato dell'assemblaggio di materiali diversi, in cui la tecnica costruttiva, le modalità di posa in opera, le caratteristiche meccaniche dei materiali costituenti e il loro stato di conservazione, determinano il comportamento meccanico dell'insieme. La misura diretta delle caratteristiche meccaniche della muratura avviene mediante l'esecuzione di prove in-situ su porzioni di muratura, o di prove in laboratorio su elementi indisturbati prelevati in-situ, ove questo sia possibile; le prove possono essere di compressione e di taglio, scelte in relazione alla tipologia muraria e al criterio di resistenza adottato per l'analisi; le modalità di prova e la relativa interpretazione dei risultati devono seguire procedure di riconosciuta validità. Ulteriori informazioni si possono desumere da metodi di prova non distruttivi, utili anche ad estendere all'intero edificio i risultati ottenuti a livello locale con prove distruttive o mediamente distruttive.

In relazione al numero delle indagini e alle modalità con cui condurle, la grande varietà tipologica e la frequente presenza di stratificazioni temporalmente successive, come avviene, in particolare, negli edifici storici, rende priva di significato la prescrizione di una precisa quantità e tipologia di indagini. Talvolta, l'individuazione delle situazioni di vulnerabilità risulta più significativa della stessa caratterizzazione dei materiali. L'esecuzione delle indagini deve seguire protocolli operativi e interpretativi di comprovata validità. La tabella C8.5.I riporta, per il comportamento delle tipologie murarie più ricorrenti, indicazioni, non vincolanti, sui possibili valori dei parametri meccanici, identificati attraverso il rilievo degli aspetti costruttivi (§C8.5.2.1) e relativi, con l'eccezione dell'ultima riga, a precise condizioni: malta di calce di modeste caratteristiche (resistenza media a compressione f_m stimabile tra 0,7 e 1,5 N/mm²), assenza di ricorsi (listature), paramenti semplicemente accostati o mal collegati, tessitura (nel caso di elementi regolari) a regola d'arte, muratura non consolidata. Ai soli fini della verifica sismica, nel caso in cui la malta abbia caratteristiche particolarmente scadenti (resistenza media a compressione f_m stimabile inferiore a 0,7 N/mm²) ai valori della tabella si applica un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici. I parametri indicati in tabella sono principalmente finalizzati alle verifiche nei riguardi delle azioni sismiche. La resistenza a compressione è utilizzata anche per le verifiche nei riguardi delle azioni non sismiche, a patto di considerare anche l'eventuale possibilità di fenomeni di instabilità locale, associati ad un insufficiente collegamento tra i paramenti. Per interpretare fenomeni pregressi e/o per cercare di stimare fenomeni futuri a tempi lunghi è bene considerare

che nel materiale muratura sono presenti fenomeni consistenti di deformazioni lente plastiche e di viscosità, con comportamenti meccanici anche notevolmente differenti da quelli a tempi brevi, che possono dare luogo ad una redistribuzione dei picchi di sollecitazione. Nel caso di sollecitazioni di trazione permanenti, inoltre, la resistenza a trazione delle murature, non indicata nella tabella, può ridursi significativamente.

Nel caso di murature di blocchi artificiali di tecnologia moderna, i parametri da utilizzare per le verifiche possono essere derivati dalle indicazioni per la progettazione di nuove costruzioni in muratura (§11.10 delle NTC).

Tabella C8.5.1 - Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura, da usarsi nei criteri di resistenza di seguito specificati (comportamento a tempi brevi), e peso specifico medio per diverse tipologie di muratura. I valori si riferiscono a: f = resistenza media a compressione, τ_0 = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), f_{v0} = resistenza media a taglio in assenza di tensioni normali (con riferimento alla formula riportata, a proposito dei modelli di capacità, nel §C8.7.1.3), E = valore medio del modulo di elasticità normale, G = valore medio del modulo di elasticità tangenziale, w = peso specifico medio.

Tipologia di muratura	f	τ_0	f_{v0}	E	G	w
	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/m ³)
	min-max	min-max		min-max	min-max	
Muratura in pietrame disordinata (ciottoli, pietre erratiche e irregolari)	1,0-2,0	0,018-0,032	- -	690-1050	230-350	19
Muratura a conci sbazzati, con paramenti di spessore disomogeneo (*)	2,0	0,035-0,051	- -	1020-1440	340-480	20
Muratura in pietre a spacco con buona tessitura	2,6-3,8	0,056-0,074	- -	1500-1980	500-660	21
Muratura irregolare di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.)	1,4-2,2	0,028-0,042	- -	900-1260	300-420	13 ÷ 16(**)
Muratura a conci regolari di pietra tenera (tufo, calcarenite, ecc.) (**)	2,0-3,2	0,04-0,08	0,10-0,19	1200-1620	400-500	
Muratura a blocchi lapidei squadrati	5,8-8,2	0,09-0,12	0,18-0,28	2400-3300	800-1100	22
Muratura in mattoni pieni e malta di calce (***)	2,6-4,3	0,05-0,13	0,13-0,27	1200-1800	400-600	18
Muratura in mattoni semipieni con malta cementizia (es.: doppio UNI foratura ≤40%)	5,0-8,0	0,08-0,17	0,20-0,36	3500-5600	875-1400	15

(*) Nella muratura a conci sbazzati i valori di resistenza tabellati si possono incrementare se si riscontra la sistematica presenza di zeppe profonde in pietra che migliorano i contatti e aumentano l'ammorsamento tra gli elementi lapidei; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente pari a 1,2.

(**) Data la varietà litologica della pietra tenera, il peso specifico è molto variabile ma può essere facilmente stimato con prove dirette. Nel caso di muratura a conci regolari di pietra tenera, in presenza di una caratterizzazione diretta della resistenza a compressione degli elementi costituenti, la resistenza a compressione può essere valutata attraverso le indicazioni del § 11.10 delle NTC.

(***) Nella muratura a mattoni pieni è opportuno ridurre i valori tabellati nel caso di giunti con spessore superiore a 13 mm; in assenza di valutazioni più precise, si utilizzi un coefficiente riduttivo pari a 0,7 per le resistenze e 0,8 per i moduli elastici.

Figura 5.48: Valori di riferimento dei parametri meccanici della muratura

La figura 5.48 serve per esaminare i valori limite che la muratura può sopportare in base ai risultati ottenuti dai modelli di analisi. Visualizzando la distribuzione degli sforzi, è possibile confrontare le differenze tra i vari modelli presi in considerazione. In particolare, questo confronto consente di verificare se le sollecitazioni rientrano nei limiti di resistenza della muratura, garantendo così la sicurezza strutturale.

La distribuzione degli sforzi permette inoltre di identificare le aree critiche della struttura, dove le sollecitazioni sono più elevate, e di valutare con la presenza del sistema di isolamento tali sforzi rispetto alle soluzioni progettuali considerate. I modelli analizzati sono:

1. Modello Winkler k1

- σ_{max}

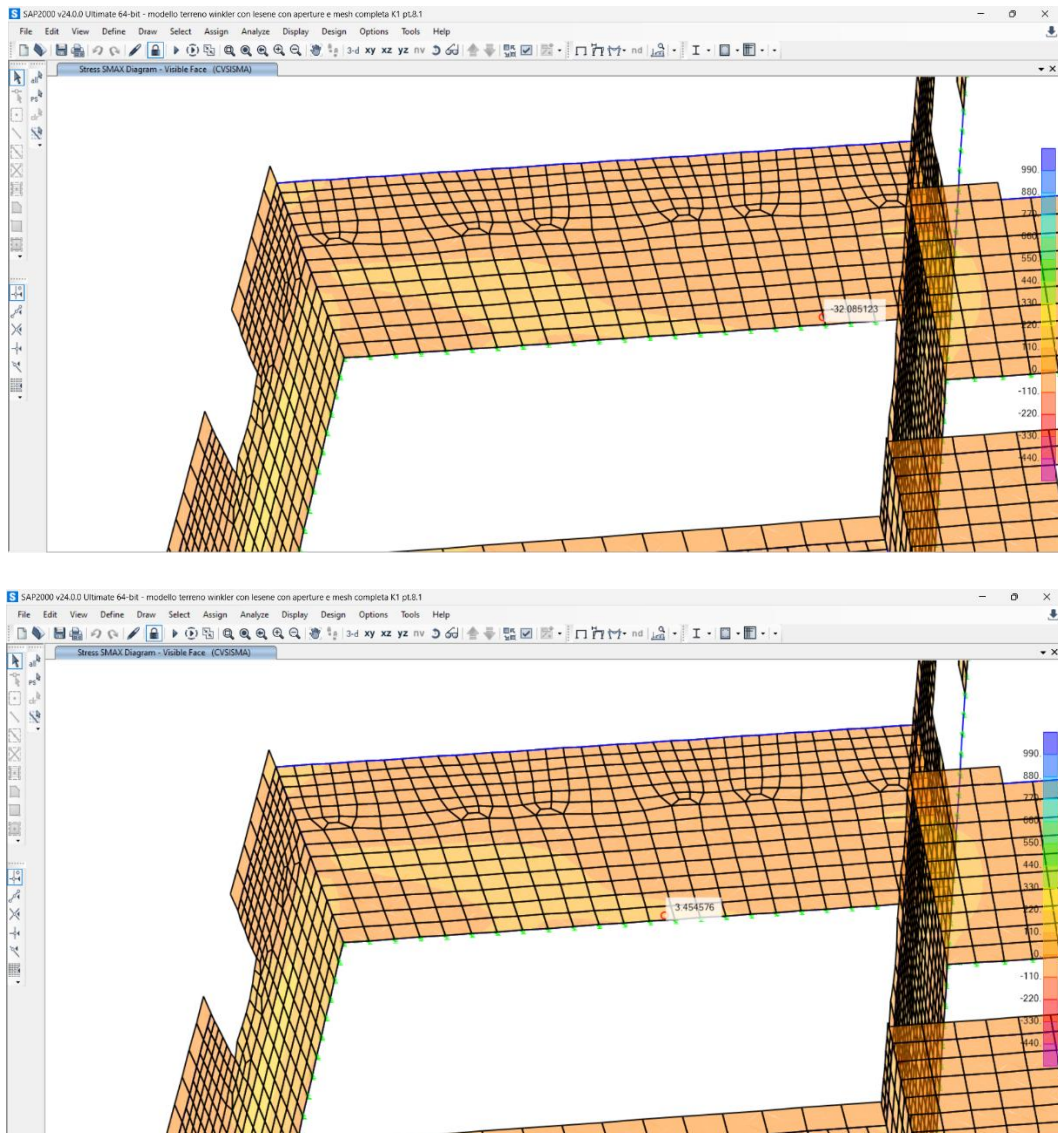


Figura 5.49: Sforzi σ_{max}

Analizzando la modellazione alla Winkler, ovvero una modellazione veritiera del comportamento pre-intervento di protezione sismica, si possono osservare delle variazioni molto ridotte passando da una leggera compressione pari a circa $20 \text{ kN/m}^2 = 0.02 \text{ N/mm}^2$ a una trazione quasi nulla poiché molto prossima allo zero che è pari a $3 \text{ kN/m}^2 = 0.003 \text{ N/mm}^2$.

Questi risultati indicano che prima dell'intervento di isolamento sismico, le sollecitazioni nella muratura erano modeste, senza che si manifestassero problematiche rilevanti in termini di trazione, che notoriamente è un punto debole per questo materiale.

- σ_{min}

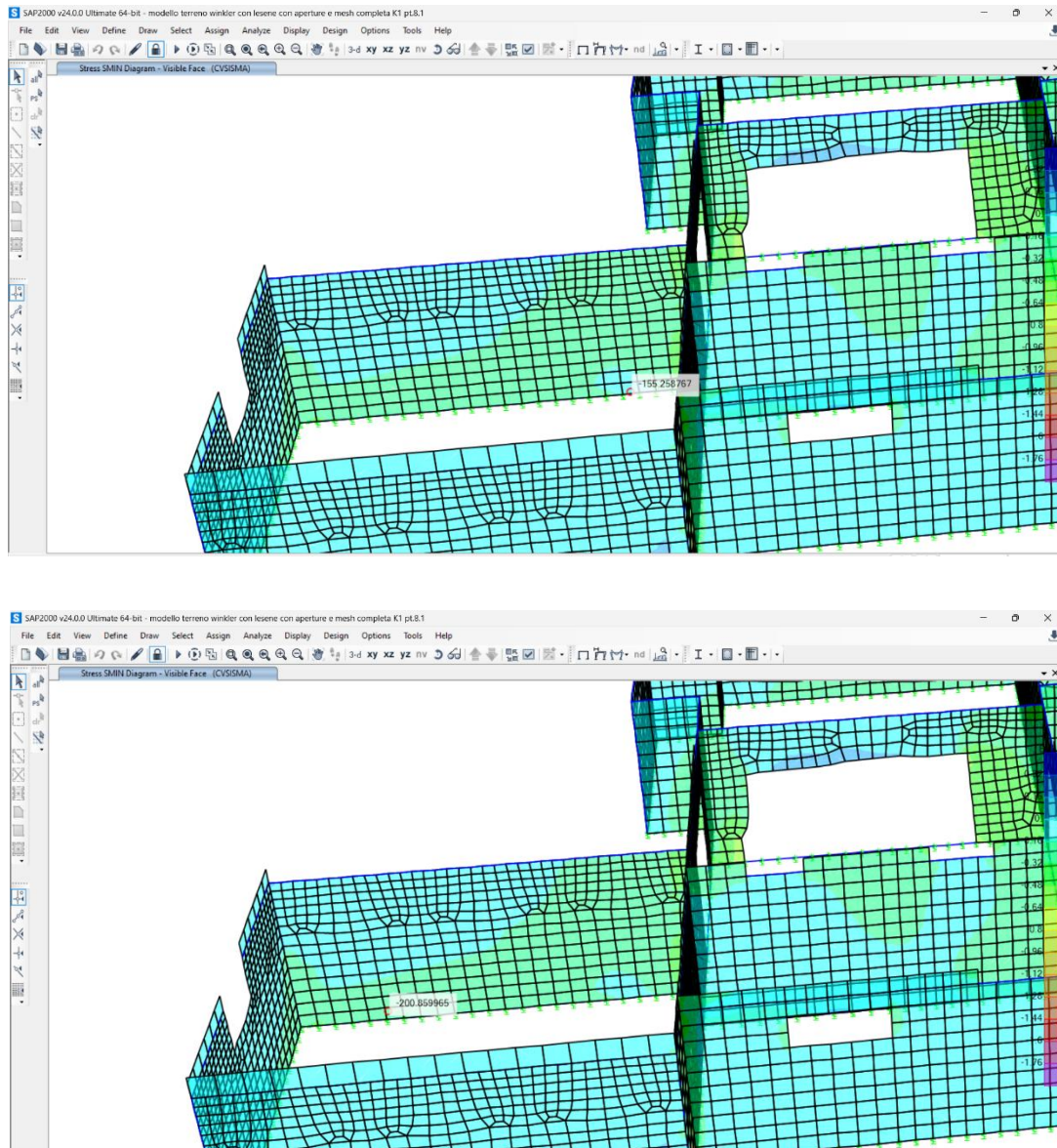


Figura 5.50: Sforzi σ_{min}

Come si può osservare dalla figura 5.50, si ha quasi una sollecitazione di compressione continua che varia dai $150/200 \text{ kN/m}^2 = 0.15/0.2 \text{ N/mm}^2$. Valori pressoché costanti e ottimali poiché inferiori ai limiti imposti dalla normativa NTC 2018.

2. Modello A

- σ_{max}

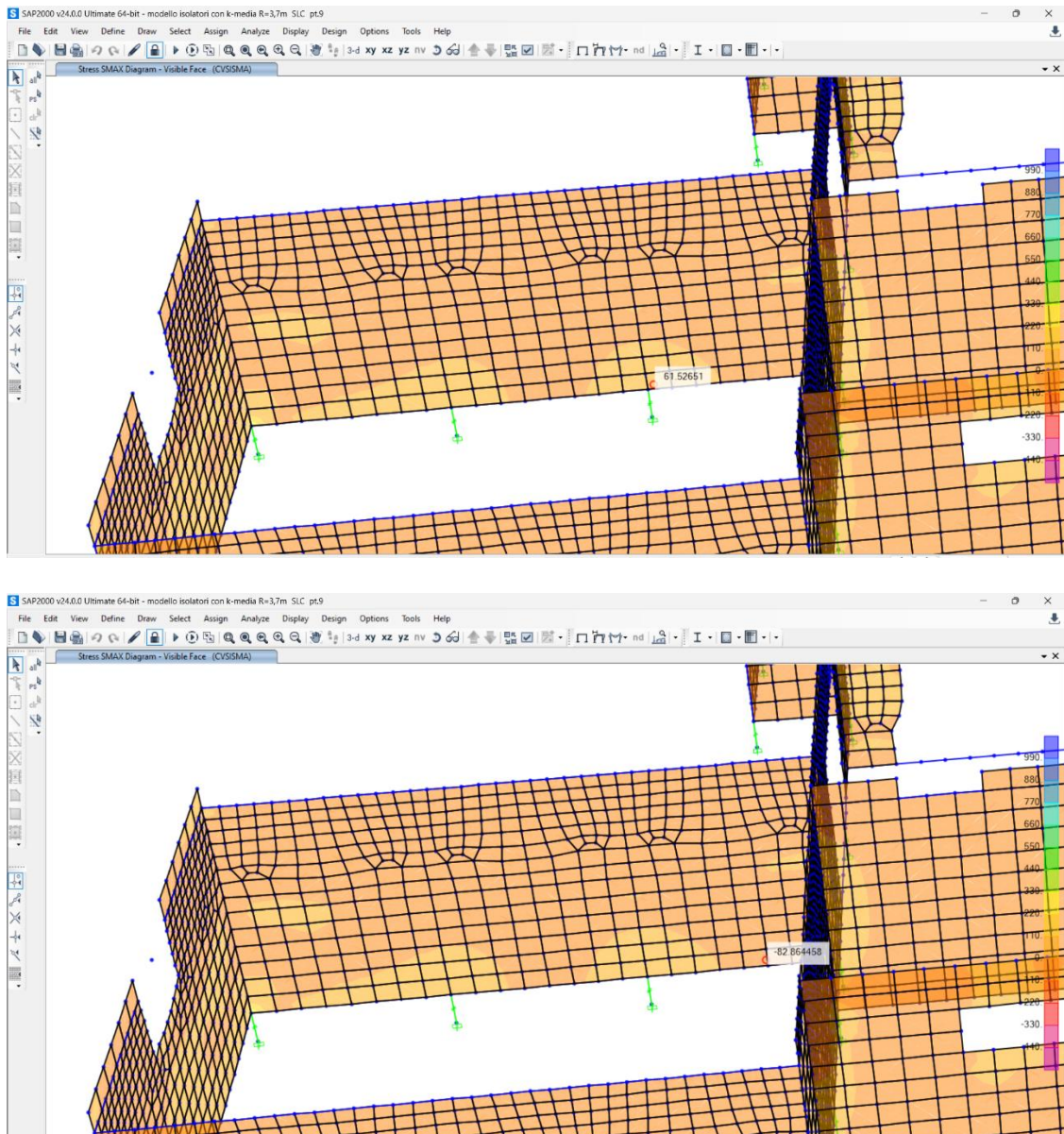


Figura 5.51: Sforzi σ_{max}

In questa analisi, si prende in considerazione un punto della struttura dove si osserva una variazione significativa del valore di σ_{min} . Al di sopra dell'isolatore, si rileva una compressione di circa $60 \text{ kN/m}^2 = 0.06 \text{ N/mm}^2$ mentre spostandosi verso la parte del cordolo, dove non sono presenti isolatori, si registra una trazione pari a circa $-80 \text{ kN/m}^2 = -0.08 \text{ N/mm}^2$. Questa trazione è attribuita a una lieve inflessione che porta a sollecitazioni di trazione nel cordolo. Tuttavia, si tratta di valori di trazione e compressione molto ridotti, che non generano criticità significative per la muratura, nonostante il noto comportamento negativo di quest'ultima sotto sollecitazioni di trazione. Dato che la muratura ha una bassa resistenza alla trazione, è

importante tenere sotto controllo questi valori, ma in questo caso specifico, i valori risultano trascurabili e non comportano problemi strutturali evidenti.

- σ_{min}

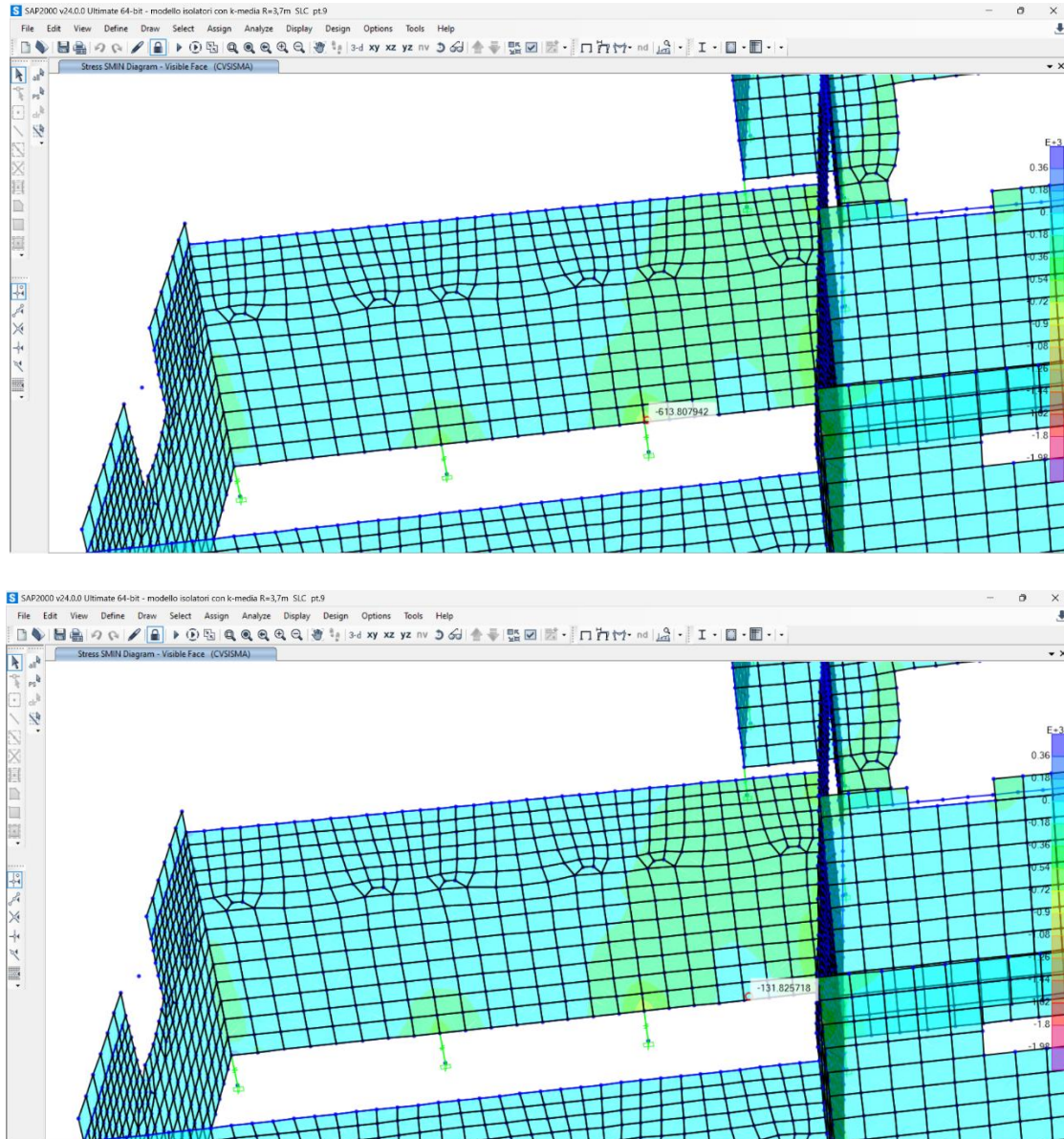


Figura 5.52: Sforzi σ_{min}

Analizzando invece la σ_{min} , ovvero la massima compressione, nella stessa parte della struttura, nonché sopra l'isolatore, si osserva una compressione massima pari a circa $600 \text{ kN/m}^2 = 0.6 \text{ N/mm}^2$. Se ci si sposta invece nel mezzo del cordolo la compressione scende fino a valori pari a circa $130 \text{ kN/m}^2 = 0.13 \text{ N/mm}^2$. Questi valori sono al di sotto dei limiti definiti dalla normativa, il che indica che, pur essendoci una decompressione, essa non è sufficiente a

provocare uno stato di trazione nella muratura, evitando così potenziali criticità legate alla scarsa resistenza a trazione del materiale. Questo conferma che il comportamento strutturale della muratura, in presenza degli isolatori, rimane in un intervallo di sicurezza accettabile.

3. Modello D

- σ_{max}

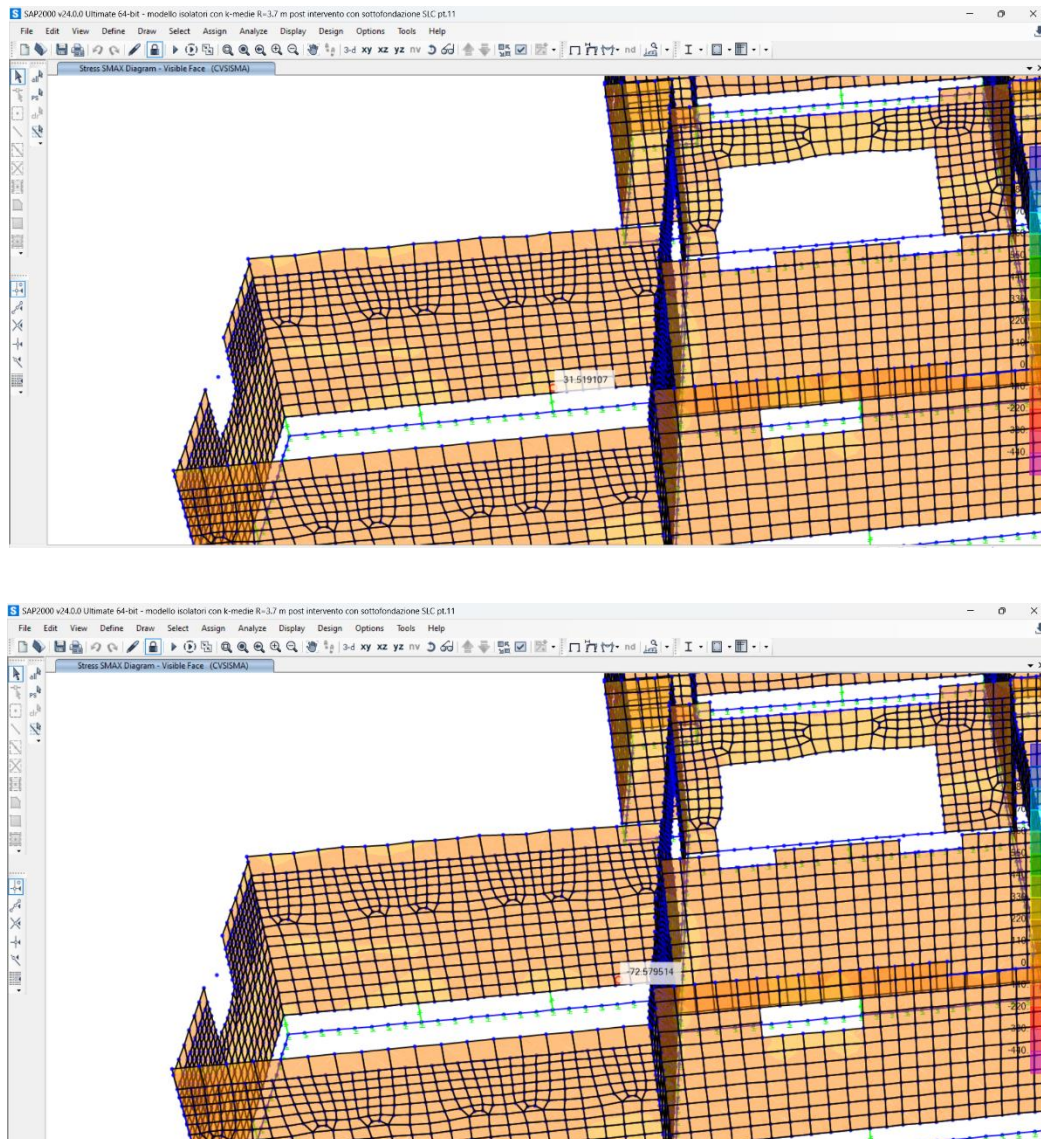


Figura 5.53: Sforzi σ_{max}

Analizzando il modello finale con la sottofondazione, ovvero una modellazione veritiera del comportamento post-intervento di protezione sismica, si possono osservare delle variazioni molto ridotte passando da una leggera compressione pari a circa $30 \text{ kN/m}^2 = 0.03 \text{ N/mm}^2$ a una trazione che è pari a $70 \text{ kN/m}^2 = 0.07 \text{ N/mm}^2$.

Questi risultati indicano che, nonostante rimanga una variazione di sollecitazione, i valori risultano comunque ridotti rispetto al modello senza sottofondazione. Analizzando invece le differenze rispetto alla modellazione alla Winkler, si osserva che le tensioni di compressione sono pressoché uguali, mentre i valori di trazione risultano leggermente maggiori nella parte tra gli isolatori. Questo suggerisce che, pur con variazioni minime, la presenza degli isolatori, con un aumento di dimensione del cordolo al di sopra di essi, contribuisce ad aumentare le trazioni tra di essi rispetto alla configurazione senza fondazione, mantenendo comunque un comportamento strutturale controllato.

- σ_{min}

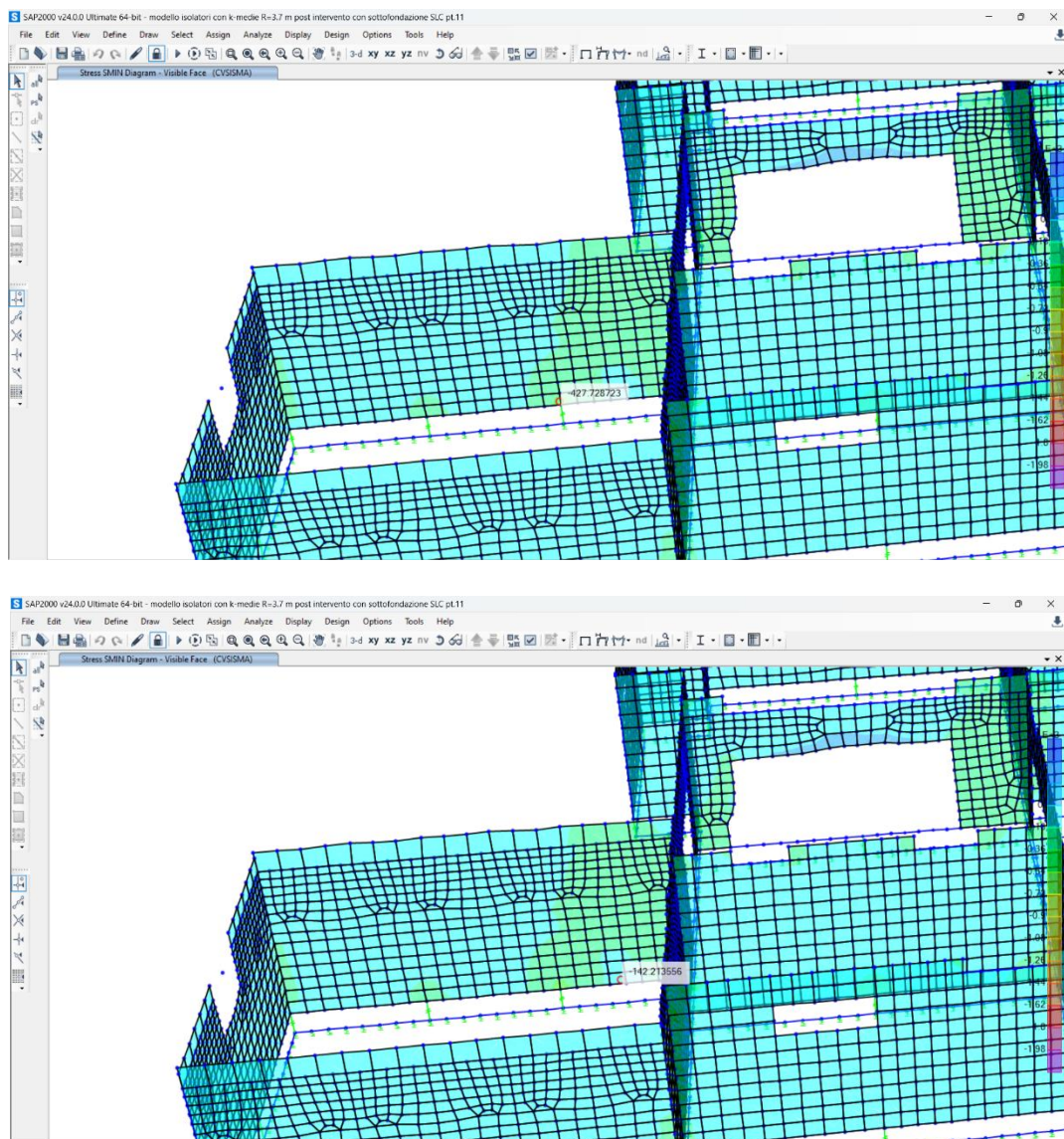


Figura 5.54: Sforzi σ_{min}

Analizzando invece la σ_{\min} , si osserva una compressione massima pari a circa $400 \text{ kN/m}^2 = 0.4 \text{ N/mm}^2$. Se ci si sposta invece nel mezzo del cordolo la compressione scende fino a valori pari a circa $140 \text{ kN/m}^2 = 0.14 \text{ N/mm}^2$.

Osservando i valori ottenuti dal modello e confrontandoli con quelli dei modelli precedenti, si evidenzia che al di sopra dell'isolatore si registra una riduzione della massima compressione rispetto al modello senza sottofondazione, mentre si osserva un aumento rispetto alla modellazione alla Winkler. Nel mezzo tra gli isolatori, la decompressione risulta pressoché uguale in tutti e tre i modelli. Questi risultati confermano che i valori ottenuti dalla modellazione sono conformi alle norme NTC 2018, evidenziando che l'efficacia del sistema di isolamento non comporta delle problematiche dello stato tensionale della muratura, garantendo un comportamento strutturale adeguato.

6. ANALISI NON LINEARE DELL'EDIFICIO ISOLATO

L'analisi dinamica non lineare con l'impiego di isolatori sismici rappresenta una metodologia di elevata sofisticazione ingegneristica, volta a studiare e simulare il comportamento di una struttura isolata alla base quando è soggetta a carichi dinamici, in particolare sismici. Gli isolatori sismici, dispositivi collocati tra la sovrastruttura e le fondazioni, hanno l'obiettivo fondamentale di ridurre le vibrazioni trasmesse alla struttura e limitare i danni causati da eventi sismici. Essi consentono alla struttura di muoversi in modo controllato rispetto al terreno, estendendo il periodo naturale della stessa e riducendo così le accelerazioni ma aumentando gli spostamenti, il che si traduce in una protezione più efficace dell'edificio analizzando sempre le componenti in azione.

Questi dispositivi, tuttavia, sono caratterizzati da un comportamento meccanico non lineare, poiché la loro rigidità non è costante ma varia in funzione della deformazione imposta. In condizioni di carico ridotto, gli isolatori presentano un comportamento prevalentemente elastico, mentre, sotto carichi di maggiore intensità, come quelli generati da terremoti significativi, il loro comportamento diventa più complesso, determinato da non linearità geometriche e dai materiali. Le non linearità geometriche includono grandi spostamenti e rotazioni, mentre le non linearità del materiale riguardano la capacità degli isolatori di entrare in regime plastico o di subire potenziali danni durante eventi estremi.

L'analisi dinamica non lineare tiene conto di queste peculiarità, simulando la risposta globale della struttura e consentendo una previsione accurata delle sollecitazioni e degli spostamenti che essa potrebbe subire durante un evento sismico. Ciò permette di modellare in modo realistico il comportamento strutturale in presenza di isolatori sismici, considerando fenomeni come l'isteresi, che consiste nella dissipazione di energia attraverso cicli di carico e scarico ripetuti. Tale dissipazione energetica è cruciale per ridurre le accelerazioni trasmesse alla sovrastruttura e migliorare la resistenza complessiva dell'edificio.

L'analisi non lineare, rispetto a quella lineare, rappresenta uno strumento di progettazione di gran lunga più accurato e complesso, in quanto non si limita a modellare la struttura come un sistema elastico ideale, ma considera le variazioni delle proprietà meccaniche dei materiali e la deformabilità delle componenti strutturali. Essa richiede, pertanto, modelli di calcolo più sofisticati, tempi di elaborazione più lunghi e un insieme di dati dettagliati sul comportamento effettivo degli isolatori in condizioni estreme.

Il confronto tra l'analisi dinamica non lineare e quella lineare riveste un'importanza cruciale per il progettista. Mentre l'analisi lineare, più semplice e rapida, assume una risposta elastica della struttura e fornisce una stima preliminare delle sollecitazioni e degli spostamenti, l'analisi non lineare fornisce un quadro più preciso, tenendo conto delle reali capacità deformative e dissipative della struttura dotata di isolatori. Essa consente di verificare se, durante eventi sismici estremi, i dispositivi di isolamento e la struttura nel loro complesso rispondano in modo adeguato, garantendo la sicurezza della costruzione.

Questa metodologia risulta particolarmente efficace per la progettazione e la verifica di edifici critici, quali ospedali, scuole o strutture storiche, dove è essenziale garantire la massima protezione sismica. La possibilità di eseguire simulazioni realistiche del comportamento sismico con isolatori permette di ottimizzare non solo la progettazione dei dispositivi, ma anche di migliorare le strategie di mitigazione del rischio sismico a livello di sovrastruttura e fondazioni, con un significativo impatto sulla sicurezza globale dell'edificio.

6.1 Accelerogrammi

Le analisi sismiche del caso studio sono state svolte utilizzando accelerogrammi spettrocompatibili forniti dal sito dell'Engineering Strong-Motion Database (EDSM). Questo approccio è conforme alle normative, che richiedono l'uso di accelerogrammi artificiali, simulati o naturali per la verifica degli stati limite, ultimi e di esercizio. È obbligatorio l'utilizzo di accelerogrammi naturali per strutture con periodi fondamentali superiori ai 4 secondi. Ogni accelerogramma rappresenta una singola componente dell'azione sismica (orizzontale o verticale), e un gruppo di accelerogrammi include le tre componenti complessive: due orizzontali ortogonali e una verticale. La scelta degli accelerogrammi è stata effettuata tenendo conto della pericolosità sismica del sito, e la loro selezione e scalatura sono state mirate a riprodurre fedelmente lo spettro di risposta nei periodi di interesse per la struttura in esame. L'uso di accelerogrammi generati artificialmente o simulati è stato ammesso, purché basato su ipotesi giustificate relative alla sorgente sismogenetica e al mezzo di propagazione. Analogamente, l'uso di accelerogrammi registrati è stato valutato in base alla rappresentatività della sismicità del sito, considerando le caratteristiche della sorgente, la magnitudo e la distanza dalla sorgente stessa.

Per le analisi, sono stati impiegati set di 7 accelerogrammi reali nelle direzioni X e Y, al fine di modellare in maniera più accurata il comportamento sismico della struttura.

Target
NTC18 - Italian Building code (D.M. 2018) ▾

Spectrum type
Type 1 - Higher level of seism ▾

Latitude [°]
43.1074

Longitude [°]
13.3231

ag [g]
0.16

Soil Type
B ▾

Topography
T1 - flat surfaces, is ▾

Nominal life
50 years - ordinary structures ▾

Functional type
II ▾

Limit state
SLV I ▾

Probability of exceedance
50% in 50 years (73 years) ▾

Aggregation level
mean ▾

Next

Figura 6.1: Definizione accelerogrammi

Come si può osservare dalla figura 6.1 sopra indicata, i parametri da definire sono descritti:

- Normativa di riferimento: NTC 2018 (Norme Tecniche per le Costruzioni);
- Superficie topografica: classificata in base alle condizioni morfologiche del sito;
- Vita nominale dell'opera: determinata in relazione alla destinazione d'uso dell'edificio, con relativa classe d'uso (ad esempio, civile abitazione, ospedale, scuola, ecc.);
- Stato limite: considerato lo Stato Limite Ultimo (SLU) o lo Stato Limite di Esercizio (SLE), a seconda della fase progettuale e delle verifiche da eseguire.

The image shows a software interface for defining acceleration spectra parameters. It consists of several sections:

- Component:** A dropdown menu set to "two (coupled) horizontal compone".
- Limit:** A text input field containing the value "500".
- Inferred soil class:** A checked checkbox.
- Late trigger events:** An unchecked checkbox.
- Soil Type:** A dropdown menu set to "Site class".
- Soil Type (radio buttons):** Radio buttons for A, B (checked), C, D, and E.
- T1 [s]:** A dropdown menu set to "1.600".
- T2 [s]:** A dropdown menu set to "3.000".
- Instrument type:** A dropdown menu set to "Any".
- Style of faulting:** A dropdown menu set to "Any".
- CRITERION:** A dropdown menu set to "Magnitude-distance".
- Type of magnitude:** A dropdown menu set to "Moment or local magnitu".
- M minimum:** A text input field containing "4".
- M maximum:** A text input field containing "7".
- R minimum [km]:** A text input field containing "0".
- R maximum [km]:** A text input field containing "50".
- Next:** A blue button at the bottom right.

Figura 6.2: Definizione accelerogrammi

Proseguendo con il procedimento, nella figura 6.2 si definiscono i seguenti aspetti:

- Componenti interessate nell'analisi: vengono considerate le tre componenti dell'azione sismica, ovvero due orizzontali X e Y e una verticale. Queste componenti devono essere analizzate in modo congiunto per rappresentare accuratamente l'effetto del sisma;
- Tipi di terreno: il tipo di suolo viene classificato in base alle sue caratteristiche geotecniche, influenzando la risposta sismica e la propagazione delle onde sismiche;
- Periodo della struttura: varia in funzione dello stato limite analizzato. Il periodo fondamentale della struttura dipende dalla rigidezza e dalla massa del sistema ed è

fondamentale per valutare l'interazione con l'azione sismica in relazione ai diversi stati limite (Stato Limite di Danno, Stato Limite di Salvaguardia della Vita, e Stato Limite di Collasso);

- Range di magnitudo: il range di magnitudo selezionato rappresenta i valori di magnitudo dei sismi che vengono considerati rilevanti per il sito di progetto, secondo le caratteristiche sismogenetiche della zona;
- Raggio di analisi: definisce la distanza massima dalla sorgente sismica all'interno della quale gli accelerogrammi devono essere scelti o simulati, assicurando che l'azione sismica sia rappresentativa del contesto locale e delle condizioni specifiche del sito.

The image shows a software configuration window for defining accelerograms. It contains several input fields and checkboxes:

- Lower tolerance [%]:** 10
- Upper tolerance [%]:** 30
- T1 [s]:** 1.000000
- T2 [s]:** 2.500000
- Additional tolerance [%]:** 0
- Set size:** 7
- Number of combinations:** 1
- Adimensional flag:**
- Check on PGA:**
- Maximum average scale-factor:** 5

A blue "Next" button is positioned at the bottom right of the form.

Figura 6.3: Definizione accelerogrammi

Nell'ultima figura 6.3 vengono analizzati:

- La tolleranza: indica il margine di accettabilità tra gli spettri di risposta ottenuti dagli accelerogrammi e quelli di progetto. È necessario che lo spettro di risposta degli accelerogrammi utilizzati sia compatibile con quello prescritto dalla normativa (come l'NTC 2018), rispettando una tolleranza prefissata per garantire la validità dell'analisi. Solitamente, questa tolleranza riguarda sia il periodo che l'ampiezza delle accelerazioni;
- Il numero di accelerogrammi: si stabilisce quanti accelerogrammi sono necessari per l'analisi. La normativa impone che, per garantire una sufficiente accuratezza statistica, si utilizzino almeno 7 accelerogrammi orizzontali per ciascuna direzione di analisi. Se si utilizzano meno di 7 accelerogrammi, le sollecitazioni devono essere aumentate del

40%. Questo aspetto garantisce che l'analisi rappresenti una gamma adeguata di possibili scenari sismici, permettendo una verifica più robusta degli stati limite considerati.

Una volta generati i 7 accelerogrammi, si procede selezionando quelli nelle direzioni X e Y per l'analisi. Successivamente, si confrontano gli spettri di risposta degli accelerogrammi con lo spettro previsto dalla normativa NTC 2018, verificando che rientrino entro le tolleranze consentite del 10 e 30%. Questa verifica è cruciale per garantire che l'azione sismica simulata sia rappresentativa della pericolosità sismica del sito e che la risposta strutturale sia correttamente valutata.

- **SLV**

Come si può osservare dalla figura 6.4 si sono definite due linee, una a 1,6 s e una a 3 s. Le rette indicate rappresentano il range di riferimento stabilito per lo stato limite di salvaguardia della vita. In questo contesto, gli spettri di risposta presi in esame sono compatibili con lo spettro normativo, conformemente alle specifiche dettate dalle normative sismiche vigenti.

La scelta di queste rette è legata al periodo proprio del modello strutturale in esame, che, sulla base delle analisi lineari condotte, risulta essere di circa 2 secondi.

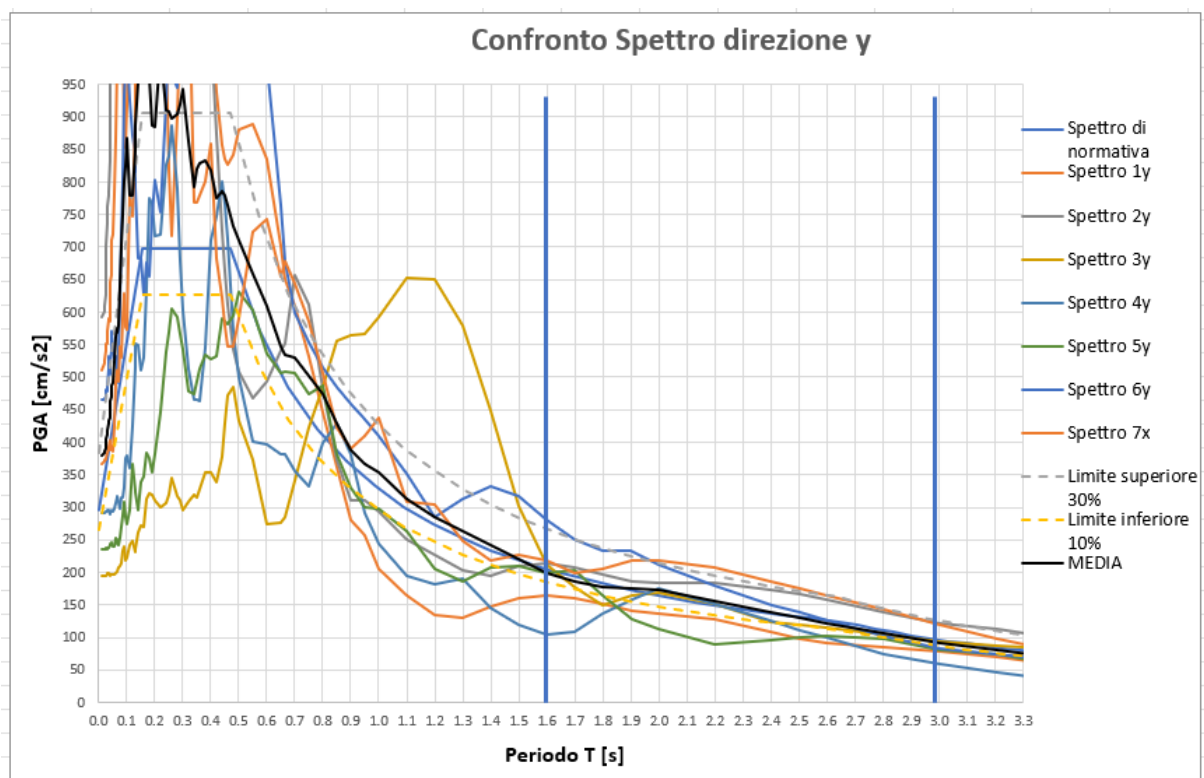


Figura 6.4: Confronto spettri SLV

Si può osservare dalla figura 6.4 che lo spettro medio (linea nera) relativo a input sismici nella direzione y, ricade all'interno delle tolleranze del 10% e 30% imposte dalla normativa NTC 2018.

Come si può osservare dalla figura 6.5 anche in questo caso i range di spettro-compatibilità sono le rette imposte a 1,6 s e 3 s che sono relativi sempre allo stato limite di salvaguardia della vita.

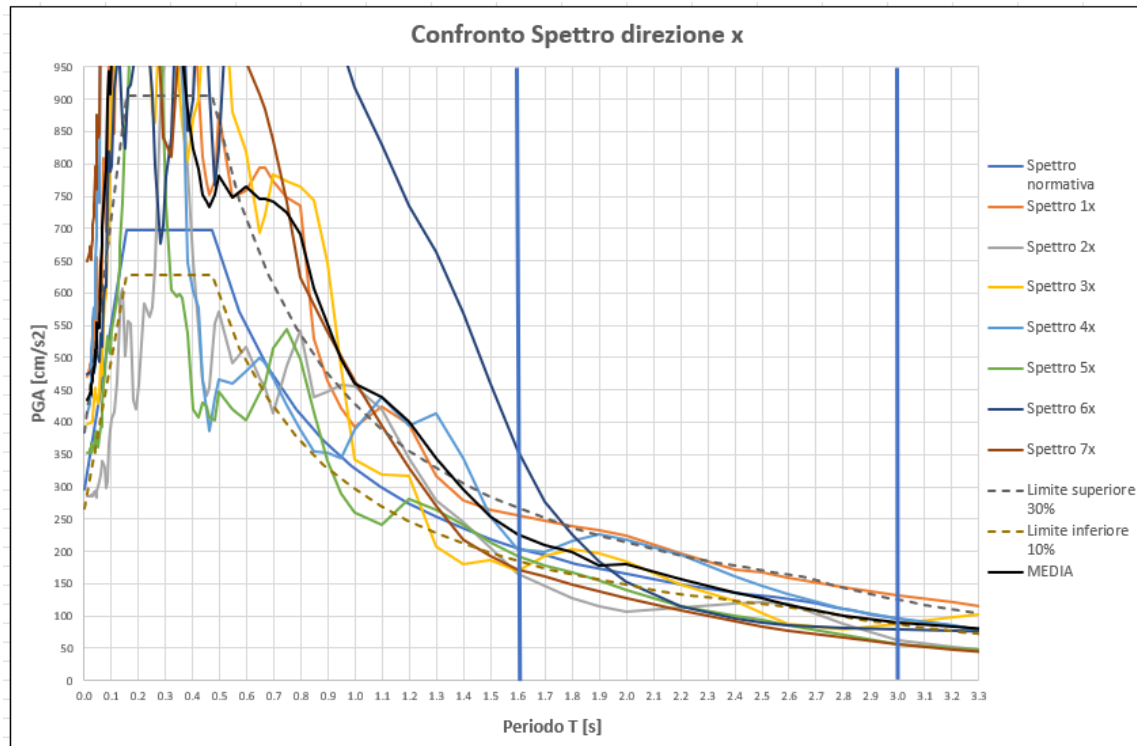
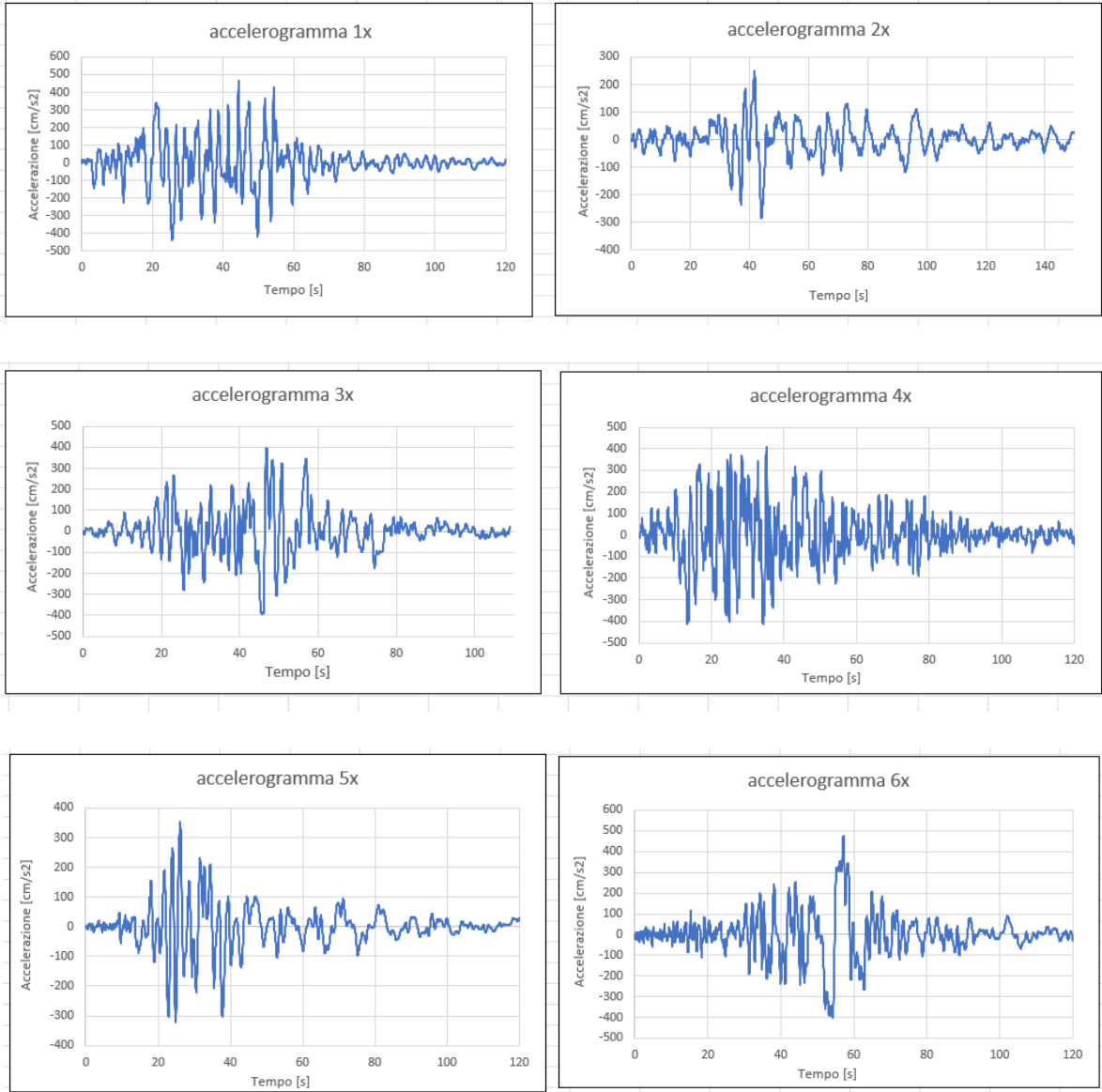


Figura 6.5: Confronto spettri SLV

Si può osservare, anche in questo caso dalla figura 6.5, che lo spettro medio (linea nera) relativo a input sismici nella direzione x, ricade all'interno delle tolleranze del 10% e 30% imposte dalla normativa NTC 2018.

Dal sito dell'EDSM (European Database of Strong Motion), sono stati raccolti i 7 accelerogrammi corrispondenti ai precedenti spettri di risposta sismica in direzione x e y. Gli accelerogrammi sono segnali che descrivono l'andamento temporale dell'accelerazione del suolo durante un evento sismico e rappresentano un input fondamentale per l'analisi dinamica delle strutture, specialmente nell'ambito della progettazione sismica avanzata. La rappresentazione grafica degli accelerogrammi consente di visualizzare l'andamento delle accelerazioni e permette di analizzare i picchi massimi, la durata degli eventi sismici, e l'intensità delle forze sismiche che agiscono sulla struttura.

Nella direzione X:



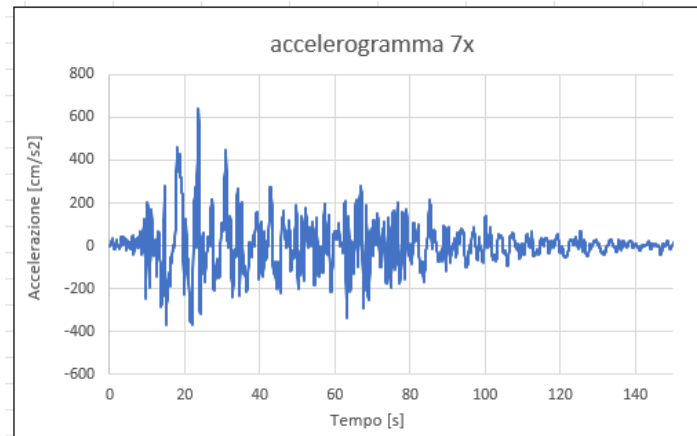
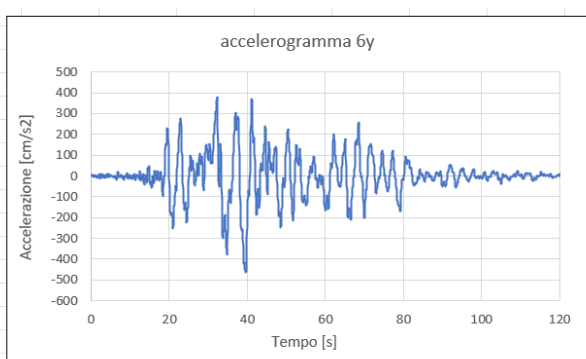
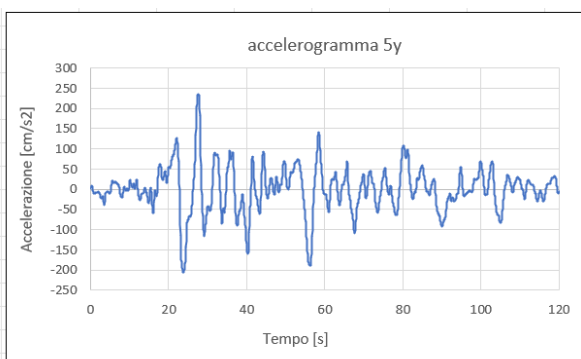
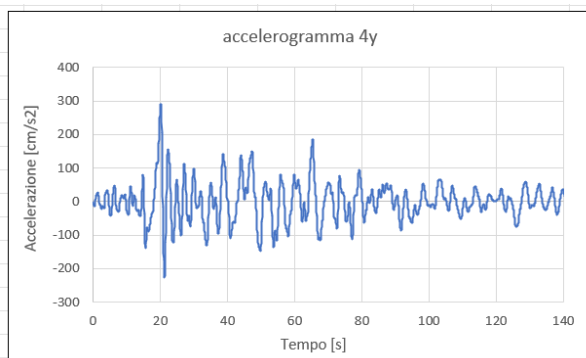
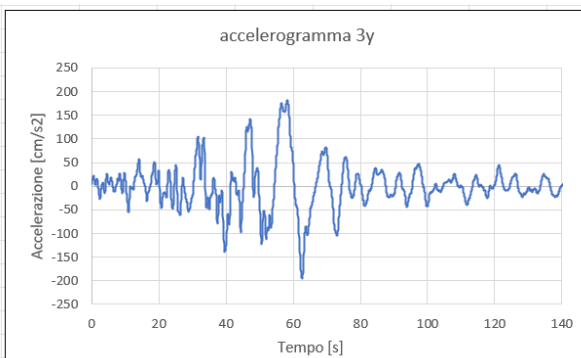
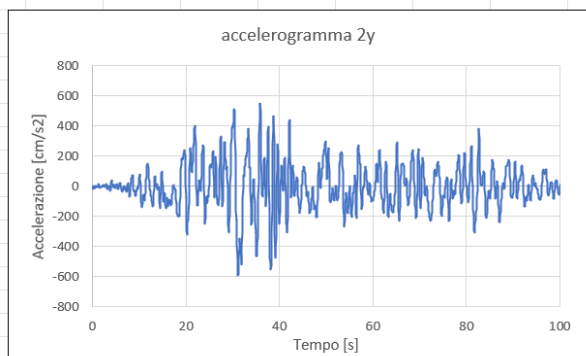
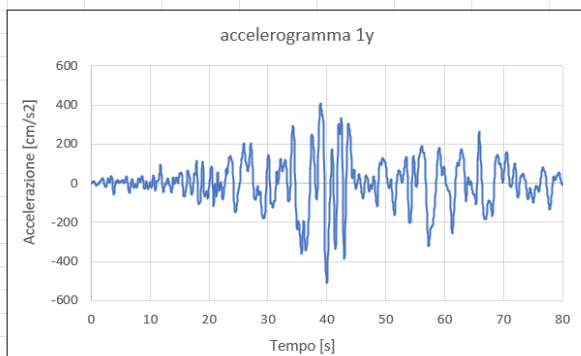


Figura 6.6: Accelerogrammi direzione x

Nella direzione Y:



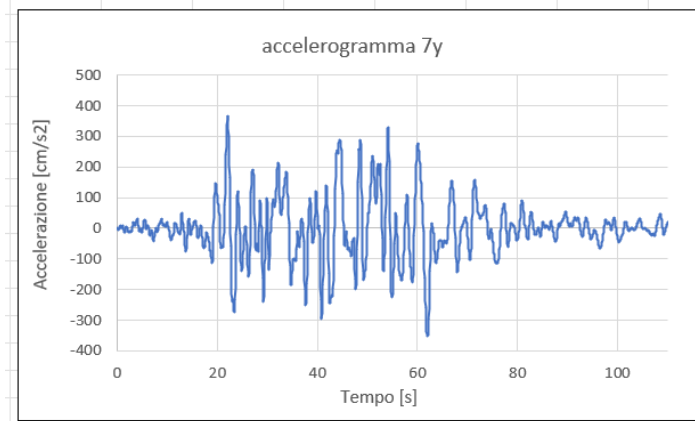


Figura 6.7: Accelerogrammi direzione y

- **SLC**

Come nello stato limite di salvaguardia della vita, anche per quello di collasso si può osservare dalla figura 6.8 anche in questo caso i range di spettro-compatibilità sono le rette imposte a 1,6 s e 3 s.

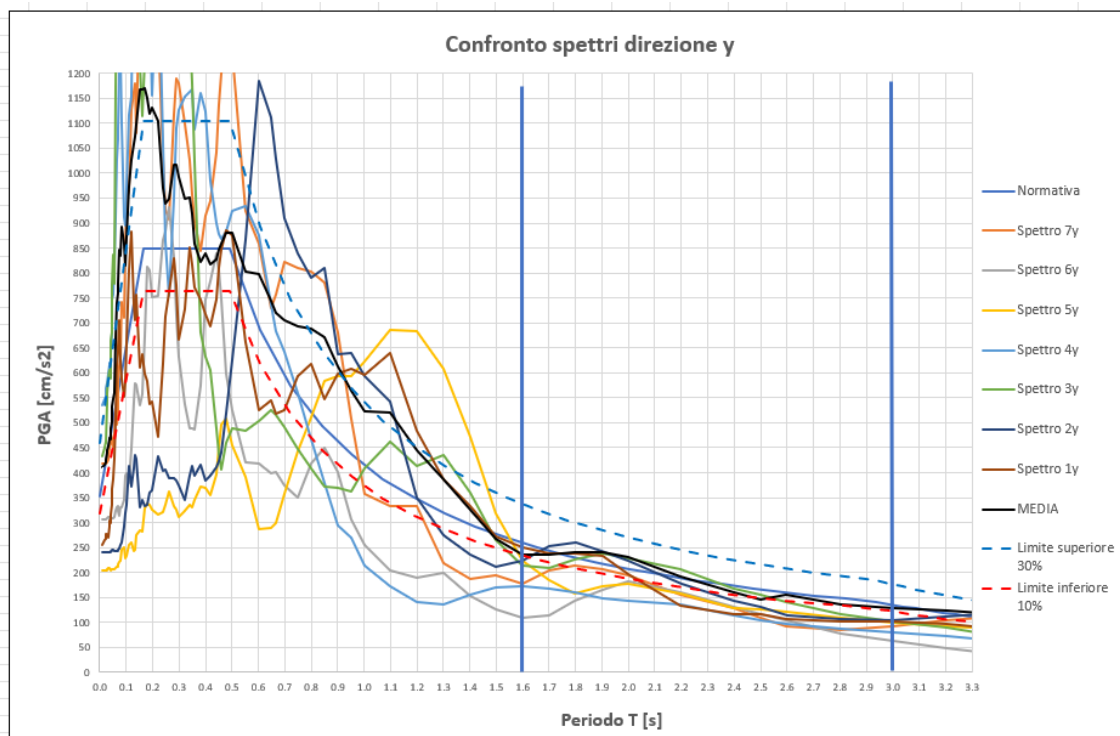


Figura 6.8: Confronto spettri nelle direzioni y

Anche in questo caso dalla figura 6.8, lo spettro medio (linea nera) relativo a input sismici nella direzione y, ricade all'interno delle tolleranze del 10% e 30% imposte dalla normativa NTC 2018

Come nello stato limite di salvaguardia della vit, anche per quello di collasso si può osservare dalla figura 6.9 anche in questo caso i range di spettro-compatibilità sono le rette imposte a 1,6 s e 3 s.

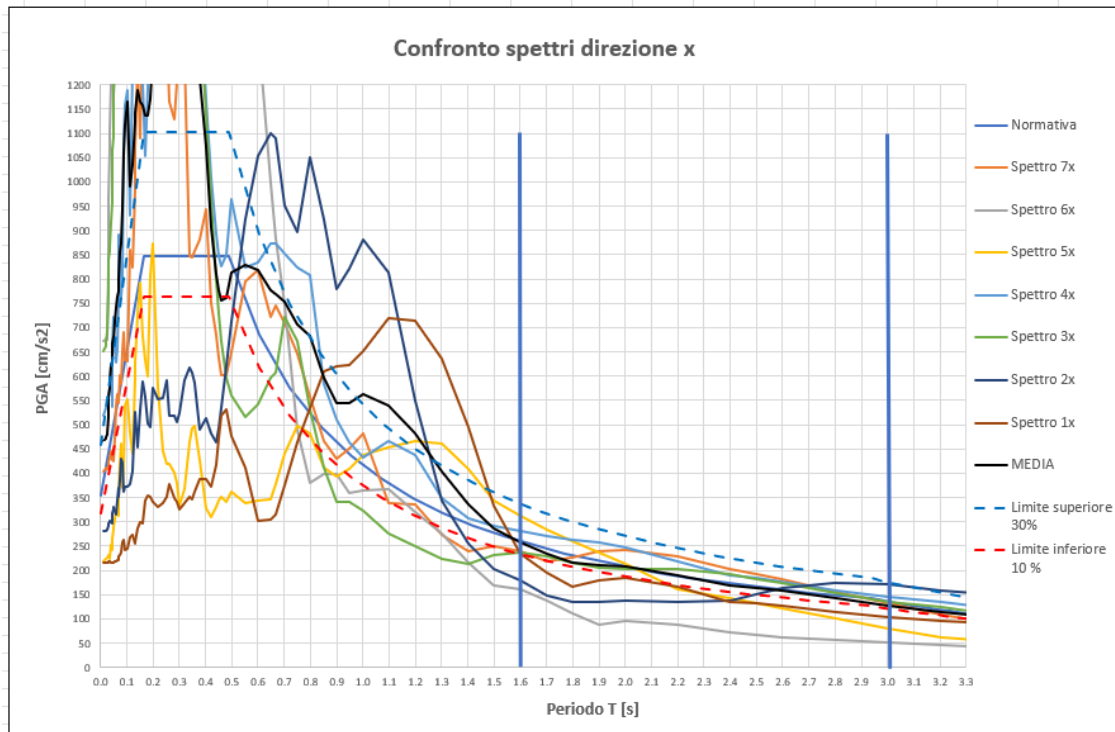
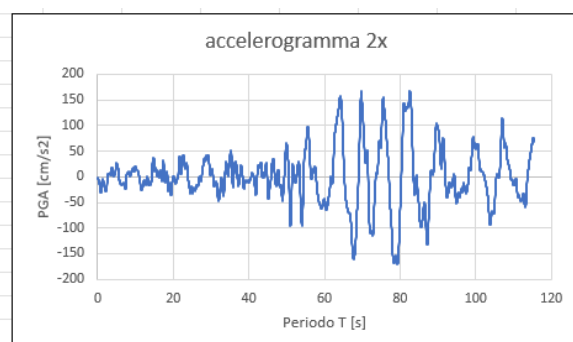
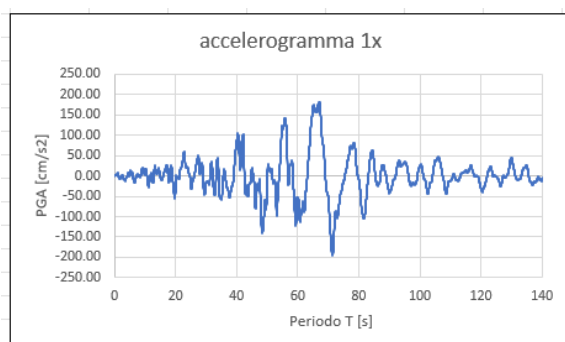


Figura 6.9: Confronto spettri nelle direzioni y

Anche in questo caso dalla figura 6.9, lo spettro medio (linea nera) relativo a input sismici nella direzione x, ricade all'interno delle tolleranze del 10% e 30% imposte dalla normativa NTC 2018.

Dal sito dell'EDSM si sono inoltre raccolti i 7 accelerogrammi in x e y e sono successivamente illustrati nelle figure riportate.

Nella direzione X:



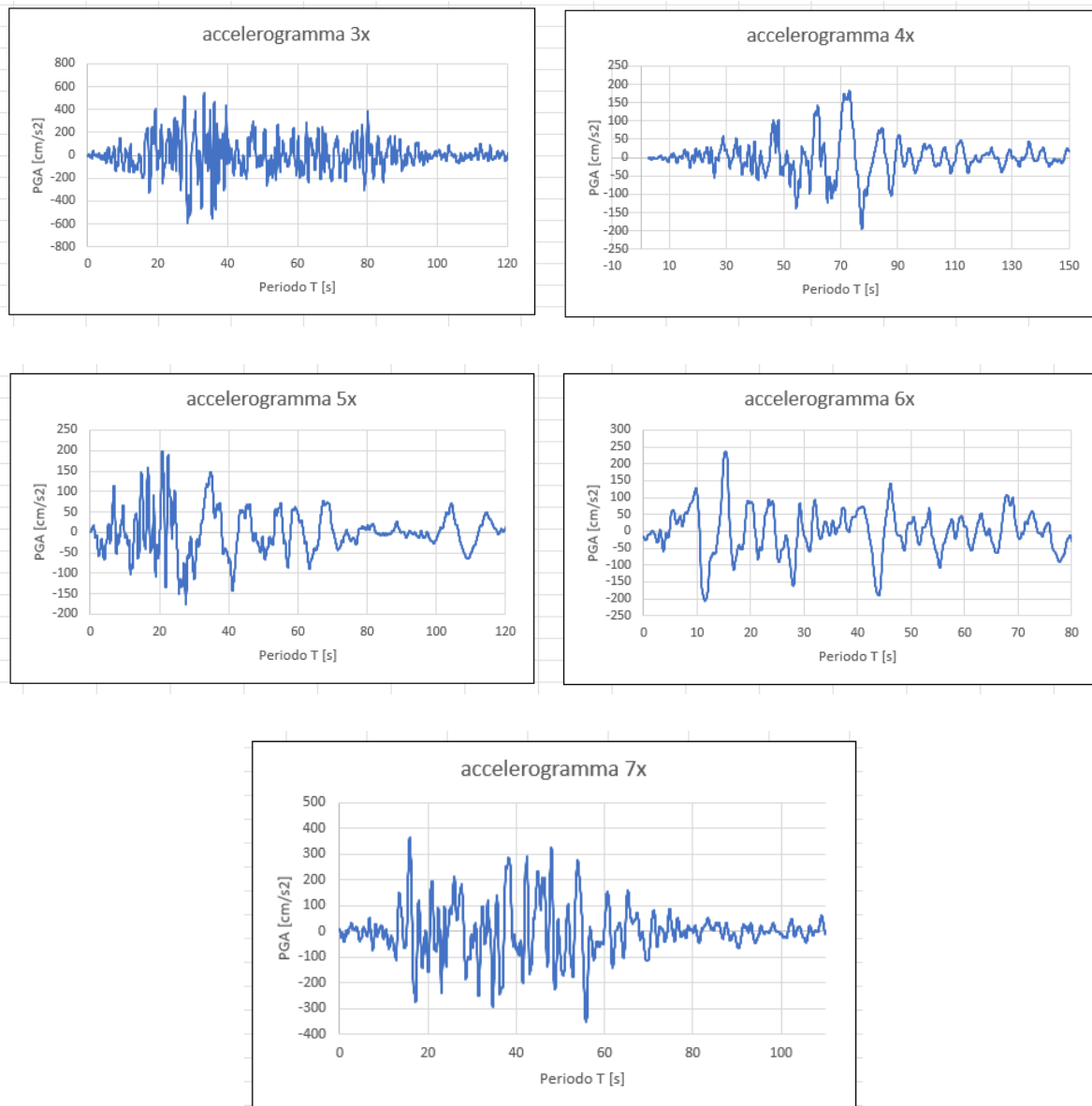
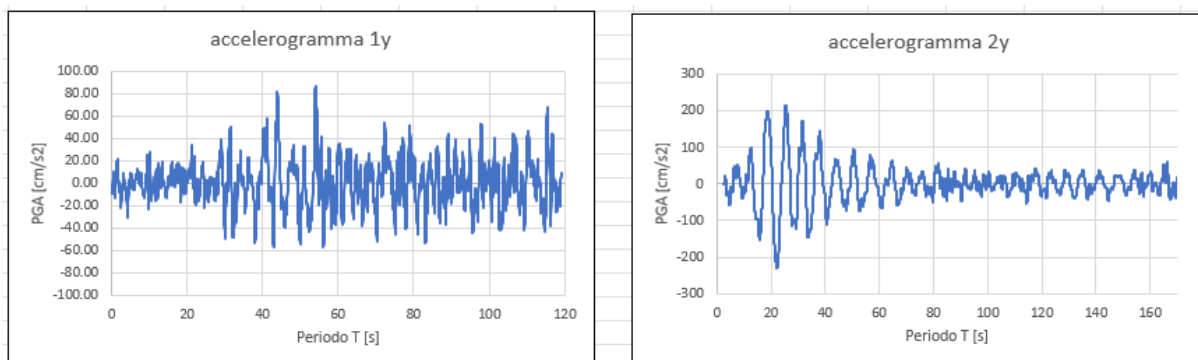


Figura 6.10: Accelerogrammi direzione x

Nella direzione Y:



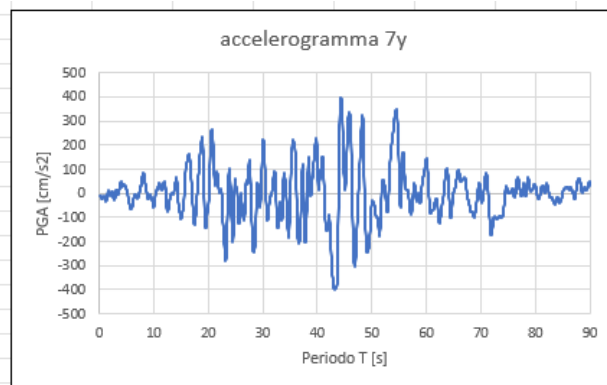
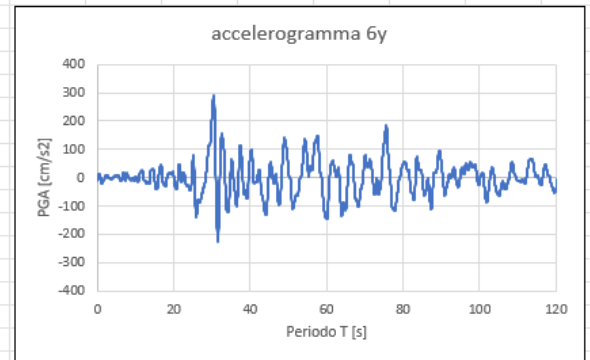
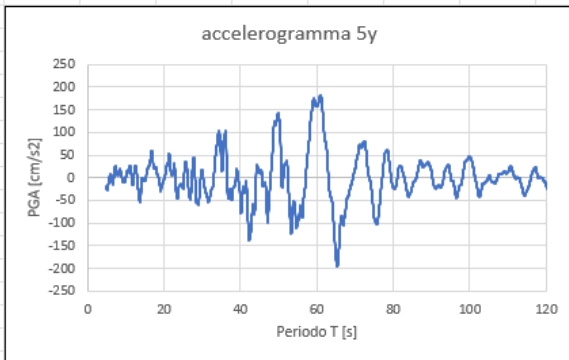
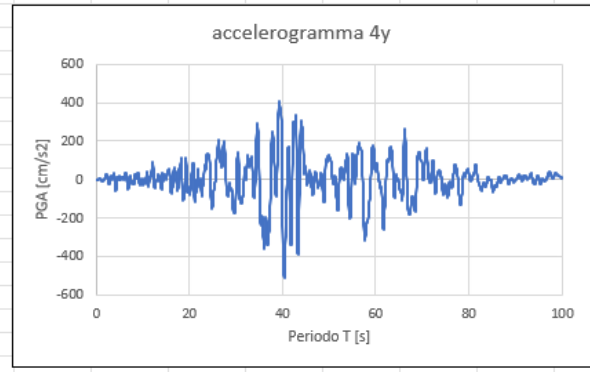
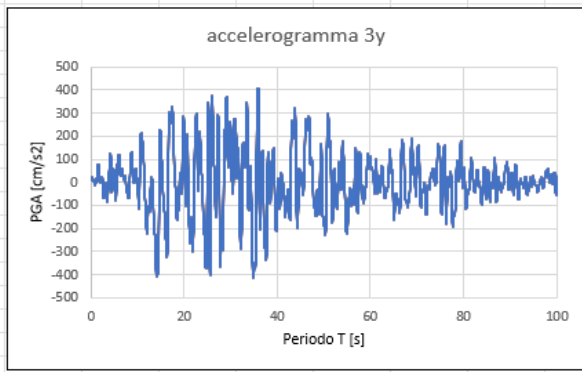


Figura 6.11: Accelerogrammi direzione y

6.2 Modellazione time history

Il modello realizzato è costituito semplicemente assegnando agli isolatori un link a cui è stata assegnata la proprietà del “Non Linear Link”, in particolare del Friction Isolator. È un isolatore biassiale ad attrito che accoppia le proprietà di attrito per le due deformazioni a taglio. Le deformazioni a taglio avvengono con le ipotesi di slittamento su una superficie. Questo elemento accoppia anche funzione di Gap assiale (ovvero è incapace di resistere a trazione) ed è resistente a momento nelle due direzioni.

Il modello di attrito è basato sul comportamento isteretico proposto da Wen (1976), e Park, Wen ed Ang (1986) e suggerito per analisi in occasione di isolamento alla base Nagarajaiah, Reinhorn e Constantinou (1991). Il comportamento del pendolo è come quello proposto da Zayas e da Low (1990). Un valore pari a zero del raggio indica una superficie di scorrimento piatta e la corrispondente azione di taglio risulta nulla. Se la superficie di slittamento è concava, il dispositivo oltre a garantire uno slittamento e un comportamento isteretico prodotto dall'attrito, ha la duplice funzione di ricentraggio, ovvero, la capacità di tornare nella posizione iniziale successivamente all'azione sismica.

Per la modellazione si definisce un link che ha delle caratteristiche del Friction Isolator e si impostano delle caratteristiche non lineari nelle direzioni U2 e U3 mentre in U1 si ha un comportamento infinitamente rigido.

S Link/Support Property Data

Link/Support Type: Friction Isolator

Property Name: ISOLATORI NON LINEARI

Property Notes: Modify/Show...

P-Delta Parameters

Shear Couple

Equal End Moments

Advanced

Modify/Show

Total Mass and Weight

Mass: 0. Rotational Inertia 1: 0.

Weight: 0. Rotational Inertia 2: 0.

Rotational Inertia 3: 0.

Factors For Line, Area and Solid Springs

Property is Defined for This Length in a Line Spring: 1.

Property is Defined for This Area in Area and Solid Springs: 1.

Directional Properties

Direction	Fixed	NonLinear	Properties	Direction	Fixed	Nonlinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U1...	<input checked="" type="checkbox"/> R1	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R1...
<input checked="" type="checkbox"/> U2	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U2...	<input checked="" type="checkbox"/> R2	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R2...
<input checked="" type="checkbox"/> U3	<input type="checkbox"/>	<input checked="" type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...	<input checked="" type="checkbox"/> R3	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...

Fix All Clear All

Stiffness Options

Stiffness Used for Linear and Modal Load Cases: Effective Stiffness from Zero, Else Nonlinear

Stiffness Used for Stiffness-proportional Viscous Damping: Initial Stiffness (K0)

Stiffness-proportional Viscous Damping Coefficient Modification Factor: 1.

OK Cancel

Figura 6.12: Definizione proprietà non lineari isolatore

S Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: ISOLATORI NON LINEARI

Direction: U2

Type: Friction Isolator

NonLinear: Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases

Effective Stiffness: 156.

Effective Damping: 0.

Shear Deformation Location

Distance from End-J: 0.

Properties Used For Nonlinear Analysis Cases

Stiffness: 100000.

Friction Coefficient, Slow: 0.0399

Friction Coefficient, Fast: 0.0399

Rate Parameter: 0.

Net Pendulum Radius: 3.7

OK Cancel

S Link/Support Directional Properties

Identification

Property Name: ISOLATORI NON LINEARI

Direction: U1

Type: Friction Isolator

NonLinear: Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases

Effective Stiffness: 1.000E+08

Effective Damping: 0.

Properties Used For Nonlinear Analysis Cases

Stiffness: 1.000E+08

Damping Coefficient: 0.

OK Cancel

Figura 6.13: Definizione rigidzze non lineari isolatore

Si può osservare che:

- In direzione U1, quindi verticale, si assegna una rigidezza infinitesima pari a 1×10^8 come si nota nella figura 6.13;
- In direzione U2 e U3 si definiscono le caratteristiche dell'isolatore come attrito e raggio e una rigidezza pari a 1×10^6 come si nota sempre nella figura 6.13.

Una volta definiti i comportamenti degli isolatori, si procede con l'applicazione di una combinazione di carico statica non lineare, applicando i carichi verticali secondo la combinazione sismica, partendo dalla condizione iniziale in cui l'edificio è fermo. Questa fase consente di analizzare il comportamento della struttura sotto l'effetto dei carichi verticali, prima di introdurre le sollecitazioni orizzontali indotte dall'azione sismica.

S Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: nigrav [Set Def Name] [Modify/Show...]

Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case [v]
Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case: All Modal Loads Applied Use Modes from Case [MODAL v]

Loads Applied

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	DEAD	1.
Load Pattern	G1 solaio copertura calpestabile	1.
Load Pattern	G1 solaio pt e p1	1.
Load Pattern	G1 solaio copertura falde incline	1.
Load Pattern	G2 solaio copertura calpestabile	1.
Load Pattern	G2 solaio copertura falde incline	1.
Load Pattern	G2 solaio pt e p1	1.

[Add] [Modify] [Delete]

Analysis Type:
 Linear
 Nonlinear

Geometric Nonlinearity Parameters:
 None
 P-Delta
 P-Delta plus Large Displacements

Mass Source: Previous [v]

Other Parameters:
Load Application: Full Load [Modify/Show...]
Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]
Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Figura 6.14: Definizione combinazione statica non lineare

Successivamente, è necessario importare gli accelerogrammi ottenuti da "REXEL WEB" all'interno del software SAP2000. Questo processo prevede la creazione di una funzione "time history", nella quale si definiscono gli accelerogrammi in funzione del tempo. È fondamentale impostare correttamente l'intervallo temporale degli step per garantire una simulazione accurata del comportamento dinamico della struttura durante l'evento sismico. Questo intervallo viene definito dal file txt che rilascia il sito "REXEL WEB".

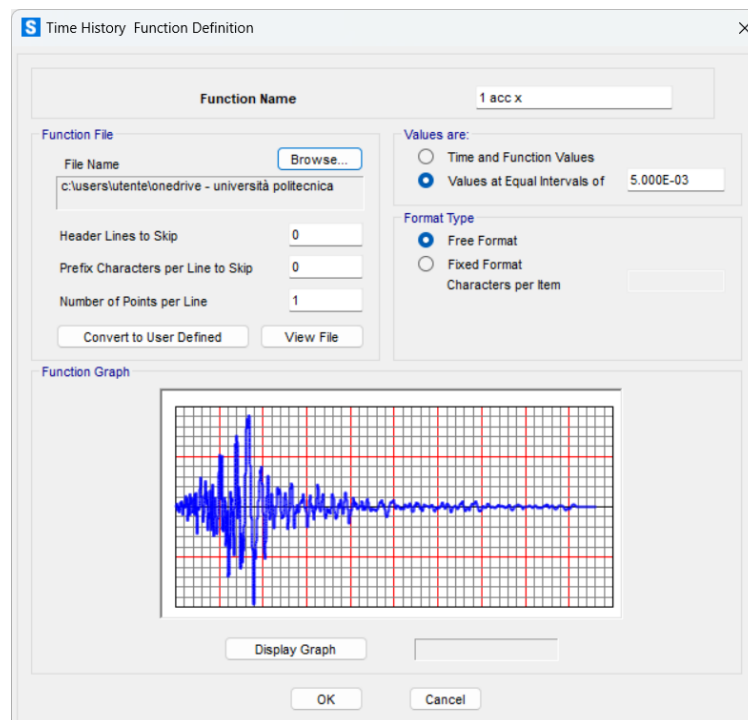


Figura 6.15: Importazione accelerogrammi SAP2000

Infine, i 14 accelerogrammi nelle direzioni X e Y sono stati combinati, creando sette "time-history". Si è stabilito che l'analisi dinamica iniziasse dalle condizioni statiche non lineari già definite in precedenza. Successivamente, è stato impostato un fattore di scala in base all'unità di misura specificata nel file di input (txt), poiché il software utilizza un sistema di unità di riferimento. Inoltre, è stato definito il numero di step temporali in funzione della durata dell'analisi e stabiliti gli intervalli di tempo rilevanti per l'elaborazione dei risultati.

Load Case Data - Nonlinear Direct Integration History

Load Case Name
 1 accelerogramma Set Def Name Modify/Show...

Initial Conditions
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
 Continue from State at End of Nonlinear Case nlgrab
 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case
 Use Modes from Case MODAL

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	1 acc x	0.01
Accel	U1	1 acc x	0.01
Accel	U2	1 acc y	0.01

Add Modify Delete

Show Advanced Load Parameters

Time Step Data
 Number of Output Time Steps: 20000
 Output Time Step Size: 0.01

Other Parameters
 Damping: None Modify/Show...
 Time Integration: Hilber-Hughes-Taylor Modify/Show...
 Nonlinear Parameters: Default Modify/Show...

Load Case Type
 Time History Design...

Analysis Type
 Linear Nonlinear

Solution Type
 Modal Direct Integration

Geometric Nonlinearity Parameters
 None
 P-Delta
 P-Delta plus Large Displacements

History Type
 Transient Consider Collapse
 Periodic

Mass Source
 Previous

OK Cancel

Figura 6.16: Combinazione accelerogrammi x e y

6.3 Risultati time history SLV

Dopo aver eseguito le simulazioni per tutte e sette le time history generate, i risultati ottenuti provengono dal modello D, che rappresenta una configurazione con sottofondazione, ma senza l'inclusione delle molle che simulano il comportamento del terreno secondo il modello di Winkler. In questo modello, la fondazione non è sostenuta dall'interazione con il terreno, e l'analisi si concentra sul comportamento della struttura isolata senza l'effetto del terreno.

Grazie a questo tipo di analisi dinamica non lineare si sono voluti ottenere vari risultati che vengono poi confrontati con l'analisi lineare:

1. Taglio alla base totale;
2. Spostamenti e accelerazioni sulla lesena;
3. Cicli di forza-spostamento dell'isolatore.

1. Taglio alla base totale

La forza di taglio che si analizza viene osservata per confrontarla con il taglio alla base che proviene dal predimensionamento e soprattutto per sapere la forza massima che mi indica il limite elastico della curva di push-over.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	KN	KN
TH_1	NonDirHist	Max	2065.06	1465.92
TH_1	NonDirHist	Min	-2305.99	-2322.58
TH_2	NonDirHist	Max	1470.61	2999.86
TH_2	NonDirHist	Min	-1565.47	-2272.88
TH_3	NonDirHist	Max	1962.52	1445.71
TH_3	NonDirHist	Min	-2168.11	-1297.00
TH_4	NonDirHist	Max	2200.54	1539.75
TH_4	NonDirHist	Min	-2445.50	-1195.79
TH_5	NonDirHist	Max	1694.78	1365.60
TH_5	NonDirHist	Min	-1540.88	-1498.29
TH_6	NonDirHist	Max	1730.12	2280.27
TH_6	NonDirHist	Min	-2649.76	-2131.19
TH_7	NonDirHist	Max	3017.69	2274.35
TH_7	NonDirHist	Min	-2131.81	-1722.14
Media dei massimi			2263.90	2051.54

Tabella 6.1: Valori dello sforzo di taglio SAP 2000

Si ottengono due valori nelle direzioni X e Y che sono molto maggiori rispetto al valore ottenuto dal predimensionamento che è circa pari a 1300 kN. Come sviluppo futuro è necessario fare un modello non lineare dell'edificio e un'analisi statica non lineare a base fissa per valutare il taglio resistente (al limite elastico) dell'edificio in muratura.

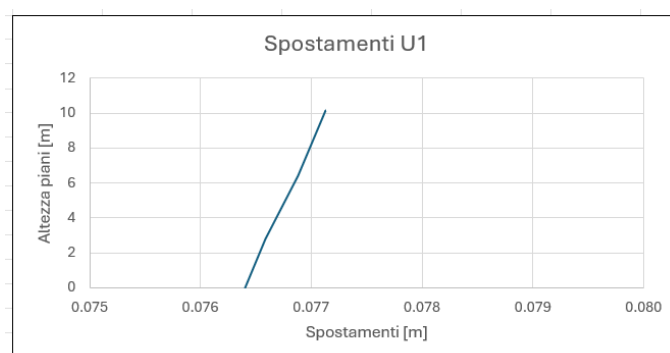
2. Spostamenti e accelerazioni sulla lesena

In questo caso non si realizza un confronto con l'analisi lineare ma si analizza il comportamento della sovrastruttura analizzando gli spostamenti e le accelerazioni su una lesena, essendo molto importante conoscere le caratteristiche della sovrastruttura allo stato limite di salvaguardia della vita.

Se si analizzano gli spostamenti nelle due direzioni U1 e U2, prendendo in considerazione dei punti sulla lesena, si riesce a vedere sia dalla tabella che dalla figura dove sono raffigurati i grafici, che la sovrastruttura è molto rigida avendo solo uno spostamento residuo di 2 mm ovvero lo spostamento che c'è tra il piano terra e l'ultimo piano.

TIME HISTORY SLV		Valori max spostamenti pilastri							
		PT		P1		P2		P3	
		U1	U2	U1	U2	U1	U2	U1	U2
		m	m	m	m	m	m	m	m
1	Max	0.078	0.102	0.078	0.102	0.078	0.102	0.079	0.101
	Min	-0.047	-0.129	-0.047	-0.129	-0.048	-0.130	-0.048	-0.130
2	Max	0.038	0.039	0.039	0.039	0.040	0.040	0.041	0.041
	Min	-0.118	-0.053	-0.118	-0.053	-0.119	-0.052	-0.120	-0.053
3	Max	0.042	0.050	0.042	0.051	0.042	0.051	0.042	0.051
	Min	-0.167	-0.136	-0.167	-0.136	-0.167	-0.136	-0.167	-0.137
4	Max	0.039	0.094	0.039	0.094	0.039	0.095	0.039	0.095
	Min	-0.054	-0.060	-0.054	-0.060	-0.054	-0.060	-0.054	-0.060
5	Max	0.054	0.049	0.054	0.049	0.054	0.049	0.054	0.049
	Min	-0.027	-0.055	-0.027	-0.056	-0.027	-0.056	-0.026	-0.056
6	Max	0.090	0.202	0.090	0.202	0.090	0.203	0.090	0.203
	Min	-0.096	-0.066	-0.096	-0.066	-0.096	-0.066	-0.096	-0.066
7	Max	0.074	0.087	0.074	0.087	0.074	0.087	0.074	0.088
	Min	-0.104	-0.042	-0.104	-0.042	-0.104	-0.042	-0.104	-0.043
Media	Max	0.052	0.078	0.052	0.078	0.052	0.078	0.053	0.078
	Min	-0.076	-0.068	-0.077	-0.068	-0.077	-0.068	-0.077	-0.068
Max		0.076	0.078	0.077	0.078	0.077	0.078	0.077	0.078

Tabella 6.2: Valori spostamenti massimi sulla lesena SAP 2000



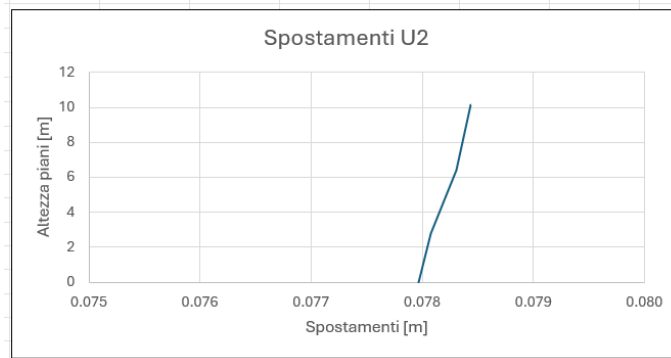
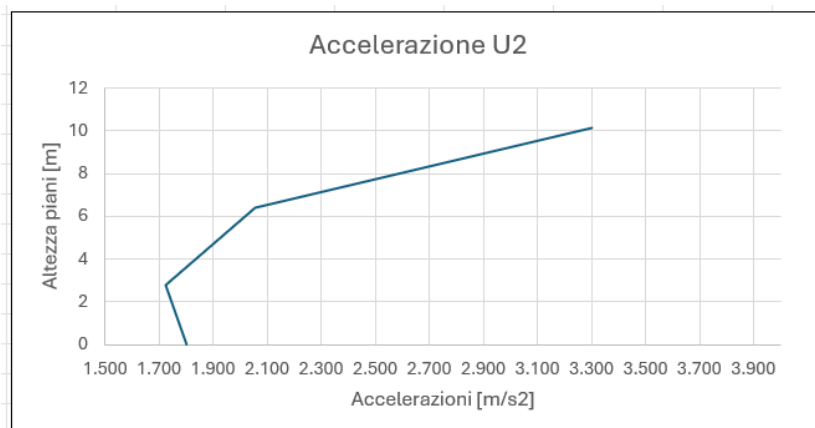


Figura 6.17: Rappresenzazione spostamenti in altezza

Se si analizzano invece le accelerazioni nelle due direzioni U1 e U2, si riesce a vedere sia dalla tabella che dalla figura dove sono raffigurati i grafici, che la sovrastruttura ha delle accelerazioni significative soprattutto all'ultimo piano dove si arriva ad avere 0,33g che è l'equivalente di $3,3 \text{ m/s}^2$ ovvero la massima accelerazione che si ha in altezza.

TIME HISTORY SLV		Valori max accelerazione pilastrata							
		PT		P1		P2		P3	
		U2	U3	U2	U3	U2	U3	U2	U3
		m/sec2	m/sec2	m/sec2	m/sec2	m/sec2	m/sec2	m/sec2	m/sec2
1	Max	2.428	2.712	2.599	2.506	3.123	3.803	5.255	5.699
	Min	-2.662	-2.834	-2.046	-2.503	-3.103	-3.632	-5.186	-5.112
2	Max	1.971	2.349	1.779	2.294	2.503	3.207	4.544	5.356
	Min	-1.920	-2.111	-2.019	-1.942	-2.979	-3.037	-4.848	-4.650
3	Max	2.312	1.578	1.762	1.396	2.170	2.201	3.906	2.736
	Min	-1.739	-1.713	-1.877	-1.575	-1.693	-1.899	-2.896	-2.730
4	Max	2.225	1.527	1.983	1.797	2.302	2.098	3.409	2.832
	Min	-2.145	-1.760	-2.434	-1.959	-2.581	-1.898	-3.195	-3.033
5	Max	1.657	1.544	1.615	1.416	1.671	1.601	3.136	2.016
	Min	-1.341	-1.280	-1.228	-1.371	-1.682	-1.485	-2.773	-2.338
6	Max	1.524	1.628	1.801	1.566	1.806	1.802	2.617	2.447
	Min	-1.991	-2.482	-1.774	-2.076	-2.068	-1.673	-3.001	-3.549
7	Max	2.290	1.840	2.246	2.151	2.406	2.125	3.557	3.187
	Min	-2.542	-2.165	-1.903	-2.566	-2.325	-1.992	-3.418	-3.954
Media	Max	1.801	1.647	1.723	1.641	1.997	2.105	3.303	3.034
	Min	-1.793	-1.793	-1.660	-1.749	-2.054	-1.952	-3.165	-3.171
Max		1.801	1.793	1.723	1.749	2.054	2.105	3.303	3.171

Tabella 6.3: Valori accelerazioni massime sulla lesena SAP 2000



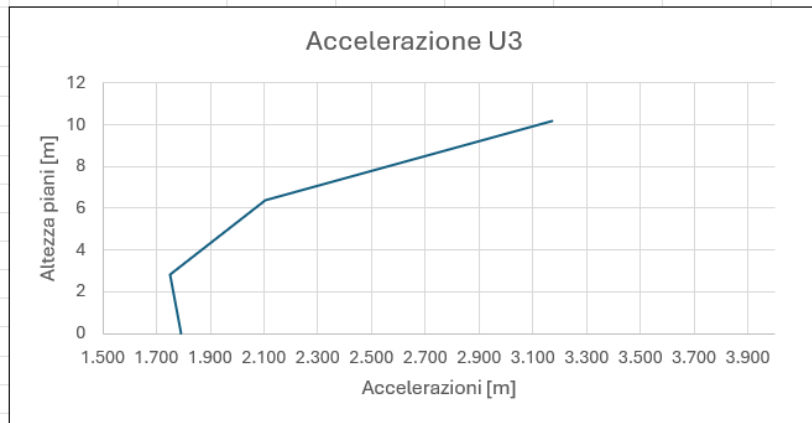
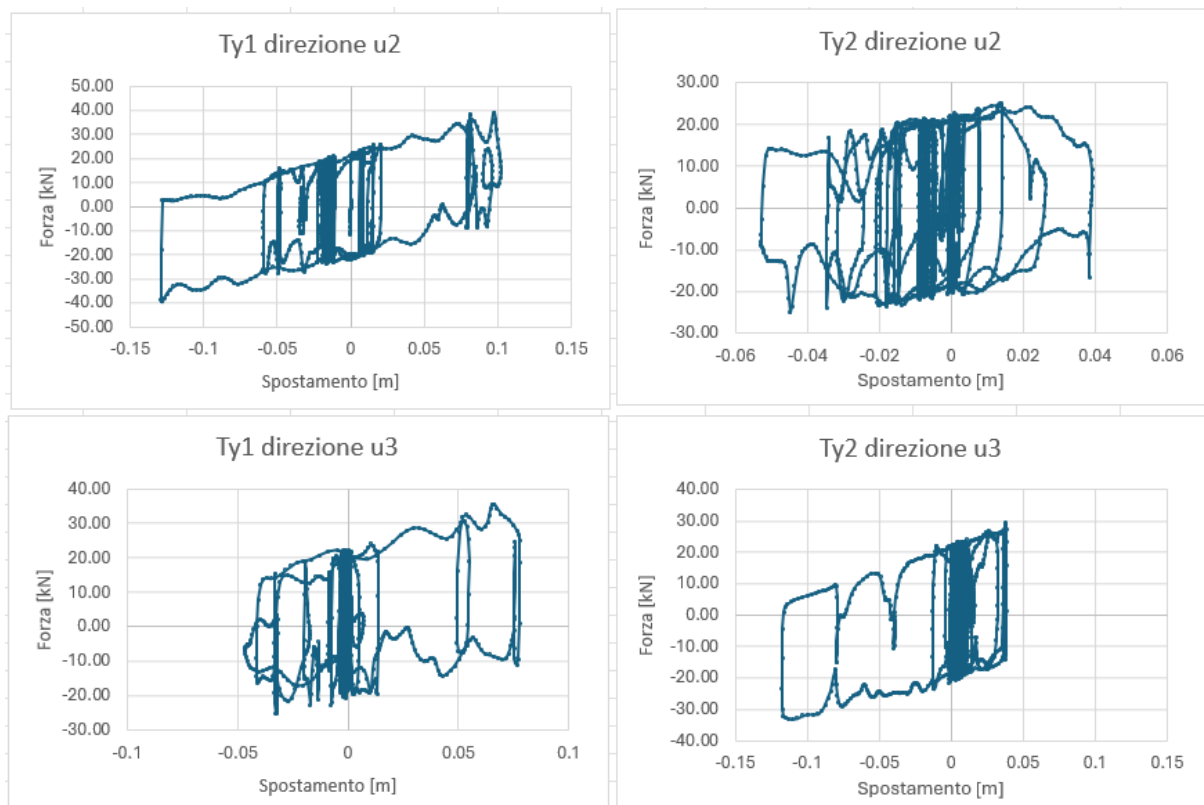
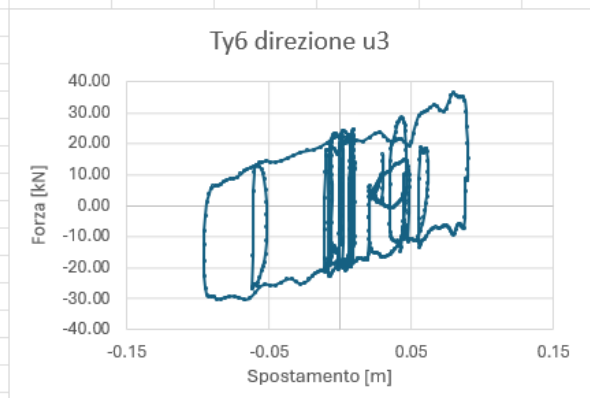
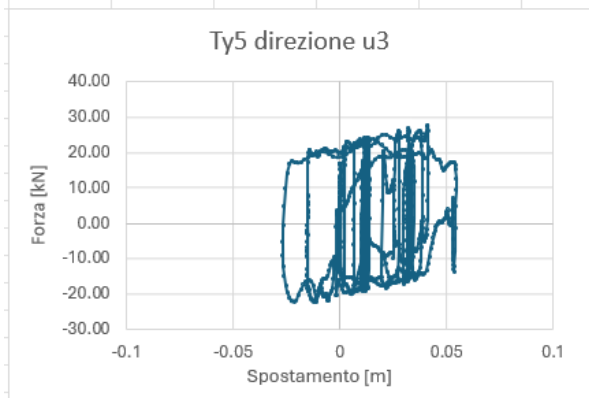
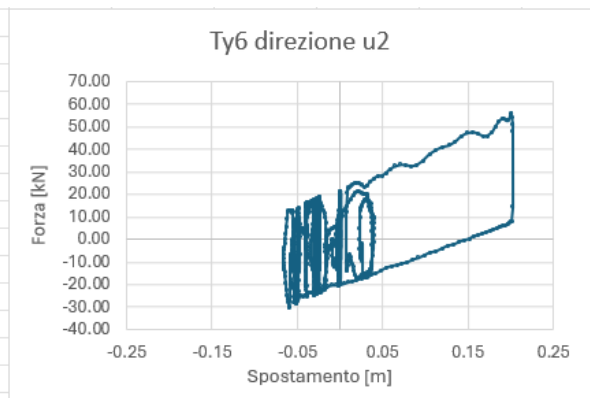
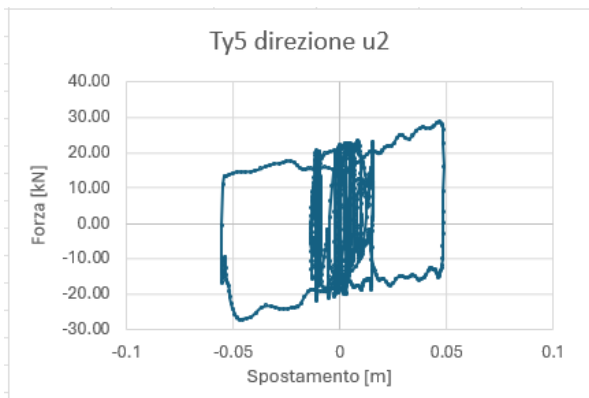
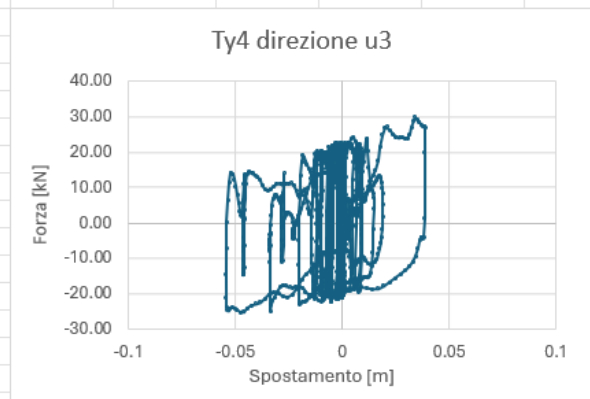
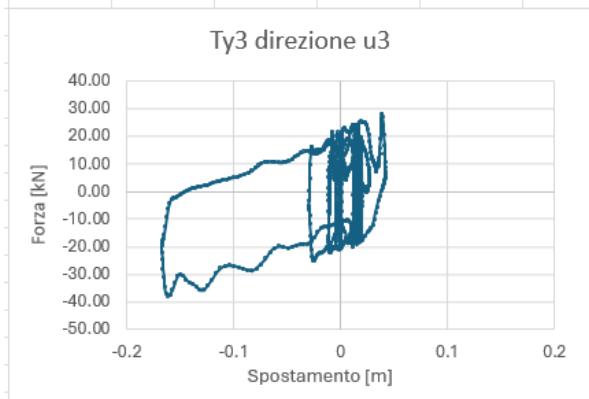
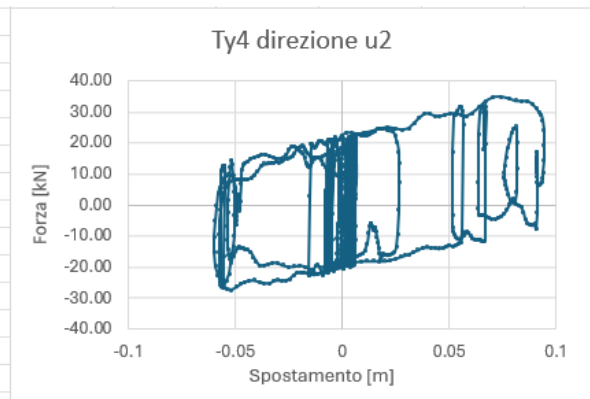
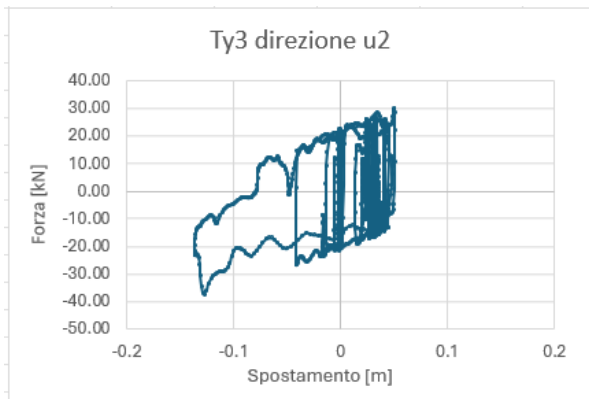


Figura 6.18: Rappresenzazione accelerazioni in altezza

3. Cicli di forza-spostamento dell'isolatore

I cicli di forza-spostamento sono stati effettuati considerando due sezioni della struttura, una esterna e una interna. Questa analisi è stata inizialmente condotta per confrontare i valori di spostamento e le forze risultanti da due posizioni diverse. Successivamente, i valori di spostamento ottenuti sono stati messi a confronto con quelli derivanti dal processo iterativo e dal modello semplificato utilizzato nell'analisi lineare. In questa figura 6.19 vengono osservati i cicli di forza spostamento di un isolatore interno alla struttura.





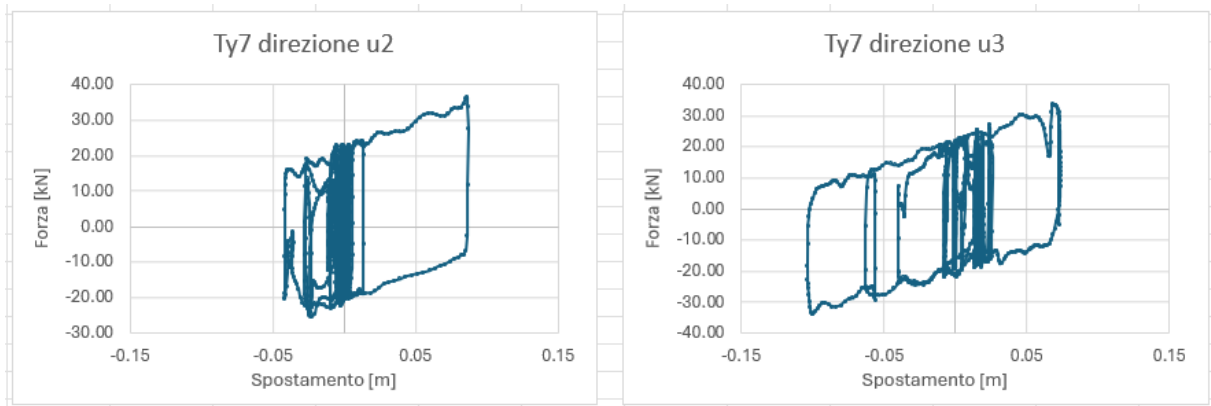
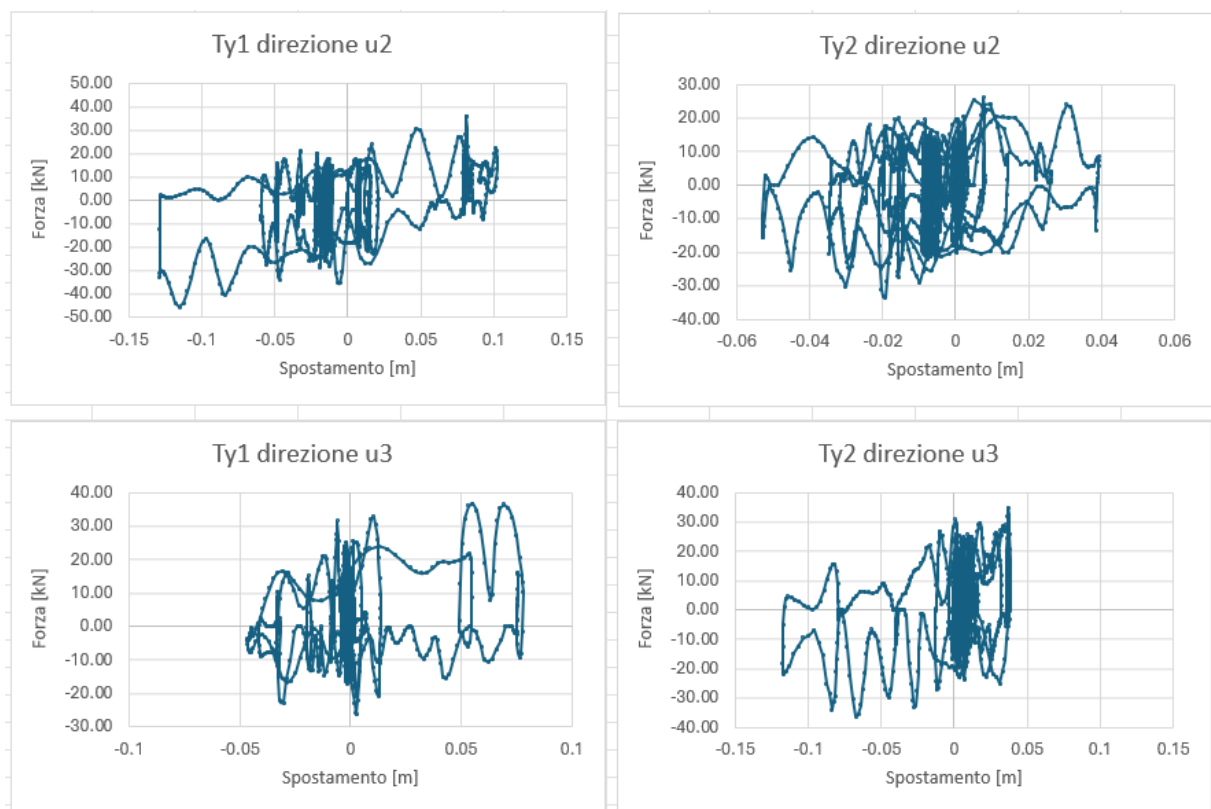
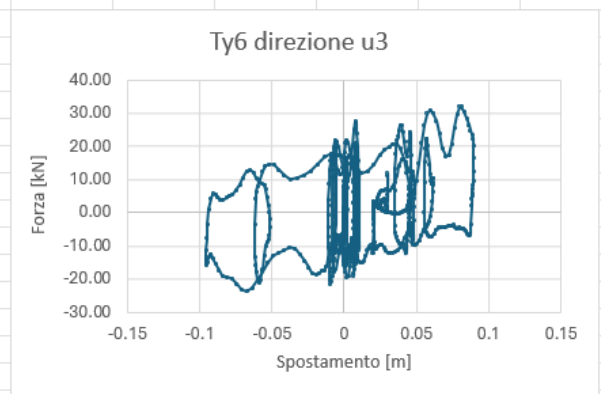
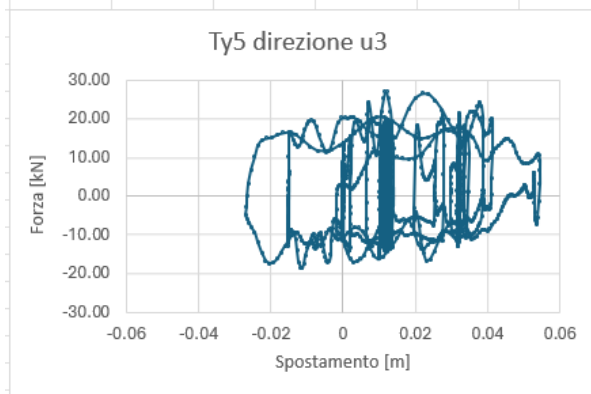
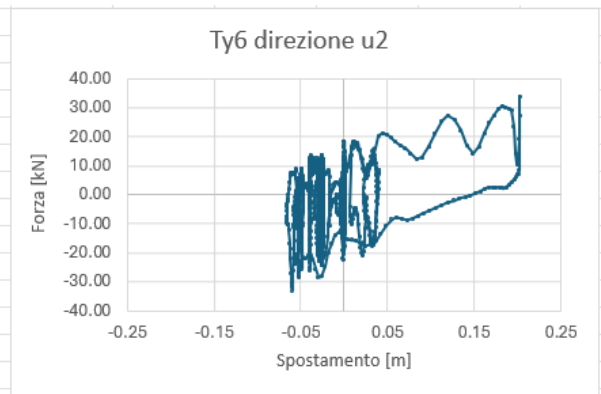
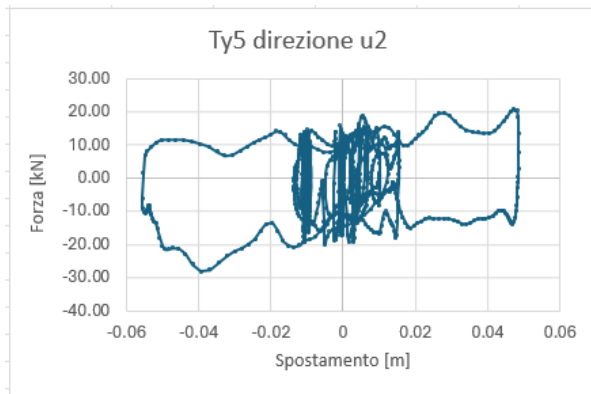
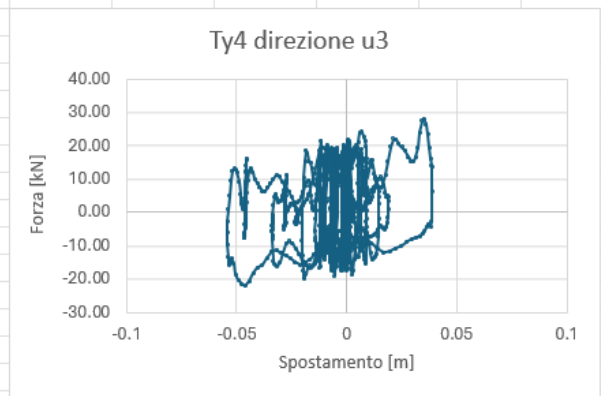
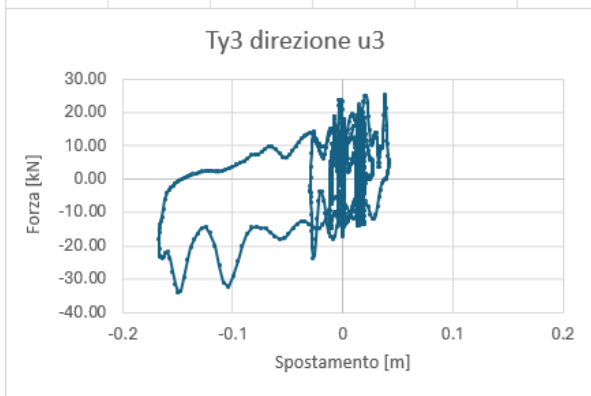
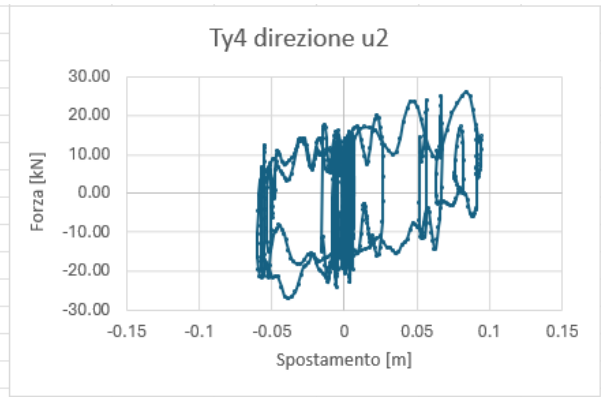
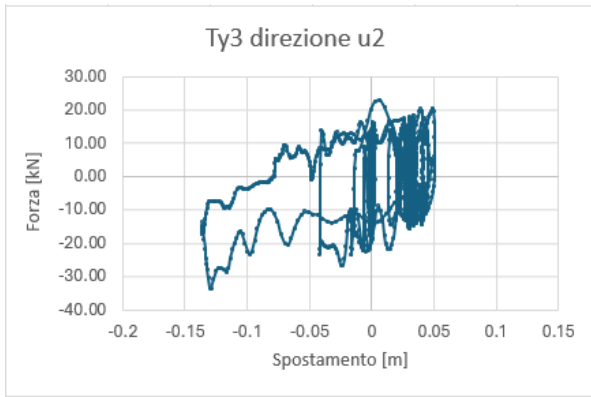


Figura 6.19: Comportamento $F-\delta$ delle Time history

In questa figura 6.20 vengono osservati i cicli di forza spostamento di un isolatore esterno alla struttura.





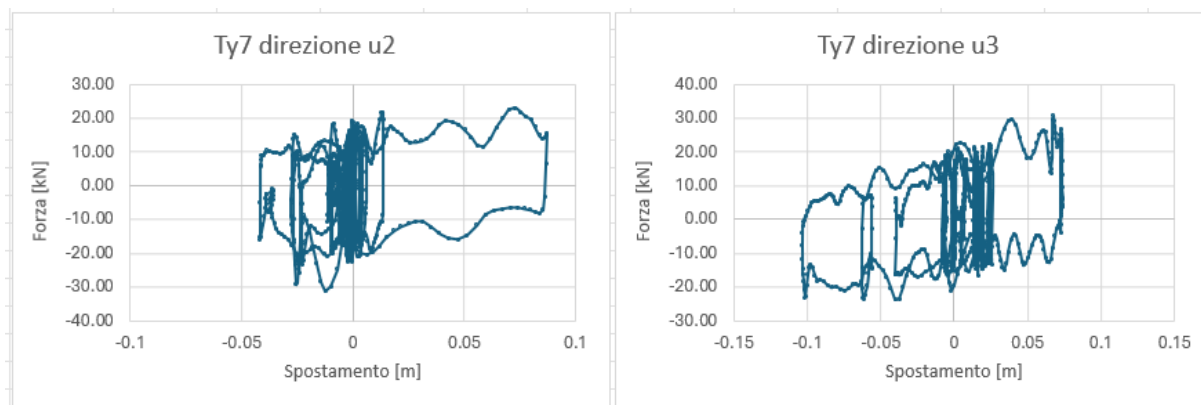


Figura 6.20: Comportamento $F-\delta$ delle Time history

Una volta analizzati i cicli, si riassumono i risultati delle sette time history confrontando i valori medi ottenuti da esse.

TIME HISTORY SLV	Valori max spostamento e sforzo orizzontale							
	Isolatore link interno				Isolatore link esterno			
	U2	V2	U3	V3	U2	V2	U3	V3
	m	KN	m	KN	m	KN	m	KN
1	0.129	39.464	0.078	35.705	0.129	45.684	0.078	36.719
2	0.053	25.121	0.118	33.225	0.053	33.507	0.118	36.229
3	0.136	37.359	0.167	37.821	0.136	33.602	0.167	34.065
4	0.094	34.873	0.054	29.930	0.094	27.130	0.054	28.245
5	0.055	28.790	0.054	27.844	0.055	28.082	0.054	27.145
6	0.202	56.271	0.096	36.388	0.202	34.093	0.096	32.106
7	0.087	36.429	0.104	33.932	0.087	31.188	0.104	30.960
Media	0.108	36.901	0.096	33.549	0.108	33.327	0.096	32.210

Tabella 6.4: Confronto spostamenti e tagli isolatore esterno-interno

Dalla figura si può osservare che nei link interni i valori di V2 e V3 sono leggermente inferiori rispetto ai link esterni, con una differenza di circa 3 kN a favore dei link esterni. Questo indica che, pur essendo i link esterni soggetti a forze leggermente inferiori, la distribuzione delle sollecitazioni non varia in modo significativo tra le diverse aree della struttura.

Per quanto riguarda gli spostamenti, non ci sono variazioni, a dimostrazione del fatto che l'intero edificio si muove in modo uniforme. Ciò è dovuto all'uniformità delle caratteristiche degli isolatori distribuiti su tutta la pianta, che contribuisce a garantire uno spostamento comune e coerente lungo la struttura. Se si confrontano comunque questi valori di spostamento si hanno delle piccole differenze rispetto alla modellazione lineare.

6.4 Risultati time history SLC

Anche in questo caso, dopo aver eseguito le simulazioni per tutte e sette le time history generate, i risultati ottenuti provengono dal modello D, lo stesso utilizzato per le time history allo SLV.

Grazie a questo tipo di analisi dinamica non lineare si sono voluti ottenere vari risultati che vengono poi confrontati con l'analisi lineare:

1. Taglio alla base totale;
2. Cicli di forza-spostamento dell'isolatore.

1. Taglio alla base totale

La forza di taglio che si analizza viene osservata per confrontarla con il taglio alla base che proviene dal predimensionamento e soprattutto indica la forza massima che mi analizza il limite elastico della curva di push-over.

TABLE: Base Reactions				
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY
Text	Text	Text	KN	KN
TH_1	NonDirHist	Max	3119.86	1329.50
TH_1	NonDirHist	Min	-3635.51	-1312.80
TH_2	NonDirHist	Max	2797.64	2961.42
TH_2	NonDirHist	Min	-2493.56	-3511.13
TH_3	NonDirHist	Max	4207.76	3009.40
TH_3	NonDirHist	Min	-3520.61	-3388.67
TH_4	NonDirHist	Max	1663.08	1783.32
TH_4	NonDirHist	Min	-1483.58	-2566.04
TH_5	NonDirHist	Max	3138.83	2162.65
TH_5	NonDirHist	Min	-2444.23	-1552.84
TH_6	NonDirHist	Max	1432.30	1862.58
TH_6	NonDirHist	Min	-1694.14	-1397.99
TH_7	NonDirHist	Max	3131.13	2539.98
TH_7	NonDirHist	Min	-2488.11	-2259.42
Media			2895.44	2480.08

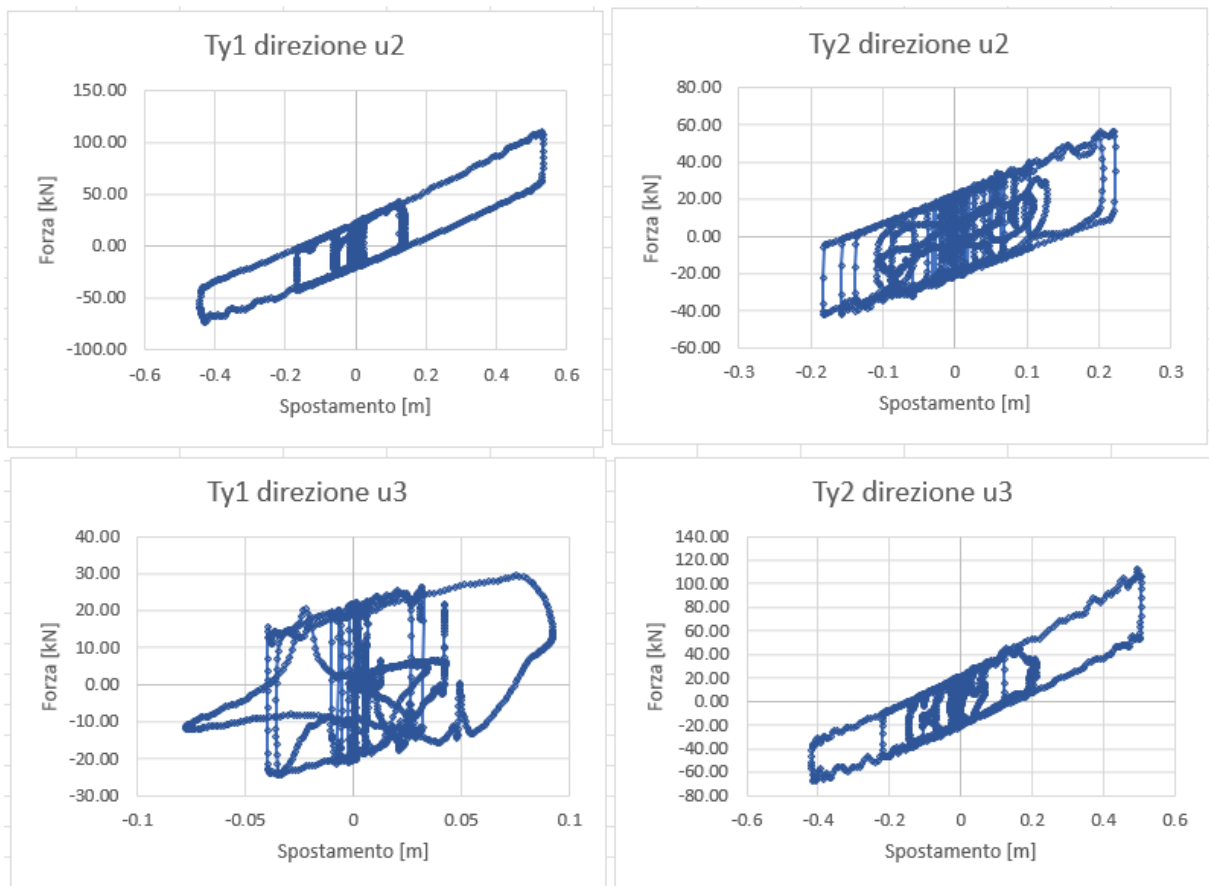
Tabella 6.5: Valori dello sforzo di taglio SAP 2000

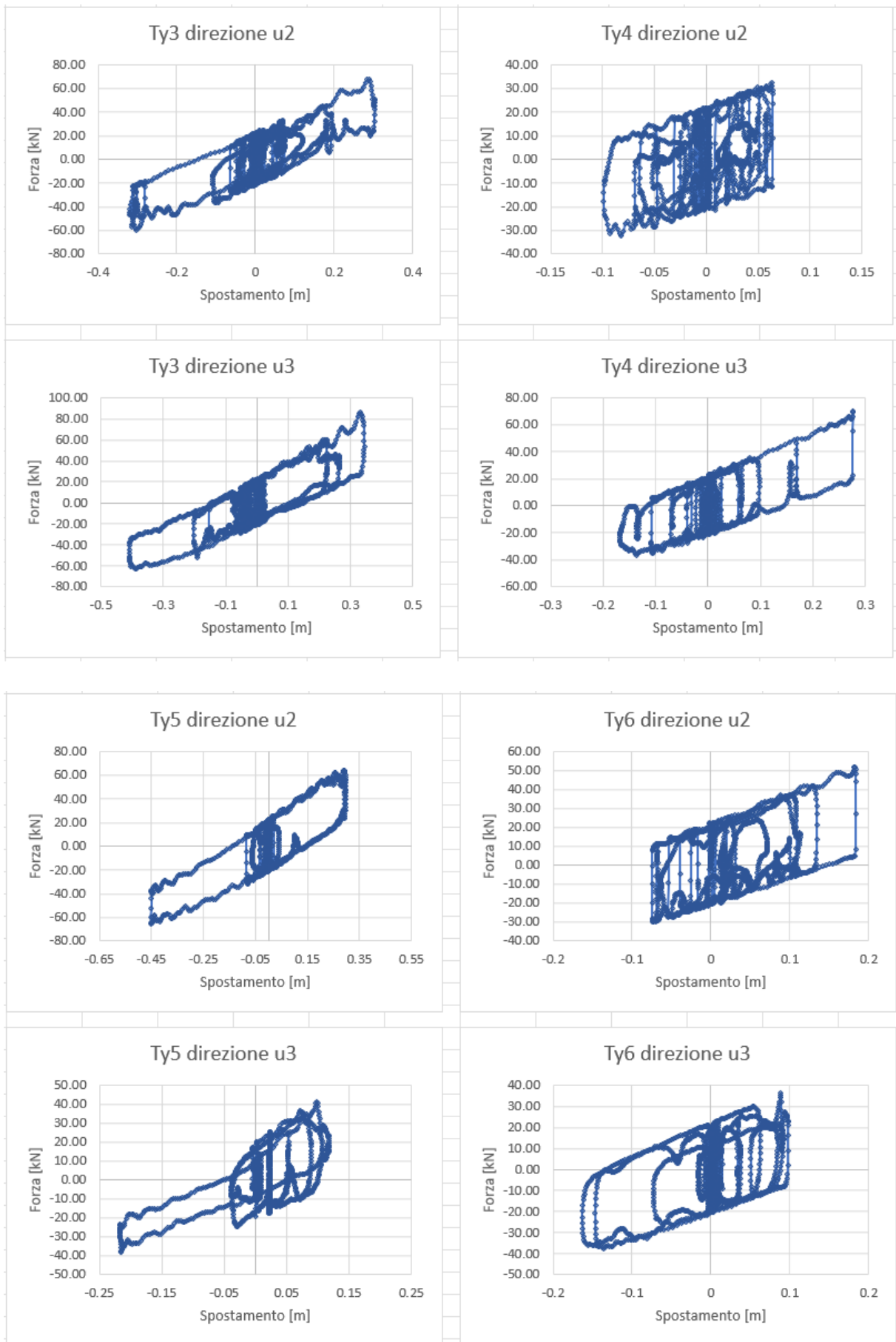
Anche in questo caso le differenze rispetto l'analisi lineare sono importanti e di circa 1200 kN superiori. Le importanti differenze in entrambi i casi sono dovute dal fatto che il modello lineare è una semplificazione del comportamento reale del sistema di isolamento. Per cui, come sviluppo futuro è necessario fare un modello non lineare dell'edificio e un'analisi statica non lineare a base fissa per valutare il taglio resistente (al limite elastico) dell'edificio in muratura.

2. Cicli di forza-spostamento dell'isolatore.

Anche in questo caso, riferito a un differente stato limite, si è proceduto con un'analisi dettagliata prendendo in considerazione una porzione esterna e una interna della struttura. Questo confronto preliminare ha permesso di osservare eventuali variazioni nei valori di spostamenti e nelle forze tra le due zone della struttura. Successivamente, i valori di spostamento ottenuti sono stati confrontati con quelli derivanti sia dal processo iterativo sia dal modello semplificato dell'analisi lineare. Il confronto ha consentito di verificare se i risultati della modellazione avanzata fossero in linea con le previsioni più semplici.

In un primo momento vengono osservati i cicli di forza spostamento di un isolatore interno alla struttura.





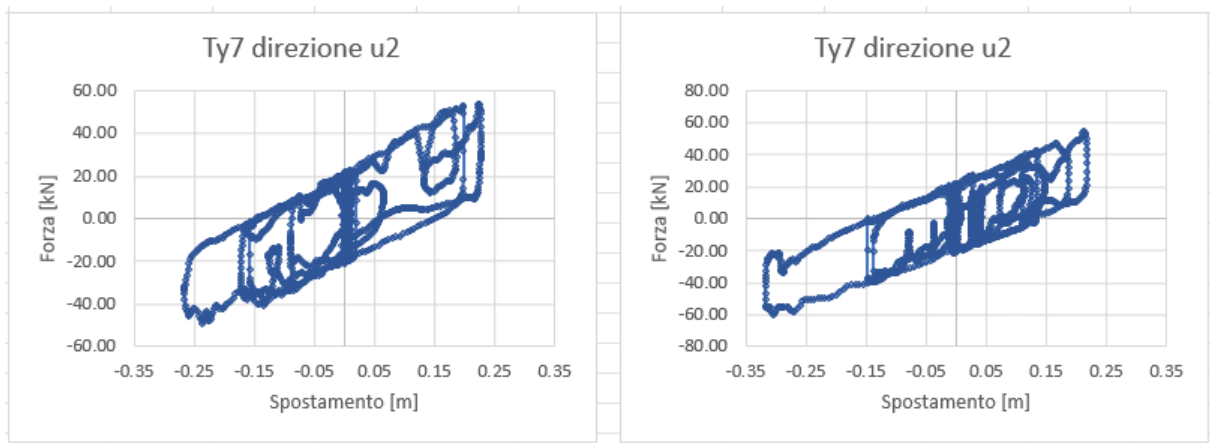
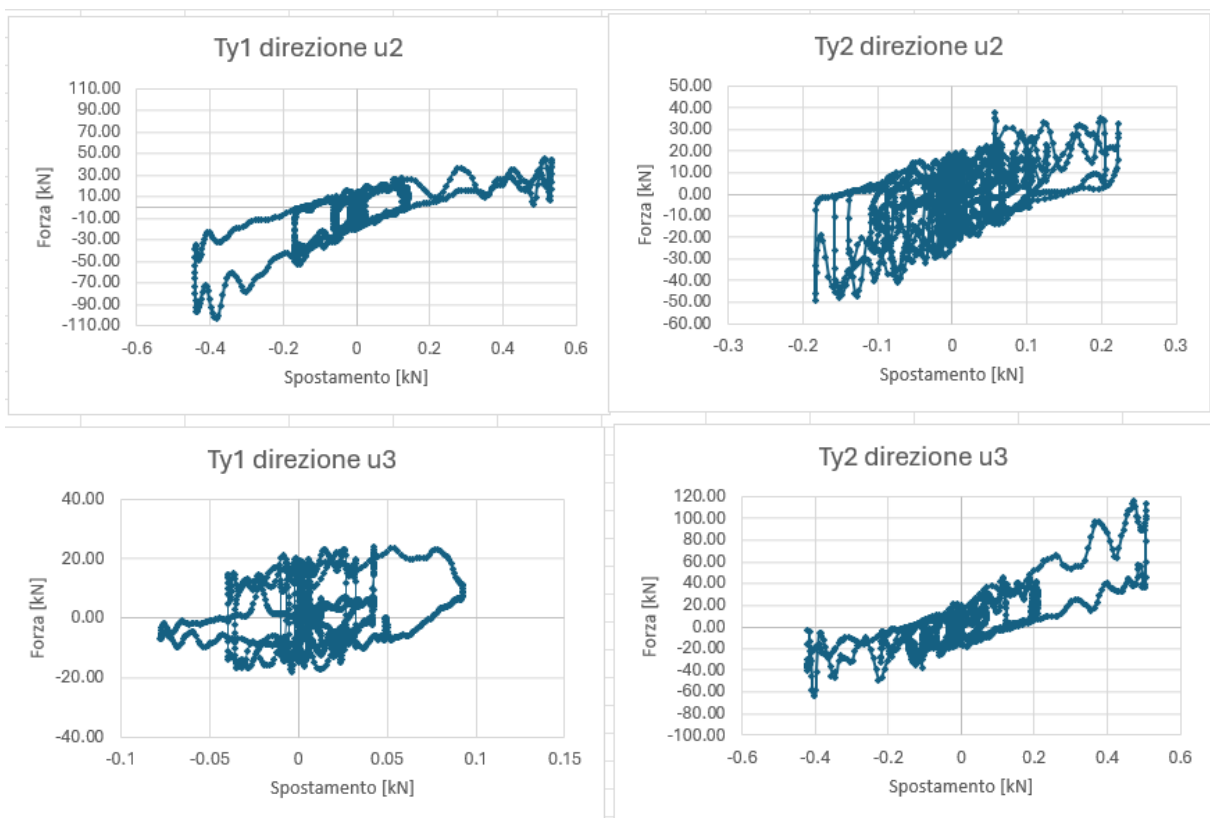
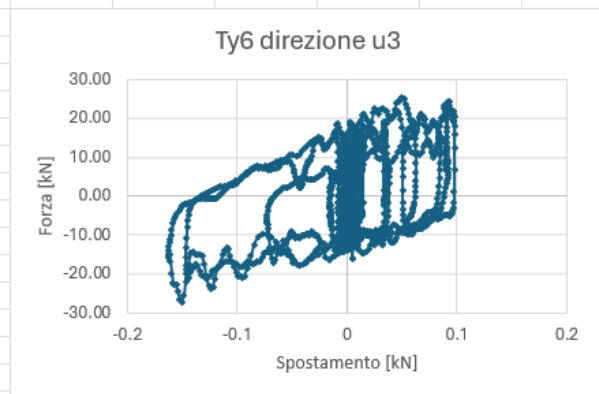
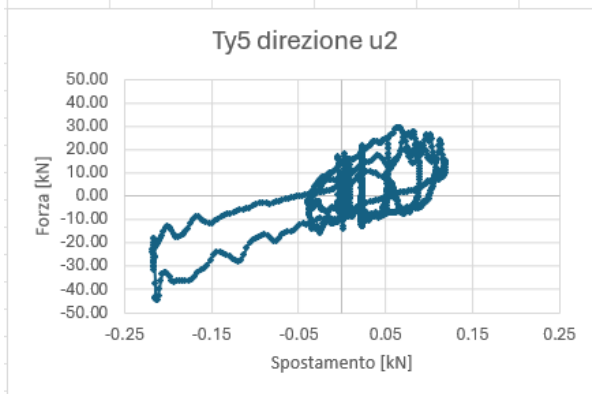
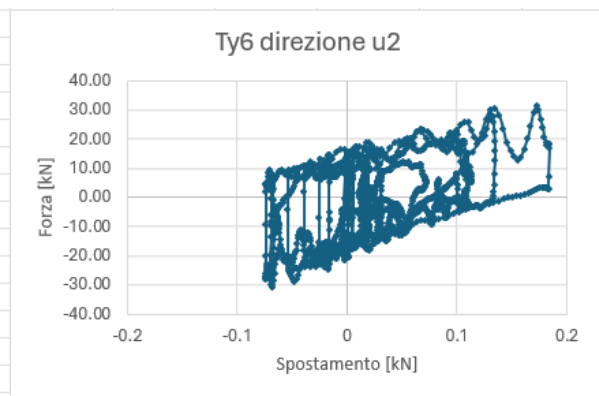
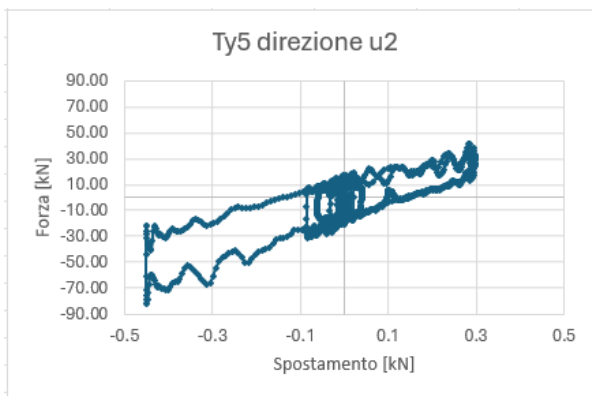
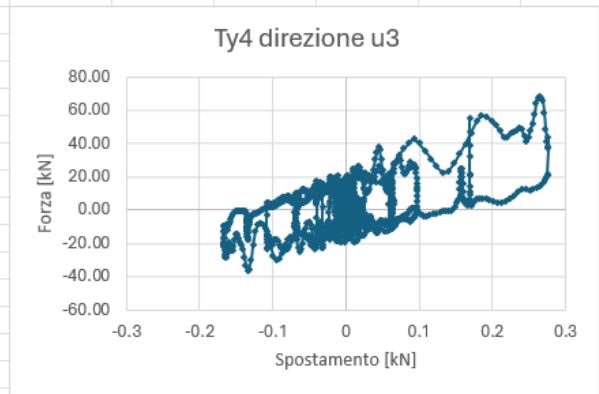
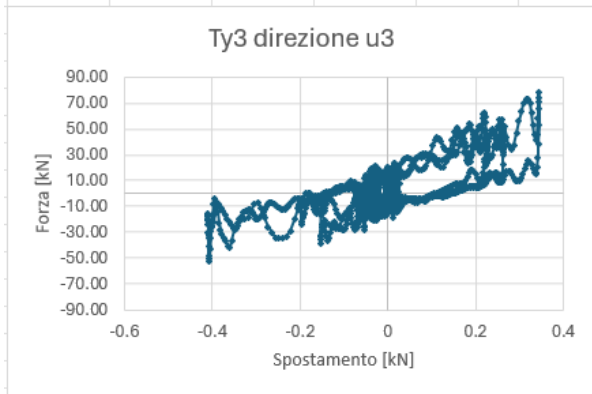
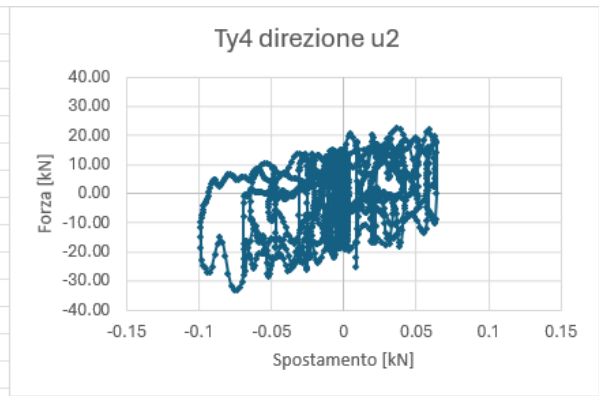
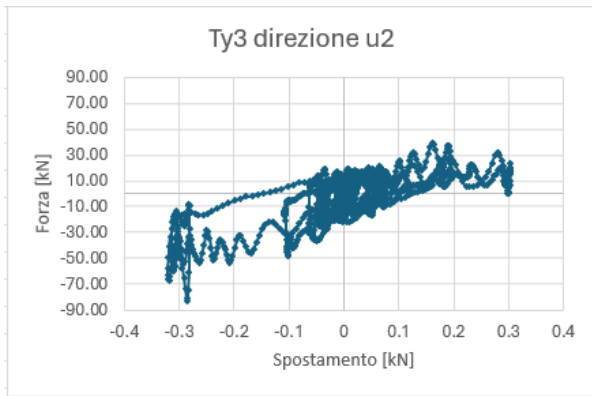


Figura 6.21: Comportamento $F-\delta$ delle Time history

In un secondo momento vengono osservati i cicli di forza spostamento di un isolatore esterno alla struttura.





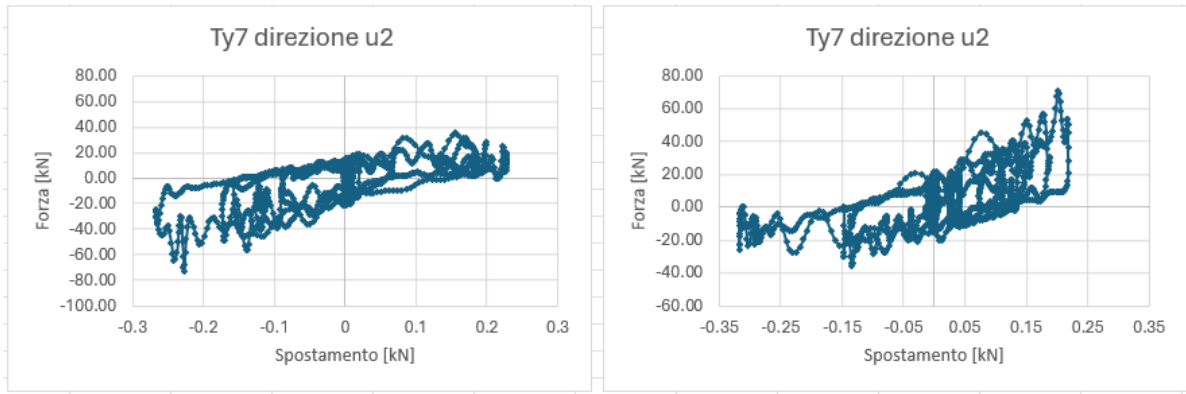


Figura 6.22: Comportamento $F-\delta$ delle Time history

Come per lo stato limite di collasso si è realizzata una tabella riassuntiva illustrata nella tabella 6.6, dove si possono osservare che si hanno delle sollecitazioni V2 e V3 maggiori rispetto allo SLV e si ha la stessa differenza in termini di isolatore esterno e interno dove le sollecitazioni interne sono leggermente maggiori di quelle esterne. A livello di spostamenti invece si hanno spostamenti nelle due direzioni uguali a conferma dell'ottimo comportamento del sistema di isolamento.

TIME HISTORY SLC	Valori max spostamento e sforzo orizzontale							
	Isolatore link interno				Isolatore link esterno			
	U2	V2	U3	V3	U2	V2	U3	V3
	m	KN	m	KN	m	KN	m	KN
1	0.534	110.055	0.092	29.468	0.534	103.585	0.092	24.276
2	0.223	56.588	0.506	112.776	0.223	48.886	0.506	116.523
3	0.320	67.504	0.410	86.045	0.320	83.436	0.410	78.769
4	0.099	32.379	0.276	69.839	0.099	33.269	0.276	68.368
5	0.451	65.205	0.218	41.405	0.451	81.943	0.218	44.657
6	0.184	51.663	0.163	37.453	0.184	31.380	0.163	27.249
7	0.267	53.562	0.317	59.992	0.267	72.889	0.317	70.822
Media	0.297	62.422	0.283	62.425	0.297	65.055	0.283	61.523

Tabella 6.6: Confronto spostamenti e tagli isolatore esterno-interno

Essendo lo scopo quello di confrontare i risultati ottenuti dalla modellazione lineare con quelli della modellazione non lineare, dalla figura si può osservare che le differenze tra i due approcci sono dell'ordine del 10%. Questa discrepanza è attribuibile al fatto che nella modellazione lineare, con uno smorzamento pari al 30%, il modello non riesce a cogliere con precisione il comportamento reale del sistema di isolamento sismico.

Il motivo principale di questa differenza risiede nel fatto che il modello lineare non è in grado di rappresentare accuratamente il fenomeno non lineare associato al comportamento degli isolatori, specialmente sotto carichi sismici intensi. Di conseguenza, la modellazione non lineare è necessaria per catturare le effettive risposte dinamiche e meccaniche del sistema di isolamento, fornendo un quadro più realistico e preciso del comportamento strutturale in condizioni sismiche estreme.

Questo risultato evidenzia l'importanza di utilizzare modelli non lineari nelle fasi avanzate di progettazione sismica, in particolare quando si tratta di sistemi di isolamento con smorzamento significativo, per ottenere previsioni affidabili sulle prestazioni sismiche e sui livelli di sicurezza della struttura.

Nell'ultima figura poi si analizzano le percentuali date dalle differenze delle diverse fasi di progettazione in termini di spostamento.

CONFRONTO	U1	U2
	m	m
1) Modello D	0.153	0.152
2) Predimensionamento	0.164	0.164
3) Time History	0.297	0.283
Differenza spostamento 1-2[%]	1.09%	1.11%
Differenza spostamento 2-3 [%]	13.35%	11.95%
Differenza spostamento 1-3 [%]	14.44%	13.06%

Figura 6.23: Confronto spostamenti

7. CONCLUSIONI

Nel presente lavoro di tesi è stato studiato il comportamento dell'edificio "Villa Gioia", oggetto di intervento di isolamento sismico alla base, a seguito al terremoto dell'Aquila del 2009. La tesi in particolare si concentra sull'applicazione del sistema di isolamento sismico sugli edifici esistenti in muratura, in cui è di fondamentale importanza valutare correttamente il numero di isolatori e la dimensione del cordolo di base al fine di non modificare in modo significativo lo stato tensionale delle pareti murarie.

Nella tesi è stata inoltre esaminata l'efficacia degli isolatori a scorrimento in diverse configurazioni, variando alcune caratteristiche del sistema di isolamento, come il raggio di curvatura e il coefficiente di attrito. Sono state confrontate differenti soluzioni per valutare l'impatto di queste variabili sul comportamento strutturale, con particolare attenzione agli spostamenti, allo smorzamento e agli sforzi orizzontali. I risultati hanno permesso di individuare la configurazione ottimale in grado di ridurre le sollecitazioni e migliorare la risposta sismica della struttura.

La soluzione ottimale poi, è stata studiata attraverso l'analisi dinamica non lineare basata su accelerogrammi reali, con l'obiettivo di individuare le eventuali differenze con l'analisi dinamica lineare. Inoltre, per la sovrastruttura sono stati creati diversi modelli agli elementi finiti al fine di valutare l'influenza di alcuni dettagli e alcune scelte di modellazione sui periodi vibrare dell'edificio (a base fissa) e quindi sul rapporto di isolamento.

In particolare, in una prima fase, sono stati realizzati modelli dell'edificio a base fissa, valutando l'influenza sul comportamento dinamico delle aperture e di componenti strutturali come le lesene. Inoltre, è stato modellato il terreno con approccio alla Winkler, variando le condizioni geologiche per analizzare l'influenza sul comportamento dinamico della rigidità del terreno. Dall'analisi dei risultati dei modelli che tengono conto del comportamento del terreno, si è osservato che il modello con una costante di Winkler inferiore presenta un periodo di vibrazione superiore rispetto sia al modello a base fissa che a quello con una costante di Winkler maggiore. Questo comportamento conferma che una ridotta rigidità del terreno aumenta la flessibilità complessiva dell'edificio, determinando un incremento del periodo di vibrazione. Parallelamente, anche gli spostamenti risultano maggiori nelle direzioni x e y rispetto a quelli ottenuti nel modello con una costante di Winkler più alta. Questo aumento degli spostamenti è coerente con il comportamento di una struttura meno rigida, che subisce

deformazioni più significative in risposta all'azione sismica, poiché una minore rigidità del terreno consente maggiori oscillazioni.

Nella seconda fase dell'analisi, sono stati realizzati modelli con isolamento sismico per studiare le diverse fasi costruttive, data la natura della struttura in muratura e quindi la necessità di operare per sotto-cantieri. L'inserimento degli isolatori sismici introduce delle particolari sollecitazioni sia sulla fondazione che sulla soprastruttura. Questo è dovuto al fatto che alcune aree della struttura, in corrispondenza delle zone dove non c'è l'appoggio degli isolatori, possono subire decompressioni, generando trazione nella muratura. Poiché la muratura è un materiale che presenta scarsa resistenza a trazione, questo comportamento deve essere attentamente monitorato durante le fasi di costruzione per evitare danni strutturali. Tuttavia, dalle analisi effettuate sui vari modelli, relativi agli step costruttivi, non sono emerse sollecitazioni significative che potrebbero causare problematiche legate alla trazione della muratura. Questo conferma la correttezza delle scelte progettuali adottate.

Il comportamento del sistema di isolamento sismico è stato esaminato variando il raggio di curvatura degli isolatori e l'attrito. Da queste valutazioni è emerso che, a parità di attrito, ottenuto da un valore nominale di 2,5, un raggio di curvatura inferiore comporta uno smorzamento ridotto, valori di sforzo orizzontale invece maggiori, mentre a livello di spostamenti non si riscontrano variazioni. Invece, analizzato attriti differenti, 1% e 2%, si è potuto osservare che, sia nella soluzione avente raggio di curvatura 2,5 m che 3,7 m, all'aumentare dell'attrito si riducono gli spostamenti e lo sforzo di taglio, mentre i valori di smorzamento all'aumentare dell'attrito aumentano. Nel caso del sistema con un raggio di curvatura 3,7 m, lo spostamento più piccolo si verifica nella situazione di attrito 4%, lo smorzamento minore nella condizione di attrito all'1%, mentre il taglio alla base minore si ottiene dallo studio con attrito al 2%. Per quanto riguarda invece il sistema di isolamento con raggio 2,5 m le tendenze sono analoghe, tranne che per il valore del taglio che è minore nella soluzione avente attrito intorno al 4% dettato dal fatto che il sistema ha una rigidità maggiore e spostamento minore. Questi risultati dimostrano l'importanza di considerare attentamente i parametri di raggio di curvatura e attrito nell'utilizzo del sistema di isolamento sismico per ottimizzare il comportamento strutturale. Tutti i valori ottenuti dal progetto del sistema di isolamento sismico sono stati confermati attraverso una modellazione con comportamento lineare. Le analisi condotte su tale modello dimostrano che i parametri di dimensionamento derivati dal progetto, come lo smorzamento, gli spostamenti e le sollecitazioni, coincidono con

quelli previsti, confermando così l'affidabilità e la coerenza delle soluzioni adottate per l'isolamento sismico della struttura.

La soluzione poi portata avanti per lo studio delle time history e quindi di una modellazione dinamica non lineare, è quella avente raggio di isolamento 3,7 m e attrito al 4%. La realizzazione delle time history è stata effettuata grazie all'utilizzo di accelerogrammi reali il quale forniscono registrazioni di terremoti che, importati nel software di modellazione e attraverso la modellazione non lineare dei dispositivi di isolamento, simulano il reale comportamento della struttura. Si può notare infatti che la corrispondenza dei dati non è poi così ottimale perché dato che la soluzione con raggio di curvatura 3,7 m ha uno smorzamento maggiore del 28% provoca le analisi lineari con spettro di progetto ridotto risultano poco affidabile per valori così elevati di smorzamento.

In conclusione, si può affermare che la struttura in muratura isolata alla base con isolatori a scorrimento è in grado di sopportare gli eventi sismici considerati, poiché i dati ottenuti indicano spostamenti maggiori, ma comunque compatibili con le capacità del sistema di isolamento. Tuttavia, per quanto riguarda il taglio alla base trasferito in sovrastruttura, è necessario un approfondimento al fine di valutare l'effettivo comportamento in campo lineare della struttura. Tale approfondimento può essere condotto tramite un'analisi statica non lineare, al fine di verificare che il valore del taglio orizzontale rientri nei limiti elastici definiti dalla curva di push-over, garantendo così una completa valutazione della sicurezza strutturale. Qualora il risultato fosse negativo, si dovranno adoperare anche degli interventi locali sulla sovrastruttura per garantire una sicurezza al fabbricato.

Bibliografia

- [1] Rui Pinho – Federica Bianchi – Roberto Nascimbene Valutazione sismica e tecniche di intervento per edifici esistenti in c.a, 2022.
- [2] Redazione tecnica BibLus, Interventi su costruzioni esistenti: come classificarli secondo le NTC 2018, 2023.
- [3] Agostino Marioni, L'adeguamento sismico di edifici esistenti mediante isolamento alla base.
- [4] Dispense del corso <Sistemi avanzati per la protezione sismica delle costruzioni> Professoressa Laura Ragni.
- [5] Paolo Clemente, ENEA Centro Ricerche Casaccia, Roma, Isolamento sismico: passato, presente e futuro, 2017.
- [6] Paolo Clemente, Fernando Saitta, Giacomo Buffarini, Giovanni Bongiovanni, Adeguamento sismico di edifici in muratura mediante isolamento alla base.
- [7] Catalogo FIP MEC.
- [8] D.M. 17/01/2018, Norme tecniche per le costruzioni.
- [9] UNI EN 15129:2018 Dispositivi antisismici.
- [10] Relazione di calcolo strutturale, 2021.

Sitografia

- [1] European Strong Motion Database (ESM): ESM - Engineering Strong Motion database (esm-db.eu).