



**UNIVERSITA' POLITECNICA DELLE MARCHE**

**FACOLTA' DI INGEGNERIA**

---

Corso di Laurea magistrale in Ingegneria Civile

**ISOLAMENTO SISMICO DI "TERRENI ARTIFICIALI": IL CASO STUDIO DI  
CASTELLUCCIO DI NORCIA**

**SEISMIC ISOLATION FOR "ARTIFICIAL GROUNDS": THE CASE STUDY OF  
CASTELLUCCIO DI NORCIA**

Relatrice:

Prof.ssa Ing. Laura Ragni

Correlatore:

Prof. Ing. Fabrizio Gara

Tesi di Laurea di:

Gioia Pilli

A.A. 2022 / 2023



## INDICE

1	INTRODUZIONE.....	1
2	ISOLAMENTO SISMICO .....	3
2.1	IL RISCHIO SISMICO E I LIMITI DELLA PROGETTAZIONE TRADIZIONALE.....	3
2.2	PRINCIPI E CENNI TEORICI .....	6
2.3	PROPRIETA' E TIPOLOGIE DEI DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO .....	14
2.3.1	ISOLATORI ELASTOMERICI .....	14
2.3.2	ISOLATORI A SCORRIMENTO .....	19
2.4	APPLICAZIONI IN ITALIA.....	24
2.4.1	EDIFICI DI NUOVA REALIZZAZIONE IN C.A. ....	28
2.4.2	EDIFICI DI NUOVA REALIZZAZIONE IN MURATURA .....	34
2.4.3	RETROFIT DI EDIFICI ESISTENTI .....	35
2.4.4	NUOVE TECNOLOGIE PER L'ISOLAMENTO DI EDIFICI STORICI: IL SISTEMA SISEB E IL SISTEMA SIP	39
2.5	APPLICAZIONI NEL MONDO.....	43
2.6	RIFERIMENTI NORMATIVI .....	51
2.7	COSTI.....	52
3	IL CASO STUDIO DI CASTELLUCCIO DI NORCIA .....	53
3.1	LA SOLUZIONE DELL' "ARTIFICIAL GROUND" PER LA RICOSTRUZIONE .....	53
3.2	INQUADRAMENTO STORICO-URBANISTICO DEL SITO .....	58
3.3	CARATTERISTICHE GEOMORFOLOGICHE DEL SITO .....	59
3.4	SISMICITA' DEL SITO .....	59
3.5	OGGETTO DELLA PROGETTAZIONE .....	60
3.5.1	INDIVIDUAZIONE DELLA ZONA D'INTERVENTO .....	61
3.5.2	PIASTRA GRADONATA ISOLATA.....	63
3.5.3	SOTTOSTRUTTURA: BAGGIOLI E FONDAZIONE .....	65
3.5.4	BASAMENTI SCATOLARI.....	66
3.5.5	COSTRUZIONI IN ELEVAZIONE .....	67
4	DEFINIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO .....	74
4.1	AZIONI AGENTI .....	74
4.1.1	AZIONI ORIZZONTALI .....	74
4.1.2	AZIONI VERTICALI .....	82
4.1.3	COMBINAZIONI DELLE AZIONI .....	88
4.2	MODELLAZIONE IN AUTOCAD 3D .....	90

4.3	MODELLAZIONE CON SAP2000.....	94
4.3.1	SISTEMA DI RIFERIMENTO.....	97
4.3.2	OGGETTI DELLA MODELLAZIONE.....	97
4.3.3	MATERIALI UTILIZZATI .....	101
4.3.4	DEFINIZIONE DEI CARICHI.....	101
4.3.5	MODELLAZIONE DEI DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO A SUPERFICIE CURVA.....	102
5	PROGETTO DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO.....	107
5.1	PREDIMENSIONAMENTO.....	107
5.1.1	MODELLO 1.....	112
5.1.2	MODELLO 2.....	113
5.2	ANALISI MODALE.....	115
5.3	ANALISI DINAMICHE LINEARI.....	120
5.3.1	INPUT SISMICO .....	121
5.3.2	RISULTATI.....	123
5.4	CALCOLO AZIONE DEL VENTO .....	126
5.5	CONFRONTO TRA LA SOLUZIONE CON R=3.7 m E LA SOLUZIONE CON R=2.5 m.....	130
6	VERIFICA DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO TRAMITE ANALISI DINAMICHE NON LINEARI .....	133
6.1	MODELLAZIONE NON LINEARE.....	134
6.2	ANALISI CON GLI ACCELEROGRAMMI ARTIFICIALI DA NORMATIVA.....	137
6.2.1	COMPONENTI ORIZZONTALI.....	137
6.2.2	COMPONENTE VERTICALE .....	181
6.3	ANALISI CON ACCELEROGRAMMI REGISTRATI RELATIVI ALL'EVENTO DEL 30/10/2016.....	192
7	CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI .....	201
	BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA.....	204
	RINGRAZIAMENTI .....	206



## 1 INTRODUZIONE

I recenti eventi sismici che hanno colpito l'Italia nel 2016 e nel 2017, definiti dall'INGV come sequenza sismica di Amatrice-Norcia-Visso, hanno provocato estesi danneggiamenti agli edifici nelle aree colpite e talvolta anche la completa distruzione di interi centri storici.

Tra questi vi è anche il nucleo abitato di Castelluccio di Norcia, quasi completamente raso al suolo in seguito al sisma del 30 ottobre 2016.

Visto l'elevato pregio paesaggistico di questo piccolo borgo umbro, dalla collaborazione tra il dipartimento di Ingegneria Civile ed Ambientale dell'Università di Perugia e la Regione Umbria è nato uno studio di ricerca finalizzato all'applicazione di una tecnica antisismica particolarmente innovativa con lo scopo di proteggere l'intero centro abitato di Castelluccio da futuri eventi sismici: l'"artificial ground".

Questa tecnica consente di estendere l'utilizzo dell'isolamento sismico tradizionale dal singolo edificio ad interi comparti urbani ed è già stata applicata in diversi Paesi nel mondo, tra cui i principali Giappone e Cina.

L'intervento consiste nella realizzazione di una piastra isolata sismicamente dal terreno attraverso l'inserimento di dispositivi di isolamento e nella ricostruzione degli edifici al di sopra di essa.

Lo studio oggetto di questa tesi si pone l'obiettivo di approfondire l'applicazione dell'isolamento sismico a larga scala in relazione al caso studio di Castelluccio, che è caratterizzato dall'ulteriore particolarità di piastra isolata "gradonata" allo scopo di seguire le pendenze originarie del terreno. Infatti, vista l'importanza sociale e il forte carattere identificativo per la popolazione, l'idea è quella di ricostruire il borgo "lì dov'era, così com'era" attraverso la realizzazione di edifici in muratura armata nella posizione originale e sostanzialmente uguali a quelli preesistenti all'evento sismico.

Questo approfondimento è conseguito attraverso la modellazione di questa piastra a gradoni di sviluppo complessivo di circa 6000 m<sup>2</sup> tramite l'ausilio dei softwares Autocad e SAP2000 e attraverso la progettazione dei dispositivi di isolamento e le relative analisi sia di natura lineare che non lineare.

La tesi è articolata in sette capitoli: nel presente capitolo di introduzione viene riportato un inquadramento generale del tema affrontato e una breve panoramica degli obiettivi da raggiungere.

Nel secondo capitolo viene eseguita una trattazione generale dell'isolamento sismico, descrivendo le caratteristiche fondamentali e le principali tipologie di dispositivi in commercio ossia gli isolatori elastomerici e quelli a scorrimento. Inoltre, vengono illustrate le principali applicazioni ad edifici di nuova realizzazione o esistenti sia in Italia che nel resto del mondo.

Nel terzo capitolo viene eseguito un focus sull'applicazione dell'isolamento sismico su larga scala al caso studio specifico di Castelluccio. Viene quindi mostrato un inquadramento storico-urbanistico e geomorfologico del sito ed una valutazione della sua sismicità.

Successivamente viene eseguita una breve descrizione di tutte le principali opere che andranno a costituire l'intervento: la piastra gradonata, la sottostruttura (baggioli e fondazione), i basamenti scatolari e le costruzioni in elevazione.

Nel quarto capitolo viene realizzato il calcolo delle azioni che agiscono sulla piattaforma (verticali e orizzontali), mostrate le loro combinazioni e eseguita la modellazione della struttura dapprima in Autocad e poi nel SAP2000. Per quest'ultimo software vengono definiti i principali oggetti della modellazione e i materiali utilizzati.

Nel quinto capitolo viene eseguita la progettazione del sistema di isolamento costituito da dispositivi a scorrimento valutando il raggio più opportuno.

Vengono svolte anche le analisi dinamiche lineari e l'analisi modale su due modelli, uno con le rigidezze orizzontali teoriche e l'altro con le rigidezze effettive per valutare eventuali differenze di comportamento.

Inoltre, viene eseguito anche il calcolo dell'azione del vento che investe l'impronta complessiva della piastra al fine di verificare che i dispositivi non si attivino sotto tale forza orizzontale.

Nel sesto capitolo viene effettuata la verifica del sistema di isolamento progettato attraverso l'esecuzione di analisi dinamiche non lineari. Le analisi sono state condotte in un primo momento con gli accelerogrammi artificiali compatibili con gli spettri da normativa, considerando prima solamente le componenti orizzontali e poi anche la componente verticale. Successivamente sono stati presi in considerazione gli accelerogrammi reali relativi all'evento sismico del 30 ottobre 2016, registrati dalla stazione di misura di Castelluccio.

Nel settimo capitolo vengono riportate le conclusioni dello studio eseguito e gli sviluppi attesi in futuro.

## 2 ISOLAMENTO SISMICO

### 2.1 IL RISCHIO SISMICO E I LIMITI DELLA PROGETTAZIONE TRADIZIONALE

Gli eventi sismici sono tra le calamità naturali più comuni e rappresentano spesso gli avvenimenti più catastrofici per l'umanità.

Basti considerare che nel mondo annualmente se ne verificano in media almeno due distruttivi con un conseguente numero di vittime superiore a 20.000.

I terremoti possono essere considerati una vera e propria minaccia per l'umanità visto che circa un terzo della popolazione mondiale vive in territori esposti al pericolo sismico e spesso risiede in edifici non adeguati a resistere alle sollecitazioni indotte dalle vibrazioni del terreno da essi causate.

L'irregolarità dei tempi di accadimento e, a volte, la notevole distanza temporale con cui i forti terremoti si succedono contribuiscono alla riduzione della consapevolezza del rischio sismico.

Il "rischio sismico" di una struttura può essere definito come una misura matematica/ingegneristica, utilizzata per valutare le perdite attese a seguito di un possibile evento calamitoso.

Esso viene calcolato attraverso la combinazione di tre parametri fondamentali: la *pericolosità* che definisce la probabilità che si possa verificare un certo evento sismico in un intervallo di tempo, la *vulnerabilità* che definisce la capacità della struttura di resistere a tale evento e infine l'*esposizione* che stabilisce il valore socio/economico della struttura all'interno del territorio in cui è inserita, inclusi i suoi contenuti, siano questi esseri umani od oggetti.

La sismicità del territorio italiano è la più elevata nell'Europa Comunitaria ed è inoltre uno dei paesi industrializzati a maggior rischio sismico su scala mondiale.

Ciò è legato sicuramente alla particolare complessità dell'assetto sismo-tettonico, infatti, l'Italia è situata al margine di convergenza tra la zolla africana e quella eurasiatica (come mostrato in figura 2.1) ed è sottoposta a forti spinte compressive, che causano sia fenomeni di subduzione che la deformazione delle strutture mediterranee che si riassettano per occupare meno spazio.

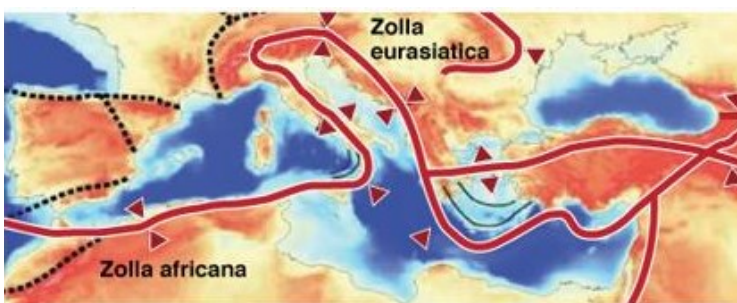


Figura 2.1 Zona di convergenza delle placche tettoniche euroasiatica e africana

LUOGO	DATA	Mw	VITTIME
CENTRO ITALIA	24 Agosto 2016	6	299
	28-30 ottobre 2016	5.9-6.5	
EMILIA	20-29 maggio 2012	5.9-5.7	37
L'AQUILA	04 Giugno 2009	6.3	295
MOLISE	31 Ottobre 2002	5.7	29
UMBRIA E MARCHE	26 Settembre 1997	6	11
IRPINIA	23 Novembre 1980	6.5	3,000
FRIULI	06 Maggio 1976	6.5	1,000
BELICE	15 Gennaio 1968	6.5	231
AVEZZANO	13 Gennaio 1915	7	32,610
MESSINA	28 Dicembre 1908	7.2	70,000

Tabella 2.1 I 10 maggiori eventi sismici italiani dal 1908 al 2016



L'elevata sismicità della penisola italiana dipende, oltre che dalla frequenza ed intensità dei terremoti che periodicamente la colpiscono, soprattutto dall'elevata vulnerabilità del patrimonio edilizio.

In passato, infatti, la prevenzione sismica era quasi esclusivamente affidata alla memoria storica dell'uomo, che di generazione in generazione tramandava gli effetti distruttivi provocati dai terremoti in termini di vittime, danni prodotti alle costruzioni e risvolti sociali.

Purtroppo, dopo qualche generazione le lezioni impartite dai terremoti si dimenticavano e la memoria sismica si indeboliva nel tempo, ciò ha portato al progressivo abbandono di tutte le precauzioni messe in atto nel costruire al fine di ridurre gli effetti di questi eventi.

È per questo che circa il 75% del patrimonio edilizio italiano, risalente al trentennio tra il 1950 e il 1980, è stato realizzato in assenza o secondo standard obsoleti di progettazione antisismica.

Questa elevata fragilità delle costruzioni esistenti è stata evidenziata anche da tutti i terremoti significativi che si sono verificati negli ultimi decenni: da quello del Friuli nel 1976, a quello dell'Irpinia (o Campano-Lucano) del 1980, dell'Umbria e delle Marche del 1997-98, del Molise e della Puglia del 2002, de L'Aquila del 2009, dell'Emilia del 2012 e infine dal terremoto del Centro Italia del 2016.

Il territorio italiano, oltre che da un'elevata pericolosità, è caratterizzato anche da un'elevata esposizione sismica. Infatti, i beni e le persone esposte al sisma sono considerevoli dal momento che la penisola possiede la più elevata densità abitativa d'Europa e un patrimonio storico, artistico e culturale ineguagliabile.

A tal proposito, nella tabella 2.2 viene riportato il confronto tra il numero di vittime (morti e feriti) attese per lo stesso evento sismico in Italia, in Giappone e nel mondo.

Evento di magnitudo M = 7,0		
	Morti	Feriti
<b>Appennino meridionale</b>	5.000÷11.000	più di 15.000
Media mondiale	6.500	20.500
Giappone	50	250
Evento di magnitudo M = 7,5		
	Morti	Feriti
<b>Calabria</b>	15.000-32.000	più di 37.000
Media mondiale	18.500	75.000
Giappone	400	2.000

*Tabella 2.2 Numero di vittime attese, a parità di popolazione colpita in Italia, in Giappone e a livello mondiale [10]*

I risultati raggiunti in Giappone sono frutto di un approfondito sviluppo tecnologico e di estese ricerche; tuttavia, non sono del tutto estendibili all'Italia, in quanto essa rappresenta un esempio di unicità del rischio sismico visto il grande prestigio storico del patrimonio edilizio.

Poco si può fare al fine di ridurre la pericolosità sismica, essendo una caratteristica propria del territorio italiano e irriversi sono anche gli interventi mirati alla diminuzione dell'esposizione.

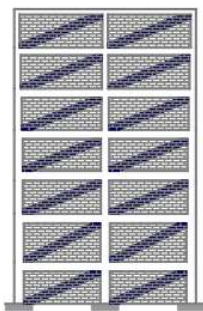
Perciò, l'unica strategia efficace per la riduzione del rischio sismico in Italia è la riduzione della vulnerabilità del patrimonio edilizio.

Quest'ultima può essere perseguita andando ad incrementare la capacità globale dell'edificio attraverso la rimozione delle criticità in esso presenti.

Il minimo livello di sicurezza di una struttura viene stabilito dalle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC) del 2018 [14], emanate successivamente alla pubblicazione dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) n°3274 del 8/05/2003 e alle Norme Tecniche per le Costruzioni del 2008. Con tali norme l'Italia si è allineata al resto d'Europa e ai criteri di progettazione utilizzati nei paesi a più alta pericolosità sismica al mondo.

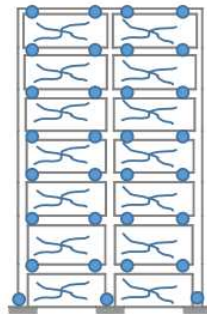
I criteri "convenzionali" della progettazione antisismica si basano su tre grandezze fondamentali:

- **RIGIDEZZA:** per eventi sismici frequenti e di bassa intensità 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 DUTTILITA':** per eventi sismici rari e di intensità più elevata la struttura deve avere un comportamento duttile di tipo globale (senza meccanismi locali). Quest'ultimo è garantito attraverso una corretta applicazione delle regole del «capacity design» o gerarchia delle resistenze, che garantisce:



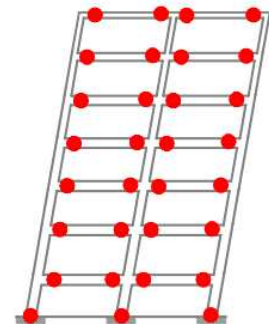
**FASE 1:**

L'edificio è integro e si ha una ripartizione delle azioni tra la struttura e gli elementi non strutturali.



**FASE 2:**

Si ha un danneggiamento progressivo degli elementi non strutturali.



**FASE 3:**

Si ha un danneggiamento degli elementi strutturali e non strutturali senza che si verifichino dei crolli.

Il primo requisito fa sì che la struttura, per sismi frequenti, abbia una rigidità adeguata a consentire spostamenti ridotti e danneggiamenti limitati. Quindi è un parametro di fondamentale importanza in termini economici poiché consente di minimizzare i costi di riparazione per terremoti che con elevata probabilità interesseranno l'edificio durante la sua vita in opera.

Il secondo requisito, invece, ammette l'accettazione di danni anche di grave entità nell'edificio a condizione che quest'ultimo non crolli.

Ciò significa che progettando le costruzioni adottando i criteri antisismici tradizionali si riesce ad evitarne il crollo in seguito ad eventi sismici di elevata intensità, ma si accetta un danno che può

essere anche considerevole e che di conseguenza potrebbe comportare l'inutilizzabilità dell'edificio e l'interruzione delle attività che in esso avevano luogo.

Al fine di limitare o addirittura azzerare i danni alle strutture causati dai terremoti, negli ultimi anni sono state sviluppate delle moderne tecnologie antisismiche finalizzate alla riduzione della domanda sismica attraverso l'utilizzo di dispositivi antisismici di "controllo passivo delle vibrazioni" che mirano o alla riduzione dell'energia in ingresso all'edificio (ISOLAMENTO SISMICO) oppure all'incremento dell'energia dissipata (DISSIPAZIONE SISMICA).

In questa tesi verrà approfondito univocamente il tema dell'isolamento sismico.

## 2.2 PRINCIPI E CENNI TEORICI

Lo spettro di risposta elastico di figura 2.2 (linea continua) descrive l'azione del sisma su un edificio e rappresenta l'andamento tipico dell'accelerazione  $S_e$  (parametro rappresentativo della risposta sismica di un oscillatore semplice elastico lineare ad un certo evento sismico) al variare del periodo di oscillazione  $T$ , relativo ad uno smorzamento convenzionale del 5%.

Si può osservare che lo spettro in accelerazione presenta forti amplificazioni nel campo dei bassi periodi di oscillazione ( $T < 1.0$  s), mentre decresce all'aumentare del periodo stesso. Purtroppo, la maggior parte degli edifici appartenenti al patrimonio edilizio corrente presenta un periodo proprio in corrispondenza della zona dello spettro caratterizzata da ordinate maggiori. Ecco perché un edificio realizzato secondo i criteri di progettazione tradizionali è molto sensibile agli eventi sismici di elevata intensità.

Invece, nel caso di strutture molto deformabili con periodi elevati, le accelerazioni, sarebbero molto ridotte ma si avrebbero spostamenti elevati (figura 2.2, linea tratteggiata) che potrebbero causare gravi danni agli elementi non strutturali, quali tamponature ed impianti.

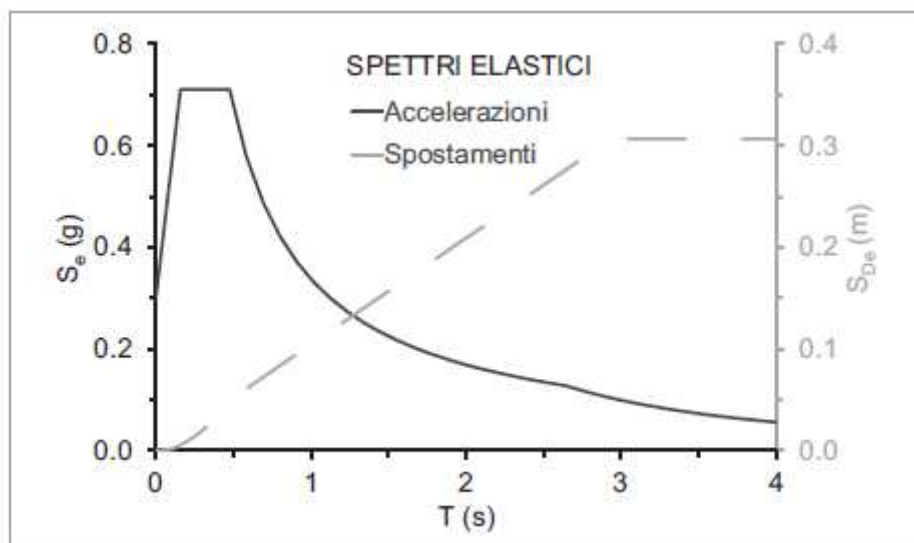


Figura 2.2 Spettro elastico in accelerazione  $S_e$  (linea continua) e in spostamento  $S_{De}$  (linea tratteggiata)

La tecnica dell'isolamento sismico consente di risolvere entrambi i problemi, poiché da un lato determina un incremento del periodo di oscillazione dell'edificio e dall'altro concentra gli spostamenti alla base, dove sono collocati dei dispositivi che prendono il nome di isolatori.

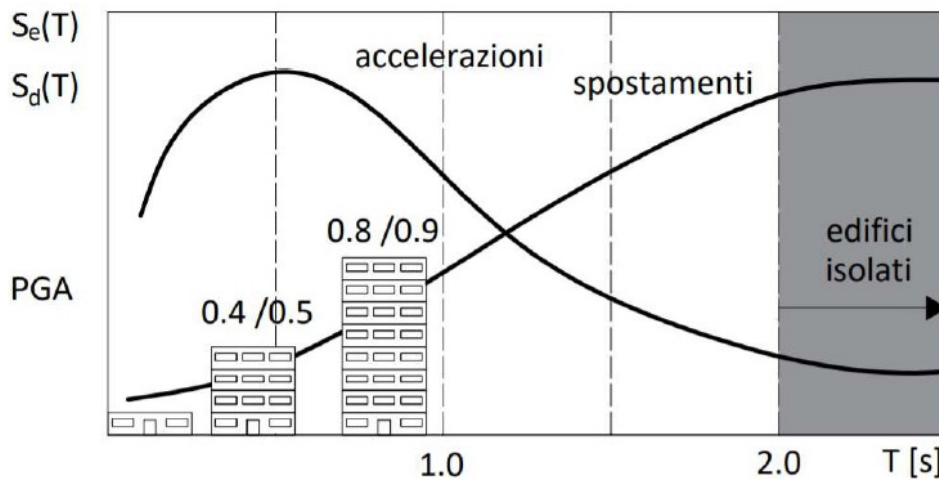


Figura 2.3 Incremento del periodo di oscillazione degli edifici isolati sismicamente

Lo scopo dell'isolamento sismico, infatti, è quello di “disaccoppiare” il moto della struttura da quello del terreno dal quale proviene l'evento sismico. Questo disaccoppiamento viene realizzato attraverso dei dispositivi detti *isolatori*, dotati di elevata deformabilità orizzontale ed elevata capacità dissipativa, tali da consentire la riduzione delle accelerazioni in sovrastruttura del 70-80%. Quest'ultima si comporta quasi come fosse un corpo rigido che trasla al di sopra degli isolatori poiché gli spostamenti relativi di interpiano possono essere considerati trascurabili visto che gli spostamenti di piano sono pressoché costanti lungo tutta l'altezza dell'edificio.

Inoltre, i dispositivi di isolamento devono essere in grado di sopportare gli spostamenti relativi rispetto al suolo, che possono raggiungere anche alcune decine di centimetri, e al contempo la struttura deve essere libera di spostarsi lateralmente, grazie alla presenza di opportuni giunti.

Quindi, l'adozione della strategia dell'isolamento sismico consente di progettare delle strutture in grado di rimanere campo elastico e di evitare danneggiamenti anche in occasione di eventi sismici di elevata intensità.

L'intervallo  $[T_B, T_C]$  di figura 2.4 è caratterizzato da un valore costante dell'accelerazione pari al suo massimo:

$$S_{e,max}(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F$$

dove:

$a_g$  è l'accelerazione di picco al suolo su terreno rigido,

$F$  è il fattore di amplificazione strutturale,

$S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la seguente relazione:  $S = S_S \cdot S_T$ ,

$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)}$  è il fattore che altera lo spettro elastico per valori del coefficiente di smorzamento  $\xi$  diversi dal 5% ( $\eta = 1$  per  $\xi = 5\%$ , che rappresenta il valore di riferimento per le strutture convenzionali).

L'intervallo  $[T_C, T_D]$  è caratterizzato da un valore costante della velocità e l'accelerazione è pari a:

$$S_e(T) = S_{e,max} \frac{T_C}{T}$$

Nell'intervallo  $T > T_D$ , si ha uno spostamento costante e l'accelerazione spettrale è pari a:

$$S_e(T) = S_{e,max} \frac{T_C T_D}{T^2}$$

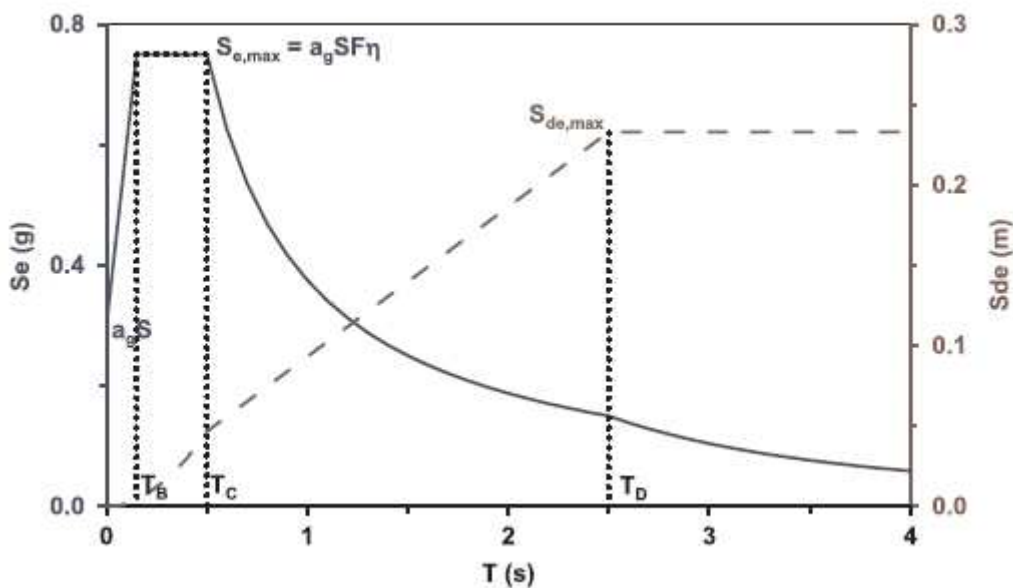


Figura 2.4 Spettro elastico

Come già descritto in precedenza, i valori usuali dei periodi di vibrazione degli edifici convenzionali ricadono spesso nell'intervallo di massima amplificazione sismica. La riduzione dell'azione sismica dovuta all'applicazione dell'isolamento è data dal seguente rapporto spettrale:

$$\frac{S_{e,is}}{S_{e,fb}} \cdot \frac{\eta_{fb}}{\eta_{is}}$$

dove:

$S_{e,is}$  è l'accelerazione spettrale in corrispondenza del periodo dell'edificio isolato  $T_{is}$ ,

$S_{e,fb}$  è l'accelerazione spettrale in corrispondenza del periodo  $T_{fb}$  dello stesso edificio considerato a base fissa.

Questo rapporto tiene conto anche dello smorzamento aggiuntivo introdotto dai dispositivi di isolamento rispetto all'edificio a base fissa, infatti solitamente  $\eta_{fb} = 1$  e  $\eta_{is}/\eta_{fb} < 1$ .

Tracciando in un grafico, rappresentato in figura 2.5, il rapporto spettrale in funzione di  $T_{is}/T_{fb}$  si possono distinguere due casi:

- $T_{is} \in [T_C, T_D]$ : si ottiene una curva unica (linea superiore) se si assume  $T_{bf} = T_C$  quando  $T_{bf} \leq T_C$ ;
- $T_{is} \in [T_D, 4,0]$ : si assume  $T_D = 2,5$  e si tracciano diverse curve per diversi valori di  $T_{bf}/T_D$ . La curva superiore è in corrispondenza dell'ascissa in cui  $T_{is} = T_D$ . Si può notare che la riduzione dell'accelerazione raggiunge valori sostanziali, soprattutto per  $T_{is}/T_{fb} \geq 3$ , che può essere considerato un valore idoneo a garantire il disaccoppiamento dei moti tra struttura e terreno.

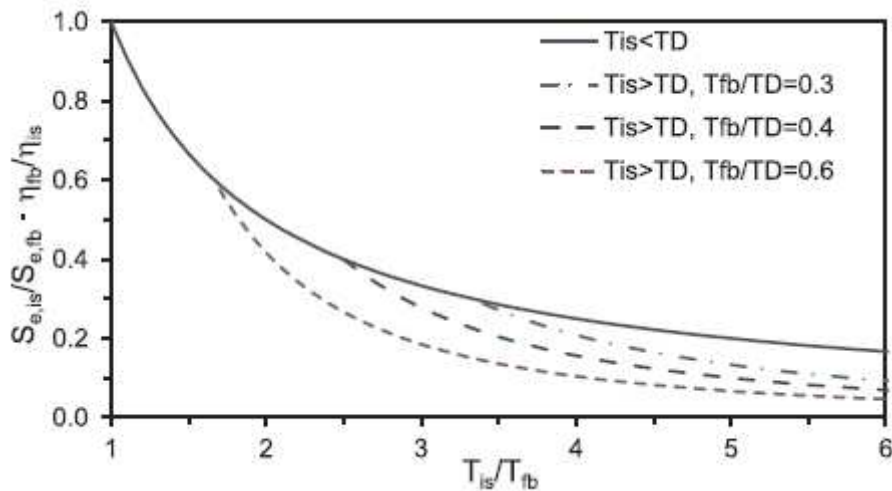


Figura 2.5 Andamento del rapporto spettrali in funzione di  $T_{is}/T_{fb}$

In prima analisi, si considera che un portale con trave infinitamente rigida, rappresentato in figura 2.6, si comporti come un oscillatore semplice ad 1 grado di libertà caratterizzato da una massa  $m$ , una rigidezza  $k$  e un coefficiente di smorzamento viscoso  $c$  e che sia soggetto ad un moto alla base. L'equazione che descrive l'equilibrio dinamico del sistema tra la forza di inerzia, la forza dissipativa e quella elastica, è la seguente:

$$ma + c\dot{u} + ku = 0$$

dove:

$a$  è l'accelerazione assoluta che può essere espressa come la somma dell'accelerazione del suolo  $\ddot{u}_g$  e di quella della trave rispetto al suolo  $\ddot{u}$ ;

$u$  lo spostamento relativo del telaio rispetto alla base;

$u_g$  è lo spostamento del terreno;

$\dot{u}$  è la velocità relativa del telaio rispetto alla base.

Esprimendo l'accelerazione assoluta, l'equazione diventa:

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g$$

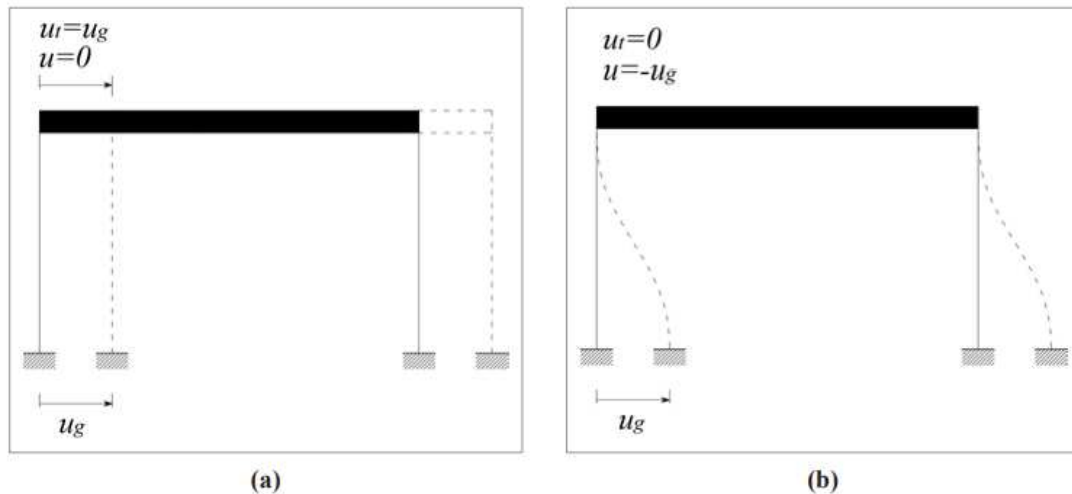


Figura 2.6 Portale equivalente ad un oscillatore semplice ad 1-DOF con: (a) trave infinitamente rigida; (b): trave infinitamente flessibile

Si considerano due casi limite:

- se  $k \rightarrow \infty$  : non ci sono spostamenti relativi tra la struttura e il terreno ( $u=0$ ), l'accelerazione assoluta è uguale a quella del suolo e il sistema non si deforma;
- se  $k \rightarrow 0$  : lo spostamento relativo della struttura è pari a quello del terreno cambiato di segno ( $u=-u_g$ ), l'accelerazione assoluta è nulla e il sistema resta fermo.

In questo modo si ottiene il disaccoppiamento del moto della massa rispetto al suolo, ossia l'isolamento sismico del sistema.

A tal fine si inseriscono dei dispositivi di isolamento tra la fondazione e la sovrastruttura in elevazione, (figura 2.7), caratterizzati da una rigidezza orizzontale molto bassa. L'insieme di questi dispositivi è detto interfaccia di isolamento.

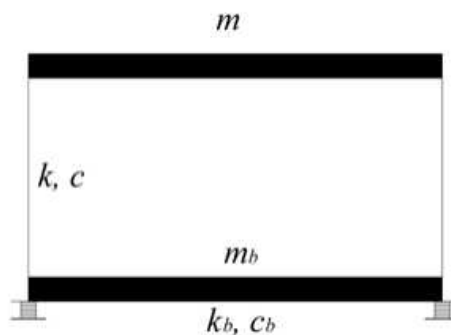


Figura 2.7 Portale isolato sismicamente

Successivamente viene riportata la trattazione proposta da *Naeim e Kelly* [5], che si basa su un sistema a 2 gradi di libertà, caratterizzato dai seguenti parametri (figura 2.8):

- $m_b$  la massa della trave al di sopra dell'interfaccia di isolamento, considerata infinitamente rigida;
- $m$  la massa della sovrastruttura;
- $k_b$  e  $c_b$  la rigidezza e il coefficiente di smorzamento del sistema di isolamento;
- $k_s$  e  $c_s$  quelle della sovrastruttura.

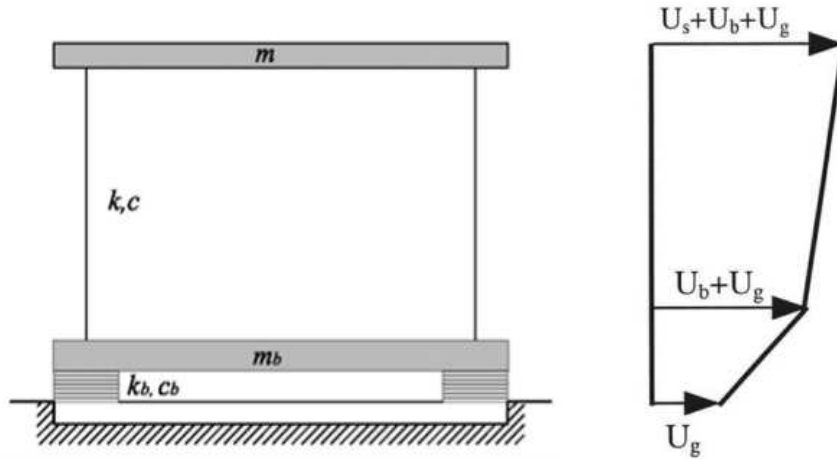


Figura 2.8 Rappresentazione schematica del sistema isolato a 2-DOF

Se  $u_s$  e  $u_b$  sono gli spostamenti orizzontali relativi delle masse  $m$  e  $m_b$  rispetto alla base, le equazioni del moto si scrivono nella maniera seguente:

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

dove:

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

Sostituendo:

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

Scrivendo le equazioni in forma matriciale si ottiene:

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

Si indica con  $M$  la massa totale  $M = m + m_b$

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

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

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

dove:

$$\gamma = \frac{m}{m + m_b} = \frac{m}{M} \quad \text{è il "rapporto tra le masse".}$$



Si considerano sempre i due casi limite:

- struttura a base fissa ( $k_b$  infinitamente rigida), caratterizzata dai seguenti parametri:

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

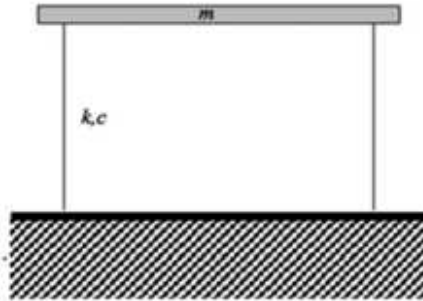


Figura 2.9 Rappresentazione schematica del caso limite di struttura a base fissa

- sovrastruttura rigida isolata alla base ( $k_s$  infinitamente rigida), caratterizzata dai seguenti parametri:

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



Figura 2.10 Rappresentazione schematica del caso limite di sovrastruttura infinitamente rigida

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

$$\begin{bmatrix} \omega_s^2 & 0 \\ 0 & \omega_b^2 \end{bmatrix} - \omega_i^2 \begin{bmatrix} 1 & 1 \\ \gamma & 1 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \Phi_{i,s} \\ \Phi_{i,b} \end{bmatrix} = 0$$

Si introduce il "rapporto pulsazioni":

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

Dall'analisi si ottengono le seguenti proprietà modali:

- Pulsazioni proprie:  $\omega_1^2 = \omega_b^2(1 - \gamma\varepsilon)$ ;  $\omega_2^2 = \omega_s^2 \frac{1+\gamma\varepsilon}{1-\gamma}$ ;
- Forme modali:  $\Phi_1 = \begin{bmatrix} \varepsilon \\ 1 \end{bmatrix}$ ;  $\Phi_2 = \begin{bmatrix} -(1 - (1 - \gamma)\varepsilon/\gamma) \\ 1 \end{bmatrix}$ ;
- Fattori di partecipazione:  $\Gamma_1 = 1 - \gamma\varepsilon$ ;  $\Gamma_2 = \gamma\varepsilon$ .



## 2.3 PROPRIETA' E TIPOLOGIE DEI DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO

Le caratteristiche principali che deve possedere un sistema di isolamento sono le seguenti:

- bassa rigidezza orizzontale: al fine di garantire un periodo di isolamento elevato in corrispondenza del quale si hanno dei valori ridotti delle accelerazioni trasmesse in sovrastruttura;
- buona capacità dissipativa: al fine di abbattere ulteriormente le azioni trasmesse in sovrastruttura e gli spostamenti orizzontali del sistema di isolamento;

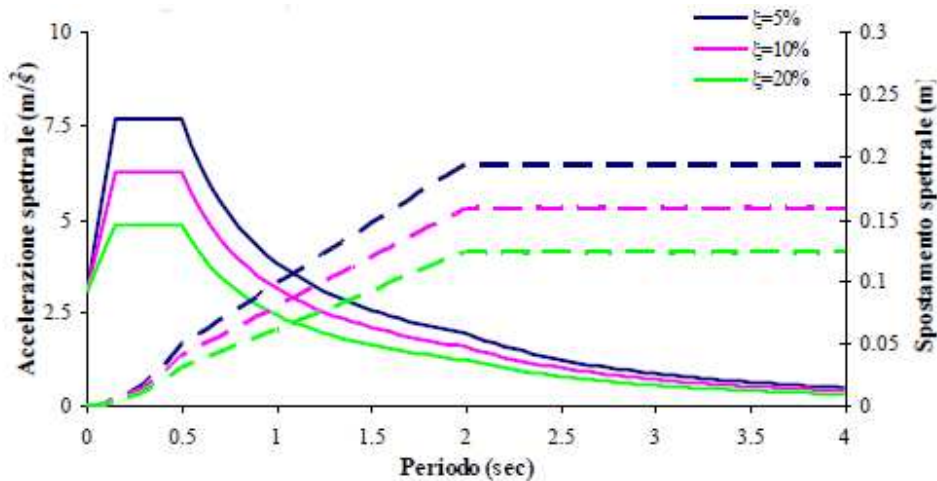


Figura 2.12 Abbattimento delle accelerazioni e degli spostamenti in funzione di diverse capacità dissipative dei dispositivi

- funzione di appoggio: deve essere in grado di supportare i carichi verticali in condizioni di esercizio e in condizioni sismiche (quindi anche in presenza di elevati spostamenti orizzontali);
- adeguata rigidezza nei confronti delle forze orizzontali di piccola entità (vento, traffico o sismi di bassa energia);
- ricentraggio: capacità di tornare alla posizione iniziale al termine di un evento sismico.

In commercio esistono due tipologie principali di dispositivi: gli isolatori *elastomerici* e gli isolatori a *scorrimento*. Entrambe le categorie verranno descritte in maniera più approfondita nel seguito.

### 2.3.1 ISOLATORI ELASTOMERICI

Sono dispositivi d'appoggio in elastomero armato, cioè, costituiti da una serie di strati alternati di acciaio e gomma collegati tra loro mediante vulcanizzazione. Quest'ultimo è un processo di produzione che garantisce la perfetta adesione tra le piastre in acciaio e l'elastomero e che avviene all'interno di forni ad una certa pressione e temperatura per un periodo di tempo stabilito in base alla dimensione dell'isolatore stesso.

Questa geometria permette ai dispositivi di raggiungere deformazioni orizzontali molto elevate, grazie al ridotto modulo elastico della gomma, e di avere un'elevata rigidezza verticale, grazie ai rinforzi in acciaio che confinano gli strati di elastomero impedendone quasi totalmente la deformazione sotto carichi verticali.

Gli isolatori elastomerici possono essere suddivisi a loro volta in tre categorie principali:

- **NRB: (Natural Rubber Bearings)**, sono costituiti da gomma naturale, molto deformabile ma a basso smorzamento ( $\xi \approx 5\%$ ). Vengono utilizzati qualora gli isolatori siano impiegati unitamente a dispositivi di dissipazione, affinché il sistema d'isolamento nel suo insieme abbia sufficienti capacità dissipative.

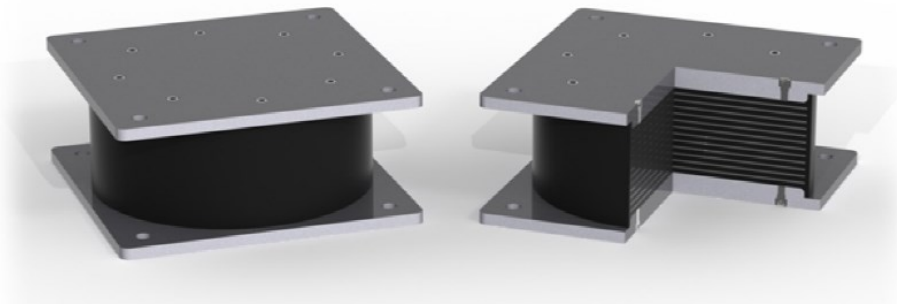


Figura 2.13 Isolatori di tipo NRB

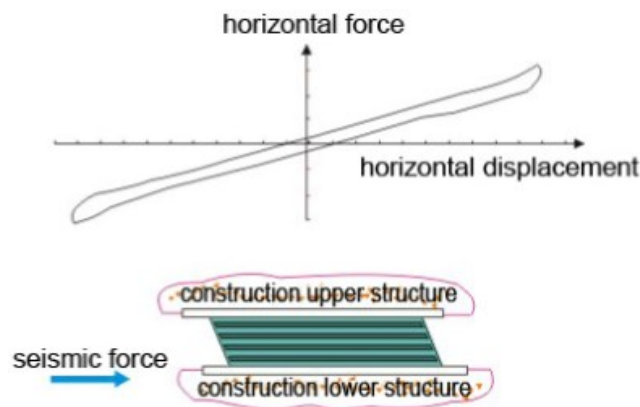


Figura 2.14 Ciclo forza-spostamento dei NRB, caratterizzato da elevata deformabilità, ma bassa dissipazione (area sottesa al ciclo)

- **HDRB: (High Damping Rubber Bearings)**, sono costituiti da gomma ad elevato smorzamento (ottenuta tramite l'aggiunta di filler di carbone alla gomma naturale). Sono dispositivi capaci di garantire un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi$  tra il 10 ed il 15 % e sono la tipologia di isolatori più utilizzata.

Gli strati in gomma sono vulcanizzati alle piastre di acciaio intermedie e di estremità, inoltre, uno strato esterno di gomma (ricoprimento) protegge l'isolatore dall'ambiente esterno. All'interno dei dispositivi è presente anche un foro che è funzionale al processo di vulcanizzazione e viene solitamente riempito con gomma a posteriori.



Figura 2.15 Dispositivi HDRB

I dispositivi di tipo HDRB sono caratterizzati dalle seguenti proprietà (figura 2.16):

- D: diametro dell'isolatore compreso il ricoprimento;
- D': diametro della gomma confinata dalle piastre in acciaio;
- $t_e$  o  $h_{is}$ : spessore totale degli strati di gomma;
- $t_i$ : spessore del singolo strato di gomma;
- $t_s$ : spessore del singolo piatto d'acciaio;
- $t_{ss}$ : spessore delle piastre in acciaio esterne;
- H: altezza totale del dispositivo;
- n: numero degli strati di gomma.

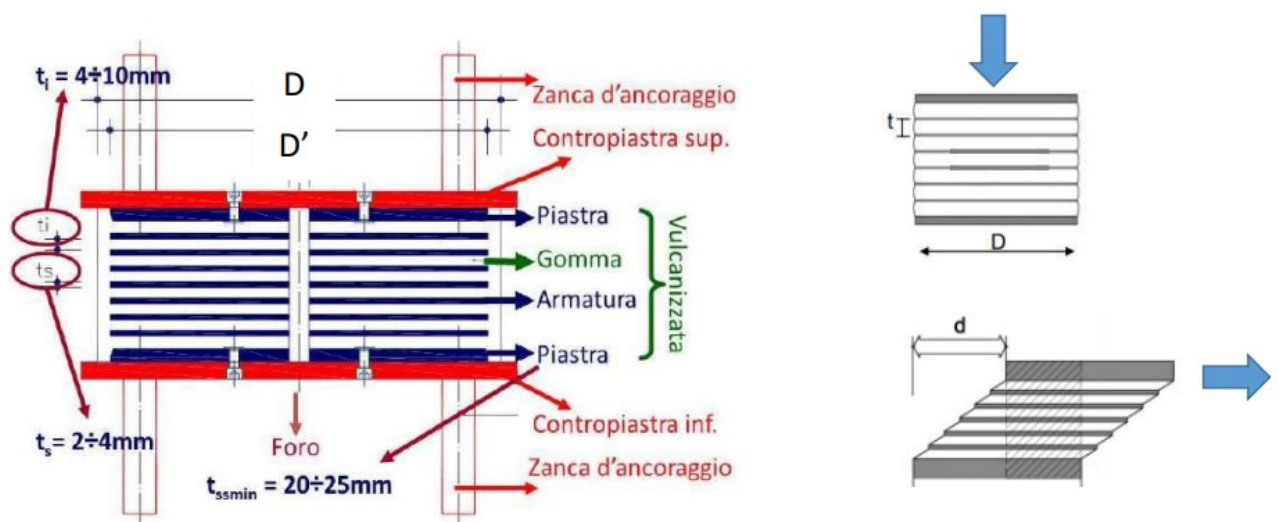


Figura 2.16 Caratteristiche geometriche isolatore elastomerico

Gli isolatori in opera sono sottoposti sia a carichi verticali (assiali) che orizzontali (trasversali): le piastre in acciaio servono per confinare la gomma sotto l'azione dei carichi verticali mentre gli strati di gomma si deformano lavorando a taglio.

Sono caratterizzati da due fattori di forma principali:

- il *fattore di forma primario S1* solitamente deve essere compreso tra 20-30 al fine di garantire un'adeguata rigidità verticale:

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

A parità di diametro D, al ridursi dello spessore del singolo strato di elastomero aumenta il confinamento dello stesso e, quindi, la rigidità verticale (figura 2.17). Quindi, al crescere del fattore di forma primario aumenterà anche la rigidità verticale del dispositivo.

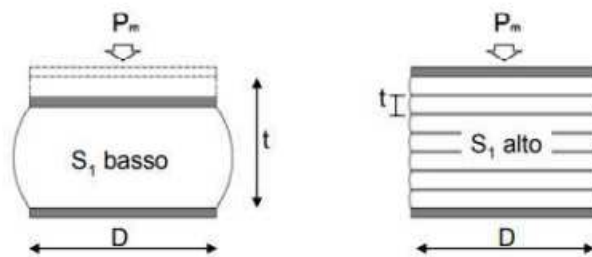


Figura 2.17 Variazione dello spessore del singolo strato di elastomero a parità di diametro del dispositivo

- il fattore di forma secondario S2 solitamente deve essere compreso tra 3-5 al fine di garantire un'adeguata stabilità nei confronti dei carichi verticali in configurazione deformata:

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

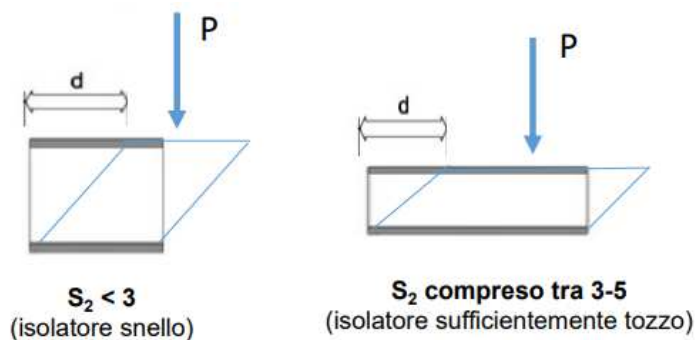


Figura 2.18 Variazione del fattore di forma secondario a parità di spostamento orizzontale del dispositivo

Considerando lo stesso spostamento orizzontale, se l'isolatore è tozzo non avrà problemi di stabilità nel portare i carichi verticali in configurazione deformata, se invece è snello, potrebbe avere problemi di stabilità (figura 2.18).

Si definisce deformazione a taglio il rapporto tra lo spostamento orizzontale totale  $d$  e l'altezza degli strati di gomma che sono i soli che si deformano a taglio.

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

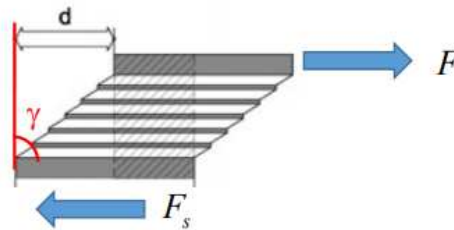


Figura 2.19 Caratteristiche del comportamento a taglio

Sottoponendo l'isolatore a deformazioni cicliche, durante delle prove di laboratorio a controllo di spostamento, si ottiene il ciclo forza-spostamento del dispositivo che è caratterizzato dai seguenti parametri lineari equivalenti:

- la rigidezza a taglio equivalente

$$k_{is} = \frac{G_d \cdot A_{is}}{h_{is}}$$

dove:

$$G_d = \frac{\tau_{max}}{\gamma_{max}} \text{ è il modulo di rigidezza a taglio secante;}$$

- il coefficiente di smorzamento equivalente

$$\xi_{eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{W_d^1}{E_{dM,eq}^1} = \xi_{is}$$

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

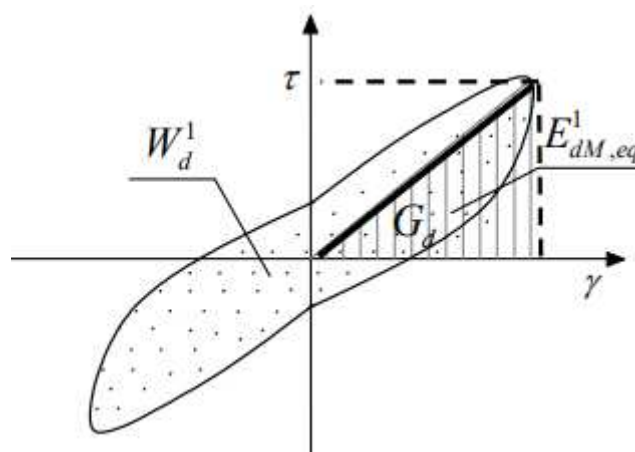


Figura 2.20 Legame costitutivo a taglio della gomma

- **LRB: (Lead Rubber Bearings)**, sono analoghi agli isolatori elastomerici descritti in precedenza, ma hanno anche un nucleo centrale in piombo, la cui plasticizzazione durante gli spostamenti orizzontali aumenta le capacità dissipative dei dispositivi e di conseguenza della struttura in cui sono installati. Inoltre, sono molto rigidi per piccole deformazioni, non

completamente ricentranti e possono essere sensibili all'incremento di temperatura durante i cicli di carico (molto più elevata degli isolatori in gomma ad alto smorzamento).

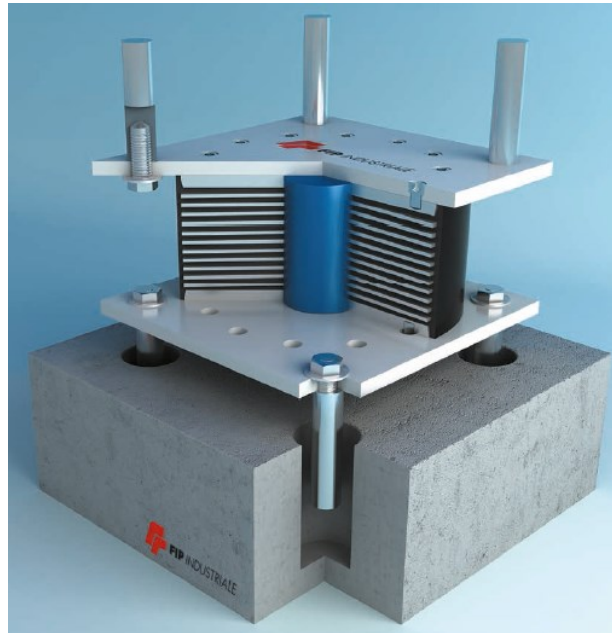


Figura 2.21 Dispositivi LRB

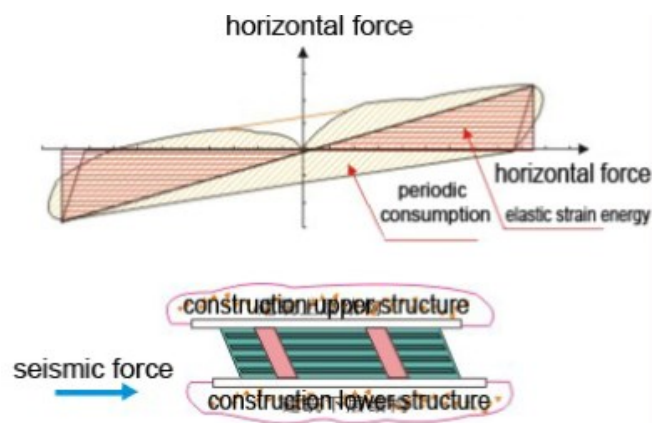


Figura 2.22 Ciclo forza-spostamento dei dispositivi LRB

### 2.3.2 ISOLATORI A SCORRIMENTO

Sono dei dispositivi che consentono il movimento orizzontale relativo tra la parte di struttura soprastante (sovrastuttura) e la parte sottostante, solidale al terreno (sottostruttura).

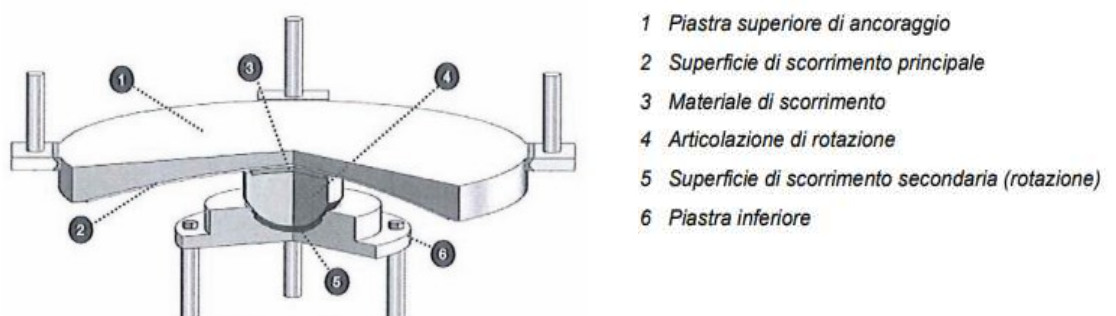




Figura 2.23 Isolatore a scorrimento a singola superficie curva

Esistono differenti tipologie di dispositivi a scorrimento:

- **Isolatori a scorrimento a superficie curva o isolatori a pendolo**, sono costituiti da:
  - una superficie primaria a forma di calotta sferica, con un raggio di curvatura  $R$  realizzata in acciaio e rivestita da materiale ad attrito noto, solidale con una delle due parti della struttura isolata ed una articolazione, vincolata alla porzione opposta;
  - una superficie di scorrimento secondaria che consente di accomodare le rotazioni durante le traslazioni. Questa superficie deve essere opportunamente lubrificata al fine di minimizzare l'attrito;
  - una pasticca in materiale polimerico che garantisce lo scorrimento tra le due superfici.



- 1 Piastra superiore di ancoraggio
- 2 Superficie di scorrimento principale
- 3 Materiale di scorrimento
- 4 Articolazione di rotazione
- 5 Superficie di scorrimento secondaria (rotazione)
- 6 Piastra inferiore

Figura 2.24 Componenti principali di un isolatore a scorrimento a superficie curva

La superficie curva consente al dispositivo di tornare nella posizione iniziale, garantendo così una funzione parzialmente ricentrante e di avere una rigidità orizzontale proporzionale al carico verticale, garantendo di conseguenza la coincidenza in pianta tra centro di massa dell'edificio e centro di rigidità del sistema di isolamento.

Sono caratterizzati da un legame costitutivo di tipo rigido-plastico incrudente:

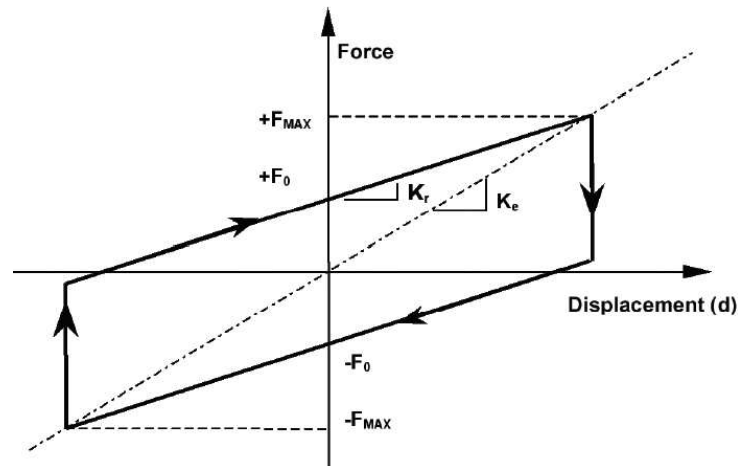


Figura 2.25 Legame costitutivo isolatori a scorrimento

$F_0 = \mu \cdot W$  è la soglia di attivazione iniziale dei dispositivi, che deve essere superata affinché gli isolatori inizino a scorrere;

$F_{max} = W \left( \mu + \frac{d}{R} \right)$  è la massima forza orizzontale;

$K_r = \frac{W}{R}$  è la rigidezza orizzontale equivalente;

$K_e = W \left( \frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right)$  è la rigidezza efficace;

$\mu$  è il coefficiente d'attrito;

$W$  è il carico verticale agente sul dispositivo;

$R$  è il raggio della superficie di scorrimento;

$d$  è lo spostamento orizzontale.

La funzione dissipativa è garantita dalla superficie non lubrificata quindi ad attrito non azzerato (ma controllato).

Il materiale utilizzato per la superficie di scorrimento primaria è un polietilene ad altissimo peso molecolare caratterizzato da elevata durabilità, stabilità, resistenza e capacità di carico e attrito variabile.

I principali parametri del sistema di isolamento, ovvero periodo di oscillazione e capacità di dissipazione sono definiti come segue:

$$T_{is} = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g \left( \frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right)}}; \quad \xi_{is} = \frac{2}{\pi} \frac{1}{\frac{d}{R\mu} + 1}$$

La rigidezza e lo smorzamento dei dispositivi sono due parametri che variano in funzione dello spostamento orizzontale degli isolatori. Nel range tipico degli spostamenti sismici (0-50 cm) il sistema tende ad essere poco isolato e troppo smorzato, soprattutto in

corrispondenza degli Stati Limite di Esercizio. Pertanto, è consigliabile orientarsi sui dispositivi a più basso attrito poiché finché la soglia di scorrimento iniziale (dipendente dall'attrito) non viene eguagliata e superata la struttura avrà un comportamento a base fissa.

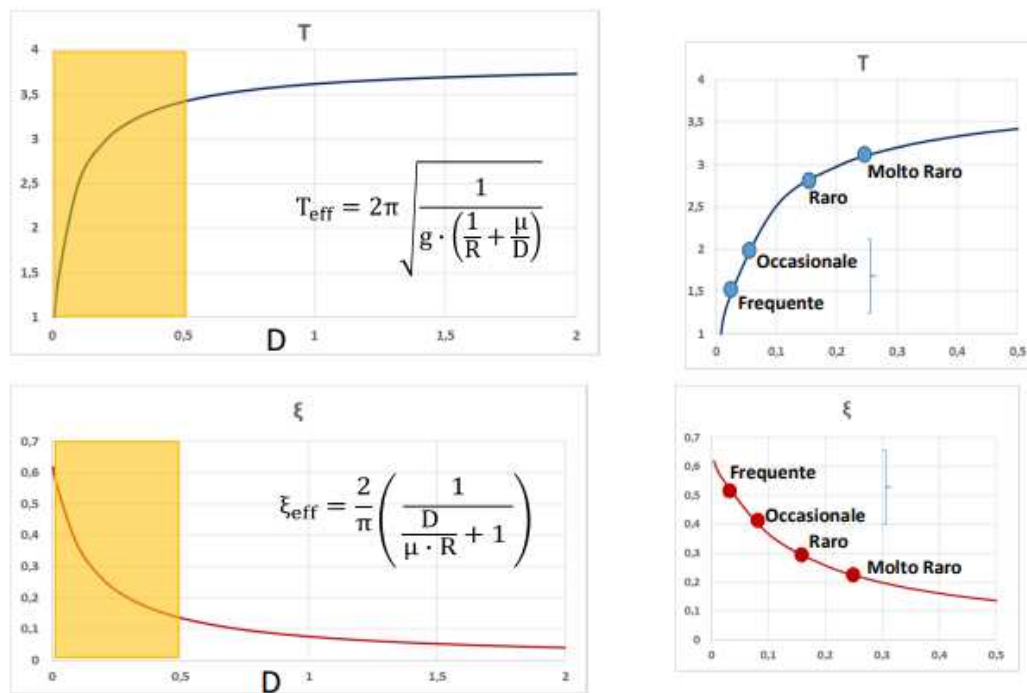


Figura 2.26 Variabilità del periodo e dello smorzamento in funzione dello spostamento orizzontale dei dispositivi

Questi isolatori possono essere realizzati a singola o a doppia superficie curva. I primi hanno un maggior ingombro in pianta, l'eccentricità è circa nulla su un lato e massima sull'altro e possono essere installati anche capovolti (ed esempio nel caso dei ponti).

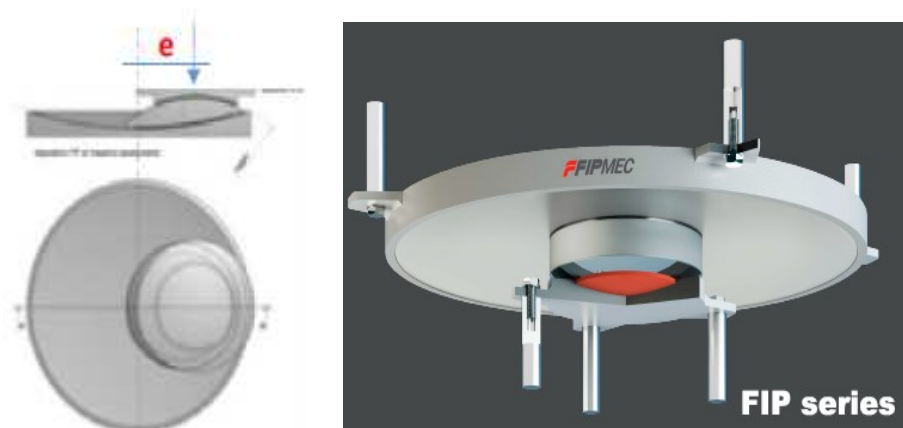


Figura 2.27 Isolatori a singola superficie di scorrimento

Invece, i dispositivi a doppia superficie curva sono caratterizzati da un minor ingombro in pianta e da un'eccentricità dimezzata, ma presente su entrambi i lati.

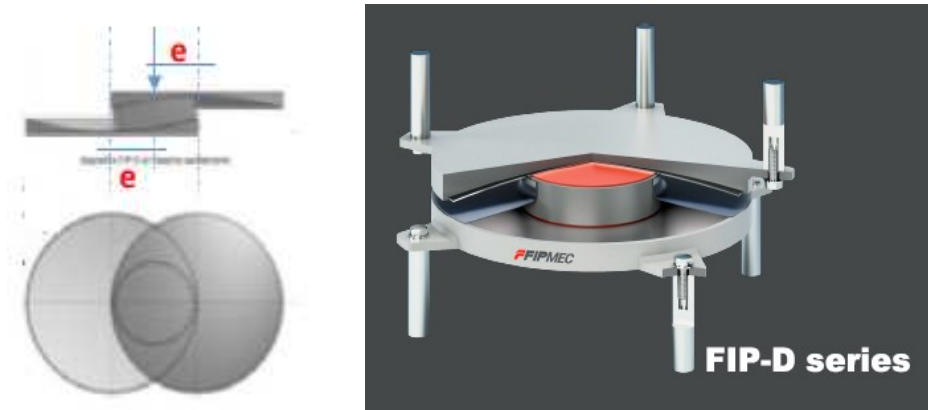


Figura 2.28 Isolatori a doppia superficie di scorrimento

Gli isolatori ad attrito italiani sono chiamati CSS (Curved Surface Sliders) e sono stati utilizzati per la prima volta nel progetto C.A.S.E., che verrà illustrato in seguito.

I dispositivi americani, invece, sono analoghi a quelli italiani ma precedenti temporalmente e prendono il nome di Friction Pendulum System (FPS) se sono a singola superficie di scorrimento o Double Friction Pendulum (DFP) se sono a doppia superficie di scorrimento. Sono caratterizzati da un anello di ritegno che non è presente negli altri dispositivi (poiché brevetto esclusivamente americano) che deve essere progettato e predisposto all'interno delle strutture in cui i dispositivi verranno inseriti.

L'anello di ritegno impedisce la fuoriuscita della pasticca dalla superficie di scorrimento nel caso si presenti un'azione sismica più severa rispetto a quella considerata in fase di progetto del dispositivo.

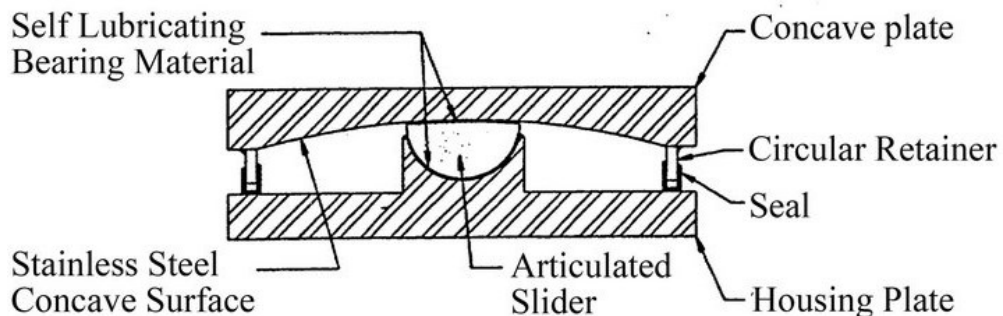


Figura 2.29 Friction Pendulum System

- **isolatori a scorrimento a superficie piana o slitte (Sliding Device, SD):** sono caratterizzati da un raggio di curvatura infinito e da una superficie in PTFE lubrificato a bassissimo coefficiente di attrito (<1%). Avendo un coefficiente d'attrito molto basso, le slitte non hanno alcuna funzione dissipativa, ma solo di appoggio verticale. Solitamente vengono accoppiate con gli isolatori elastomerici per ottenere periodi di isolamento maggiori al fine di utilizzare un numero inferiore di dispositivi con maggior diametro, realizzando dei sistemi di isolamento ibridi.

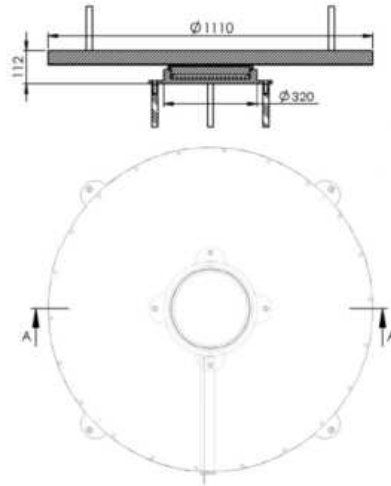


Figura 2.30 Slitta piana

Quando si realizza un sistema di isolamento ibrido è opportuno mettere in pratica i seguenti accorgimenti:

- inserire gli isolatori elastomerici in configurazione simmetrica rispetto alla distribuzione delle masse dell'edificio, in modo tale da far coincidere il centro delle rigidezze del sistema di isolamento con il centro delle masse della sovrastruttura, anche in presenza di edifici fortemente irregolari;
- inserire gli isolatori elastomerici perimetralmente per massimizzare la rigidezza torsionale e ridurre i carichi sugli stessi;
- diversificare gli isolatori in funzione dei carichi verticali agenti.

## 2.4 APPLICAZIONI IN ITALIA

Il principio di base dell'isolamento sismico non è un concetto del tutto nuovo; infatti, nel Sud Italia sono presenti delle applicazioni rudimentale di tale sistema. Si tratta di tre templi dorici a Paestum, compreso il Tempio di Athena, risalenti al VI sec. a.C.; costruiti al di sopra di fondazioni adagate su uno strato di sabbia che le separa dal terreno rigido.

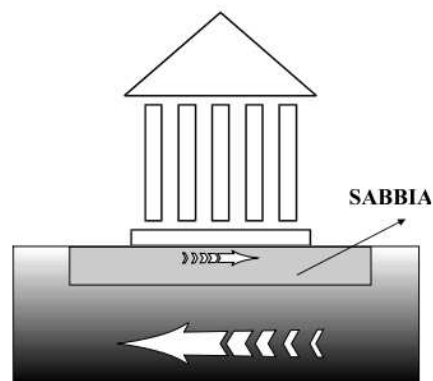


Figura 2.31 Tempio di Athena a Paestum

La prima applicazione moderna, invece, risale al 1976 e riguarda il Viadotto Somplago dell'Autostrada Udine-Tarvisio.



*Figura 2.32 Il viadotto Somplago sismicamente isolato dopo il suo completamento*

Il sistema di isolamento sismico ha permesso al viadotto Somplago di sopravvivere alle due scosse dell'11 settembre (magnitudo  $M=5.3$  e  $5.6$ , rispettivamente) e alle due scosse del 15 settembre ( $M = 5,9$  e  $6,0$ , rispettivamente), del terremoto del Friuli nel 1976 con epicentri a pochi chilometri da esso. Il viadotto in seguito a questi sismi non ha riportato alcun danno, contrariamente alla maggior parte delle altre strutture situate in prossimità dell'area epicentrale. Quest'ottimo comportamento provocò un'immediata rapida estensione dell'applicazione dei sistemi antisismici a ponti e viadotti italiani di nuova costruzione. Infatti, all'inizio degli anni '90 si contavano già 150 ponti e viadotti protetti da sistemi antisismici: questo assicurava, all'epoca, all'Italia il primato mondiale per il numero e l'importanza di dispositivi antisismici applicati a tali infrastrutture.

La prima applicazione italiana dell'isolamento sismico negli edifici risale al 1981 e riguarda l'edificio del Comando dei Vigili del Fuoco di Napoli (figura 2.33). L'edificio è stato progettato prima del terremoto Campano-Lucano del 1980 ( $M = 6.9$ ), senza tener conto delle azioni sismiche, non essendo considerata l'area come sismica all'epoca. Il progetto originario prevedeva una struttura in acciaio sospesa da una trave reticolare superiore, sostenuta da torri in cemento armato. Questo progetto è stato riadattato in seguito prevedendo l'inserimento di cuscinetti in neoprene (Neoprene Bearings, NB) nella parte superiore delle torri in calcestruzzo come supporti per la trave reticolare in acciaio, dissipatori di piano e Shock Transmitter Units (STU) all'interno dell'edificio.



Figura 2.33 L'edificio del Comando dei Vigili del Fuoco di Napoli

Lo stato di avanzamento delle applicazioni delle nuove tecnologie antisismiche negli edifici è stato più lento negli anni successivi; tuttavia, la tendenza ha subito nuovamente un'accelerazione all'inizio degli anni '90, a seguito della costruzione del Centro Telecom Italia della Regione Marche ad Ancona. In totale sono stati realizzati 5 edifici ad 8 piani (altezza complessiva di 25m), sono stati utilizzati 297 isolatori elastomerici ad alto smorzamento (HDRB) e sono state eseguite prove di rilascio in situ su uno dei cinque edifici fino ad uno spostamento  $s=110$  mm ( $=0.8 S_{\text{progetto}}$ ).

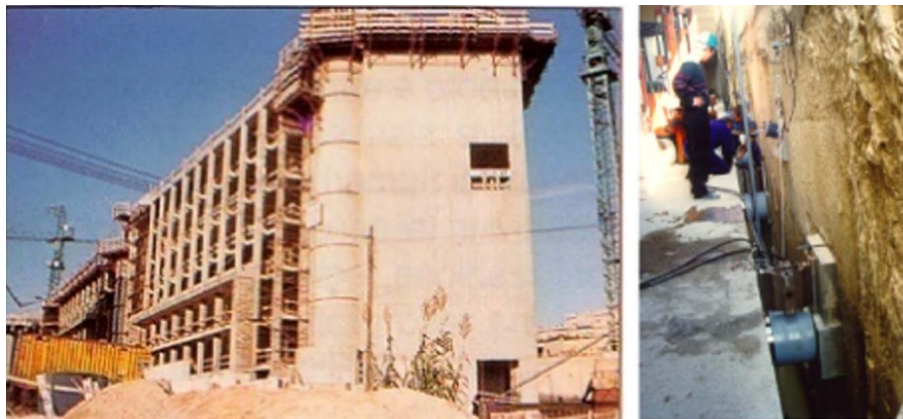


Figura 2.34 Centro Telecom Italia della Regione Marche ad Ancona, completato nel 1990 e sottoposto a prove di rilascio

Attualmente l'Italia è tra i paesi leader mondiali per numero di strutture protette da dispositivi antisismici; quinta dopo nazioni molto più popolose come Giappone, Cina, Russia, Stati Uniti e prima in Europa occidentale per numero complessivo di applicazioni di sistemi antisismici passivi su edifici, ponti e viadotti.

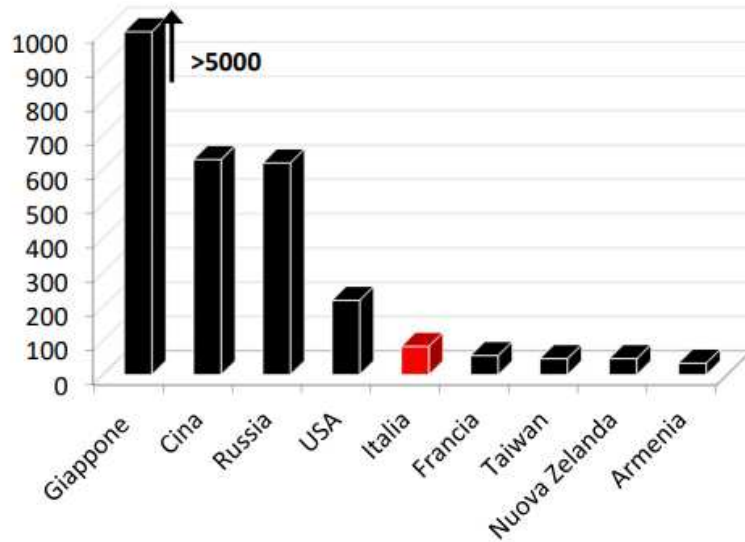


Figura 2.35 Applicazioni dei sistemi antisismici nel mondo

Per quanto riguarda l'isolamento sismico, è il quarto paese al mondo per numero di edifici isolati, con oltre 400 applicazioni già realizzate nel 2013.

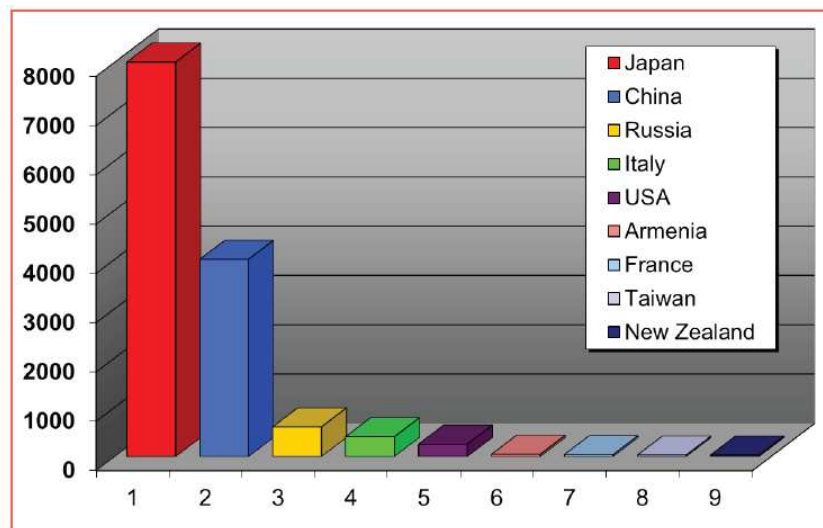


Figura 2.36 Edifici isolati nei paesi più attivi

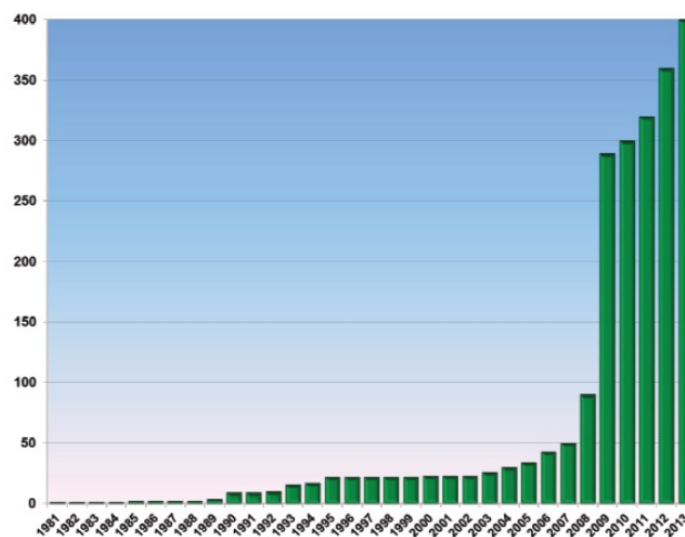


Figura 2.37 Numero complessivo di edifici italiani isolati fino a settembre 2013



Nonostante l'Italia sia stata tra i primi Paesi al mondo ad applicare l'isolamento sismico (soprattutto a ponti e viadotti) lo sviluppo negli anni successivi è stato frenato dalla mancanza di una normativa adeguata che ne disciplinasse il corretto utilizzo. Infatti, fino al terremoto di San Giuliano di Puglia del 2002 tutti i progetti di strutture dotate di sistemi antisismici dovevano essere sottoposti all'approvazione da parte del Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici.

A seguito di tale evento fu messa a punto l'Ordinanza 3274/2003 emanata dall'Ufficio del Presidente del Consiglio dei ministri nel marzo 2003, che semplificava l'adozione delle moderne tecnologie antisismiche.

Dopo un periodo di confusione, in cui coesistevano diverse norme, nel 2008 furono finalmente emanate le nuove Norme Tecniche Italiane, che comprendevano tutte le norme tecniche che erano state emesse separatamente in passato, e diventarono le uniche norme valide dopo il terremoto dell'Aquila nel 2009.

La presenza di un'apposita normativa favorì l'applicazione dell'isolamento sismico, soprattutto alle strutture strategiche e agli edifici pubblici, come scuole ed ospedali. Per queste strutture, infatti, sono richiesti livelli di sicurezza più elevati, difficilmente ottenibili con le tecniche di progettazione convenzionali.

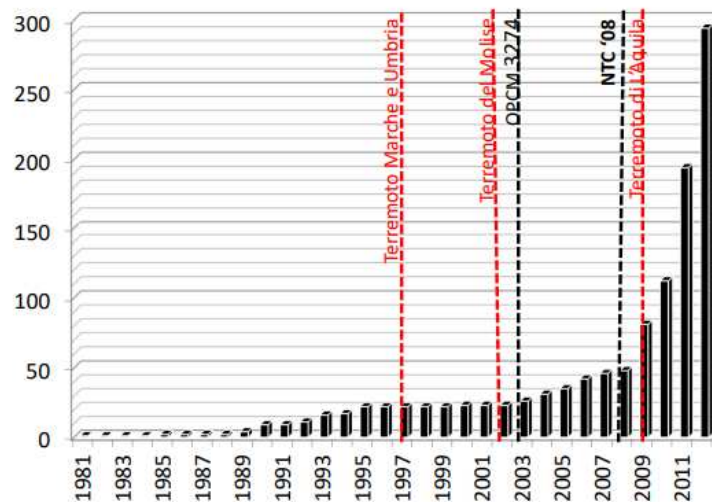


Figura 2.38 Edifici Italiani isolati dal 1981 al 2011

#### 2.4.1 EDIFICI DI NUOVA REALIZZAZIONE IN C.A.

Nel seguito verrà illustrata una panoramica delle principali applicazioni dell'isolamento sismico a edifici in cemento armato di nuova costruzione in Italia, avvenute in seguito ai principali eventi sismici che si sono verificati negli ultimi decenni.

- Applicazioni in seguito al terremoto del Molise del 2002



*Figura 2.39 La nuova scuola Francesco Jovine di San Giuliano di Puglia isolata sismicamente e vista di alcuni isolatori*

La nuova scuola Francesco Jovine di San Giuliano di Puglia è stata la prima scuola in Italia ad essere progettata con isolamento sismico. È composta da due edifici che si elevano da un unico impalcato di base, isolato sismicamente mediante 61 HDRB e 13 SD.

Altre recenti applicazioni nell'ambito degli edifici scolastici sono:

- la nuova scuola elementare di Marzabotto, Bologna, isolata tramite 28 HDRB e 14 SD, completata nel 2010;



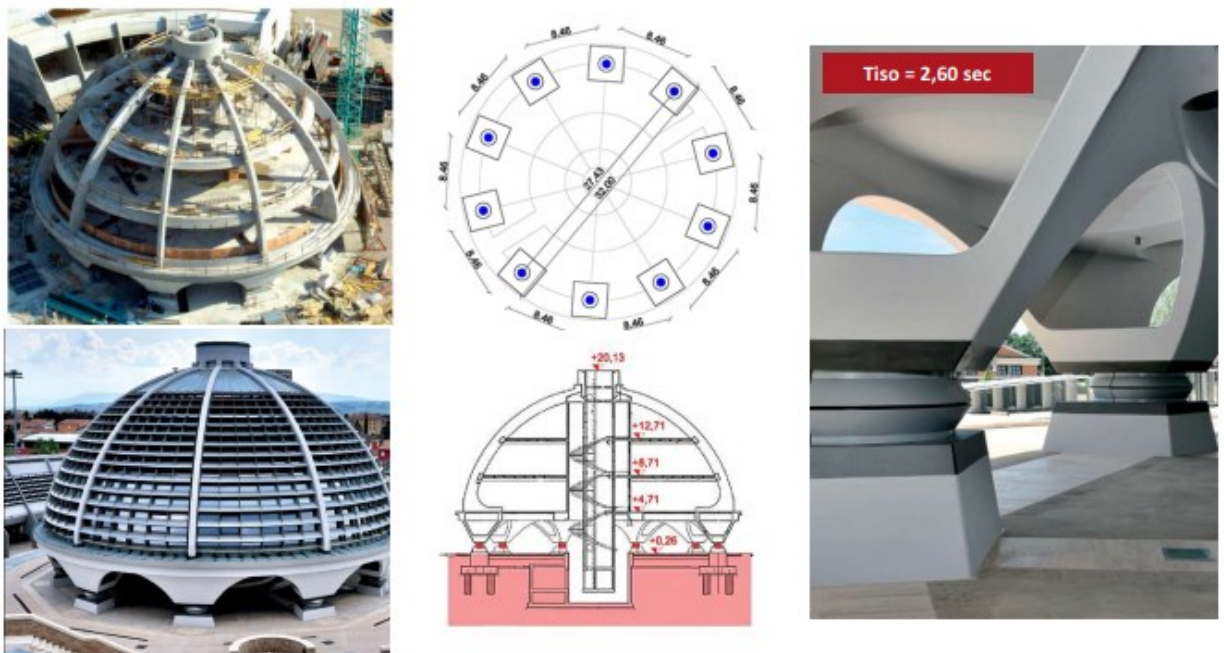
*Figura 2.40 Scuola Marzabotto e vista di alcuni isolatori*

- l'edificio B del Liceo Francesco Romita di Campobasso, che è stata ricostruito con un sistema di isolamento composto da 12 HDRB e 10 SD; i lavori sono stati ultimati nel 2012;
- diversi edifici scolastici in Toscana, tra questi la nuova scuola materna ed elementare a Mulazzo, che è stata isolata mediante 14 LRB e 15 SD e completata nel 2012.



Figura 2.41 Blocco B del liceo Romita e vista di alcuni isolatori

Tra gli edifici strategici, una delle più interessanti applicazioni è il nuovo Centro di Protezione Civile regionale di Foligno che comprende diversi edifici isolati. Tra questi vi è l'edificio che ospita il Centro Operativo, di forma emisferica, alto 22 m e con diametro di 31 m, poggiante sulla fondazione tramite 10 isolatori elastomerici ad alto smorzamento (diametro = 1000 mm, rigidità orizzontale = 1310 kN/m, fattore di smorzamento = 10%). I dispositivi di isolamento trasferiscono i carichi alle fondazioni, costituite da plinti in calcestruzzo, ciascuno sostenuto da quattro pali.



System	Type	n.	$A_{max}$ [m <sup>2</sup> ]	$N_{max}$ [kN]	$\sigma_{max}$ [MPa]	$A_{mean}$ [m <sup>2</sup> ]	$N_{mean}$ [kN]	$\sigma_{mean}$ [kg/cm <sup>2</sup> ]
All isolators	HDRB1000	10	80.40	3365	4,28	80.40	3365	42.80

Figura 2.42 Il nuovo Centro della Protezione Civile della Regione Umbria a Foligno e caratteristiche del sistema di isolamento

Dopo la Scuola Jovine, solamente due edifici residenziali a San Giuliano di Puglia sono stati isolati alla base. Si tratta degli edifici C8R e C20R, completati rispettivamente nel 2007 e nel 2011. Le ragioni di questo numero limitato di applicazioni sono dovute probabilmente ai lunghi tempi di realizzazione dei dispositivi e alla scarsa conoscenza delle regole di progettazione degli edifici isolati da parte dei tecnici.



Figura 2.43 Gli edifici residenziali C8R e C20R a San Giuliano di Puglia, protetti tramite isolamento alla base

- Applicazioni in seguito al terremoto dell'Aquila del 2009

L'uso dell'isolamento sismico ha avuto un notevole sviluppo in Italia a seguito del terremoto dell'Aquila del 6 aprile 2009, grazie al progetto C.A.S.E.

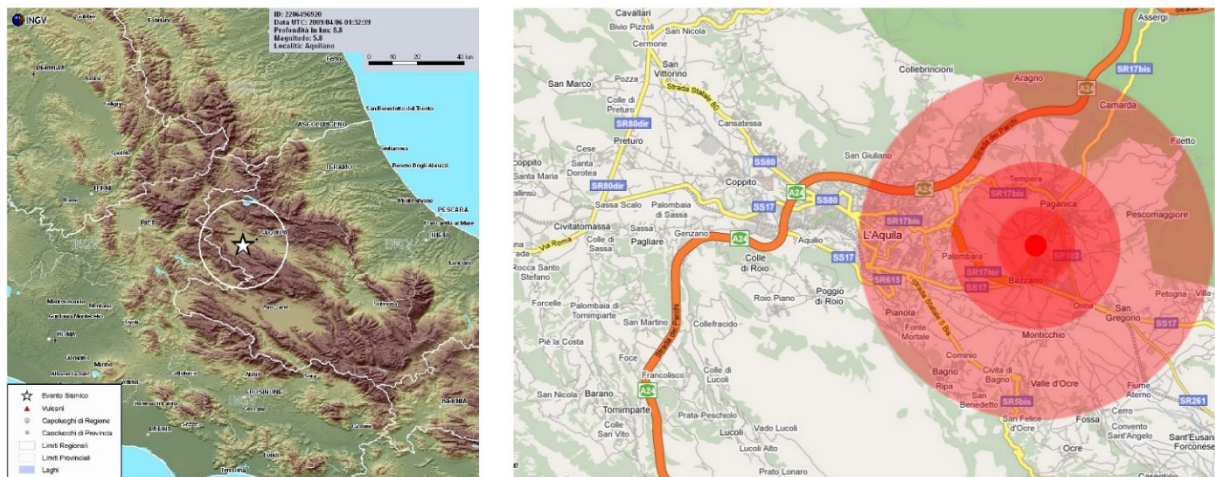


Figura 2.44 Epicentro del terremoto del 6 aprile 2009 e area coinvolta da tale sisma

Questo progetto ha previsto la realizzazione di 184 edifici prefabbricati in legno, c.a. o acciaio, realizzati in breve tempo e destinati a ospitare temporaneamente gli sfollati. Ciascun edificio poggia su una piattaforma in cemento armato (21 m x 57 m in pianta, con uno spessore di 50 cm) isolata tramite 40 CSS (isolatori scorrevoli a superficie curva fabbricati in Italia), installati in cima ai pilastri, che si innalzano dalla piastra di fondazione, che ha la stessa dimensione della piattaforma.



Figura 2.45 Uno degli edifici del progetto C.A.S.E. e vista di un isolatore

Uno dei primi edifici completati durante la ricostruzione a L'Aquila è stato l'edificio dell'ANAS (Agenzia Nazionale Italiana per la Costruzione di Strade), isolato per mezzo di 60 HDRB e ultimato nel 2011.



Figura 2.46 Edificio dell'ANAS a L'Aquila

Tra le applicazioni più interessanti, al di fuori delle aree colpite dai recenti terremoti, ci sono:

- un edificio residenziale in via Spadafora a Messina che rappresenta l'edificio residenziale più alto isolato sismicamente in Italia, completato nel 2014 e composto da 8 piani fuori terra più un piano interrato, utilizzato come garage. È stato isolato per mezzo di 22 LRB e 2 SD.



Figura 2.47 Edificio residenziale in via Spadafora a Messina e vista isolatore

- l'edificio residenziale "120 Forlanini" di Ragusa completato nel 2014 con un sistema di isolamento composto da 17 HDRB e 18 SD;



Figura 2.48 Edificio residenziale "120 Forlanini" a Ragusa

- l'edificio residenziale "Balza Akradina" di Siracusa completato nel 2015 costruito con un sistema di isolamento composto da 8 HDRB e 4 SD;



Figura 2.49 Edificio residenziale "Balza Akradina" a Siracusa

- l'edificio Eurosky a Roma, in cui sono stati utilizzati 30 SD e 28 LRB per ottenere un "dissipatore a massa accordate" (Tuned Mass Damper, TMD) al ventisettesimo piano, utilizzando come massa i tre piani superiori. Sono state utilizzate anche barre verticali pretensionate per evitare effetti di oscillazione;



Figura 2.50 Edificio Eurosky e dettaglio del sistema di isolamento e delle barre pretesionate

#### 2.4.2 EDIFICI DI NUOVA REALIZZAZIONE IN MURATURA

Si è visto che l'isolamento sismico può contribuire anche al rilancio della muratura nelle strutture, poiché consente di ridurre notevolmente gli effetti sismici distruttivi.

Una delle prime applicazioni dell'isolamento sismico a edifici in muratura di nuova costruzione in Italia è un edificio residenziale di Corciano (PG), composto da due blocchi rispettivamente di due e quattro piani. Il sistema di isolamento è costituito da 18 HDRB (diametro = 500 mm), collocati tra la fondazione in cemento armato e la sovrastruttura in muratura armata.



Figura 2.51 Edificio residenziale di Corciano isolato alla base

L'interesse per l'uso della muratura nei nuovi edifici è legato al fatto che essa può garantire una maggiore durabilità, testimoniata dalle costruzioni antiche, e una migliore prestazione in termini di efficienza energetica. Inoltre, l'edificio che si ottiene è un net-zero energy building (NEZB) e ha una connotazione ecocompatibile, grazie all'uso di materiali in laterizio e al basso impatto ambientale.

### 2.4.3 RETROFIT DI EDIFICI ESISTENTI

La vera sfida dell'isolamento sismico è la protezione delle strutture esistenti (retrofit), soprattutto in Paesi come l'Italia dove la manutenzione dei vecchi edifici è un aspetto di fondamentale importanza.

L'isolamento sismico di edifici esistenti può essere considerato applicabile quando sono soddisfatte le seguenti condizioni:

- la struttura ha una resistenza alle azioni orizzontali non trascurabile;
- i materiali hanno caratteristiche accettabili;
- la struttura è in grado di sostenere i carichi verticali;
- la geometria delle fondazioni consente l'inserimento del sistema di isolamento.

Inoltre, il posizionamento dell'interfaccia di isolamento deve tener conto dei seguenti aspetti:

- la destinazione d'uso del piano destinato a ospitare l'interfaccia, che anche per gli edifici esistenti si tende a posizionare al piano più basso possibile;
- la tipologia e il piano di posa delle fondazioni;
- il posizionamento e le caratteristiche strutturali dei corpi scala e ascensori;
- la vicinanza di altri edifici o di vincoli di altro tipo in adiacenza all'edificio.

Facendo dapprima riferimento agli edifici in cemento armato, esistono due principali tipologie di intervento per il posizionamento del sistema di isolamento sismico:

- tagliare ed eliminare una porzione dei pilastri (ed eventuali muri), e successivamente inserire gli isolatori. Come nel caso del nuovo edificio, la soluzione migliore, quando possibile, è quella di inserire i dispositivi alla sommità dei pilastri del piano più basso (l'eventuale piano interrato). In questo modo, il piano superiore agli isolatori garantisce il livello di rigidezza orizzontale richiesto e le porzioni di pilastri sotto i dispositivi di isolamento possono essere ampliate per ottenere la rigidezza necessaria o semplicemente per supportare gli isolatori;
- inserimento degli isolatori al di sotto della fondazione esistente con realizzazione di un'ulteriore nuova sottofondazione.

Tra le applicazioni della prima tipologia di intervento vi è l'edificio residenziale in Via Tigli a Pianola, (L'Aquila) gravemente danneggiato dall'evento sismico del 2009.

La struttura è stata isolata attraverso 42 HDRB e 62 SD, inseriti alla sommità dei pilastri appena sotto il primo piano.

Un'ispezione effettuata dopo il terremoto del Centro Italia del 24 agosto 2016 (Mw = 6,0) ha dimostrato che l'edificio si è comportato molto bene.





Figura 2.52 Edificio residenziale in Via Tigli a Pianola, L'Aquila

La seconda tecnica è stata applicata, per la prima volta ad un edificio residenziale in via Latini a Fabriano che ha subito danni agli elementi non strutturali durante la sequenza sismica di Marche-Umbria del 1997-98. I dispositivi di isolamento elastomerici sono stati inseriti tra i plinti di fondazione esistenti e quelli di nuova realizzazione, costruiti al di sotto dei precedenti. Successivamente sono stati tagliati i pali esistenti al fine di separare i vecchi plinti da quelli nuovi.



Figura 2.53 (a) fondazione prima dell'intervento; (b) nuova sottofondazione; (c) inserimento isolatore; (d) nuovo piano interrato

L'edificio, che si trova nell'area colpita dalla sequenza sismica del 2016-2017 del centro Italia, non ha subito alcun danno, a differenza di altri edifici ricostruiti dopo la sequenza sismica del 1997-98 secondo tecniche di progettazione tradizionali.

Nel caso, invece, di edifici esistenti in muratura, solitamente si procede realizzando una struttura molto rigida, in genere in c.a., alla base delle pareti del primo livello, capace di assorbire localmente i carichi trasmesse dalla sovrastruttura e di trasferirli ad un numero limitato di dispositivi di isolamento, disposti negli incroci tra le pareti e in altri punti intermedi se necessario. Gli isolatori, a loro volta, trasferiscono le azioni alla sottostruttura, anch'essa realizzata in c.a. e dotata di sufficiente rigidezza.

La cosa importante è operare procedendo per piccoli sotto-cantieri, ossia intervenendo su piccole porzioni dell'edificio alla volta.

Un altro aspetto da considerare riguarda il posizionamento in altezza dei dispositivi.

Posizionando gli isolatori alla base del piano interrato (o di qualsiasi altro piano), le pareti di tale piano subirebbero spostamenti relativi rispetto al pavimento e, di conseguenza, andrebbe previsto un opportuno "gap", rendendo non utilizzabile lo spazio adiacente alle pareti stesse (figura 2.54b). Pertanto, è preferibile disporre i dispositivi in corrispondenza della sommità delle pareti del piano interrato, lasciando quest'ultime solidali alla fondazione (figura 2.54a).

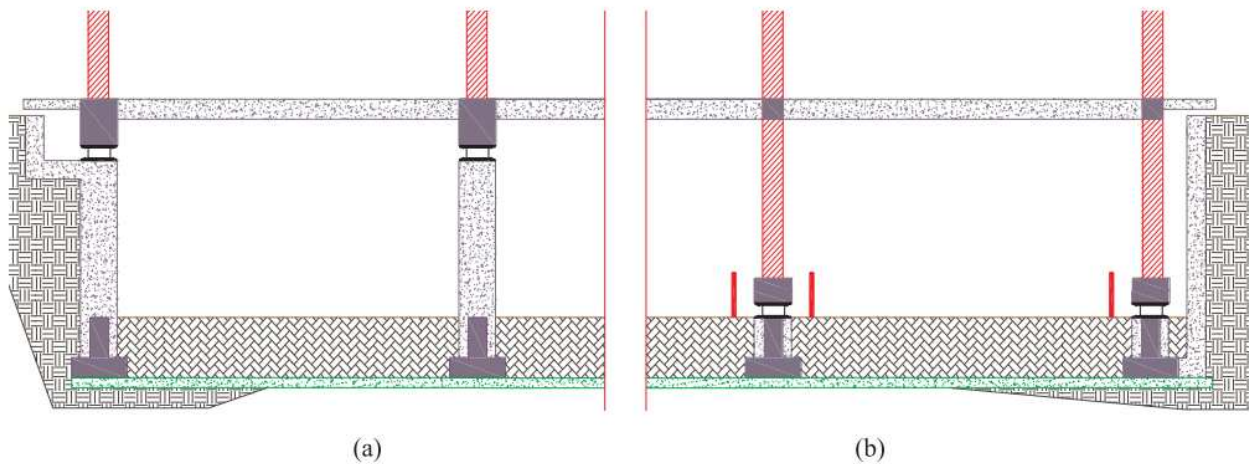


Figura 2.54 Possibili disposizioni in altezza degli isolatori: (a) in sommità e (b) al piede delle pareti

Le applicazioni più interessanti dell'isolamento sugli edifici esistenti in muratura riguardano edifici storici, ad esempio:

- Palazzo Ciuffini-Cricchi-Volpi, si tratta di un edificio in muratura situato nel centro storico dell'Aquila, gravemente danneggiato dagli eventi del 2009, e poi isolato sismicamente tramite 28 HDRB (diametro = 550 mm) e 25 SD. La scelta del periodo di isolamento è stata dettata dallo spostamento, che doveva essere limitato a causa della presenza di un edificio adiacente. Gli isolatori sono stati collocati tra due nuove sottofondazioni in travi di cemento armato;



Figura 2.55 Palazzo Ciuffini-Cricchi-Volpi nel centro storico dell'Aquila e vista sul sistema di isolamento

- l'edificio storico in muratura chiamato "La Silvestrella" a L'Aquila, anch'esso gravemente danneggiato dal terremoto del 2009. La struttura è stata costruita nei primi anni del Novecento e rappresenta un esempio non comune di architettura eclettica, fantastica e grottesca. Si è deciso di ricorrere all'isolamento poiché non era concretamente possibile riuscire ad eseguire un intervento di consolidamento tradizionale capace di rispettare il suo valore storico e al contempo di garantire un adeguato livello di sicurezza.

La sovrastruttura è stata innanzitutto consolidata e protetta. Poi sono state realizzate due sottofondazioni, una sopra l'altra, con interposizione dei dispositivi tra di esse.

Quella superiore è costituita da travi continue in calcestruzzo, mentre quella inferiore è composta da plinti, successivamente collegati per mezzo di una piastra in calcestruzzo armato. Gli isolatori sono stati collegati in primo luogo alla sottofondazione superiore, dove erano stati precedentemente posizionati elementi in acciaio. Poi sono stati posizionati dei martinetti sotto di essi, che hanno permesso di caricare gli isolatori, mediante iniezione di resina epossidica. Sono stati utilizzati 25 HDRB (diametro = 450 mm) e 23 SD;



Figura 2.56 "La Silvestrella" a L'Aquila e vista sul sistema di isolamento

- il cosiddetto "palazzo dell'Emiciclo" a L'Aquila, che è la sede principale del Consiglio della Regione Abruzzo. L'edificio è stato isolato sismicamente mediante 61 HDRB e 47 SD.

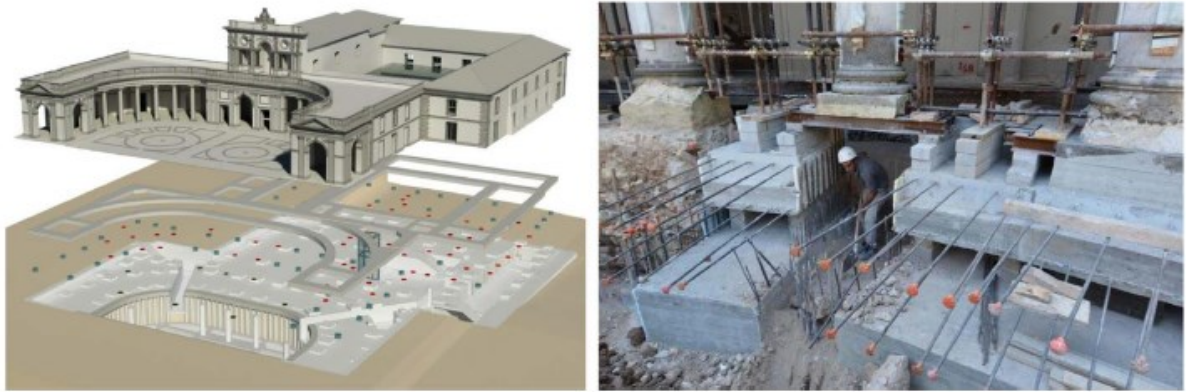


Figura 2.57 "Palazzo dell'Emiciclo" a L'Aquila e vista sul sistema di isolamento

#### 2.4.4 NUOVE TECNOLOGIE PER L'ISOLAMENTO DI EDIFICI STORICI: IL SISTEMA SISEB E IL SISTEMA SIP

Le strutture di interesse storico e artistico, facenti parte del patrimonio architettonico italiano, in genere, sono caratterizzate da un'elevata vulnerabilità, poiché:

- spesso sono state realizzate senza tener conto delle azioni sismiche;
- sovente sono caratterizzate da una forma irregolare sia in pianta che in altezza;
- generalmente vi è l'assenza di connessioni efficaci tra le pareti, tra le pareti e i solai e tra le pareti e la copertura;
- sono dotate di fondazioni superficiali in muratura.

Di conseguenza, sono sensibili anche a terremoti di piccola e media intensità.

Essendoci inoltre la presenza di numerosi turisti devono rispettare requisiti di sicurezza più severi rispetto agli edifici ordinari. Infatti, le tecniche di progettazione convenzionali possono soltanto fornire garanzie a fronte del collasso, ma non possono evitare danni, anche importanti, agli elementi strutturali e non strutturali e al contenuto. È quindi auspicabile l'uso di moderne tecnologie di isolamento sismico.

#### STRUTTURA DI ISOLAMENTO SISMICO PER EDIFICI ESISTENTI: IL SISTEMA SISEB

Il sistema è stato brevettato da Enea (Ente per le nuove tecnologie, l'energia e l'ambiente) e dal Politecnico di Torino e consiste nella realizzazione di una piattaforma isolata al di sotto del piano delle fondazioni di un singolo edificio o di un aggregato strutturale di dimensioni anche grandi, situazione che si presenta spesso nei centri storici italiani.

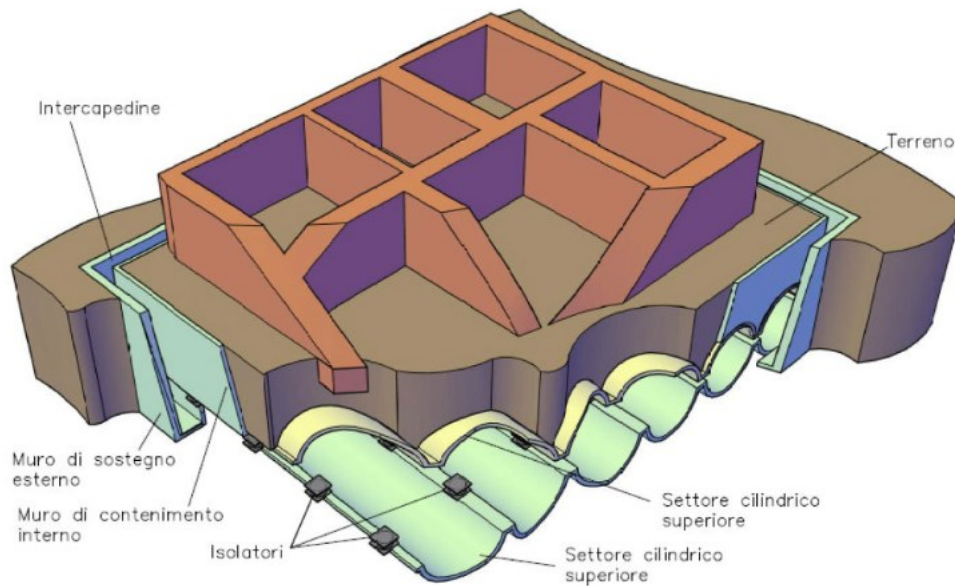
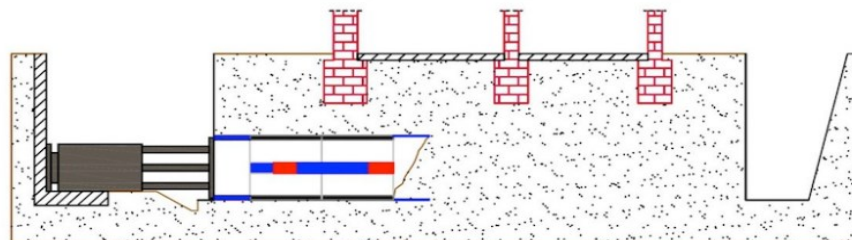


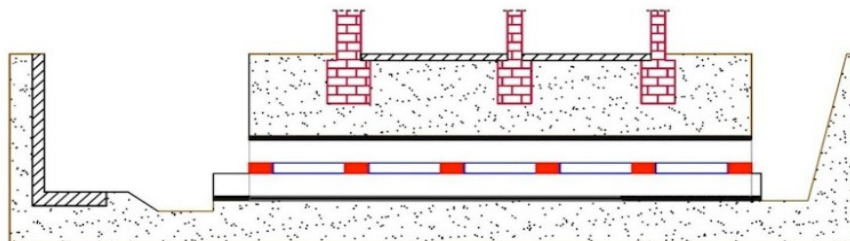
Figura 2.58 Schema semplificato del sistema SISEB

Nel dettaglio, le fasi esecutive previste sono le seguenti:

- 1) inserimento mediante tecnica “spingitubo” o “micro-tunneling” (in base alle caratteristiche del sottosuolo) di tubi in c.a. o in altro materiale. L’inserimento va eseguito dopo l’esecuzione dello scavo di una trincea lungo un lato dell’edificio. Al fine di facilitare le successive operazioni, i tubi devono essere composti da due settori cilindrici, uno superiore e uno inferiore, connessi tra di loro tramite elementi removibili;



Scavo della trincea e inserimento tubi



Completamento inserimento tubi

Figura 2.59 Schema rappresentativo della fase 1

- 2) inserimento dei dispositivi di isolamento sismico e sconnessione tra settori cilindrici superiori e inferiori;

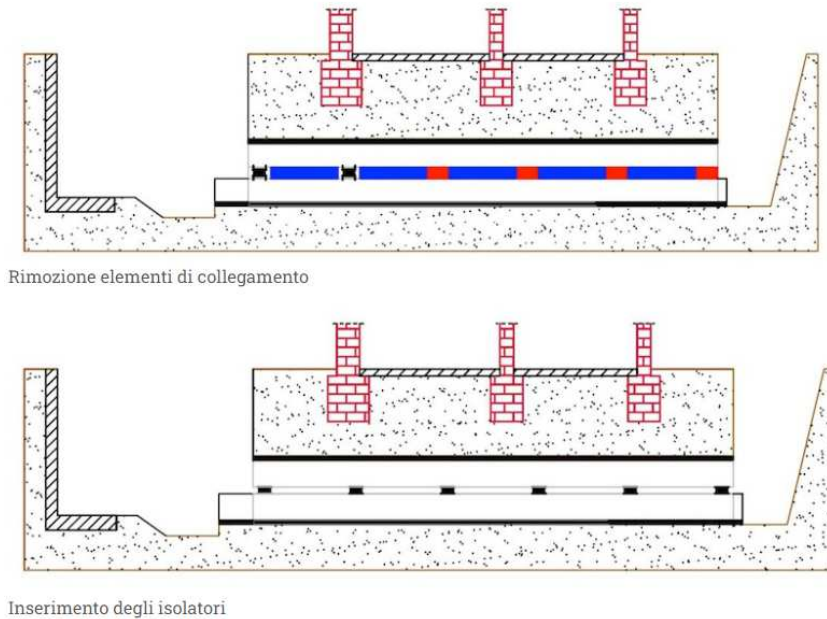


Figura 2.60 Schema rappresentativo della fase 2

- 3) realizzazione di pareti verticali lungo i quattro lati dell'edificio.  
 In particolare, vanno realizzate due serie di pareti: quelle interne, che devono essere collegate ai settori cilindrici superiori, e quelle esterne, che invece devono essere collegate ai settori cilindrici inferiori;

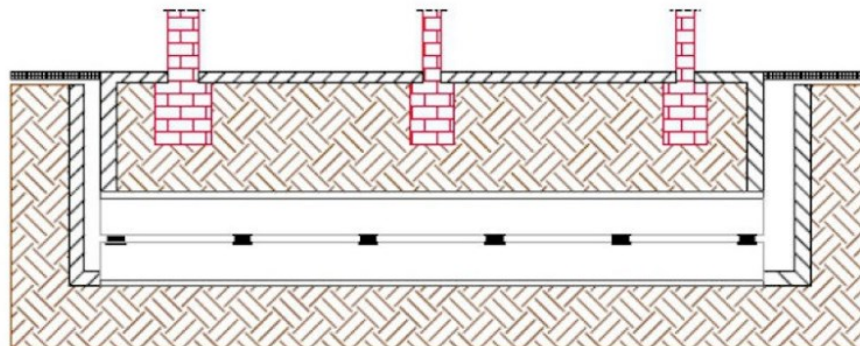


Figura 2.61 Schema rappresentativo della fase 3

In questo modo si realizza una vasca interna, composta dai settori cilindrici superiori e dalle pareti interne, appoggiata tramite gli isolatori su una vasca esterna, composta dai settori cilindrici inferiori e dalle pareti esterne.

Il terreno nella vasca interna va consolidato per garantirne un comportamento rigido; tale operazione può essere eseguita anche preventivamente, al fine di lavorare in maggior sicurezza.

Questo sistema è stato proposto per l'adeguamento sismico di alcuni edifici a L'Aquila, a seguito del sisma del 2009.

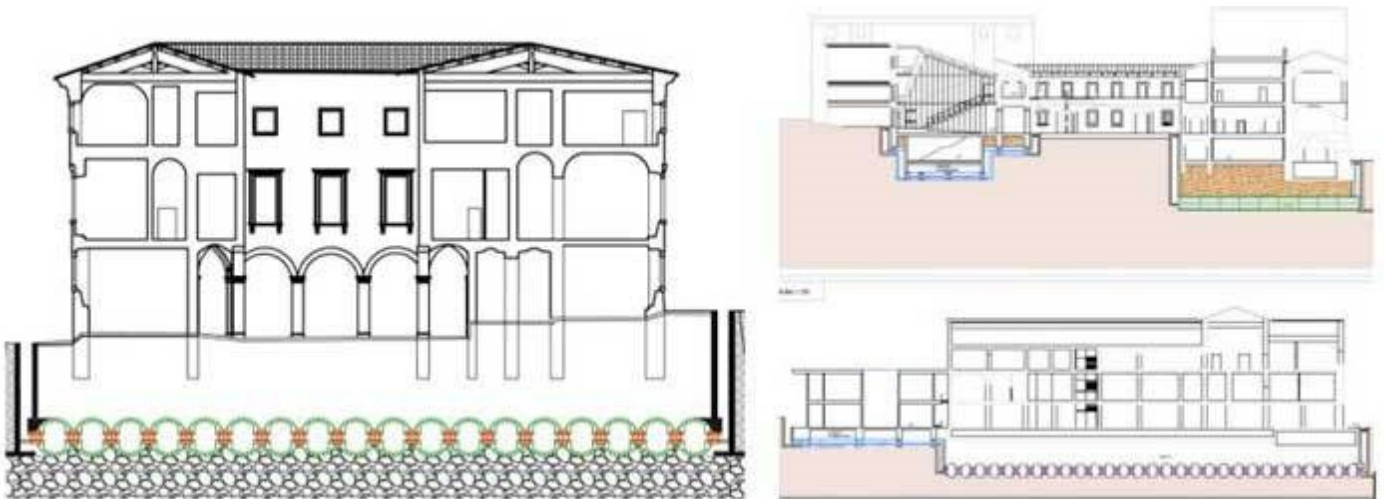


Figura 2.62 SISEB proposto per Palazzo Margherita e per il Palazzo del Governo, L'Aquila.

È opportuno evidenziare anche i limiti di questo sistema dovuti alla difficoltà di esecuzione in presenza di edifici adiacenti, che è una situazione ricorrente nei centri storici italiani. Infatti, l'inserimento della macchina spingitubo richiede uno spazio di alcuni metri almeno da un lato dell'edificio.

Anche la realizzazione delle pareti perimetrali richiede una certa distanza dalle altre costruzioni, al fine di non interferire con esse.

In tutti questi casi è necessario utilizzare degli accorgimenti specifici, da progettare di volta in volta.

#### PIATTAFORMA ISOLATA SISMICAMENTE PER EDIFICI DI NUOVA REALIZZAZIONE: IL SISTEMA SIP

Questo sistema è rivolto agli edifici di nuova realizzazione e prevede l'utilizzo di una piastra in cemento armato, alleggerita mediante tubi di opportuno diametro in vetroresina o in altro materiale, poggiata sul suolo.

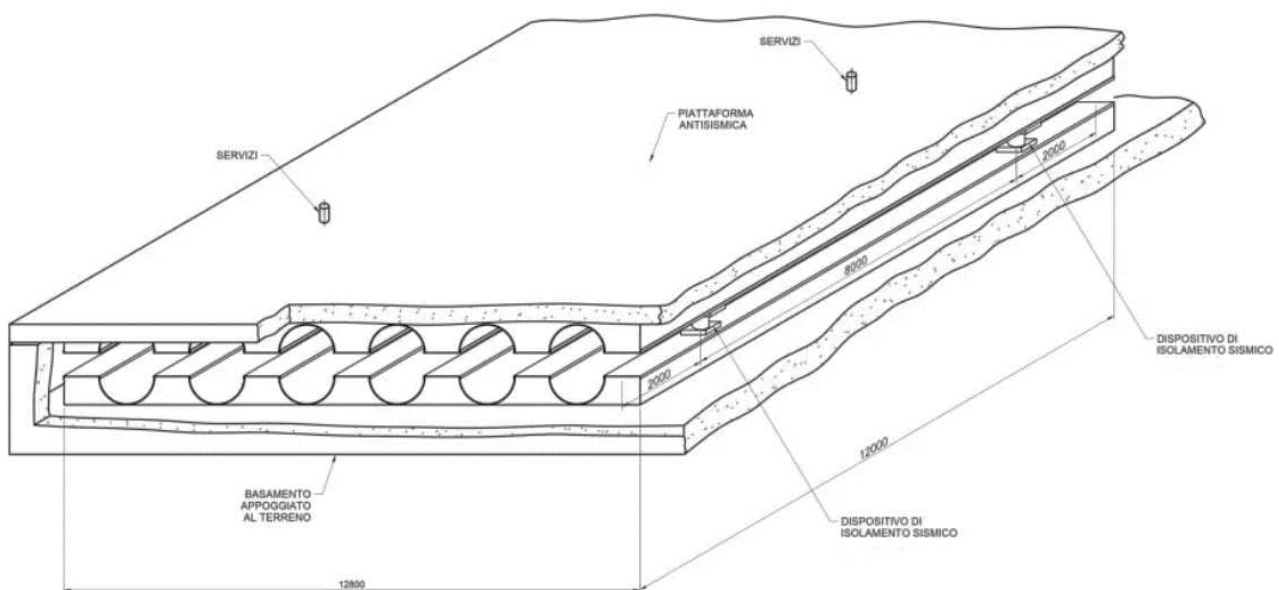


Figura 2.63 Rappresentazione schematica della Piattaforma Isolata Sismicamente

I tubi in questo caso non vengono spinti ma posizionati come una cassaforma collaborante per il getto di calcestruzzo e costituiscono per esso anche un sistema protettivo durante la vita dell'opera. Inoltre, devono possedere le seguenti caratteristiche:

- un diametro non inferiore a 1.2 m, al fine di consentire l'ispezione e la sostituzione dei dispositivi di isolamento;
- una lunghezza opportuna;
- un interasse di almeno 2.0 m, in modo da poter posizionare i dispositivi di isolamento tra di essi.

I tubi possono essere utilizzati anche per il passaggio dei servizi (acquedotto, fognature, gas, impianti elettrico e telefonico, teleriscaldamento) rendendone estremamente semplice ed economica l'installazione, l'ispezione e la manutenzione.

Il basamento è composto da due parti: quella inferiore è poggiata sul terreno, mentre su quella superiore viene eretto l'edificio. Tra le due porzioni vengono inseriti gli isolatori. La struttura viene poi completata tramite la realizzazione di pareti perimetrali connesse alla parte inferiore.

La realizzazione di questo sistema avviene secondo le seguenti fasi:

- predisposizione dell'armatura della parte inferiore dalla piattaforma e getto del calcestruzzo della soletta inferiore, di idoneo spessore;
- posizionamento dei settori cilindrici inferiori e getto del calcestruzzo al di sotto di essi, avendo predisposto opportune dime o, in alternativa, i fori per gli ancoraggi dei dispositivi di isolamento, da riempire successivamente mediante iniezioni di malta;
- posizionamento degli isolatori;
- posizionamento dei settori cilindrici superiori con l'utilizzo di una centina;
- posa in opera dell'armatura della parte superiore della piattaforma e getto del calcestruzzo tra i settori cilindrici superiori;
- getto del calcestruzzo della soletta superiore, di idoneo spessore.

## 2.5 APPLICAZIONI NEL MONDO

Più di 23.000 strutture (dato aggiornato a settembre 2013), situate in più di 30 paesi nel mondo, sono state protette attraverso moderni sistemi antisismici.

Queste costruzioni sono situate soprattutto in Giappone, anche se l'uso di tali sistemi è sempre più in crescita anche in altri Paesi, tra cui Cina, Russia, Stati Uniti e la già citata Italia.

L'estensione dell'isolamento sismico è influenzata ovunque, in modo determinante, dalle caratteristiche delle norme sismiche utilizzate e dalle "lezioni" apprese a seguito di ogni evento sismico violento.

Le applicazioni all'edilizia civile riguardano non solo gli edifici strategici, come centri di protezione civile, ospedali, aeroporti, ponti, viadotti, scuole, chiese e centri commerciali, ma anche molti edifici residenziali e persino alcune abitazioni private.



PAESE	ISOLAMENTO SISMICO				DISSIPAZIONE D'ENERGIA E ALTRI SISTEMI			
	Grandi edifici	Case	Ponti e viadotti	Strutture industriali	Grandi edifici	Case	Ponti e viadotti	Strutture industriali
Giappone	3.000	5.000	>1.000 (?)	alcune	1.000	>5.000	n.n.	n.n.
Cina	4.000		400	50	500		200	50
Russia	600	0	>100	0?	8	0	>100	0 (?)
USA	≈250		centinaia	alcune	centinaia		n.n.	n.n.
Italia	>400 (?)		decine (?)	3	decine (?)		>300 (?)	0
Taiwan	>29	n.n.	>20	n.n.	>85	n.n.	n.n.	n.n.
Armenia	43	2	≈10	0	3	0	0	0
Nuova Zelanda	15 (?)	0 (?)	3 (?)	2 (?)	2 (?)	0 (?)	1 (?)	2 (?)
Turchia	18	0	11	2	2	0	0	0
Altri paesi	decine (?)		n.n.	decine	decine (?)		n.n.	n.n.
<b>Totali</b>	<b>&gt;14.000</b>		<b>&gt;&gt;1.500</b>	<b>≈80</b>	<b>&gt;&gt;6.500</b>		<b>&gt;&gt;600</b>	<b>&gt;50</b>

Tabella 2.4 Applicazioni dei sistemi antisismici nel mondo

## APPLICAZIONI IN GIAPPONE

Il Giappone è il paese leader per quanto riguarda l'utilizzo dei sistemi antisismici.

Un notevole incremento del numero di applicazioni si è avuto soprattutto dopo il terremoto di Hyogo-ken Nanbu del 1995 (M=7.3), durante il quale due edifici isolati sismicamente vicino a Kobe ebbero un comportamento eccellente.

Inizialmente, le applicazioni giapponesi di queste tecnologie riguardavano le nuove costruzioni, ma, successivamente (alla fine degli anni '90) furono estese anche all'adeguamento sismico di numerose costruzioni esistenti.

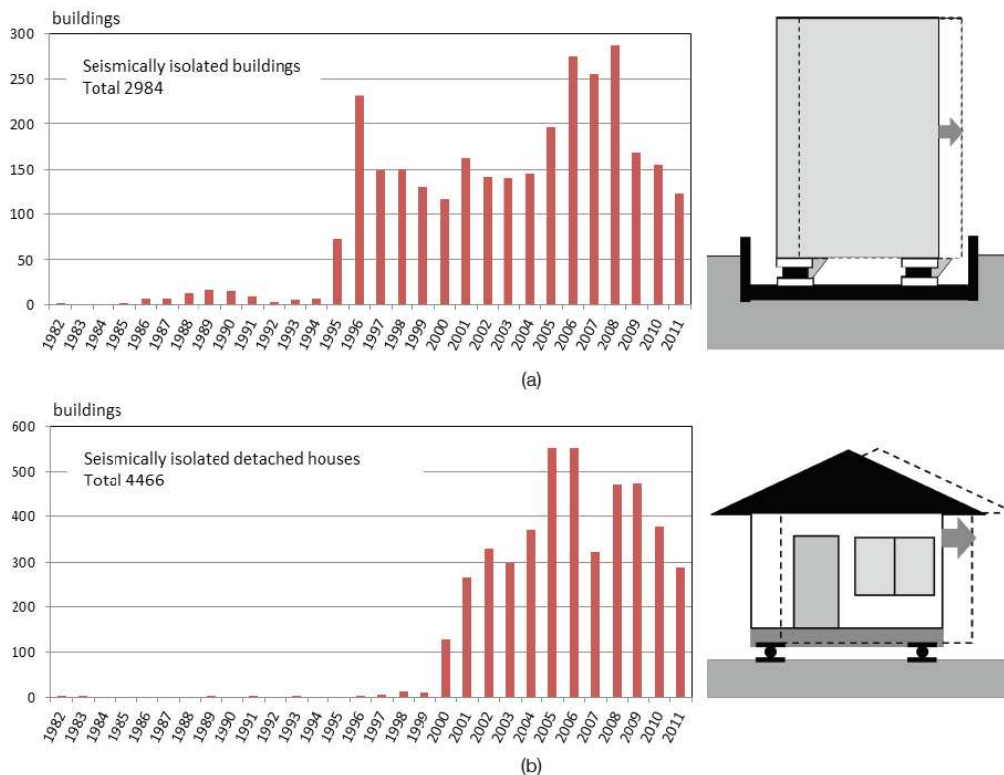


Figura 2.64 Statistica degli edifici isolato in Giappone (da JSSI): (a) Edifici (b) Abitazioni private

Nel 2011 si contavano circa 3000 grandi edifici isolati sismicamente (come scuole, condomini, ecc.) e circa 5000 edifici residenziali (figura 2.64).

Dopo il grande terremoto del Giappone orientale (Great East Japan Earthquake) del 2011 (M=9), la JSSI (Japan Society of Seismic Isolation) ha condotto un'indagine su 327 edifici isolati sismicamente (tra cui 19 abitazioni), dalla quale è emerso che le sovrastrutture di tutti gli edifici isolati non hanno subito quasi nessun danno anche in caso di forti scosse. Questo studio ha permesso di dimostrare le eccellenti prestazioni degli edifici isolati sismicamente.

In questo paese, in cui il primo edificio isolato è stato realizzato nel 1985, attualmente si registrano due tendenze principali.

La prima consiste nell'applicazione dell'isolamento ad insiemi di edifici sostenuti da un'unica piattaforma comune in cemento armato ("Artificial ground"), ed è un tema che verrà approfondito dettagliatamente in seguito.

La seconda consiste nell'applicare l'isolamento anche a edifici alti, incrementando opportunamente il periodo di vibrazione e lo smorzamento per contenere gli spostamenti.

A tal proposito nelle figure 2.65a e 2.65b sono illustrati due esempi di grattacieli giapponesi in cui sono stati installati dei sistemi di isolamento sismico.

La figura 2.65a mostra un grattacielo a Tokyo alto 87,4 m, protetto alla base nel 2000 con 30 isolatori elastomerici a basso smorzamento (LDRB) e 99 dissipatori elastoplastici.

Mentre la figura 2.65b si riferisce all'*Applause Building* di Osaka, dove, un sistema ibrido (cioè, costituito da dispositivi sia passivi che attivi) protegge un'elisperficie posta alla sommità dell'edificio.



Figura 2.65 (a) Grattacielo a Tokyo, (b) Applause Building di Osaka

Un ulteriore esempio riguarda il Shimizu Corporation Tokyo Headquarters (2012): si tratta del primo grattacielo realizzato a Tokyo destinato ad ospitare uffici, con un'altezza superiore a 100m. Il sistema di isolamento è costituito da 32 LRB e 10 NRB accoppiati con 10 dissipatori ad olio e garantisce un periodo di isolamento di 5.40 s (sistema di isolamento di III generazione, Tab. 2.5).



Figura 2.66 Vista esterna del Shimizu Corporation Tokyo Headquarters e dettaglio sistema di isolamento

Generation	Yeas	$T_{iso}$ [sec]	$\delta_{design}$ [cm]	$\Phi$ mean [mm]
I	1984-1994	2,0 - 2,5	10 - 20	400 - 600
II	1995-2004	2,5 - 4,0	20 - 40	800 - 1000
III	2005-2018	Up to 10,0	> 40	Up to 1300

Tabella 2.5 Generazioni dell'isolamento sismico

Un modello prototipo di struttura isolata di III generazione è anche quello proposto da Nakamura et al.. Si tratta dell'Istituto di Tecnologia della Shimizu Corporation a Tokyo (2003), ovvero di un edificio che si sviluppa su 6 piani ed è costituito da una struttura su "gabbia a traliccio" che trasferisce i carichi in sole 6 colonne alte 6.8m alla sommità delle quali sono posizionati altrettanti isolatori di tipo LBR, uno per ogni colonna. Ognuno di essi supporta un'area di influenza di 266 m<sup>2</sup> e assicura un  $T_{is}=4$  sec.

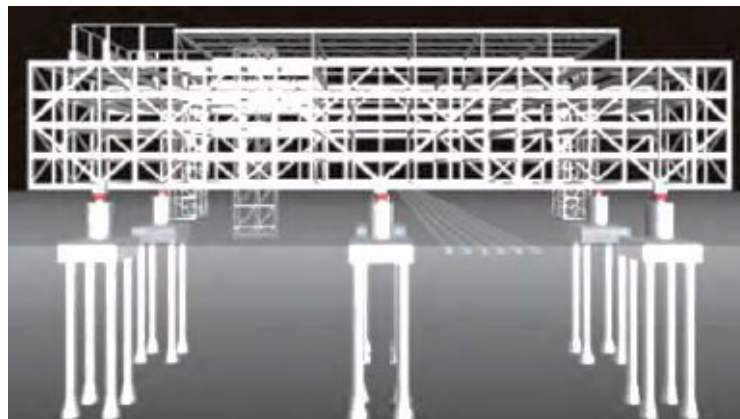


Figura 2.67 Vista schematica dell'Istituto di Tecnologia della Shimizu Corporation

Il tempio buddista di Jyorakuin rappresenta un esempio di applicazione dell'isolamento sismico a nuovi edifici dedicati al culto. Questo tempio è stato realizzato in legno nel 2004 a Tachikawa su una piattaforma in c.a. sorretta da 20 isolatori in serie ad un grande dissipatore in piombo (che fornisce la dissipazione di energia atta a limitare a valori accettabili lo spostamento del tempio) ed a 3 coppie di isolatori elastomerici sovrapposti (che garantiscono il necessario ricentraggio dopo il terremoto).



Figura 2.68 Tempio buddista di Jyorakuin, alcuni isolatori a ricircolo di sfere ed una coppia di isolatori elastomerici sovrapposti

In riferimento all'utilizzo dell'isolamento per l'adeguamento sismico di edifici esistenti, una delle applicazioni più rilevanti, eseguita nel 1999 ha riguardato il *National Western Art Museum* (Le Corbusier) e l'adiacente *Gates of Hell* di Tokyo, nei quali la scelta dell'utilizzo dell'isolamento sismico venne fatta in considerazione del loro elevato valore dal punto di vista storico-artistico.

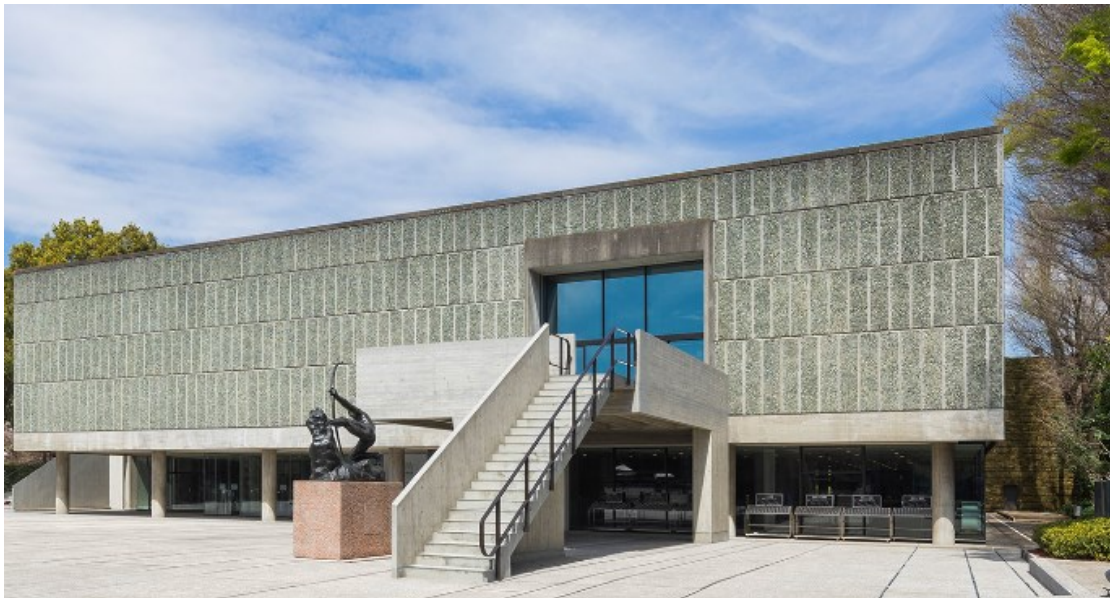


Figura 2.69 National Western Art Museum a Tokyo

## APPLICAZIONI IN CINA

La Repubblica popolare cinese è il secondo paese al mondo per numero di applicazioni dei moderni sistemi di protezione sismica. L'adozione di queste tecnologie è iniziata nel 1991 (figura 2.70) e nel 2013 si contavano già più di 5.000 edifici isolati comprendenti abitazioni (circa il 70%), uffici, scuole, musei, biblioteche e ospedali.

Attualmente la tipologia di dispositivi di isolamento più utilizzati in Cina sono gli isolatori elastomerici.



*Figura 2.70 Edificio residenziale a Shantou, rappresenta la prima applicazione cinese degli HDRB (1991)*

Importanti conferme dell'efficacia dell'isolamento si sono avute in seguito al terremoto di Lushan del 20 aprile 2013 (MW=7.0), caratterizzato da un picco di accelerazione ben superiore al valore di progetto per quell'area. A causa del sisma, numerosi edifici furono gravemente danneggiati mentre gli edifici isolati sismicamente mostrarono un ottimo comportamento. In particolare, due edifici dell'ospedale di Lushan con fondazioni tradizionali a base fissa furono severamente danneggiati, mentre un terzo, isolato sismicamente, rimase operativo consentendo il ricovero di migliaia di feriti.



*Figura 2.71 L'ospedale di Lushan, Cina: (a) danni a uno dei due edifici a base fissa; (b) edificio isolato pienamente funzionante dopo il sisma*

## APPLICAZIONI IN RUSSIA

Lo sviluppo dell'isolamento sismico in Russia è avvenuto a partire dal 1970 ed attualmente è il terzo paese al mondo per numero di strutture isolate sismicamente. Ci sono circa 600 applicazioni a edifici e oltre 100 a ponti e viadotti.

I sistemi di isolamento sono stati utilizzati sia per il retrofit di alcuni importanti edifici storici sia per edifici molto alti, in particolare a Sochi, sede dei Giochi Olimpici invernali del 2014. Per alcuni di questi edifici sono stati utilizzati anche HDRB italiani.



Figura 2.72 Da sinistra: Retrofit della banca Irkutsk City Central Bank con HDRB; al centro: retrofit del teatro Gorno-Altaysk con HDRB e dissipatori visco-elastici; a destra: retrofit della chiesa Mihailo-Arkhangelskaya a Irkutsk con HDRB



Figura 2.73 Progetto dell'hotel Hayat (Sea Plaza) con isolamento alla base, un edificio in cemento armato di 28 piani (con 2 piani interrati), alto 93.6m eretto a Sochi



Figura 2.74 Alcuni dei 193 HDRB, prodotti in Italia, che proteggono l'edificio di figura 2.73

## APPLICAZIONI NEGLI USA

Negli USA, invece, il numero di edifici isolati sismicamente resta limitato a causa di una normativa penalizzante nonostante l'ottimo comportamento di tali strutture durante eventi sismici violenti, tra cui quello di Northridge del 1994.

Secondo recenti informazioni, le applicazioni dei sistemi di isolamento negli Stati Uniti sono attualmente "solo" circa 200: la maggior parte di esse riguardano strutture piuttosto importanti e retrofit di edifici storici.



Figura 2.75 Adeguamento dell'edificio comunale di Glendale (2008), costituito da una struttura in acciaio rivestita in calcestruzzo e sostenuta solamente attraverso 4 isolatori FPS



Figura 2.76 Emergency Communications Centre a San Francisco, protetto con HDR



Figura 2.77 La City Hall di San Francisco (California, USA), distrutta dal sisma del 1906, ricostruita nel 1912, nuovamente danneggiata dal terremoto di Loma Prieta del 1989 e adeguata nel 2000 con 530 LRB e 62 SD

## APPLICAZIONI NEL RESTO DEL MONDO

L'isolamento sismico è una tecnica che si è diffusa, anche se in misura minore, anche in altri Paesi del mondo, quali Corea del Sud, Taiwan, Armenia, Nuova Zelanda, Francia, Turchia, Messico, Canada e Cile. In molti casi sono stati utilizzati dispositivi di produzione italiana.

L'Armenia merita una particolare menzione. Infatti, considerando il numero di applicazioni dell'isolamento sismico per abitante, questo paese è secondo solo al Giappone, nonostante l'uso sia iniziato più tardi che altrove (dopo il terremoto di *Spitak* del 1988).

Gli edifici armeni isolati sono ormai 32, sia in c.a. che in muratura, ed includono alcuni importanti adeguamenti di edifici esistenti.

Pure in Nuova Zelanda (uno dei paesi al quale si deve lo sviluppo di dispositivi basati sull'uso del piombo) le applicazioni continuano a crescere, nonostante essa sia, come l'Armenia, scarsamente popolata.

In Messico si contano 7 edifici isolati con dispositivi a rotolamento di produzione nazionale (il primo dei quali, la scuola secondaria Legaria a Mexico City, completata nel 1974).

La Francia aveva importanti applicazioni dell'isolamento sismico già negli anni '70 (sia nel settore civile che in quello nucleare). La tecnica dell'isolamento attualmente è utilizzata per ulteriori impianti nucleari in costruzione o previsti. Mentre, nell'isola francese della Martinica le realizzazioni in corso sono nel settore civile, con l'isolamento sismico addirittura obbligatorio per proteggere le scuole ed altri edifici pubblici.

Per quanto attiene alla Corea del Sud, all'isolamento di numerosi ponti e viadotti (molti dei quali dotati di dispositivi italiani o prodotti in collaborazione con aziende italiane) e di 13 serbatoi, si aggiunge attualmente un solo edificio isolato. Tuttavia, è prevista una rapida estensione dell'uso dell'isolamento anche negli edifici, a seguito del violento terremoto di Busan-Fukaoka del 2005 (di magnitudo  $M = 7,0$ ), con epicentro fra la penisola coreana ed il Giappone e di un evento più recente (2007), di magnitudo inferiore ( $M = 4,8$ ), ma con epicentro all'interno del paese.

In Canada invece l'utilizzo dell'isolamento sismico sta iniziando solo ora.

## **2.6 RIFERIMENTI NORMATIVI**

Le principali normative a cui si farà riferimento in questo studio di tesi sono le seguenti:

- il D.M. del 17 gennaio 2018 aggiornamento delle «Norme tecniche per le costruzioni» [14]. La trattazione dell'isolamento sismico nelle NTC2018 è al Capitolo 7 ed in particolare, al paragrafo 7.10: "Costruzioni con isolamento e/o dissipazione". Invece, nel capitolo 11 ed in particolare, al paragrafo 11.9: "Dispositivi antisismici e di controllo delle vibrazioni", vengono definite le prove di qualifica e di accettazione dei dispositivi;



- la relativa Circolare n.7 emanata il 21 gennaio 2019 dal C.S.LL. PP [15]: Istruzioni per l'applicazione dell'«Aggiornamento delle “Norme tecniche per le costruzioni”» di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;
- l'Eurocodice sui dispositivi antisismici: UNI EN 15129, entrato in vigore il 21 giugno 2018 [24]. Esso specifica i requisiti funzionali e le regole generali di progettazione in condizioni sismiche, le caratteristiche dei materiali, i requisiti di fabbricazione e di esecuzione delle prove sui dispositivi, i criteri di marcatura CE e le disposizioni per una corretta installazione e manutenzione dei dispositivi.

## 2.7 COSTI

Quando si realizza una struttura dotata di un sistema di isolamento alla base ci può essere una variazione del costo di costruzione rispetto ad una convenzionale struttura antisismica. Questa diversificazione può essere dovuta a numerosi parametri da considerare:

- le dimensioni dell'edificio e il numero complessivo di piani;
- la configurazione dell'edificio in termini di facilità di individuazione del piano di isolamento;
- la maglia strutturale poiché determina il numero di dispositivi necessari;
- il tipo di dispositivi di isolamento (Il costo di un singolo dispositivo è variabile in funzione della tipologia e della dimensione: 3.000 – 5.000 euro)
- l'entità di abbattimento delle accelerazioni.

Anche nel caso in cui i costi aggiuntivi di costruzione non risultino totalmente compensati, la soluzione dell'isolamento sismico resta sempre a favore, poiché rende trascurabili le conseguenze economiche dovute ai costi di riparazione, demolizione, delocalizzazione degli abitanti, smaltimento delle macerie, ricostruzione, ecc. Inoltre, riduce le conseguenze di tipo socioculturali, non valutabili economicamente ma che rappresentano degli effetti importanti a seguito degli eventi sismici.

### 3 IL CASO STUDIO DI CASTELLUCCIO DI NORCIA

#### 3.1 LA SOLUZIONE DELL' "ARTIFICIAL GROUND" PER LA RICOSTRUZIONE

Gran parte dei centri abitati italiani è costituita da edifici aventi non solo una valenza storica nella loro interezza, ma anche una significatività a livello sociale in quanto la popolazione li riconosce come elementi fondanti della propria aggregazione e compattezza. La struttura urbana nel suo complesso viene vista dagli abitanti come un segno riconoscitivo della propria identità, anche se costituita da costruzioni che singolarmente possono non avere una gran rilevanza architettonica.

Proprio in occasione dell'ultima sequenza sismica dell'Italia Centrale del 2016-2017, si sono verificati significativi ed estesi danneggiamenti nelle aree colpite, in molti casi con la distruzione pressoché totale di interi centri storici o di interi quartieri.

Questi eventi hanno messo ancora più in luce il problema già noto dell'elevata vulnerabilità sismica del patrimonio edilizio italiano e vista la valenza storica, culturale, ma soprattutto sociale che questi centri storici rivestono, la questione del dove e come ricostruire rappresenta un aspetto decisivo.

Comune	Pendenza media %	Area di intervento m <sup>2</sup>	Abitanti n°
Castelluccio (PG)	22	34333	120
Arquata del Tronto (AP)	25	10990	1137
Pescara del Tronto (AP)	19	14270	137
Accumoli (RI)	18	20820	670
Amatrice (RI)	5	18690	1100

Tabella 3.1 Parametri dei centri abitati maggiormente danneggiati negli eventi sismici del 2016-17, con evidente necessità di una ricostruzione totale

Per i motivi appena esposti, ci si è chiesto se fosse possibile ricostruire "lì dov'era" e con modalità non molto diverse dal "come era" e al contempo far sì che la ricostruzione venga vista come un'occasione per realizzare edifici più sicuri e più durevoli nel tempo.

A tal fine è stata presa in considerazione l'applicazione di una nuova tecnica di isolamento sismico del terreno definita "ground isolation" o "artificial ground". Questa tipologia di intervento consente di ricostruire l'abitato "lì dov'era, così com'era", addirittura utilizzando tecnologie costruttive di tipo tradizionale (come la muratura), realizzando i nuovi edifici al di sopra di piattaforme isolate sismicamente aventi le dimensioni dell'intero centro storico, quando caratterizzato da un'estensione limitata, o di interi quartieri, nel caso di insediamenti abitativi di notevole dimensione.

L'impiego di questa soluzione per la ricostruzione post-sisma, quindi, può essere prevista solo nei casi in cui la distruzione di una porzione o di un intero centro abitato sia completa e risulta necessario procedere alla riedificazione.

La realizzazione di un “artificial ground” permette di adottare il vantaggio tipico dell’isolamento, ovvero di abbattere significativamente le azioni sismiche trasmesse alle sovrastrutture, consentendo la realizzazione di edifici a danno zero (che si potrebbero definire “Zero-Earthquake-Damage Buildings”, in analogia all’efficienza energetica), ossia di strutture capaci di sopportare le azioni sismiche di progetto senza danni, rimanendo sostanzialmente in campo elastico.

Questa tecnica consiste nell’isolamento di grandi piattaforme in cemento armato molto rigide, al di sopra delle quali si realizzano numerosi edifici di nuova costruzione.

A differenza della tecnica tradizionale che prevede l’isolamento del singolo edificio, la realizzazione di piastre isolate consente di costruire interi centri abitati isolati, riducendo il numero dei giunti e limitando le criticità dovute alla distribuzione non perfettamente omogenea delle masse degli edifici in elevazione.

Nel seguito verranno riportate le principali applicazioni dell’isolamento sismico a larga scala eseguite in diverse parti del mondo:

- la nuova scuola Francesco Jovine di San Giuliano di Puglia, già citata al paragrafo 2.4.1, è composta da due edifici che si elevano da un unico impalcato di base, isolato sismicamente mediante 61 HDRB e 13 SD;



Figura 3.1 La scuola Francesco Jovine e vista di alcuni isolatori

- l’Ospedale Del Mare di Napoli, una struttura molto irregolare sia in pianta che in elevazione che è stata isolata sismicamente mediante 327 HDRB di tre tipi diversi (122 con diametro = 600 mm e modulo elastico a taglio = 0,8 MPa; 108 con diametro = 650 mm e 97 con diametro = 800 mm, tutti con modulo elastico di taglio = 1,4 MPa). In questo caso l’uso dell’isolamento ha garantito vantaggi significativi come la riduzione dell’armatura longitudinale in acciaio di circa il 40% per travi e pilastri e un livello di sicurezza degli elementi sia strutturali che non strutturali molto elevato, comprese le attrezzature mediche presenti ai vari piani,

soddisfacendo al contempo anche i requisiti prestazionali relativi allo stato limite di operatività;

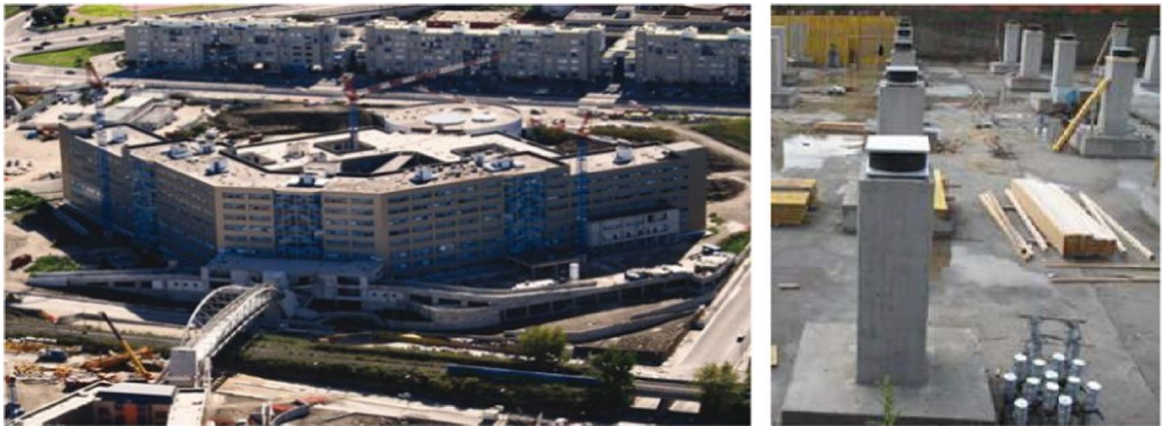


Figura 3.2 Il nuovo Ospedale Del Mare di Napoli e vista di alcuni dei 327 HDRBs

- Sagamihara, nell'area di Tokyo, dove un'unica piattaforma isolata con 48 isolatori elastomerici con nucleo interno in piombo (LRB), 102 isolatori a scorrimento a superficie piana (SD) ed 83 isolatori a ricircolo di sfere, (*Ball Bearing* o BB) sorregge 21 edifici residenziali di 6÷14 piani. La piattaforma di area pari a 12.350 m<sup>2</sup>, conferisce alle sovrastrutture un periodo  $T = 6,7$  s ed uno spostamento di progetto  $s = 80$  cm. Al di sotto di essa, ove sono installati gli isolatori, è stato realizzato un garage;



Figura 3.3 Schizzo del complesso di 21 edifici e vista laterale del garage

- Il quartiere residenziale "Isolation House Building on Subway Hub", completato vicino al centro di Pechino nel 2006, che consiste in 50 edifici da 7 a 9 piani, realizzati sopra un'unica grande struttura isolata di 2 piani che contiene tutti i servizi e le infrastrutture, tra cui ferrovie e metropolitane. L'obiettivo di questa applicazione è stato quello di ottimizzare l'uso di un'ampia e preziosa area centrale, che in precedenza era occupata solo da nodi ferroviari e dalla metropolitana, minimizzando anche le vibrazioni e il rumore che ne derivano. Questa soluzione ha permesso di risparmiare il 25% dei costi di costruzione, il che ha consentito di utilizzare il budget disponibile per finanziare un innalzamento medio di 3 piani dei 50 edifici.

Questa applicazione rappresenta la più grande area al mondo isolata sismicamente (240.000 m<sup>2</sup>);



Figura 3.4 Vista dell'“Isolation House Building on Subway Hub”

- Adana Health Complex, un ospedale in Turchia di 1550 posti letto formato da 4 edifici principali ed altri di servizio che poggiano su una superficie di oltre 300.000 m<sup>2</sup> isolata sismicamente con 1512 isolatori scorrevoli a superficie curva. Attualmente è ritenuta la struttura ospedaliera sismicamente isolata più grande al mondo;



Figura 3.5 Adana Health Complex

- Apple Campus2 a Cupertino, California con 400.000 m<sup>2</sup> di edifici posti su 700 isolatori a pendolo su un'area complessiva di 780.000 m<sup>2</sup>, comprensiva delle aree verdi.



Figura 3.6 Apple Campus2

Questo studio di tesi tratterà la proposta di applicazione dell'isolamento sismico su larga scala al centro storico di Castelluccio di Norcia, dove gli estesi danni riportati in seguito alle scosse del 26 e 30 ottobre 2016 hanno fatto crollare una porzione di edifici del centro storico e indotto sulla quasi totalità delle strutture del borgo instabilità tali da determinarne la demolizione obbligatoria.



Figura 3.7 Situazione del centro storico di Castelluccio post eventi sismici del 2016

A causa della condizione di vicinanza tra gli aggregati, nella parte centrale del nucleo storico essi risultano essere tutti inagibili, sia per condizioni intrinseche agli edifici stessi sia per il rischio esterno di crolli.



Figura 3.8 Stralcio tavola del PA dello stato dell'edificato rilevato dalle schede AEDES

### 3.2 INQUADRAMENTO STORICO-URBANISTICO DEL SITO

Castelluccio di Norcia è una frazione del comune di Norcia situata a 1452 m s.l.m. tra le catene montuose del Monte Vettore (2470 m) e del Monte Patino (1885 m). Al di sotto del paese si estende la Conca di Castelluccio, una grande depressione compresa tra le quote di 1250 e 1350 m, circondata dai versanti dei rilievi dell'appennino umbro-marchigiano, che rendono la zona caratteristica e fonte di attrazione turistica.

L'area della Conca si estende per una superficie di oltre 17 km<sup>2</sup> e si suddivide nei cosiddetti Piani di Castelluccio: Pian Perduto, Pian Grande e Piano Piccolo.

Grazie al fenomeno della fioritura del Pian Grande, il sito possiede anche un riconoscimento di notorietà internazionale.

Le vicende storiche di Castelluccio risalgono ad alcuni secoli precedenti al 1200, data della prima citazione in archivio. Castelluccio era un antico avamposto mantenuto nei secoli dagli abitanti del posto, sia per motivi di controllo e difesa del territorio, sia per l'abbondanza e la qualità dei pascoli montani che garantivano il mantenimento del bestiame durante la stagione estiva. Il castello ha subito, nel corso dei secoli, continue variazioni e ampliamenti, dovuti sia a necessità abitative e di difesa, che al ricovero degli animali. Nella seconda metà del '900 il paese ha subito anche dei cambiamenti economico-sociali, che hanno fatto emergere le attività turistiche rendendo il centro una delle attrazioni più note dell'appennino umbro-marchigiano e hanno messo in secondo piano l'allevamento di bestiame. Il continuo afflusso di visitatori ha avuto come conseguenza l'espansione del centro abitato verso la parte bassa del colle.



*Figura 3.9 Vista di Castelluccio e della Conca sottostante (situazione pre-sisma 2016)*

### 3.3 CARATTERISTICHE GEOMORFOLOGICHE DEL SITO

L'insediamento urbano di Castelluccio è collocato sul Monte Precino, fra il Pian Grande e il Piano Perduto ed ha una conformazione a sella che collega la parte del centro storico più antico arroccata attorno al borgo di origine medievale e la zona più recente sul versante ovest.

L'abitato si trova ad un dislivello di circa 100 m dalla piana circostante, con pendenze medie dei versanti pari al massimo al 45%.

A seguito dell'ultimo sisma, è stata emanata l'O.C. n.24 del 2016 del Commissario straordinario per la ricostruzione che ha previsto una Microzonazione Sismica di livello 3 finalizzata ad approfondire i precedenti studi di microzonazione già eseguiti di livello 1 e 2.

Dai documenti della microzonazione sismica sono state dedotte le informazioni sulle caratteristiche geologiche dei terreni nel sito di Castelluccio di Norcia. Nella successiva tabella sono riportati i valori delle proprietà fisiche e geofisiche dei terreni.

PROPRIETÀ FISICHE E GEOFISICHE						
LOCALITÀ	UNITÀ GEOLOGICA	UNITÀ GEOLOGICO TECNICHE	$V_{s,min} - V_{s,max}$ [m/s]	$V_{s,media}$ assegnata [m/s]	Curve G/G0	$\gamma_t$ [KN/m <sup>3</sup> ]
CASTELLUCCIO	MAIOLICA E DIASPRI ALTERATI AFFIORANTI	SFLPS	345 _ 756	550	LOPRESTI, 2000	23
CASTELLUCCIO	DIASPRI INALTERATI	LPS	850	850	---	23
CASTELLUCCIO	MAIOLICA INALTERATA	LPS	850	850	---	23,5
CASTELLUCCIO	DEPOSITI DETRITICI	GM_fd	305 _ 430	350	ROLLINS, 1998	19,5

Tabella 3.2 Proprietà dei terreni nel sito di Castelluccio di Norcia

### 3.4 SISMICITA' DEL SITO

L'area di Castelluccio di Norcia nel corso degli anni è stata interessata da numerosi eventi sismici, di cui si hanno fonti certe a partire dal 1703:

- il sisma del 19 settembre 1979 conosciuto come "terremoto della Valnerina" di magnitudo 5.9. Questo evento causò gravi danni agli edifici di antica o carente costruzione in muratura;
- il terremoto di Marche-Umbria del 26 settembre 1997 di magnitudo 6.0. Per questo sisma furono raccolti dati di alta qualità che permisero di determinare le caratteristiche delle faglie che si erano attivate e i meccanismi dei terremoti appenninici;
- la sequenza sismica del 2016 in seguito alla quale sono stati registrati numerosi danni che hanno reso necessari gli interventi di ricostruzione del sito.



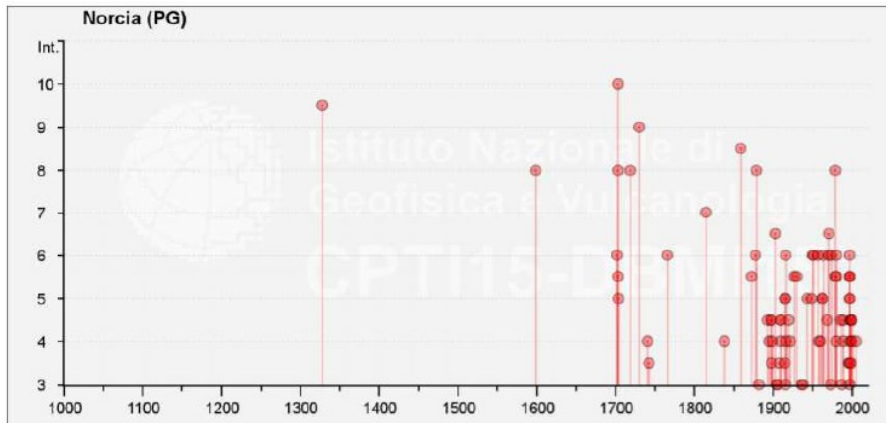


Figura 3.10 Eventi sismici che hanno interessato il comune di Norcia fino al 2000



Figura 3.11 Danneggiamenti riscontrati post eventi sismici del 2016

### 3.5 OGGETTO DELLA PROGETTAZIONE

L’Ordinanza Speciale n. 18/2021 [18] disciplina la ricostruzione del borgo storico di Castelluccio di Norcia e stabilisce i principi sui quali si dovrà basare l’intera opera di ricostruzione:

- compatibilità degli interventi strutturali con la tutela degli aspetti architettonici, storici e ambientali;
- un’architettura ecosostenibile;
- l’efficientamento energetico.

Considerando la struttura di conformazione degli edifici e la forte reciproca interferenza tra di essi sia di tipo diretto per la condivisione di strutture di contenimento dei terreni fondazionali, che indiretto per la stretta prossimità di ubicazione, è opportuno procedere alla ricostruzione con un intervento unitario di riconfigurazione della forma *urbis* attraverso la tecnica del “ground isolation”.

Questa soluzione prevede la realizzazione di una piastra isolata rispetto al terreno sottostante mediante l’interposizione di isolatori, al di sopra della quale verranno realizzate le costruzioni con una configurazione corrispondente a quella antecedente agli eventi sismici del 2016, costituita prevalentemente da edifici in aggregato.

L'intero sistema può essere considerato costituito da cinque elementi (che verranno approfonditi nel seguito):

- la piastra isolata gradonata che ha la funzione di supporto per gli edifici che verranno ricostruiti;
- i dispositivi di isolamento sismico a scorrimento hanno lo scopo di filtrare l'azione sismica trasmessa alle sovrastrutture;
- una sottostruttura costituita dai baggioli sui quali poggiano gli isolatori e dalla fondazione;
- i basamenti scatolari degli edifici che svolgono la funzione di conservazione della distribuzione in quota originaria degli edifici;
- le costruzioni in elevazione.

L'intervento ha come obiettivo non solo quello di fornire alla comunità la capacità di fronteggiare un futuro evento sismico violento, ma intende creare un borgo resiliente in grado di trasformare una criticità in un'opportunità di sviluppo del territorio e di avanzamento della ricerca.

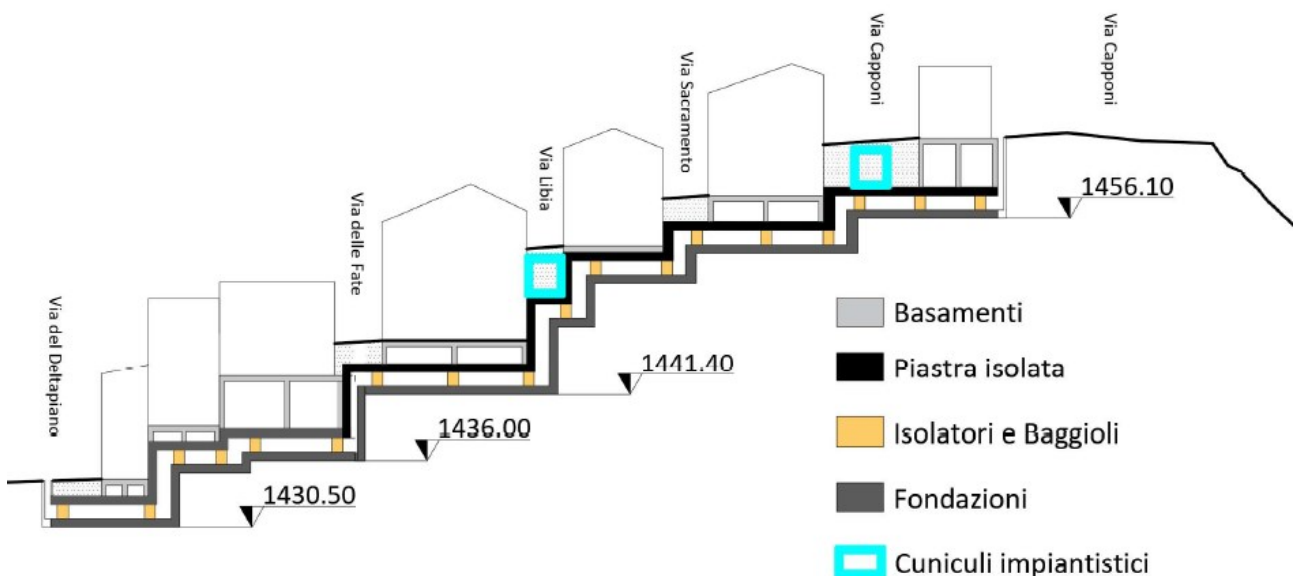


Figura 3.12 Esempio di sezione trasversale con tutti gli elementi che compongono l'intervento

L'oggetto di questo studio di tesi è il dimensionamento del sistema di isolamento disposto al di sotto della piastra isolata, mentre tutti gli altri elementi che compongono l'intervento saranno trattati in seguito solamente in maniera descrittiva.

### 3.5.1 INDIVIDUAZIONE DELLA ZONA D'INTERVENTO

L'insediamento urbano di Castelluccio può essere suddiviso in due zone: una ad Ovest sul Monte Veletta e l'altra ad Est situata sul colle delimitato dal Pian Piccolo a Nord e dal Pian Grande a Sud. L'intervento di ricostruzione riguarderà la porzione di destra dell'abitato, dove praticamente quasi tutte le costruzioni sono state distrutte dal sisma.

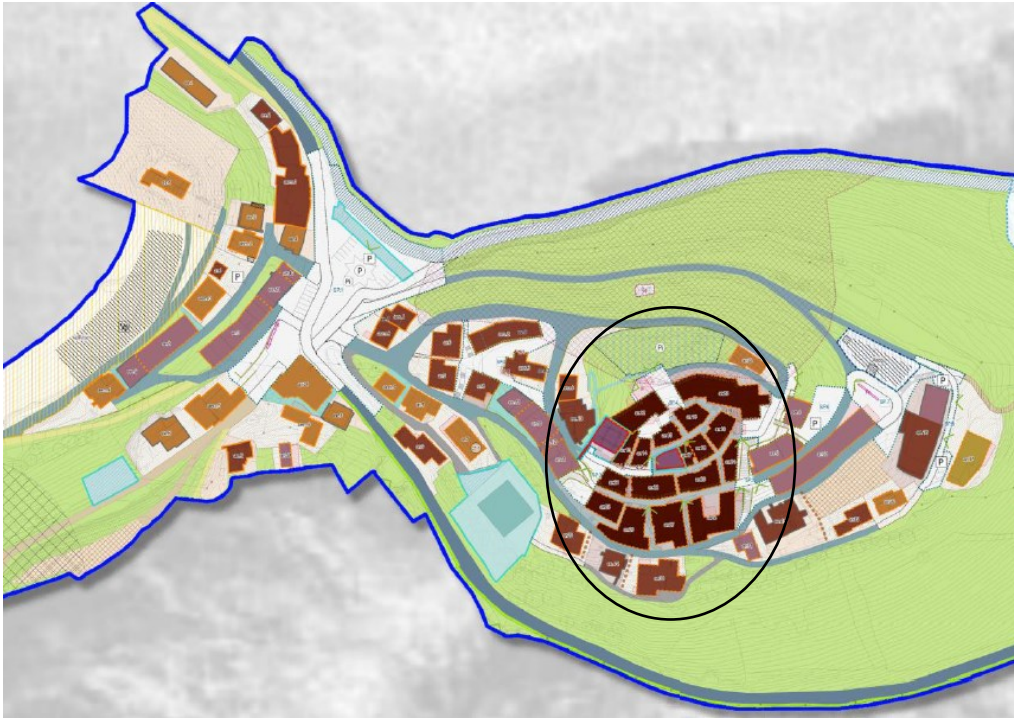


Figura 3.13 Carta della disciplina urbanistica ordinaria per la ricostruzione (Elaborato P.2 del PA)

Si tratta di un'area di circa 6200 m<sup>2</sup> di forma irregolare con dimensioni 90 x 80 m, che copre un dislivello medio di 24 m ed è caratterizzata da pendenze medie pari a 25% in direzione Nord-Sud e 15% in direzione Est-Ovest.

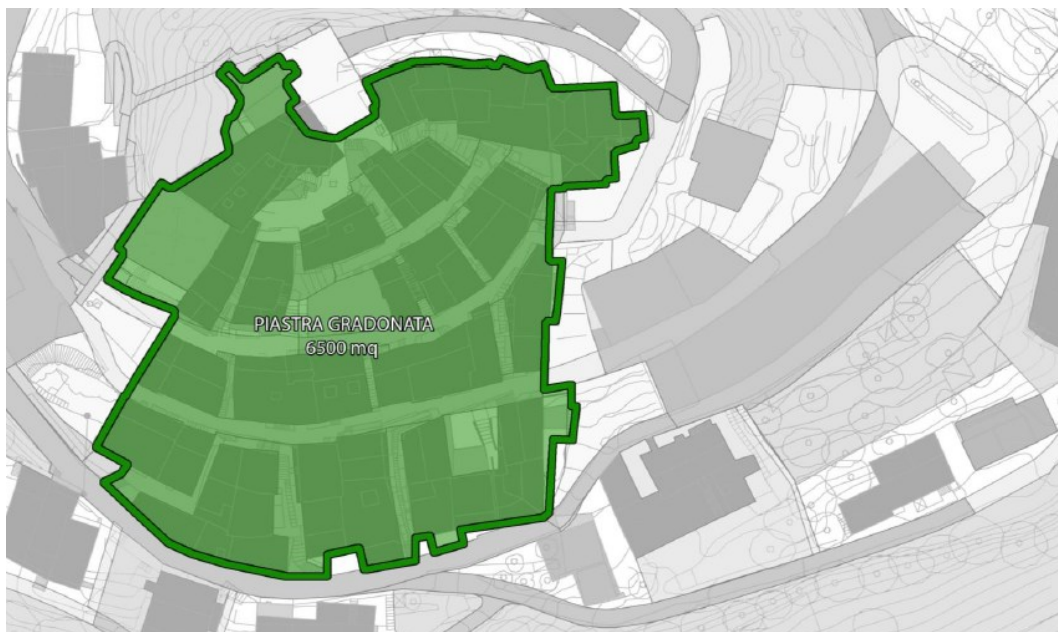


Figura 3.14 Individuazione planimetrica dell'area d'intervento

### 3.5.2 PIASTRA GRADONATA ISOLATA

Gli edifici che costituivano il nucleo storico di Castelluccio, nel corso delle espansioni secolari, si sono sviluppati a cascata l'uno sull'altro, intervallati da strette strade pedonali, formando una serie di gradoni e conferendo al borgo la particolare conformazione architettonica che lo rende famoso.

La piastra isolata da realizzare, che fungerà da fondazione delle costruzioni che verranno successivamente riedificate, sarà gradonata per ricostituire l'andamento originario delle quote degli edifici sul colle.

La definizione del numero di orizzontamenti della piastra da realizzare è stata analizzata in un precedente studio ad opera di Mezzi M. e Fulco A. emesso il 15/12/2021 [6].

Nella fase di progettazione esecutiva si dovrà procedere alla ricalibrazione delle quote delle costruzioni e dei vari livelli dei gradoni sulla base dei documenti aggiornati.

I "criteri guida" che sono stati presi in considerazione nello studio sopracitato per la definizione del numero di orizzontamenti sono i seguenti:

- definizione dei livelli orizzontali al di sotto della quota minima degli edifici;
- contenimento del numero e dell'altezza dei gradoni (ovvero dei dislivelli tra gli orizzontamenti);
- minimizzazione dei volumi di terreno da movimentare.

La soluzione prevede la realizzazione di un'unica piattaforma isolata gradonata costituita da orizzontamenti con un'altezza massima di 6 m. Così facendo, si limita l'altezza dei gradoni introducendo un numero maggiore di livelli.

Nel dettaglio, le fasi che hanno portato alla definizione dei piani orizzontali sono le seguenti:

- individuazione delle quote degli edifici: attraverso l'esaminazione delle sezioni ricavate considerando, per ogni porzione della piastra, le quote degli edifici risultanti dalla documentazione relativa alla situazione post-sisma 1997;
- individuazione delle quote dei livelli: sono stati accorpati il più possibile gli edifici con quota simile all'interno dello stesso piano della piastra in modo tale da contenere la differenza di quota tra sedime delle costruzioni ed estradosso della piastra al di sotto di 3-4 m (da compensare con i basamenti) e da contenere l'altezza dei gradoni a circa 6 m (figura 3.15);
- definizione del perimetro dei livelli orizzontali della piastra: è stato seguito lo sviluppo in pianta degli edifici e questo ha portato alla definizione di orizzontamenti di forma irregolare.

In tutto sono stati individuati 11 livelli orizzontali che coprono il dislivello massimo tra la zona sommitale e la zona di valle di 24 m. I vari gradoni sono elementi a sviluppo verticale aventi la funzione di collegare i vari piani della piastra. Devono essere dotati di opportuna rigidità nel piano e fuori dal piano in modo da garantire un comportamento orizzontale rigido dell'intera piastra gradonata.



La piastra avrà un'altezza di 0.70 m, valore che deriva da un pre-dimensionamento basato sull'assunzione di un sovraccarico permanente di 40.0 kN/m<sup>2</sup> e di un sovraccarico accidentale di 7.0 kN/m<sup>2</sup>, entrambi uniformemente distribuiti. Questi valori dei carichi derivano dalla stima delle sovrastrutture previste, costituite sia dagli edifici che dai riempimenti necessari per la ricostituzione delle quote originarie.

### 3.5.3 SOTTOSTRUTTURA: BAGGIOLI E FONDAZIONE

I baggioli costituiscono i supporti al di sopra dei quali vengono installati gli isolatori. Lo spazio compreso tra l'intradosso della piastra isolata e l'estradosso della piastra di fondazione deve essere adeguato a consentire le operazioni di ispezione e manutenzione dei dispositivi, come previsto dalle norme. Inoltre, all'interno di tale volume potranno essere collocati gli impianti a servizio degli edifici in elevazione e le reti impiantistiche pubbliche.

In questa tesi è stato considerato uno spazio di 1.60 m tra l'intradosso della piastra isolata e l'estradosso della piastra di fondazione e dei baggioli con sezione 1.15 x 1.15 m.

La fondazione deve trasmettere i carichi derivanti dalla piastra attraverso gli isolatori e i baggioli al terreno. Essa ha un profilo molto simile a quello della piattaforma isolata sovrastante ed è composta da strutture a sviluppo orizzontale e verticale. Per quanto riguarda le strutture orizzontali possono essere prese in considerazione due ipotesi di soluzione:

- costituite da un reticolo di travi, in modo da contenere i volumi di scavo. Le travi potranno allargarsi in corrispondenza dei baggioli per assicurare una maggior distribuzione delle azioni concentrate in corrispondenza degli isolatori, al terreno;
- costituite da una platea di fondazione, con un significativo ampliamento dei volumi di scavo.

Le pareti verticali sono elementi piani che hanno gli stessi principi di funzionamento di un'opera di sostegno del terreno.

La fondazione, inoltre, dovrà essere dotata di un'adeguata rigidità per limitare il più possibile i cedimenti differenziali e la realizzazione sarà eseguita partendo da monte e procedendo verso valle.

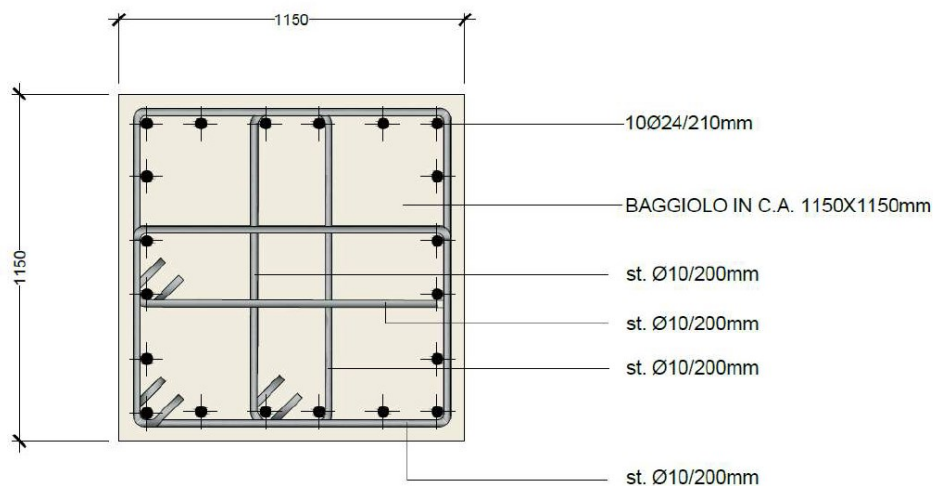


Figura 3.17 Dettagli costruttivi di una sezione del baggiolo

### 3.5.4 BASAMENTI SCATOLARI

Vista la difficoltà di far coincidere l'estradosso della piattaforma isolata con il livello di fondazione degli edifici a causa dell'impossibilità di coprire gli elevati dislivelli del colle con i gradoni della piastra, sono stati previsti dei basamenti. Questi consistono in un sistema scatolare di pareti in c.a. e consentono di conservare la distribuzione in quota originaria degli edifici e di conseguenza il caratteristico profilo di Castelluccio.

Hanno la stessa impronta dell'edificio e collegano quest'ultimo alla piastra isolata diventando parte integrante della costruzione e garantendo dei salti di rigidità limitati e graduali.

Tali volumi non hanno una definizione funzionale ma potrebbero essere utilizzati come seminterrati o adibiti ad uso pubblico.

Per assicurare uno spazio adeguato all'inserimento dei presidi di isolamento termico al di sotto del piano terra dei fabbricati, i basamenti devono avere un'altezza minima di 0.70 m fino ad un massimo di 3.0 m per evitare l'innalzamento eccessivo degli edifici al di sopra della piastra isolata.

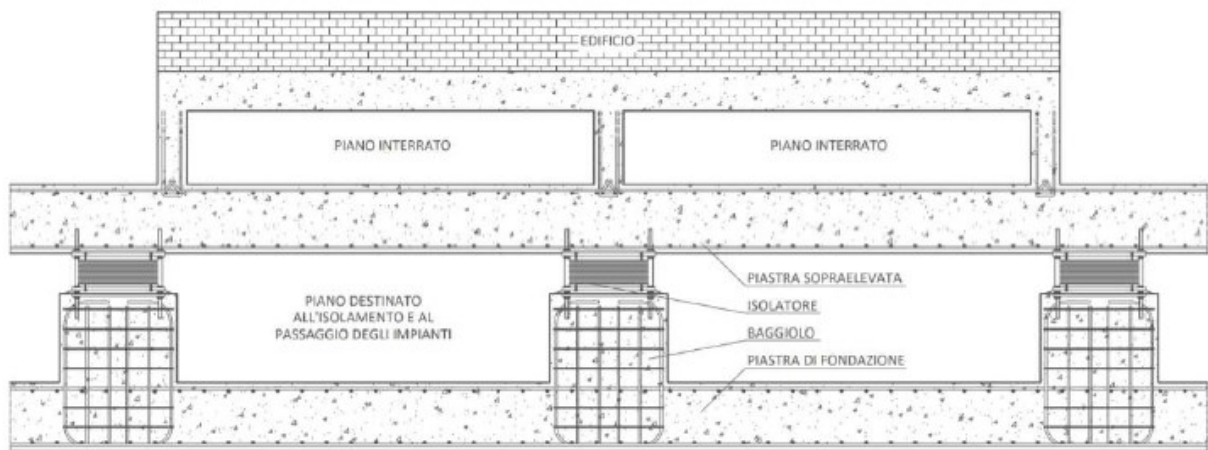


Figura 3.18 Particolare del basamento

Al di sopra della piastra isolata devono essere ricostituiti sia gli edifici che il sistema infrastrutturale di accesso e circolazione all'interno del borgo. A tal fine i basamenti devono essere realizzati anche al di sotto delle strade per compensare le differenze fra la quota della piastra isolata e la quota di progetto della carreggiata e potranno essere destinati a cunicoli per i sottoservizi (figura 3.19) o essere riempiti con materiale di riporto.

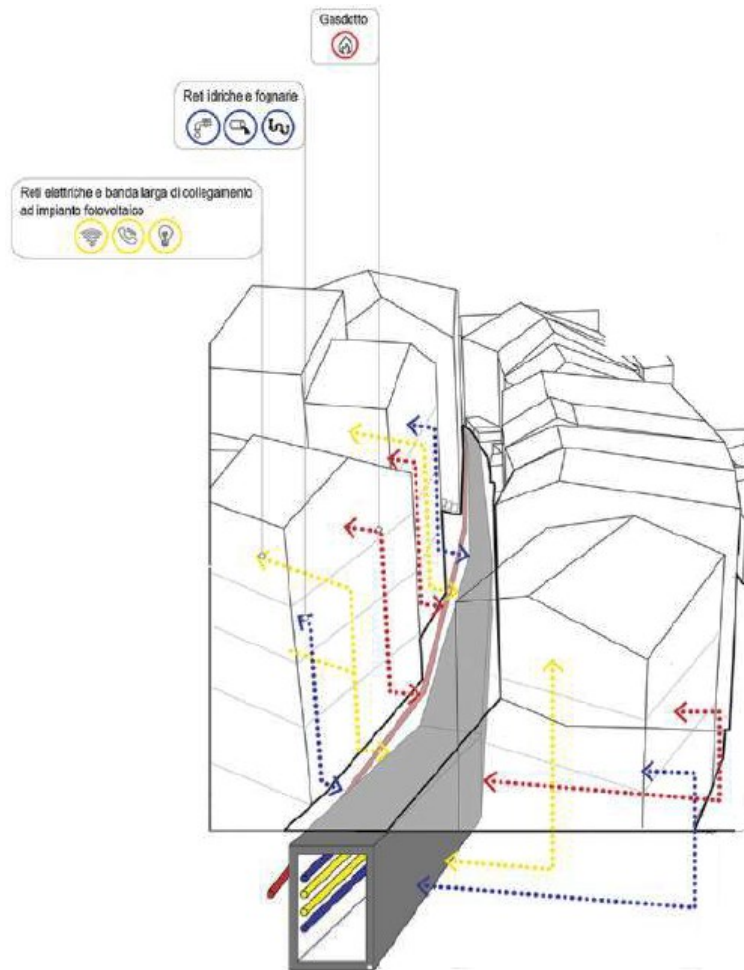


Figura 3.19 Dettaglio del cunicolo tecnologico

### 3.5.5 COSTRUZIONI IN ELEVAZIONE

Al di sopra della piastra isolata dovranno essere ricostruiti 60 edifici in 18 aggregati edilizi (16 aggregati privati e 2 di culto) in maniera sostanzialmente identica alla configurazione preesistente all'evento sismico del 2016 secondo il concetto "dov'era, com'era".

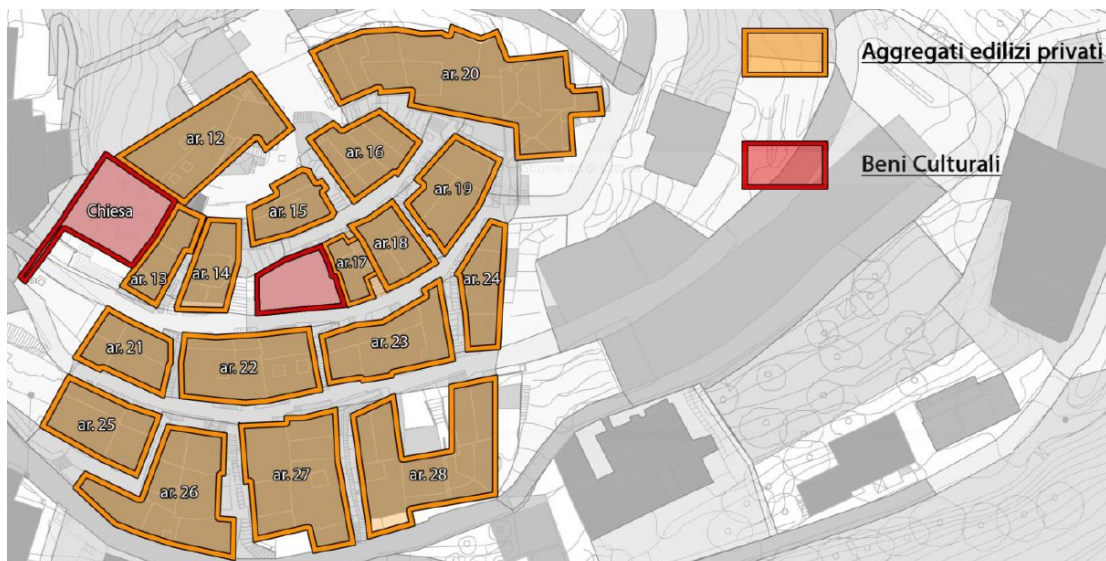


Figura 3.20 Dettaglio aggregati edilizi privati e di culto



I due edifici di culto sono la Chiesa di Santa Maria Assunta e l'oratorio SS Sacramento e sono entrambi censiti come Beni di interesse culturale.

Le costruzioni che saranno realizzate al di sopra della piastra saranno caratterizzate da basse sollecitazioni sismiche, grazie al disaccoppiamento della risposta degli edifici in elevazione, solidali alla piattaforma isolata, da quella del terreno. Queste sovrastrutture dovranno essere realizzate con tecniche costruttive e strutturali che conferiscano loro un'elevata rigidità.

A tal fine, le tipologie costruttive più opportune sono quelle della muratura armata o confinata poiché offrono i seguenti vantaggi:

- l'elevata rigidità le rende particolarmente adatte all'accoppiamento con l'isolamento sismico, visto che la seguente relazione risulta ampiamente soddisfatta:

$$T_{is} \geq 3 T_{bf}$$

dove:

- $T_{is}$  è il periodo associato al sistema piastra isolata e costruzioni;
  - $T_{bf}$  è il periodo delle sovrastrutture nel caso siano a base fissa ovvero con fondazioni vincolate al terreno.
- elevata capacità nei confronti delle azioni verticali anche in presenza di azioni sismiche;
  - elevata compatibilità con le irregolarità in pianta tipiche degli aggregati edilizi;
  - maggior facilità nel realizzare i collegamenti con i basamenti in c.a., attraverso le previsione degli ancoraggi delle armature verticali delle strutture in elevazione nel caso di murature armate o degli elementi confinati nel caso di murature confinate;
  - elevata efficienza tecnologica e basso impatto ambientale. Tra gli obiettivi dell'opera vi sono, infatti, l'utilizzo di materiali facilmente reperibili in loco per ridurre le emissioni di CO<sub>2</sub> da trasporto e di materiali "naturali" che siano per la maggior parte biodegradabili e riciclabili, ovvero che non emettano sostanze nocive per l'uomo e l'ambiente durante il loro ciclo di vita.

Nella tabella seguente sono riportate le principali caratteristiche degli 11 livelli della piastra:

Livello	n° Edifici	QUOTA Livello [m s.l.m.]	AREA Livello [m <sup>2</sup> ]
<b>1</b>	10	1433.10	736.19
<b>2</b>	5	1438.60	531.54
<b>3</b>	4	1437.60	455.87
<b>4</b>	1	1443.10	147.58
<b>5</b>	7	1444.00	824.77
<b>6</b>	1	1446.50	118.92
<b>7</b>	11	1449.70	1251.13
<b>8</b>	5	1453.30	345.51
<b>9</b>	9	1455.80	1122.59
<b>10</b>	2	1454.00	101.01
<b>11</b>	5	1458.70	634.81
<b>TOTALE</b>	60	-	6270.00

Tabella 3.3 Quote ed Aree dei livelli orizzontali della piastra

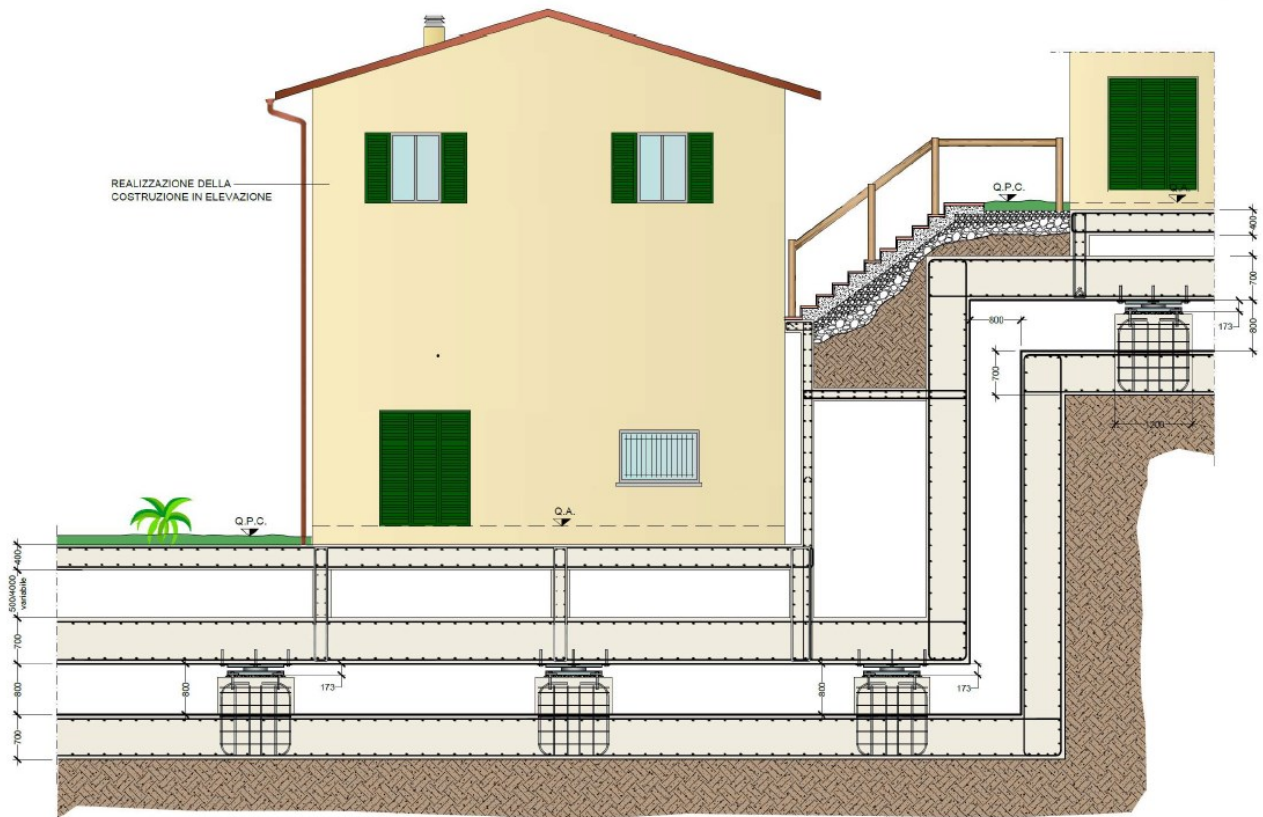


Figura 3.21 Schema esemplificativo di una costruzione edificata al di sopra della piastra isolata

In tabella 3.4 sono riportate le caratteristiche (area e numero di piani) dei singoli edifici che compongono gli aggregati:

AGGREGATI	LIVELLO PIASTRA	EDIFICI	AREA EDIFICIO	n° PIANI
n°	n°	n°	m <sup>2</sup>	n°
<b>A12</b>	9	1	192.90	3
	11	2	63.24	2
<b>A13</b>	7	1	37.69	3
	7	2	37.22	4
	9	3	53.04	3
<b>A14</b>	8	1	34.06	3
	8	2	42.63	3
	9	3	54.45	3
<b>A15</b>	9	1	119.20	3
<b>A16</b>	9	1	61.38	3
	9	2	69.28	3
	9	3	32.25	3
<b>A17</b>	8	1	128.56	3
	8	2	32.36	2
	8	3	22.90	3
<b>A18</b>	7	1	95.79	4
	7	2	26.27	2
<b>A19</b>	7	1	119.16	4

	7	2	48.20	4
<b>A20</b>	7	1	20.81	4
	7	2	65.80	4
	7	3	61.80	2
	7	4	22.48	1
	10	5	74.66	3
	10	6	23.33	2
	9	7	120.30	2
	9	8	114.42	3
	11	9	71.28	3
	11	10	85.66	4
	<b>A21</b>	5	1	50.54
5		2	98.22	4
<b>A22</b>	5	1	19.37	4
	5	2	106.72	4
	5	3	143.69	4
<b>A23</b>	5	1	169.61	4
	5	2	55.84	4
<b>A24</b>	5	1	41.81	4
	6	2	91.02	3
<b>A25</b>	3	1	121.62	4
	3	2	69.80	4
<b>A26</b>	1	1	31.90	2
	1	2	63.29	1
	1	3	63.71	3
	3	4	57.81	3
	4	5	47.90	3
<b>A27</b>	1	1	26.99	3
	1	2	134.92	3
	3	3	40.56	3
	2	4	60.84	2
	2	5	70.53	3
<b>A28</b>	1	1	14.92	1
	1	2	17.73	3
	1	3	77.58	4
	1	4	87.82	4
	1	5	75.75	3
	2	6	16.51	1
	2	7	70.09	3
	2	8	77.83	3
<b>CHIESA</b>	7	1	213.60	1

Tabella 3.4 Area e n° di piani degli edifici disposti sui vari orizzontamenti

Area di sedime TOTALE degli edifici = 4149.64 m<sup>2</sup>

Nella figura 3.22 viene rappresentata la pianta della piastra e in colore rosso viene evidenziato il numero dell'aggregato in accordo con il rilievo eseguito al fine di redigere il piano attuativo comunale.

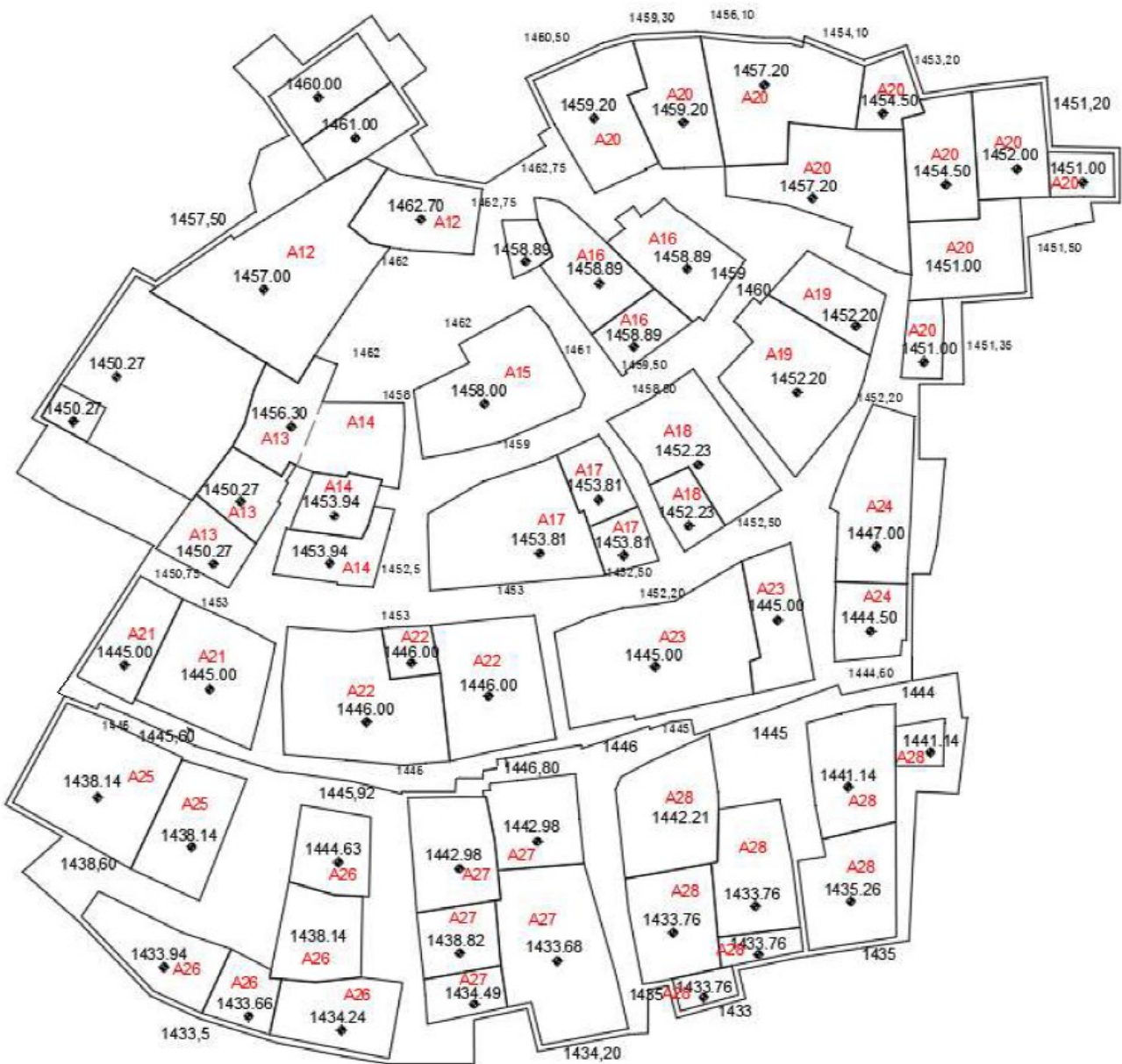


Figura 3.22 Numerazione aggregati edilizi

Nel seguito sono riportate delle viste semplificate delle costruzioni in elevazione della soluzione ipotizzata.



Figura 3.23 Vista 1

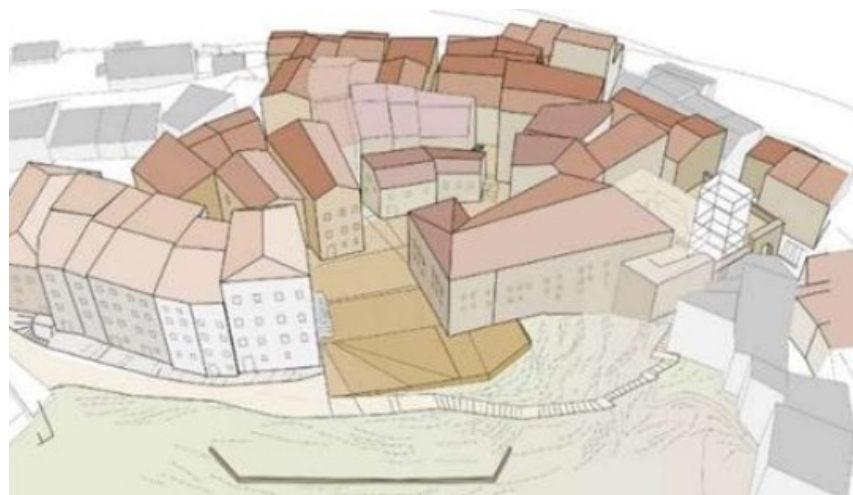


Figura 3.24 Vista 2



Figura 3.25 Vista 3

L'idea progettuale prevede anche che in una porzione limitata (200-300 m<sup>2</sup>) della piattaforma isolata venga realizzato uno spazio ipogeo polifunzionale accessibile dall'esterno, ricavato grazie ad un approfondimento della quota di fondazione e quindi all'aumento del volume compreso fra la fondazione stessa e la piastra isolata.

Il volume ipogeo potrà essere utilizzato come spazio museale finalizzato ad illustrare le principali caratteristiche dell'intervento, vista l'ambizione di costruire un modello progettuale importante anche per il settore della ricerca e dell'innovazione antisismica. Inoltre, servirà a consentire l'accesso agli addetti ai lavori per l'ispezione e la manutenzione dei dispositivi.

La forma architettonica dell'ambiente è caratterizzata da un sistema strutturale a doppia arcata integrato con la piastra e poggiante su una maglia reticolare di isolatori.

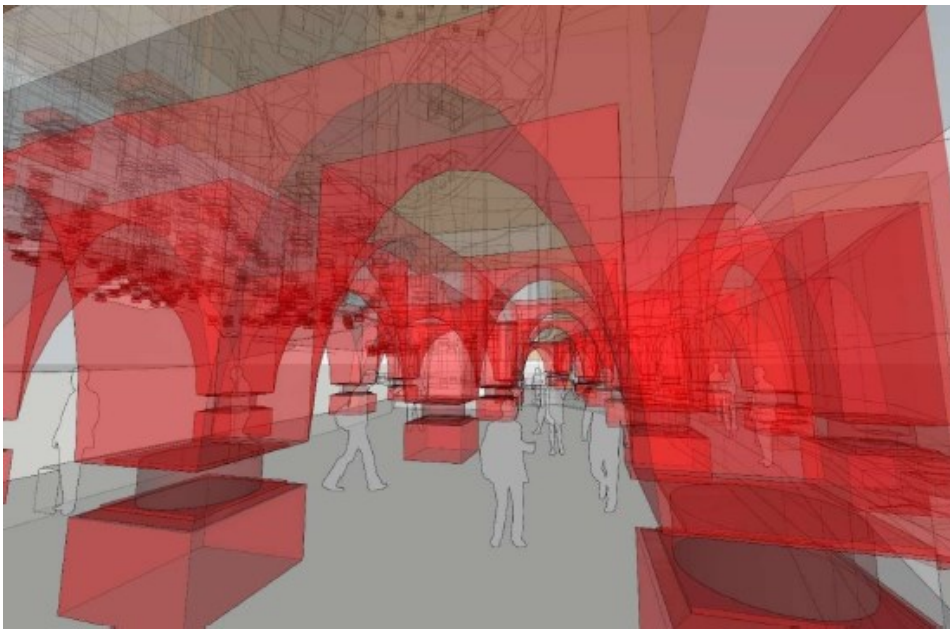


Figura 3.26 Spazio ipogeo polifunzionale

## 4 DEFINIZIONE DEL MODELLO DI CALCOLO

La piastra gradonata è stata riprodotta attraverso un modello tridimensionale agli elementi finiti, costituito da elementi bidimensionali.

La modellazione è stata eseguita con l'ausilio dei softwares Autocad 3D e SAP 2000.

Il modello è stato realizzato "ricalcando" il progetto già eseguito in precedenza grazie alla collaborazione fra il Dipartimento di Ingegneria Civile e Ambientale dell'Università di Perugia, l'Ufficio Speciale per la Ricostruzione della Regione Umbria e il Comune di Norcia. Questa collaborazione ha permesso di condurre degli studi di approfondimento da cui è scaturita la proposta tecnica e la relativa applicazione della tecnica del "ground isolation" per la ricostruzione del Centro Storico di Castelluccio di Norcia.

### 4.1 AZIONI AGENTI

Le azioni agenti sulla piattaforma gradonata sono state ad essa applicate come carichi superficiali ripartiti in modo uniforme e possono essere suddivise in:

- verticali:
  - 1) carichi permanenti strutturali: peso proprio della piastra;
  - 2) carichi permanenti portati: carichi permanenti strutturali e non strutturali degli edifici al di sopra della piastra;
  - 3) carichi variabili: sovraccarico di servizio;
  - 4) carichi variabili: carico da neve;
  - 5) carichi su area rimanente;
- orizzontali:
  - 6) azione sismica.

#### 4.1.1 AZIONI ORIZZONTALI

##### 1) PESO PROPRIO DELLA PIASTRA

È stato considerato uno spessore costante di 0.70 m sia per i livelli orizzontali che per le pareti verticali della piastra isolata.

LIVELLI ORIZZONTALI	PESO PROPRIO			
	m <sup>2</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN	kN/m <sup>2</sup>
6270.00	25.00	109725.00	17.50	

Tabella 4.1 Peso proprio dei livelli orizzontali

PARETI VERTICALI	PESO PROPRIO			
	m <sup>2</sup>	kN/m <sup>3</sup>	kN	kN/m <sup>2</sup>
2672.00	25.00	46760.00	17.50	

Tabella 4.2 Peso proprio delle pareti verticali

Il peso proprio complessivo della piastra gradonata è  $P_{g1}=156485.0$  kN.

2) CARICHI PERMANENTI STRUTTURALI E NON STRUTTURALI DEGLI EDIFICI

Nei vari livelli orizzontali della piastra isolata saranno riedificati 42 edifici in muratura armata disposti nella configurazione antecedente agli eventi sismici del 2016.

Per ciascun piano di ogni edificio è stato considerato un peso di 12 kN/m<sup>2</sup>.

PERMANENTI STRUTTURALI E NON STRUTTURALI EDIFICI G21+G22							
AGGREGATI	LIVELLO PIASTRA	EDIFICI	AREA EDIFICIO	n° PIANI	G1+G2	PESO (G1+G2)	p (G1+G2)
n°	n°	n°	m <sup>2</sup>	n°	kN/m <sup>2</sup>	kN	kN/m <sup>2</sup>
A12	9	1	192.90	3	12	6944.40	36
	11	2	63.24	2	12	1517.76	24
A13	7	1	37.69	3	12	1356.84	36
	7	2	37.22	4	12	1786.56	48
	9	3	53.04	3	12	1909.44	36
A14	8	1	34.06	3	12	1226.16	36
	8	2	42.63	3	12	1534.68	36
	9	3	54.45	3	12	1960.20	36
A15	9	1	119.20	3	12	4291.20	36
A16	9	1	61.38	3	12	2209.68	36
	9	2	69.28	3	12	2494.08	36
	9	3	32.25	3	12	1161.00	36
A17	8	1	128.56	3	12	4628.16	36
	8	2	32.36	2	12	776.64	24
	8	3	22.90	3	12	824.40	36
A18	7	1	95.79	4	12	4597.92	48
	7	2	26.27	2	12	630.48	24
A19	7	1	119.16	4	12	5719.68	48
	7	2	48.20	4	12	2313.60	48
A20	7	1	20.81	4	12	998.88	48
	7	2	74.66	3	12	2687.76	36
	7	3	61.80	2	12	1483.20	24
	7	4	22.48	1	12	269.76	12
	10	5	65.80	4	12	3158.40	48
	10	6	23.33	2	12	559.92	24
	9	7	120.30	2	12	2887.20	24
	9	8	114.42	3	12	4119.12	36
	11	9	71.28	3	12	2566.08	36
A21	11	10	85.66	4	12	4111.68	48
	5	1	50.54	4	12	2425.92	48
	5	2	98.22	4	12	4714.56	48



A22	5	1	19.37	4	12	929.76	48
	5	2	106.72	4	12	5122.56	48
	5	3	143.69	4	12	6897.12	48
A23	5	1	169.61	4	12	8141.28	48
	5	2	55.84	4	12	2680.32	48
A24	5	1	41.81	4	12	2006.88	48
	6	2	91.02	3	12	3276.72	36
A25	3	1	121.62	4	12	5837.76	48
	3	2	69.80	4	12	3350.40	48
A26	1	1	31.90	2	12	765.60	24
	1	2	63.29	1	12	759.48	12
	1	3	63.71	3	12	2293.56	36
	3	4	57.81	3	12	2081.16	36
	4	5	47.90	3	12	1724.40	36
A27	1	1	26.99	3	12	971.64	36
	1	2	134.92	3	12	4857.12	36
	3	3	40.56	3	12	1460.16	36
	2	4	60.84	2	12	1460.16	24
	2	5	70.53	3	12	2539.08	36
A28	1	1	14.92	1	12	179.04	12
	1	2	17.73	3	12	638.28	36
	1	3	77.58	4	12	3723.84	48
	1	4	70.09	3	12	2523.24	36
	1	5	75.75	3	12	2727.00	36
	2	6	16.51	1	12	198.12	12
	2	7	87.82	4	12	4215.36	48
	2	8	77.83	3	12	2801.88	36
CHIESA	7	1	213.60	1	12	2563.20	12

Tabella 4.3 Carichi permanenti strutturali e non strutturali degli edifici al di sopra della piastra

Il peso totale dovuto ai carichi permanenti strutturali e non strutturali associati agli edifici al di sopra della piastra è di  $P_{g21, g22}=154590.48$  kN.

### 3) SOVRACCARICO DI SERVIZIO

Gli edifici da riedificare sono tutti edifici residenziali ad eccezione della chiesa e del campanile.

In accordo con le NTC 2018, è stato determinato, per ogni piano degli edifici, un carico variabile uniformemente distribuito  $q_k=2.0$  kN/m<sup>2</sup> relativo alla CAT. A: “aree per attività domestiche e residenziali..”.

Tab. 3.1.II - Valori dei sovraccarichi per le diverse categorie d'uso delle costruzioni

Cat.	Ambienti	$q_k$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$Q_k$ [kN]	$H_k$ [kN/m]
A	<b>Ambienti ad uso residenziale</b>			
	Aree per attività domestiche e residenziali; sono compresi in questa categoria i locali di abitazione e relativi servizi, gli alberghi (ad esclusione delle aree soggette ad affollamento), camere di degenza di ospedali	2,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi, ballatoi	4,00	4,00	2,00
B	<b>Uffici</b>			
	Cat. B1 Uffici non aperti al pubblico	2,00	2,00	1,00
	Cat. B2 Uffici aperti al pubblico	3,00	2,00	1,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	4,00	4,00	2,00
C	<b>Ambienti suscettibili di affollamento</b>			
	Cat. C1 Aree con tavoli, quali scuole, caffè, ristoranti, sale per banchetti, lettura e ricevimento	3,00	3,00	1,00
	Cat. C2 Aree con posti a sedere fissi, quali chiese, teatri, cinema, sale per conferenze e attesa, aule universitarie e aule magne	4,00	4,00	2,00
	Cat. C3 Ambienti privi di ostacoli al movimento delle persone, quali musei, sale per esposizioni, aree d'accesso a uffici, ad alberghi e ospedali, ad atrii di stazioni ferroviarie	5,00	5,00	3,00
	Cat. C4. Aree con possibile svolgimento di attività fisiche, quali sale da ballo, palestre, palcoscenici.	5,00	5,00	3,00
	Cat. C5. Aree suscettibili di grandi affollamenti, quali edifici per eventi pubblici, sale da concerto, palazzetti per lo sport e relative tribune, gradinate e piattaforme ferroviarie.	5,00	5,00	3,00
	Scale comuni, balconi e ballatoi	Secondo categoria d'uso servita, con le seguenti limitazioni		
		≥ 4,00	≥ 4,00	≥ 2,00

Figura 4.1 Sovraccarichi per le diverse categoria d'uso

SOVRACCARICO DI SERVIZIO $Q_k$							
AGGREGATI	LIVELLO PIASTRA	EDIFICI	AREA EDIFICIO	n° PIANI	$Q_k$	PESO $Q_k$	$p (Q_k)$
n°	n°	n°	m <sup>2</sup>	n°	kN/m <sup>2</sup>	kN	kN/m <sup>2</sup>
A12	9	1	192.90	3	2	1157.40	6
	11	2	63.24	2	2	252.96	4
A13	7	1	37.69	3	2	226.14	6
	7	2	37.22	4	2	297.76	8
	9	3	53.04	3	2	318.24	6
A14	8	1	34.06	3	2	204.36	6
	8	2	42.63	3	2	255.78	6
	9	3	54.45	3	2	326.70	6
A15	9	1	119.20	3	2	715.20	6
A16	9	1	61.38	3	2	368.28	6
	9	2	69.28	3	2	415.68	6
	9	3	32.25	3	2	193.50	6
A17	8	1	128.56	3	2	771.36	6
	8	2	32.36	2	2	129.44	4
	8	3	22.90	3	2	137.40	6
A18	7	1	95.79	4	2	766.32	8
	7	2	26.27	2	2	105.08	4
A19	7	1	119.16	4	2	953.28	8
	7	2	48.20	4	2	385.60	8
A20	7	1	20.81	4	2	166.48	8
	7	2	74.66	3	2	447.96	6
	7	3	61.80	2	2	247.20	4
	7	4	22.48	1	2	44.96	2
	10	5	65.80	4	2	526.40	8

	10	6	23.33	2	2	93.32	4
	9	7	120.3	2	2	481.2	4
	9	8	114.42	3	2	686.52	6
	11	9	71.28	3	2	427.68	6
	11	10	85.66	4	2	685.28	8
A21	5	1	50.54	4	2	404.32	8
	5	2	98.22	4	2	785.76	8
A22	5	1	19.37	4	2	154.96	8
	5	2	106.72	4	2	853.76	8
	5	3	143.69	4	2	1149.52	8
A23	5	1	169.61	4	2	1356.88	8
	5	2	55.84	4	2	446.72	8
A24	5	1	41.81	4	2	334.48	8
	6	2	91.02	3	2	546.12	6
A25	3	1	121.62	4	2	972.96	8
	3	2	69.8	4	2	558.40	8
A26	1	1	31.9	2	2	127.60	4
	1	2	63.29	1	2	126.58	2
	1	3	63.71	3	2	382.26	6
	3	4	57.81	3	2	346.86	6
	4	5	47.9	3	2	287.40	6
A27	1	1	26.99	3	2	161.94	6
	1	2	134.92	3	2	809.52	6
	3	3	40.56	3	2	243.36	6
	2	4	60.84	2	2	243.36	4
	2	5	70.53	3	2	423.18	6
A28	1	1	14.92	1	2	29.84	2
	1	2	17.73	3	2	106.38	6
	1	3	77.58	4	2	620.64	8
	1	4	70.09	3	2	420.54	6
	1	5	75.75	3	2	454.50	6
	2	6	16.51	1	2	33.02	2
	2	7	87.82	4	2	702.56	8
	2	8	77.83	3	2	466.98	6
CHIESA	7	1	213.6	1	2	427.20	2

Tabella 4.4 Sovraccarichi di servizio

Il sovraccarico accidentale totale associato ai soli edifici al di sopra della piastra risulta  $P_{qk,edifici}=25765.08$  kN.

#### 4) CARICO NEVE

Il carico dovuto alla neve in copertura è stato valutato, in accordo alle NTC 2018, con la seguente espressione:

$$q_s = q_{sk} \cdot \mu_i \cdot C_E \cdot C_t$$

dove:

- $q_{sk}$  è il valore di riferimento del carico della neve al suolo.

Il sito di Castelluccio di Norcia ricade nella provincia di Perugia che si trova in Zona II, perciò sono valide le seguenti relazioni:

$$q_{sk}=1.00 \text{ kN/m}^2 \qquad a_s \leq 200 \text{ m}$$

$$q_{sk}=0.85[1 + (a_s/481)^2] \text{ kN/m}^2 \qquad a_s > 200 \text{ m}$$

in cui,

$a_s$  è la quota media della piastra assunta pari alla quota di ogni livello orizzontale;

- $\mu_i$  è il coefficiente di forma della copertura assunto pari a 0.80 (coperture piane);
- $C_E$  è il coefficiente di esposizione assunto pari ad 1;
- $C_t$  è il coefficiente termico assunto pari ad 1 in assenza di studi specifici.

CARICO NEVE $Q_n$						
LIVELLO PIASTRA	$a_s$	$\mu_i$	$C_E$	$C_T$	$q_{sk}$	$q_s$
$n^\circ$	m				$\text{kN/m}^2$	$\text{kN/m}^2$
1	1433.10	0.8	1	1	8.40	6.72
2	1438.60	0.8	1	1	8.45	6.76
3	1437.60	0.8	1	1	8.44	6.75
4	1443.10	0.8	1	1	8.50	6.80
5	1444.00	0.8	1	1	8.51	6.81
6	1446.50	0.8	1	1	8.54	6.83
7	1449.70	0.8	1	1	8.57	6.86
8	1453.30	0.8	1	1	8.61	6.89
9	1455.80	0.8	1	1	8.64	6.91
10	1454.00	0.8	1	1	8.62	6.89
11	1458.70	0.8	1	1	8.67	6.93

Tabella 4.5 Carico neve agente su ogni livello della piastra

Il sovraccarico totale dovuto all'azione della neve associato ai soli edifici al di sopra della piastra risulta  $P_{q,neve}=471207.33 \text{ kN}$ .

### 5) CARICO SU AREA RIMANENTE

L'area rimanente è l'area della piastra non occupata dagli edifici. Su di essa agiscono i seguenti carichi:

- carichi permanenti portati G21+G22.

Questi carichi riguardano i basamenti e i riempimenti delle strade e del restante tessuto urbano. È stato considerato un carico al metro cubo pari a  $\gamma_{rim} = 20 \text{ kN/m}^3$  per un'altezza di 2.50 m.

CARICO SU AREA RIMANENTE G21+G22						
LIVELLO PIASTRA	AREA PIASTRA	AREA EDIFICI	AREA RIMANENTE	$\gamma_{rim}$	H	$P_{g21, g22-rim}$
n°	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	kN/m <sup>3</sup>	m	kN
1	736.19	576.88	159.31	20.00	2.50	7965.50
2	531.54	313.53	218.01	20.00	2.50	10900.50
3	455.87	289.79	166.08	20.00	2.50	8304.00
4	147.58	47.90	99.68	20.00	2.50	4984.00
5	824.77	685.80	138.97	20.00	2.50	6948.50
6	118.92	91.02	27.90	20.00	2.50	1395.00
7	1251.13	757.68	493.45	20.00	2.50	24672.50
8	345.51	260.51	85.00	20.00	2.50	4250.00
9	1122.59	817.22	305.37	20.00	2.50	15268.50
10	101.01	89.13	11.88	20.00	2.50	594.00
11	634.81	220.18	414.63	20.00	2.50	20731.50

Tabella 4.6 Carichi permanenti agenti sull'area rimanente di ogni livello della piastra

Il peso permanente portato complessivo associato all'area rimanente sopra la piastra risulta  $P_{g21,g22-rim} = 106014.00 \text{ kN}$ ;

- sovraccarichi accidentali  $Q_k, Q_n$

CARICO SU AREA RIMANENTE $Q_k+Q_n$							
LIVELLO PIASTRA	AREA PIASTRA	AREA EDIFICI	AREA RIMANENTE	$Q_k$	$Q_n$	$P_{qk,rim}$	$P_{q,rim-neve}$
n°	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN	kN
1	736.19	576.88	159.31	6.00	7.00	955.86	1115.17
2	531.54	313.53	218.01	6.00	7.00	1308.06	1526.07
3	455.87	289.79	166.08	6.00	7.00	996.48	1162.56
4	147.58	47.90	99.68	6.00	7.00	598.08	697.76
5	824.77	685.80	138.97	6.00	7.00	833.82	972.79
6	118.92	91.02	27.90	6.00	7.00	167.40	195.30
7	1251.13	757.68	493.45	6.00	7.00	2960.70	3454.15
8	345.51	260.51	85.00	6.00	7.00	510.00	595.00
9	1122.59	817.22	305.37	6.00	7.00	1832.22	2137.59
10	101.01	89.13	11.88	6.00	7.00	71.28	83.16
11	634.81	220.18	414.63	6.00	7.00	2487.78	2902.41

Tabella 4.7 Sovraccarichi accidentali agenti sull'area rimanente di ogni livello della piastra

I sovraccarichi totali associati all'area rimanente sopra la piastra risultano:

$$P_{qk,rim} = 12721.68 \text{ kN}$$

$$P_{q,rim-neve} = 14841.96 \text{ kN}$$

### ANALISI DEI CARICHI

Come primo step è stato applicato un carico medio ridistribuito uniformemente sull'intera piastra, costante per ogni livello orizzontale.

I carichi complessivi risultano essere i seguenti:

PESO (g21+g22)	PESO Q <sub>k</sub>	PESO Q <sub>n</sub>
kN	kN	kN
260604.48	38486.76	43187.82

Tabella 4.8 Pesi complessivi agenti sulla piastra

Dividendo le risultanti per l'area complessiva della piastra ( $A_{tot}=6270 \text{ m}^2$ ) si ottengono i carichi applicati a tutta la piastra:

p (G21+G22)	p (Q <sub>k</sub> )	p (Q <sub>n</sub> )
kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
41.56	6.14	6.89

Tabella 4.9 Carichi complessivi agenti sulla piastra in maniera uniformemente distribuita

Nel modello sono stati applicati i seguenti carichi:

$$G_{21} + G_{21} = 40.00 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_k = 7.00 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_n = 7.00 \text{ kN/m}^2$$

Successivamente è stato eseguito uno step di perfezionamento che ha previsto una differenziazione dei carichi uniformemente distribuiti su ogni livello orizzontale in funzione degli aggregati effettivi costruiti al di sopra di essi.

ANALISI DEI CARICHI										
LIVELLO	PESO (g21+g22)	PESO Q	PESO Q <sub>n</sub>	AREA PIASTRA	p (G21+G22)	Valore assunto	p (Q)	Valore assunto	p (Q <sub>n</sub> )	Valore assunto
n°	kN	kN	kN	m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>	kN/m <sup>2</sup>
1	27404.30	5629.45	6662.43	736.19	37.22	37.00	5.70	6.00	6.78	7.00
2	22115.10	5139.25	5935.50	531.54	41.61	42.00	5.98	6.00	6.86	7.00
3	21033.48	4612.78	4863.72	455.87	46.14	46.00	6.84	7.00	6.84	7.00
4	6708.40	1782.60	2070.16	147.58	45.46	45.00	6.00	6.00	6.94	7.00
5	39866.90	7570.95	7101.23	824.77	48.34	48.00	7.66	8.00	6.84	7.00

6	4671.72	964.62	1109.89	118.92	39.28	39.00	6.00	6.00	6.87	7.00
7	49080.38	11469.73	13830.76	1251.13	39.23	39.00	5.62	6.00	6.91	7.00
8	13240.04	2773.34	3281.81	345.51	38.32	38.00	5.81	6.00	6.92	7.00
9	43244.82	9243.27	10990.19	1122.59	38.52	39.00	5.79	6.00	6.93	7.00
10	4312.32	797.92	822.33	101.01	42.69	43.00	6.84	7.00	6.91	7.00
11	28927.02	7585.37	8782.73	634.81	45.57	46.00	6.07	6.00	6.98	7.00

Tabella 4.10 Valori dei carichi assunti, agenti sui livelli della piastra

#### 4.1.2 AZIONI VERTICALI

##### 6) AZIONE SISMICA

L'azione sismica di progetto è stata determinata, in accordo con le NTC 2018 (§3.2), a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito e in funzione delle caratteristiche morfologiche e stratigrafiche che determinano la risposta sismica locale.

Nella normativa le forme spettrali sono definite, per ciascuna probabilità di superamento  $P_{VR}$ , nel periodo di riferimento  $V_R$ , a partire dai seguenti parametri del sito di riferimento:

- $a_g$  accelerazione orizzontale massima attesa, in condizioni di campo libero su sito di riferimento assunto rigido e con superficie topografica orizzontale;
- $F_0$ : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- $T_C^*$ : valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro dell'azione orizzontale.

Castelluccio di Norcia				
Latitudine	Longitudine	$a_g$ [g]	$F_0$ [-]	$T_C^*$ [s]
42.829°	13.206°	0.406	2.439	0.365

Tabella 4.11 Parametri del sito di Castelluccio

Il periodo di riferimento  $V_R$  si ricava, per ogni tipologia di costruzione, moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$  (da NTC2018, §2.4):

$$V_R = V_N \cdot C_U$$

Tabella C2.4.I. - Intervalli di valori attribuiti a  $V_R$  al variare di  $V_N$  e  $C_U$

VITA NOMINALE $V_N$	VALORI DI $V_R$			
	CLASSE D'USO			
	I	II	III	IV
$\leq 10$	35	35	35	35
$\geq 50$	$\geq 35$	$\geq 50$	$\geq 75$	$\geq 100$
$\geq 100$	$\geq 70$	$\geq 100$	$\geq 150$	$\geq 200$

Figura 4.2 Periodi di riferimento per le costruzioni (da Circolare, Tab C4.2.I.)

Per vita nominale di un'opera strutturale  $V_N$  si intende il numero di anni nel quale la struttura, purché soggetta ad interventi di manutenzione ordinaria, deve potere essere utilizzata per gli scopi per la quale è stata progettata.

**Tab. 2.4.I** – Valori minimi della Vita nominale  $V_N$  di progetto per i diversi tipi di costruzioni

TIPI DI COSTRUZIONI		Valori minimi di $V_N$ (anni)
1	Costruzioni temporanee e provvisorie	10
2	Costruzioni con livelli di prestazioni ordinari	50
3	Costruzioni con livelli di prestazioni elevati	100

Figura 4.3 Vita nominale delle costruzioni (da NTC 2018, Tab. 2.4.I)

In presenza di azioni sismiche le costruzioni sono suddivise in classi d'uso definite nel modo seguente (da NTC 2018, §2.4.2.):

*Classe I:* Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli.

*Classe II:* Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti, senza contenuti pericolosi per l'ambiente e senza funzioni pubbliche e sociali essenziali. Industrie con attività non pericolose per l'ambiente. Ponti, opere infrastrutturali, reti viarie non ricadenti in Classe d'uso III o in Classe d'uso IV, reti ferroviarie la cui interruzione non provochi situazioni di emergenza. Dighe il cui collasso non provochi conseguenze rilevanti.

*Classe III:* Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso.

*Classe IV:* Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al DM 5/11/2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica.

Il valore del coefficiente d'uso  $C_U$  è definito, al variare della classe d'uso, come mostrato nella seguente tabella:

**Tab. 2.4.II** – Valori del coefficiente d'uso  $C_U$

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

Figura 4.4 Valori di  $C_U$  (da NTC 2018, Tab. 2.4.II)

Vista la rilevanza dell'intervento, si vuole assicurare al sistema di isolamento un livello prestazionale superiore agli standard.

A tal fine è stato considerato un periodo di riferimento  $V_R=200$  anni che può essere fatto corrispondere ad una vita nominale di 200 anni con classe d'uso II ( $C_U=1.0$ ), oppure ad una vita nominale di 100 anni con classe d'uso IV ( $C_U=2.0$ ).

Quindi, è stata considerata un'azione sismica di progetto allo SLC con tempo di ritorno  $T_R=2475$  anni.



Ai fini della determinazione dell'azione sismica di progetto, l'amplificazione per effetto della risposta sismica locale si valuta mediante due parametri:

- **categoria di sottosuolo:** le NTC 2018 (§3.2.2) consentono di fare riferimento ad un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo in categorie, in funzione della velocità di propagazione delle onde di taglio  $V_{s,eq}$  e delle tipologia di roccia componente il terreno.

$$V_{s,eq} = \frac{H}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{V_{s,i}}}$$

dove:

$h_i$ : spessore dell'i-esimo strato;

$V_{s,i}$ : velocità delle onde di taglio nell'i-esimo strato;

N: numero strati;

H: profondità del substrato, definito come quella formazione costituita da roccia o terreno molto rigido, caratterizzata da  $V_s$  non inferiore 800 m/s.

Quando il substrato rigido si trova a una profondità superiore a 30 m come nel caso di Castelluccio, la velocità equivalente è definita  $V_{s,30}$  con  $H=30$  m.

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

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

Figura 4.5 Classificazione del sottosuolo in categorie da (NTC 2018, Tab. 3.2.II)

Le caratteristiche del terreno e i valori di  $V_{s,30}$  per il sito di Castelluccio sono i seguenti:

- $V_{s,1} = 550.00$  m/s è la velocità media nel 1° strato, di spessore  $s_1=10.00$  m;
- $V_{s,2} = 850.00$  m/s è la velocità media nel 2° strato, di spessore  $s_2=20.00$  m;
- $V_{s,30} = 719.23$  m/s è la velocità delle onde di taglio con superficie del substrato  $>30$  m.

Tali valori consentono di classificare il sottosuolo di Castelluccio all'interno della **Categoria B**: "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti, caratterizzati da un miglioramento delle proprietà meccaniche con la profondità e da valori di velocità equivalente compresi tra 360 m/s e 800 m/s".

- categoria topografica: consente di tenere in considerazione la variazione delle caratteristiche del moto per effetto della geometria superficiale del terreno. Per configurazioni superficiali semplici si può adottare la classificazione riportata in Tab. 3.2.III. della normativa.

Tab. 3.2.III – Categorie topografiche

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

Figura 4.6 Classificazione delle condizioni topografiche (da NTC 2018, Tab. 3.2.III)

Nel caso del sito di Castelluccio la categoria topografica è stata valutata con il metodo semplificato facendo riferimento alla sezione trasversale di figura 4.7:

$b = 104.03$  m è la base del triangolo delle pendenze;

$h = 41.03$  m è l'altezza del triangolo delle pendenze;

$\tan(i) = 39.44\%$  è la pendenza;

$i = 21.52^\circ$  è l'inclinazione dell'ipotenusa del triangolo che descrive il profilo del piano campagna.

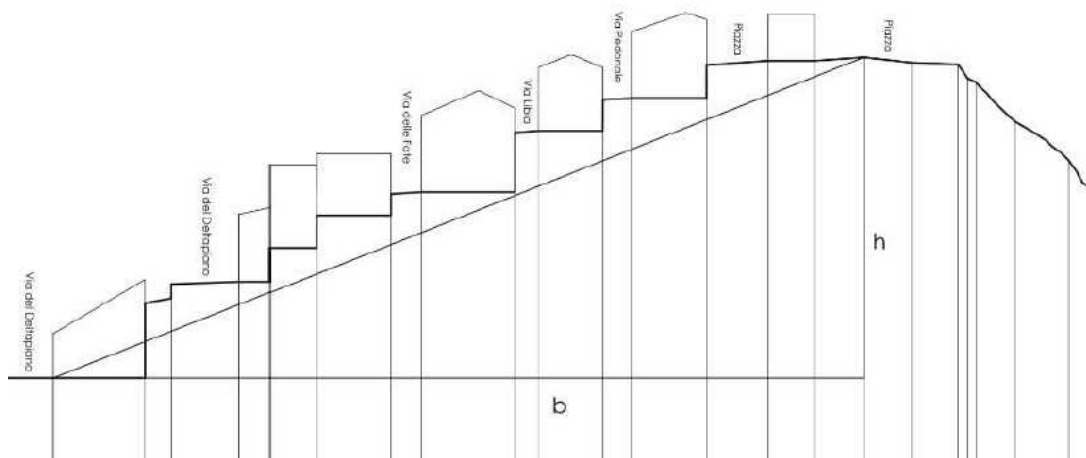


Figura 4.7 Triangolo delle pendenze

Siccome l'inclinazione dell'ipotenusa del triangolo ricade nella condizione "Rilievi con larghezza in cresta molto minore che alla base e inclinazione media  $15^\circ \leq i \leq 30^\circ$ ", la categoria topografica del sito di Castelluccio è la **T3**.

L'azione sismica che è stata considerata nel progetto è costituita da 3 componenti traslazionali, 2 lungo le direzioni orizzontali X e Y ed una lungo la direzione verticale Z, considerate tra di loro indipendenti.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico,  $S_e$ , è riferito ad uno smorzamento convenzionale del 5% ed è definito dalle seguenti espressioni:

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

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0;$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T_C}{T} \right];$$

$$T_D \leq T \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[ \frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right];$$

dove:

- T: periodo proprio di vibrazione;
- S: coefficiente di amplificazione che tiene conto dell'amplificazione dovuta alle condizioni stratigrafiche e alla categoria di sottosuolo:

$$S = S_S \cdot S_T$$

in cui:

- $S_S$  è il coefficiente di amplificazione stratigrafica (Tabella 3.2.IV, NTC2018);
- $S_T$  è il coefficiente di amplificazione topografica (Tabella 3.2.V, NTC2018);

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

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

Figura 4.8 Valori di  $S_T$  (da NTC 2018, Tab. 3.2.V)

- $\eta$ : fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi  $\xi$  diversi dal 5%:

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

- $T_C$ : è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro:

$$T_C = C_c \cdot T_C^*$$

in cui:

$C_c$ : coefficiente funzione della categoria del sottosuolo (Tabella 3.2.IV, NTC2018);

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

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

Figura 4.9 Valori di  $S_s$  e  $C_c$  (da NTC 2018, Tab. 3.2.IV)

- $T_B$ : è il periodo corrispondente all'inizio del tratto ad accelerazione costante:

$$T_B = T_c/3;$$

- $T_D$ : è il periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante:

$$T_D = 4 \cdot \frac{a_g}{g} + 1.6.$$

Di seguito sono riportati gli spettri di risposta elastici in accelerazione della componente orizzontale e verticale relativi ai vari stati limite:

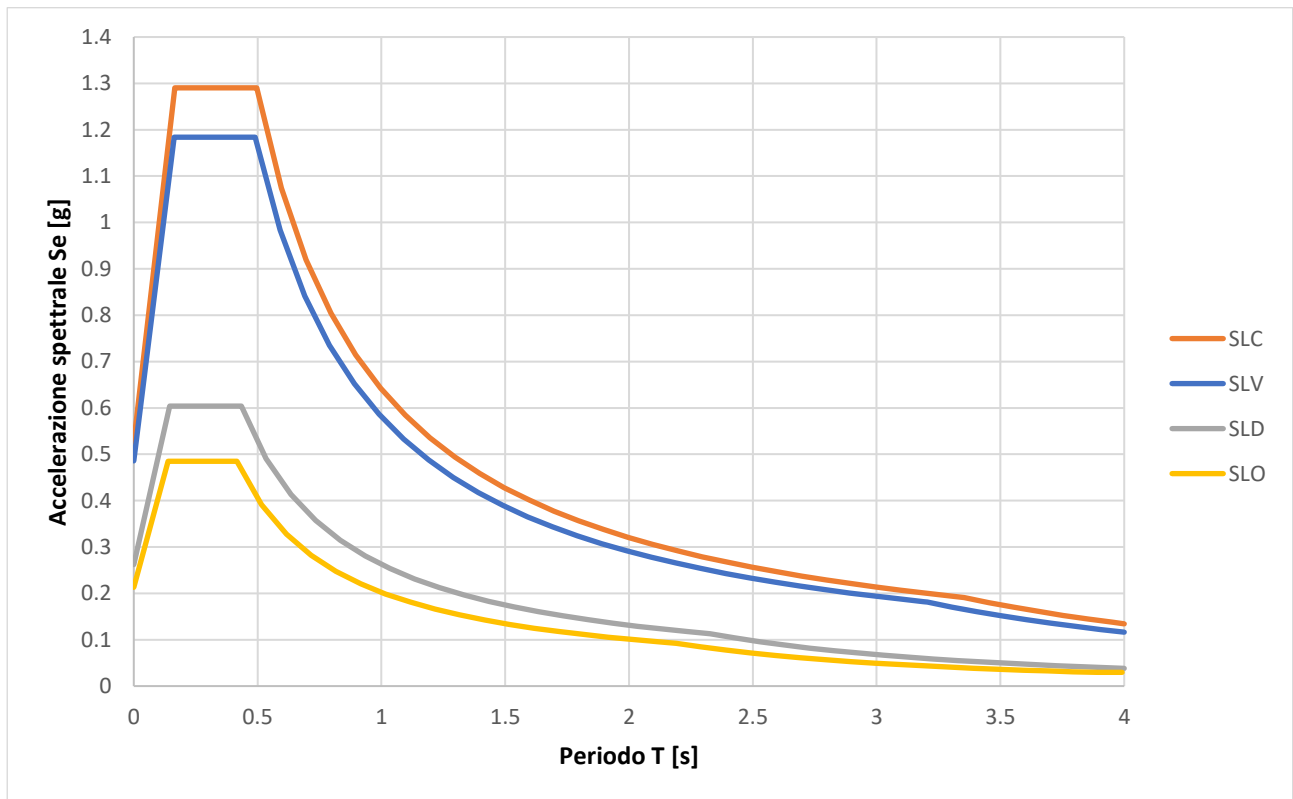


Figura 4.10 Spettri elastici in accelerazione della componente orizzontale

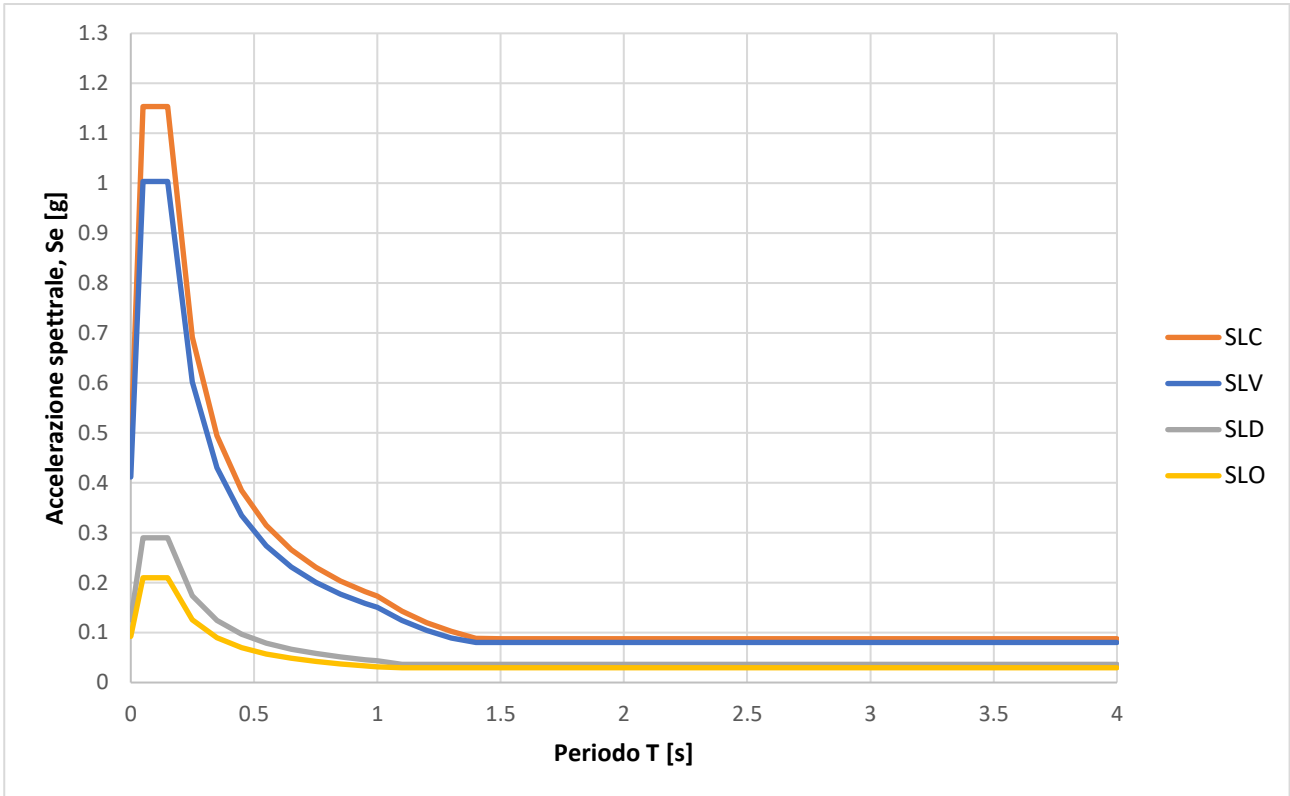


Figura 4.11 Spettri elastici in accelerazione della componente verticale

### 4.1.3 COMBINAZIONI DELLE AZIONI

I valori dei carichi agenti, dei coefficienti parziali delle azioni ( $\gamma$ ) (NTC2018, §2.6.1) e dei coefficienti di combinazione ( $\psi$ ) (NTC2018, §2.5.2) che sono stati utilizzati nella fase di modellazione della piastra sono riportati nel seguito.

$G_1$ = Peso proprio della piastra;

$G_2$ = Carichi permanenti strutturali e non strutturali degli edifici;

$Q_1$ = Sovraccarico di servizio;

$Q_2$ = Sovraccarico da neve.

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

		Coefficiente	EQU	A1	A2
		$\gamma_F$			
Carichi permanenti $G_i$	Favorevoli	$\gamma_{G1}$	0,9	1,0	1,0
	Sfavorevoli		1,1	1,3	1,0
Carichi permanenti non strutturali $G_2^{(1)}$	Favorevoli	$\gamma_{G2}$	0,8	0,8	0,8
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3
Azioni variabili Q	Favorevoli	$\gamma_{Q1}$	0,0	0,0	0,0
	Sfavorevoli		1,5	1,5	1,3

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

Figura 4.12 Valori dei coefficienti  $\gamma_i$  (da NTC 2108, Tab. 2.6.I)

**Tab. 2.5.I – Valori dei coefficienti di combinazione**

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

 Figura 4.13 Valori dei coefficienti  $\psi_i$  (da NTC 2108, Tab. 2.5.I)

Le combinazioni delle azioni utilizzate ai fini delle verifiche ai vari stati limite sono le seguenti:

- la combinazione fondamentale, impiegata per gli SLU:  
 SLU1:  $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \gamma_{Q2} \cdot Q_2 \cdot \psi_{02}$  Ambienti suscettibili di affollamento, con  $\psi_{02}=0.7$ ;  
 SLU2:  $\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q2} \cdot Q_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 \cdot \psi_{01}$  Neve, con  $\psi_{01}=0.7$ ;
- la combinazione sismica:  
 $E + G_1 + G_2 + Q_1 \cdot \psi_{21} + Q_2 \cdot \psi_{22}$  con:  $\psi_{21}=0.6$  e  $\psi_{22}=0.2$ .

La valutazione dell'azione sismica E si ottiene dalla massa sismica così definita:

$$M_s = G_1 + G_2 + Q_1 \cdot \psi_{21} + Q_2 \cdot \psi_{22}$$

## 4.2 MODELLAZIONE IN AUTOCAD 3D

All'interno di Autocad è stato realizzato un modello tridimensionale della piastra isolata di tipo Wireframe costituito dai seguenti elementi:

- **punti** in corrispondenza dell'estremità di ogni livello di piastra;
- **punti** in cui i carichi vengono trasferiti dalla sovrastruttura agli isolatori in corrispondenza dell'asse della piastra isolata o in corrispondenza dell'estremità inferiore dei pilastri del locale ipogeo;
- **punti** in corrispondenza del vincolo di incastro a terra;
- **punti** in corrispondenza dell'asse della piastra isolata in prossimità dell'intersezione con l'asse dei pilastri del locale ipogeo;
- **linee** per modellare i pilastri nel locale ipogeo.

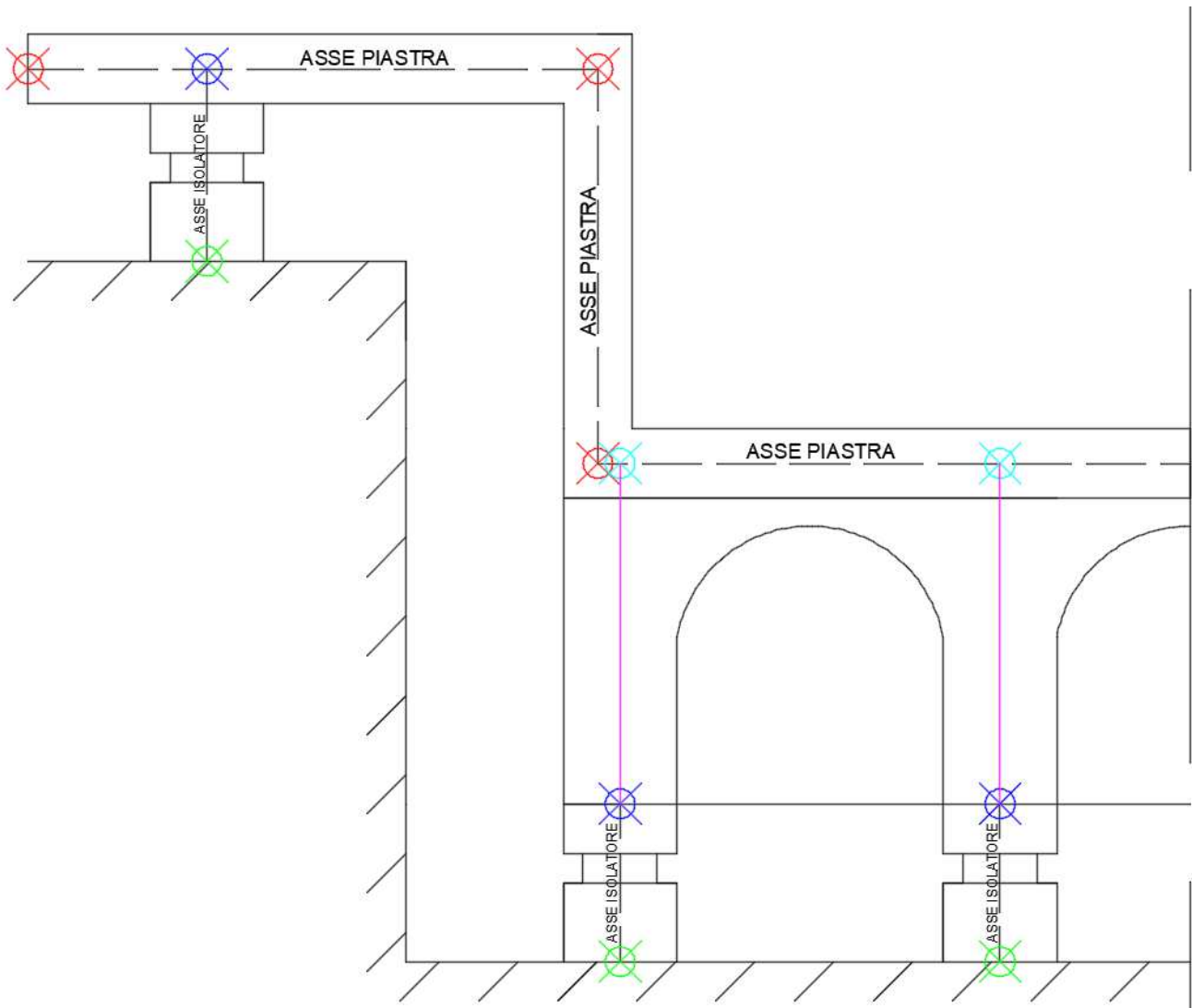


Figura 4.14 Schematizzazione della modellazione di una sezione della piastra gradonata in Autocad

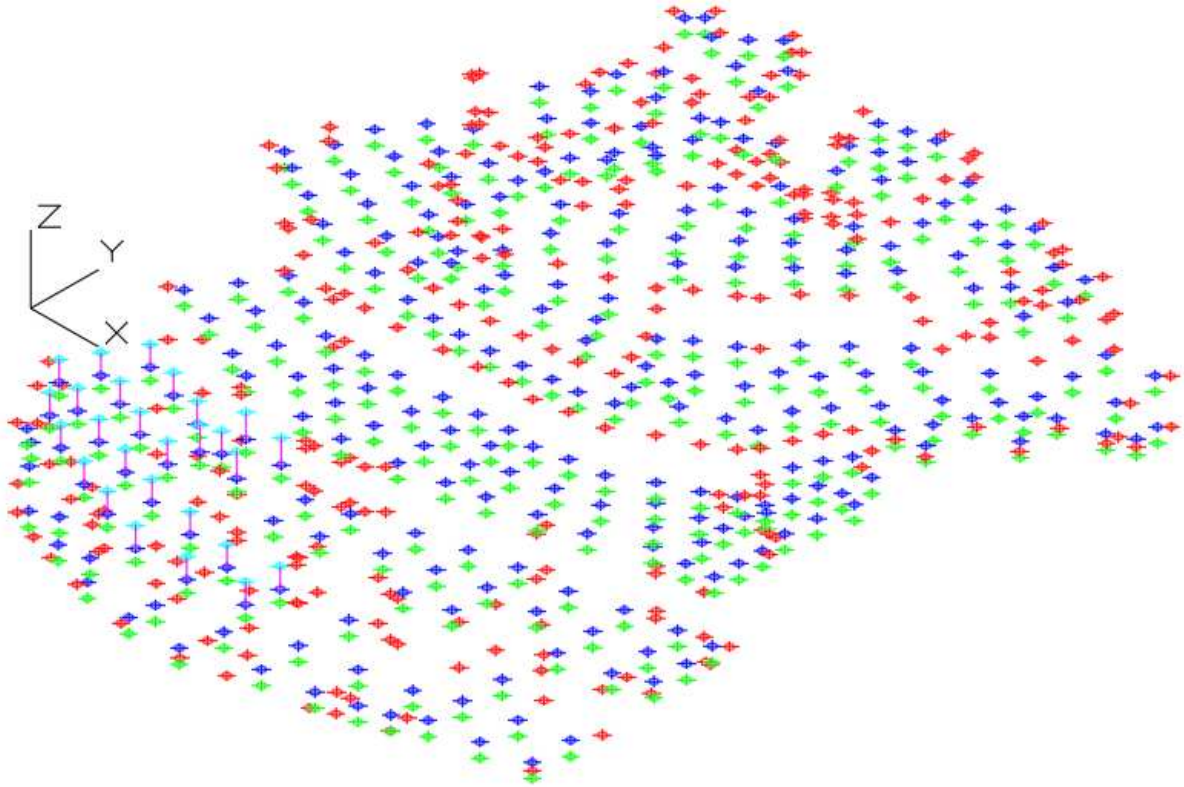


Figura 4.15 Modello Wireframe della piastra gradonata, vista Sud-Est

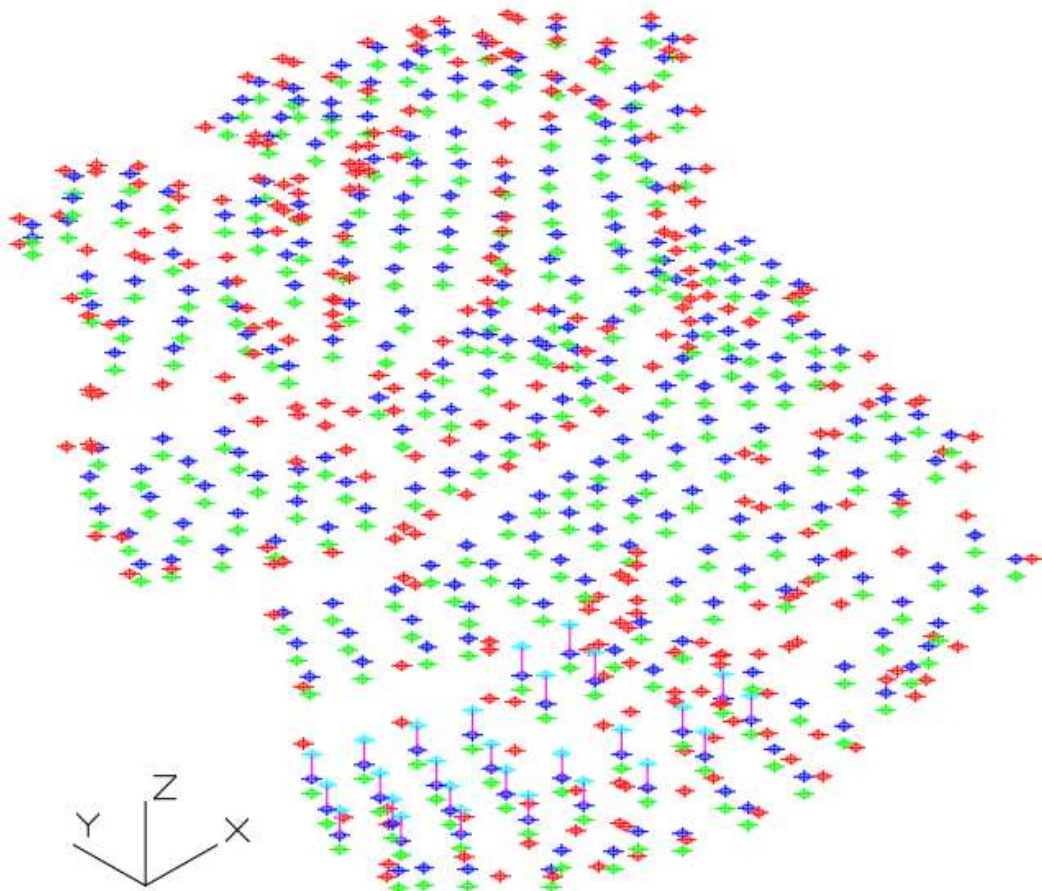


Figura 4.16 Modello Wireframe della piastra gradonata, vista Sud-Ovest



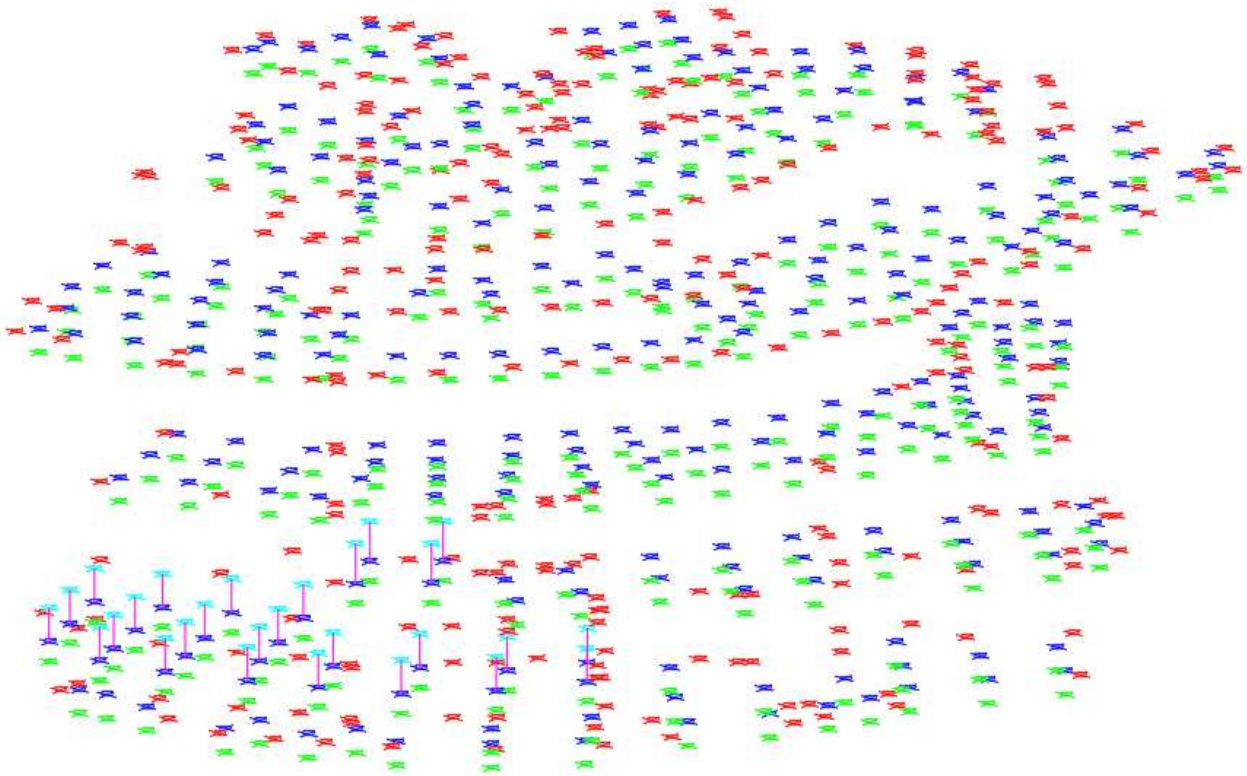


Figura 4.17 Modello Wireframe della piastra gradonata, vista Frontale

Successivamente i **punti** in corrispondenza dell'estremità di ogni livello di piastra e i **punti** in cui i carichi vengono trasmessi dalla sovrastruttura agli isolatori sono stati collegati tra di loro attraverso l'inserimento di superfici utilizzando il comando "3Dfaccia". Questa funzione consente di creare superfici a tre o quattro punti nello spazio tridimensionale. Per lo più sono state create superfici a 4 punti, che in alcuni casi sono state suddivise in 2 elementi triangolari per evitare la formazione di angoli ottusi.

In questo modo sono stati generati:

- elementi di superficie con sviluppo orizzontale: rappresentativi dei vari livelli orizzontali della piastra e hanno uno spessore di 0.70 m;
- elementi di superficie con sviluppo verticale: rappresentano le pareti che collegano i diversi orizzontamenti della piastra e anch'essi hanno spessore pari a 0.70 m.

Infine, il modello è stato convertito nel formato .dxf e importato all'interno del software SAP 2000.

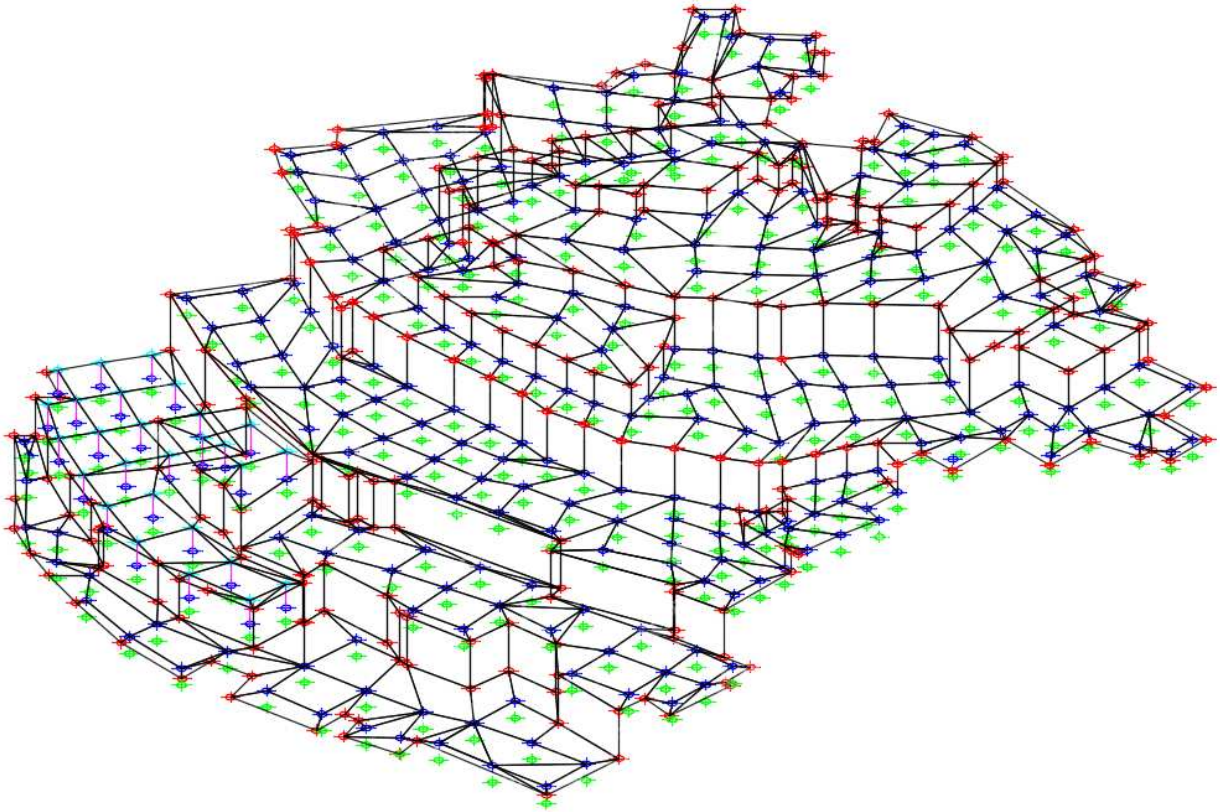


Figura 4.18 Modello Wireframe con gli elementi shell della piastra gradonata, vista Sud-Est

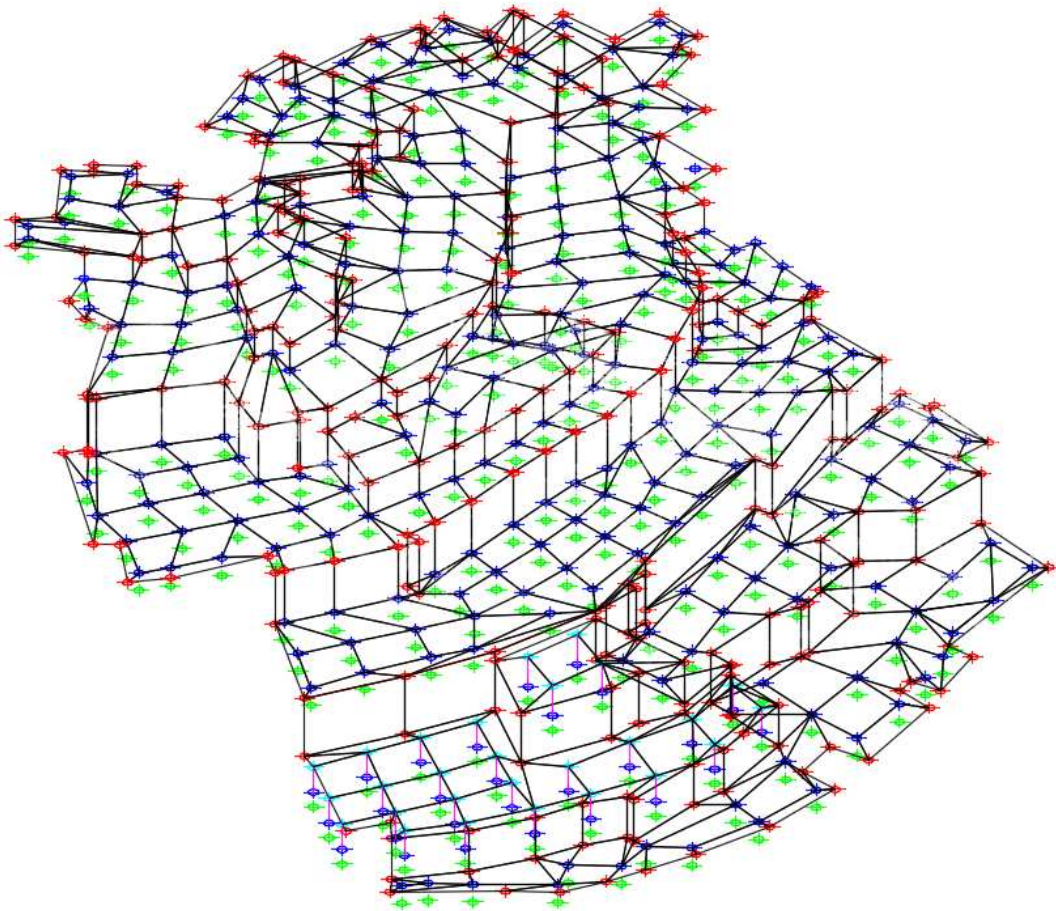


Figura 4.19 Modello Wireframe con gli elementi shell della piastra gradonata, vista Sud-Ovest

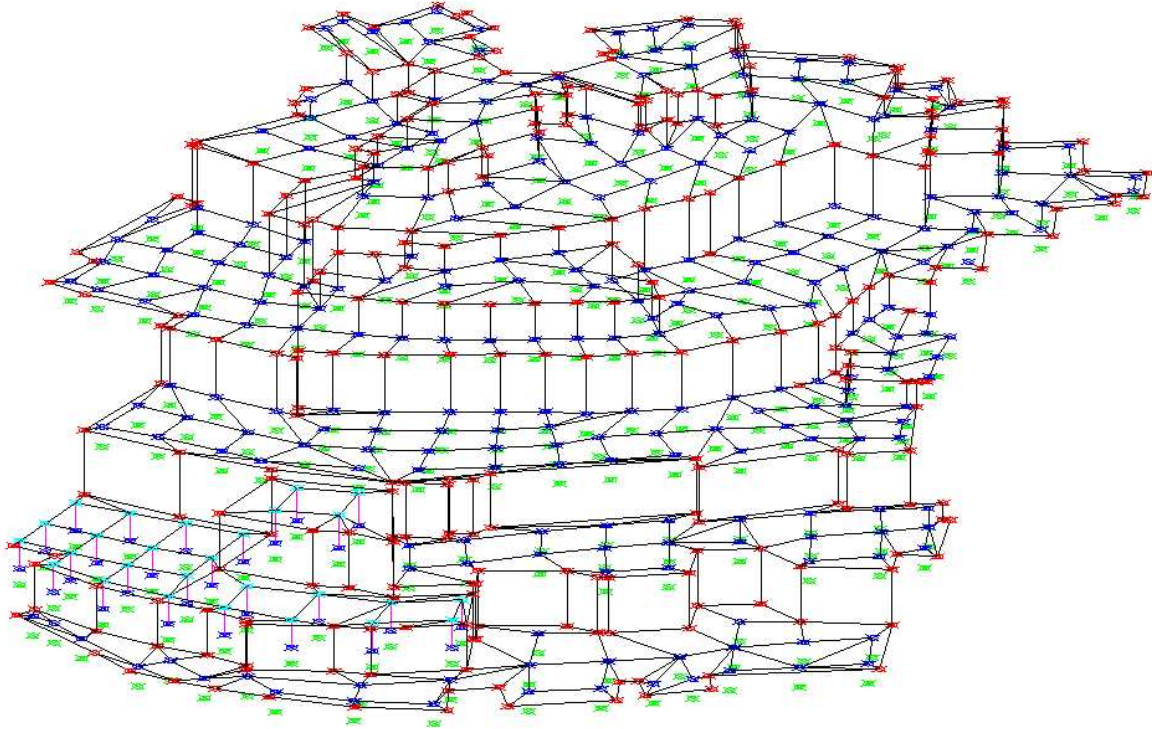


Figura 4.20 Modello Wireframe con gli elementi shell della piastra gradonata, vista Frontale

### 4.3 MODELLAZIONE CON SAP2000

Il SAP2000 (v. 24) è un codice di calcolo utilizzato per applicazioni tipiche dell'ingegneria civile e consente di creare modelli tridimensionali agli elementi finiti.

All'interno del programma le componenti fisiche della struttura vengono rappresentate da "oggetti".

Il software consente all'utente di disegnare la geometria di un oggetto tramite l'interfaccia grafica e poi assegnargli proprietà e carichi in maniera tale da definire il modello.

Gli oggetti che sono stati utilizzati nella fase di modellazione sono i seguenti:

- oggetti punto:
  - oggetti *nodo*: sono creati automaticamente alle estremità o agli angoli di tutti gli altri tipi di oggetto, ma possono anche essere creati esplicitamente per modellare vincoli o altri comportamenti di tipo localizzato;
- oggetti linea:
  - oggetti *frame*: per travi e pilastri
  - oggetti *Link a due nodi*: per membrature di collegamento con comportamento speciale come gli isolatori;
- oggetti area:

- elementi *shell*: possono essere a piastra (plate) o a lastra (membrane) e sono stati utilizzati per modellare i vari orizzontamenti della piastra e le pareti verticali.

Una descrizione più dettagliata dei vari oggetti verrà eseguita nel seguito.

Per far sì che le entità create in Autocad siano coordinate con gli oggetti SAP, sono state importate nella maniera seguente:

- tutti i punti del file .dxf sono stati importati come nodi;
- i pilastri del locale ipogeo sono stati importati come elementi frame;
- gli elementi di superficie a sviluppo orizzontale e verticale sono stati importati come elementi shell.

Successivamente, gli archi del locale ipogeo sono stati disegnati come oggetti frame curvi (Circular Arc 3rd point coords) attraverso la definizione di segmenti di linea circolari passanti per tre punti: il primo è il punto iniziale del segmento, il secondo è il punto centrale e infine il terzo è il punto finale.

In corrispondenza della fondazione il modello è stato vincolato a terra attraverso l'inserimento di incastri.

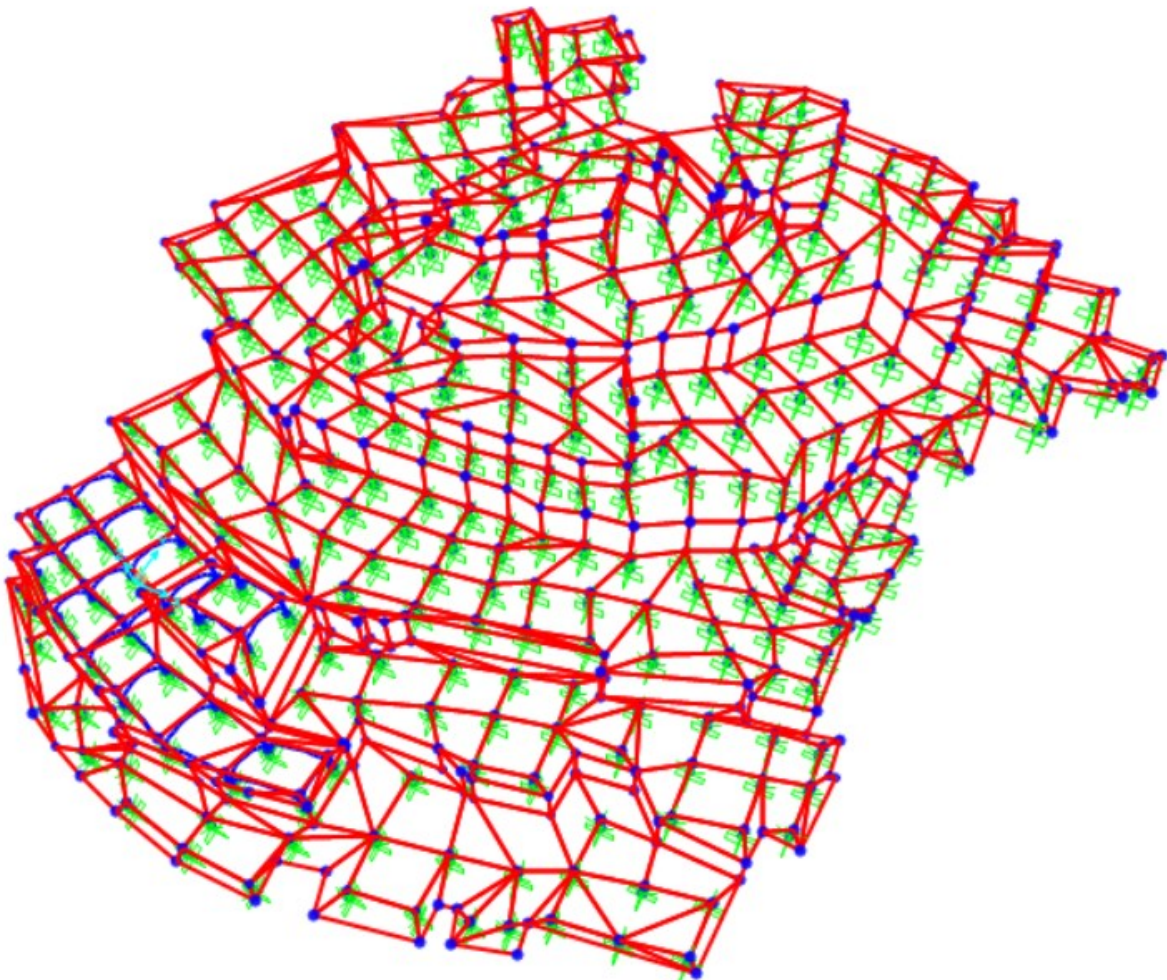


Figura 4.21 Modellazione della piastra al SAP, Vista Sud-Est

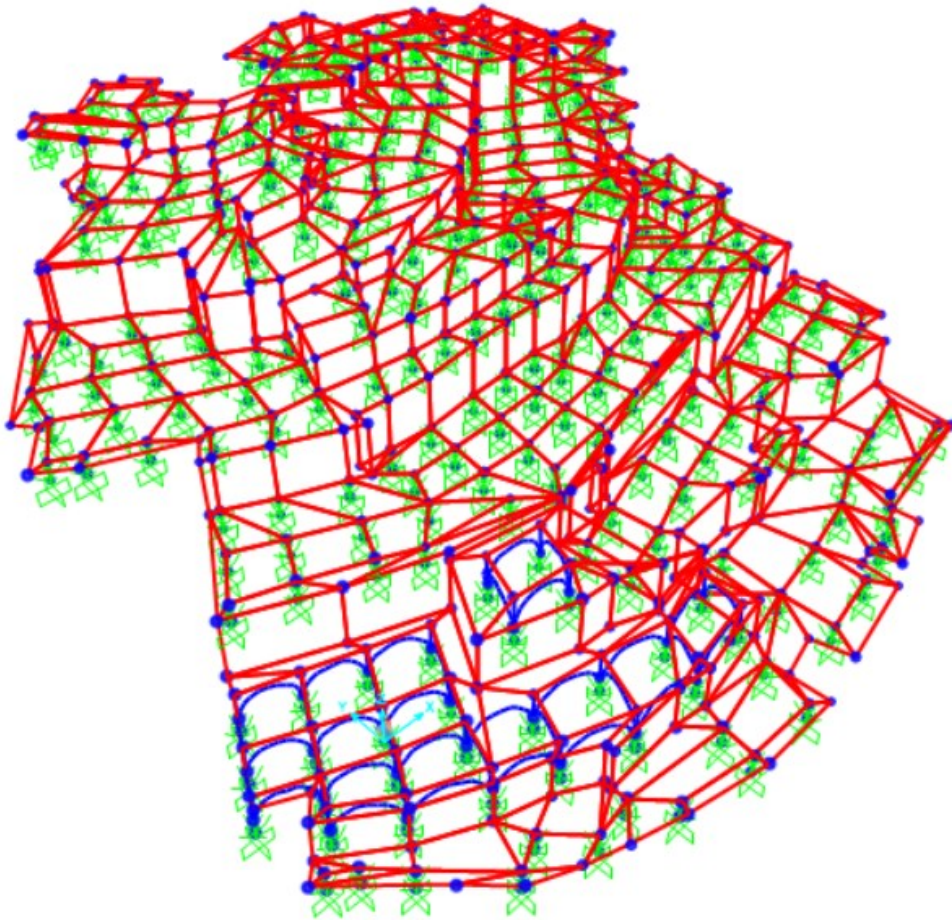


Figura 4.22 Modellazione della piastra al SAP, Vista Sud-Ovest

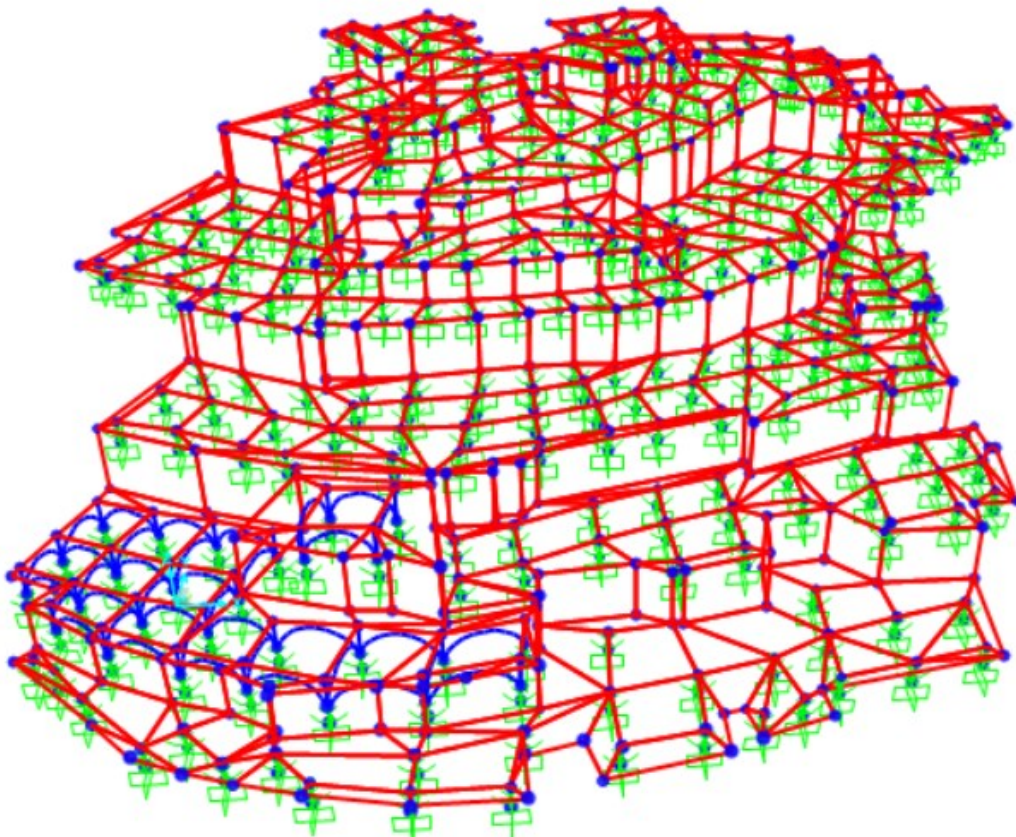


Figura 4.23 Modellazione della piastra al SAP, Vista frontale

### 4.3.1 SISTEMA DI RIFERIMENTO

I sistemi di coordinate sono utilizzati nel SAP per posizionare porzioni differenti del modello strutturale e definire la direzione di carichi, spostamenti, sollecitazioni e tensioni. Ciascuna parte del modello (nodi, elementi o vincoli) è dotata di un proprio sistema di coordinate locali definito facendo riferimento ad un sistema di coordinate globali.

Il sistema di riferimento globale è caratterizzato da tre assi, chiamati X, Y e Z perpendicolari tra loro: l'asse Z è l'asse verticale, con direzione positiva verso l'alto, mentre il piano X-Y è orizzontale e ha direzione orizzontale primaria +X.

Gli assi dei sistemi di riferimento locale invece sono indicati come 1,2 e 3.

Il sistema di coordinate 1-2-3 locali di nodo è normalmente uguale al sistema di coordinate globale X-Y-Z. Tuttavia, è possibile assegnare a questo sistema locale un qualunque orientamento arbitrario, specificando due vettori di riferimento e/o tre angoli di rotazione.

Ogni sistema di coordinate è di tipo tridimensionale, destrorso e cartesiano (rettangolare).

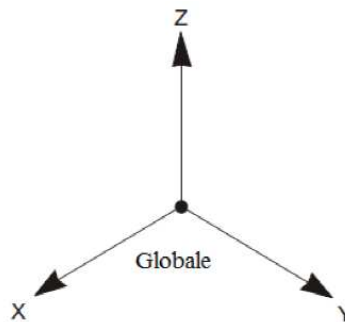


Figura 4.24 Sistema di riferimento globale

### 4.3.2 OGGETTI DELLA MODELLAZIONE

Nel seguito viene eseguita una descrizione più dettagliata dei vari oggetti che sono stati utilizzati per realizzare il modello all'interno del software SAP2000:

- elemento nodo: sono i punti di connessione tra gli elementi e svolgono diverse funzioni:
  - collegano tutti gli elementi alla struttura;
  - forniscono il sostegno alla struttura per mezzo di Vincoli esterni fissi (Restrains) o Elastici;
  - permettono l'inserimento di carichi concentrati;
  - permettono il posizionamento di masse concentrate e momenti di inerzia;
  - tutte le masse e i carichi applicati sono ad essi trasferiti;
  - sono le posizioni primarie della struttura presso le quali gli spostamenti sono noti o devono essere calcolati.

Ogni nodo ha il suo sistema di coordinate locali (1-2-3), utilizzato per definire gradi di libertà, vincoli, proprietà e carichi del nodo e per interpretare i risultati nodali.

- elemento frame: è modellato come una linea retta che connette due nodi i e j e può avere sia una geometria lineare che curva.

Ciascun elemento può essere soggetto a carichi di tipo gravitazionale, a uno o più carichi concentrati e a uno o più carichi distribuiti.

Ogni frame ha un suo sistema di coordinate locali (1-2-3) di elemento utilizzato per definire le proprietà di sezione, i carichi e l'output.

Nel modello sono stati creati degli elementi frame per le strutture del locale ipogeo di sezione 1.15 x 1.15 m.

- elemento shell: ha una formulazione a tre o quattro nodi, che combina comportamento a membrana e a flessione.

La formulazione quadrilatera è la più accurata, mentre l'elemento triangolare è raccomandato solo per posizioni dove le tensioni non cambiano rapidamente.

La posizione dei nodi che delimitano le shell dovrebbe rispettare le seguenti condizioni geometriche:

- l'angolo interno a ciascuno spigolo deve essere inferiore a 180°;
- il rapporto di forma (*aspect ratio*) di un elemento non dovrebbe essere eccessivo (mai superiore a 10). I risultati migliori si ottengono per valori vicini all'unità o almeno inferiori a 4. Per l'elemento triangolare si tratta del rapporto tra il lato più lungo e quello più corto, mentre per quello quadrangolare si tratta del rapporto tra la distanza più lunga e quella più corta tra i punti mediani di lati opposti;
- per l'elemento quadrilatero i quattro nodi non hanno bisogno di essere complanari poiché il programma è in grado di gestire una piccola distorsione.

Il programma mette a disposizione diversi tipi di comportamento delle shell:

- a lastra: ovvero un comportamento a membrana pura. L'elemento sostiene solo le forze nel piano e il momento normale;
- a piastra: l'opzione Thick ("spesso") permette di considerare l'influenza delle deformazioni a taglio negli elementi, mentre l'opzione Thin ("sottile") è basata su una formulazione che considera unicamente le deformazioni flessionali;
- a shell completo: è una combinazione di quelli precedenti e sostiene tutte le forze e i momenti;
- a strati: consente di modellare il comportamento di materiali compositi, considerando il comportamento non lineare di ciascuno strato in base al legame sforzi-deformazioni del materiale corrispondente.

I carichi superficiali possono essere distribuibili monodirezionalmente o bidirezionalmente e l'utente può stabilire su quali elementi ripartire il carico e su quali no.

Ciascun elemento shell ha il proprio sistema di coordinate locali (1-2-3) per la definizione delle proprietà di materiale e dei carichi e per l'interpretazione dei risultati.

Nel modello tutte le shell a sviluppo verticale ed orizzontale sono state modellate con un comportamento a piastra di tipo "Thick" e con spessore costante di 0.70 m.

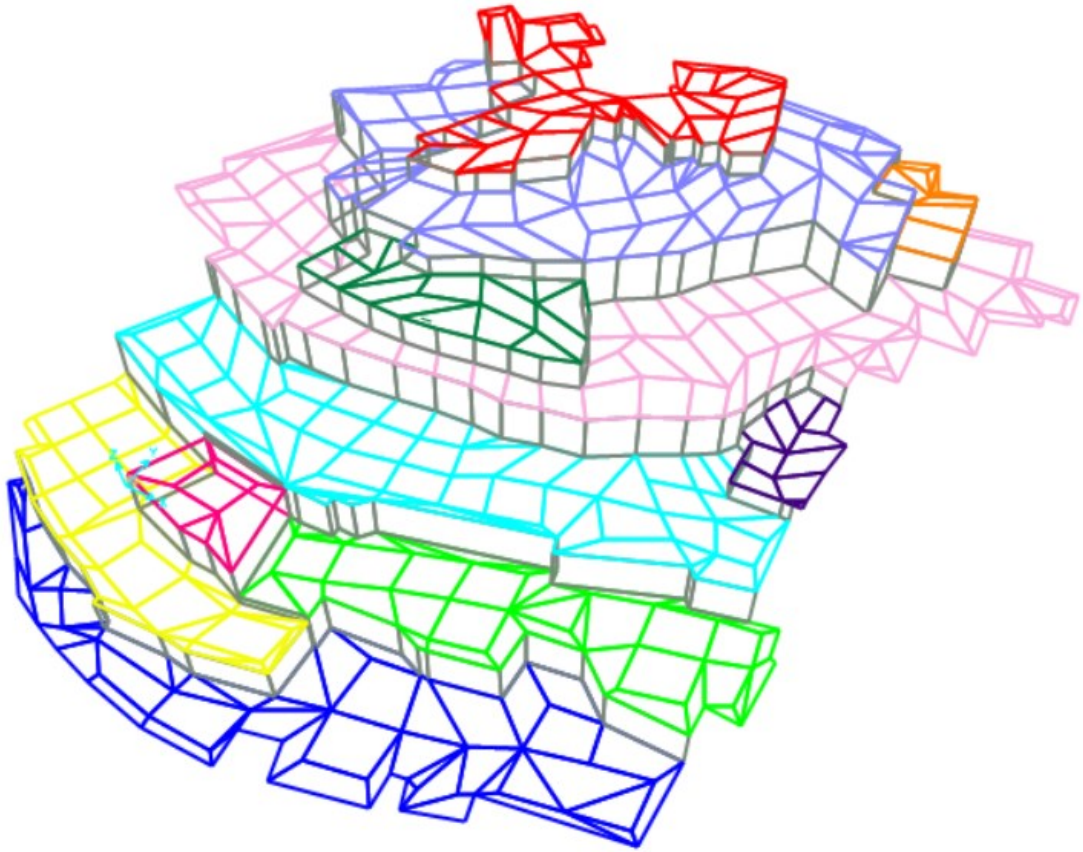


Figura 4.25 Shell a sviluppo orizzontale, Vista Sud-Est

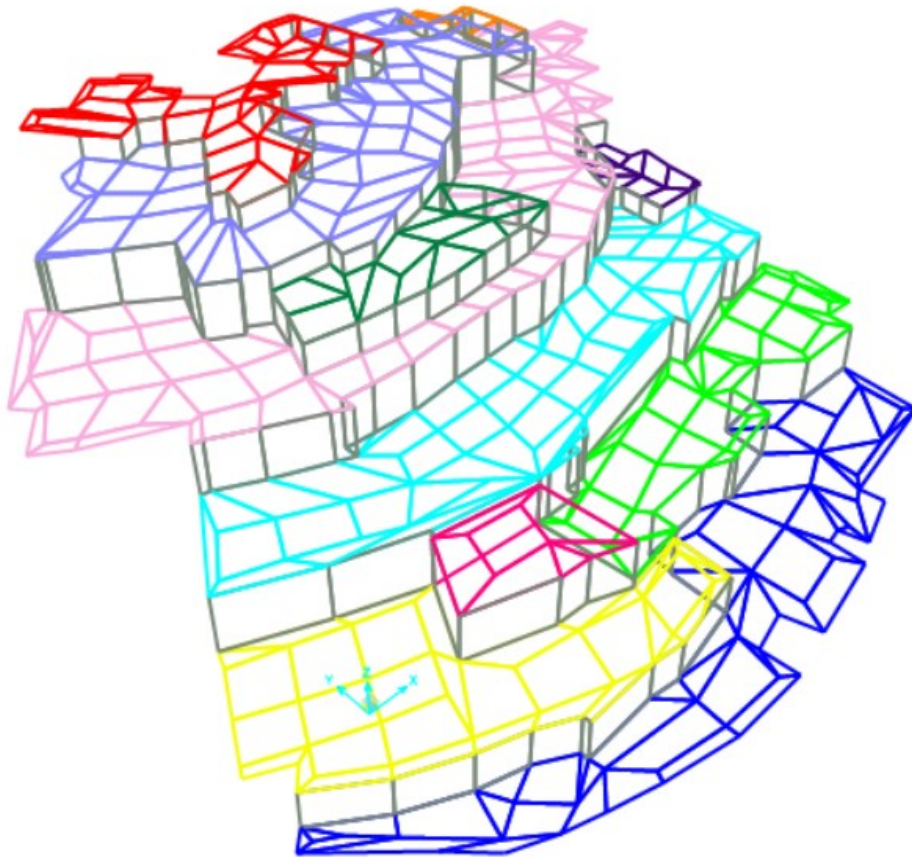


Figura 4.26 Shell a sviluppo orizzontale, Vista Sud-Ovest



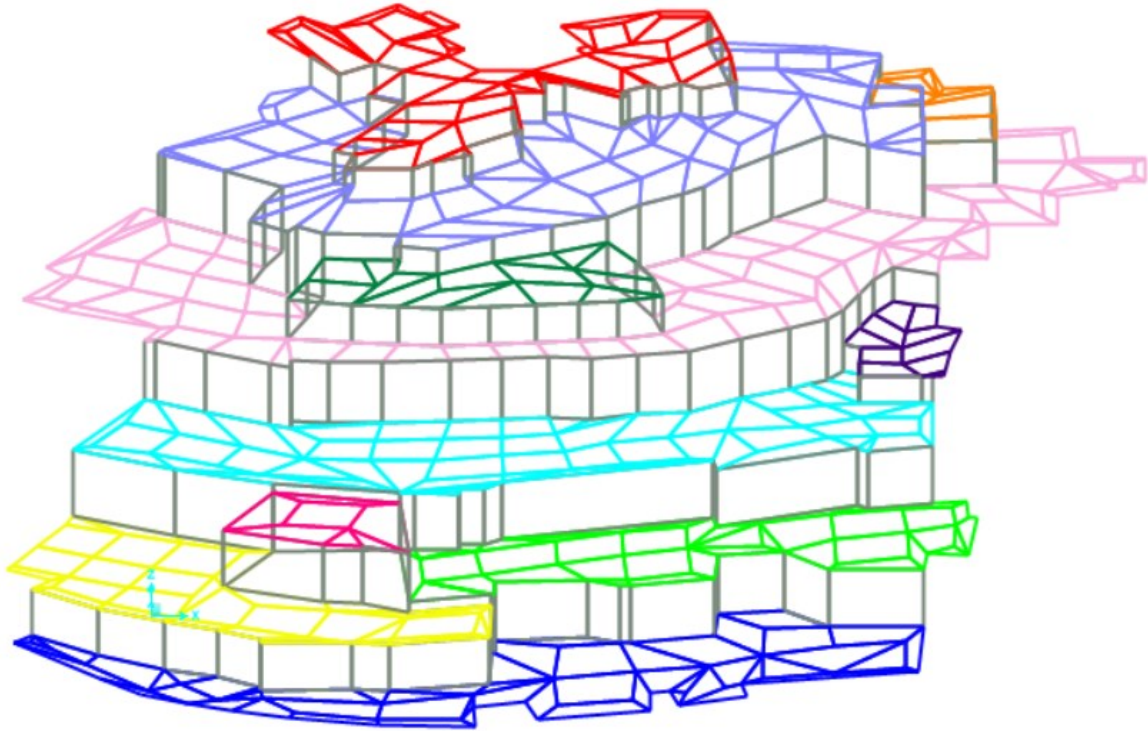


Figura 4.27 Shell a sviluppo orizzontale, Vista frontale

LIVELLO PIASTRA	COLORE	QUOTA REALE	QUOTA MODELLO
		m	m
1	Blue	1433.10	0.00
2	Green	1438.60	5.50
3	Yellow	1437.60	4.50
4	Pink	1443.10	10.00
5	Cyan	1444.00	10.90
6	Purple	1446.50	13.40
7	Magenta	1449.70	16.60
8	Dark Green	1453.30	20.20
9	Light Blue	1454.00	22.90
10	Orange	1455.80	20.70
11	Red	1458.70	25.60

Tabella 4.12 Quote reali e del modello per ogni livello orizzontale

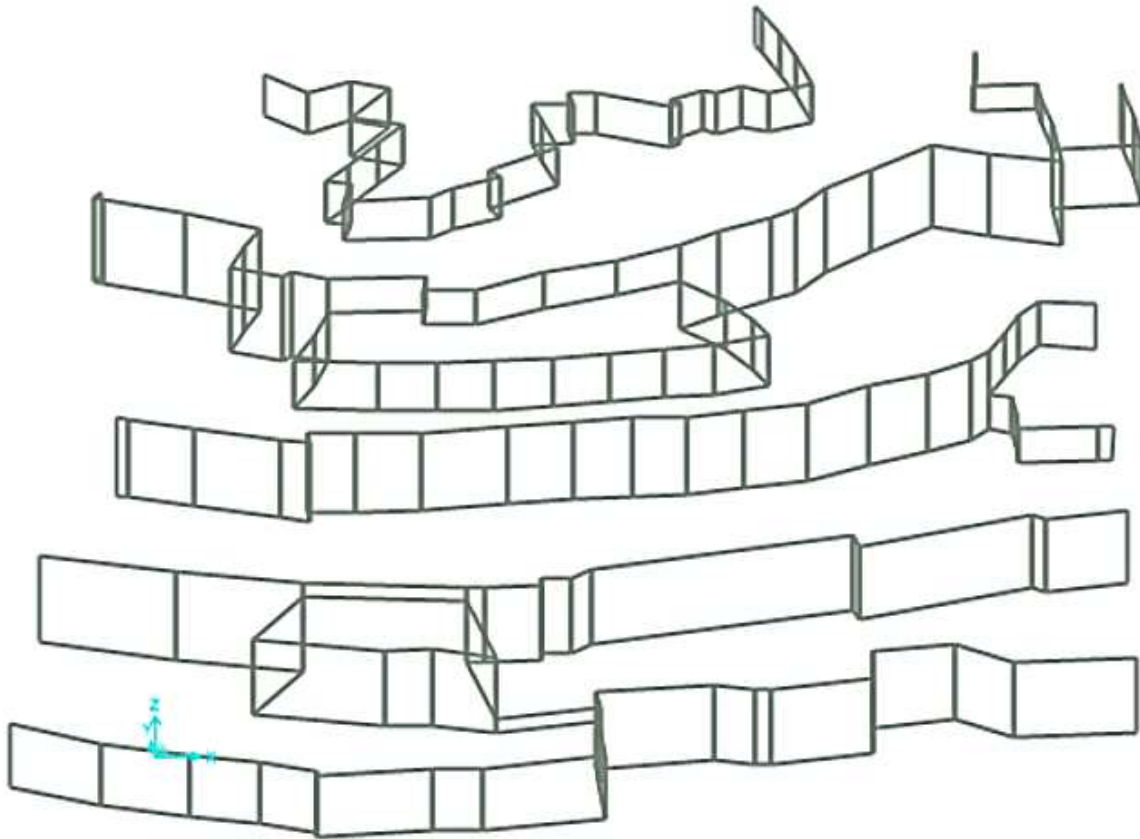


Figura 4.28 Shel a sviluppo verticale, Vista frontale

- elemento link: verrà descritto nel dettaglio nei paragrafi successivi.

### 4.3.3 MATERIALI UTILIZZATI

Le valutazioni in fase di analisi sono state eseguite assumendo il seguente materiale sia per la piastra che per gli elementi strutturali del locale ipogeo:

- Calcestruzzo C28/35
  - $f_{ck} = 29.06 \text{ N/mm}^2$  resistenza a compressione cilindrica caratteristica;
  - $f_{cd} = 16.46 \text{ N/mm}^2$  resistenza a compressione cilindrica di progetto.

### 4.3.4 DEFINIZIONE DEI CARICHI

All'interno del SAP i singoli carichi sono stati definiti come Configurazioni di Carico (o Load Pattern):

- $G_1$ = Peso proprio della piastra;
- $G_2$ = Carichi permanenti strutturali e non strutturali degli edifici;
- $Q_1$ = Sovraccarico di servizio;
- $Q_2$ = Sovraccarico da neve.

Il peso proprio degli elementi strutturali (DEAD) non viene definito tra le configurazioni di carico in quanto viene conteggiato in maniera automatica dal programma.

Al fine di produrre una risposta nella struttura le Configurazioni di Carico devono essere ad essa applicate per mezzo di Casi di Carico (o Load Case). Quest'ultimi, infatti, definiscono come le Configurazioni di Carico debbano essere applicate (ad esempio, in modo statico o dinamico), come la struttura debba rispondere (ad esempio, in modo lineare o non lineare) e come l'analisi debba essere eseguita (ad esempio, modale, statica, a spettro di risposta, ecc.).

I Casi di Carico possono essere combinati tra di loro definendo le Combinazioni di Carico (o Load Combination). Nel programma sono disponibili 5 tipologie di combinazione:

- di tipo additivo: il massimo (/minimo) è una combinazione lineare algebrica dei valori massimi (/minimi) per ciascuno dei casi di carico contribuenti;
- di tipo assoluto: il massimo è la somma dei massimi valori assoluti per ciascuno dei casi di carico contribuenti;
- di tipo SRSS: il massimo è la radice quadrata della somma dei quadrati dei valori assoluti maggiori per ciascuno dei casi di carico contribuenti;
- di tipo range: il massimo (/minimo) è la somma dei valori massimi positivi (/minimi negativi) per ciascuno dei casi di carico contribuenti;
- di tipo involuppo: il massimo (/minimo) è il valore maggiore (/minore) tra tutti i valori massimi (/minimi) per ciascuno dei casi di carico contribuenti.

Le combinazioni di carico che sono state definite all'interno del SAP sono quelle previste dalla normativa e descritte al precedente paragrafo 4.1.3.

#### 4.3.5 MODELLAZIONE DEI DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO A SUPERFICIE CURVA

Nei dispositivi di isolamento a scorrimento con superficie curva la forza associata al funzionamento pendolare è proporzionale al carico assiale di competenza quindi si ha l'automatica coincidenza tra il centro di rigidità del sistema di isolamento e il centro di massa della struttura isolata.

In sostanza il sistema di isolamento basato su questa tipologia di dispositivi risulta essere "autocentrante" ed è questa la principale caratteristica che ne ha motivato la scelta.

Gli isolatori all'interno del SAP sono stati modellati come Link a due nodi, ovvero come elementi di collegamento tra i nodi "i" e "j".

È possibile classificare le proprietà dei link in due categorie distinte: le proprietà lineari che sono usate dall'elemento nel caso di analisi lineari e le proprietà non lineari che saranno usate per tutte le analisi non lineari.

Ciascun elemento può ricevere un carico di verticale e ha un proprio sistema di coordinate locali (1-2-3) sia per la definizione delle proprietà (forza-spostamento) che per l'interpretazione dei risultati.

Nel modello, l'asse locale 1 è l'asse longitudinale del dispositivo ed è automaticamente definito dalla direzione che va dal nodo "i" al nodo "j" (è parallelo all'asse +Z) e corrisponde agli spostamenti

assiali interni. Invece, le direzioni locali 2 e 3 corrispondono agli spostamenti interni di taglio e momento.

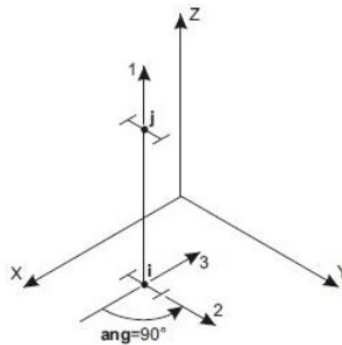


Figura 4.29 Sistema di riferimento dei Link rispetto al sistema di coordinate globali

Ogni link presenta 6 gradi di libertà interni modellati attraverso delle “molle”, una per ciascuno spostamento interno: assiale, a taglio e a flessione pura nel piano 1-2 (figura 4.29) e assiale, a taglio e a flessione pura nel piano 1-3.

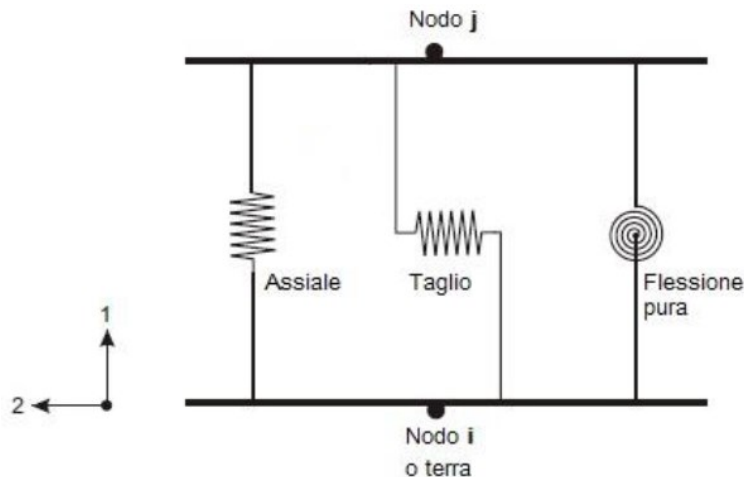


Figura 4.30 Molle relative agli spostamenti nel piano 1-2

Per ogni molla deve essere definito il legame forza-spostamento che governa il comportamento dell'elemento. Ciascuno di questi legami può essere nullo, solo lineare oppure sia lineare che non lineare.

Gli isolatori al di sotto della piastra sono stati modellati come isolatori a pendolo scorrevoli (Friction-Pendulum). Il Friction-Pendulum è un isolatore biassiale ad attrito che accoppia le proprietà attritive per le due deformazioni a taglio. Quest'ultime avvengono con le ipotesi di scorrimento su una superficie.

Inoltre, l'elemento ha anche la funzione di Gap assiale ovvero è incapace di resistere a trazione.

Se la superficie di scorrimento è concava, l'isolatore, oltre a garantire uno scorrimento e un comportamento isteretico prodotto dall'attrito, ha la funzione di ricentraggio, ovvero, la capacità di tornare nella posizione iniziale in seguito all'azione sismica.

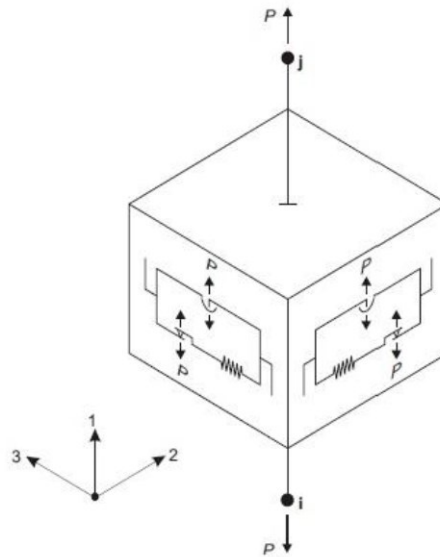


Figura 4.31 Proprietà dell'isolatore a pendolo scorrevole

Nella direzione locale 1 (verticale) il Friction Isolator lavora soltanto a compressione come un elemento gap, mentre non ha alcuna resistenza a trazione:

$$f_{u1} = P = \begin{cases} k_1 d_{u1} & \text{se } d_{u1} < 0 \\ 0 & \text{altrimenti} \end{cases}$$

dove:

- $f_{u1}$  è la forza assiale (di compressione) esercitata dall'elemento sui nodi connessi;
- $d_{u1}$  è lo spostamento;
- $k_1$  è la rigidezza.

Nelle direzioni locali 2 e 3 invece si ha l'effetto del pendolo e dell'elemento ad attrito che agiscono in parallelo per ogni spostamento relativo:

$$f_{u2} = f_{u2f} + f_{u2p}$$

$$f_{u3} = f_{u3f} + f_{u3p}$$

I legami forza-spostamento ad attrito sono dati dalle seguenti relazioni:

$$f_{u2f} = -P \mu_2 z_2$$

$$f_{u3f} = -P \mu_3 z_3$$

dove:

$\mu_2$  e  $\mu_3$  sono i coefficienti di attrito e  $z_2$  e  $z_3$  sono variabili isteretiche interne.

I coefficienti d'attrito sono dipendente dalla velocità secondo le seguenti espressioni:

$$\mu_2 = fast2 - (fast2 - slow2) e^{-rv}$$

$$\mu_3 = fast3 - (fast3 - slow3) e^{-rv}$$

in cui:

- slow2 e slow3 sono i coefficienti d'attrito statici (a velocità zero) e fast2 e fast3 sono i coefficienti d'attrito dinamici (a velocità elevate). La differenza tra la soglia di attrito al distacco e l'attrito sviluppato in fase di scorrimento è funzione della velocità di scorrimento e della pressione agente sulla superficie di contatto;
- v è la risultante della velocità di scorrimento;
- r è una velocità efficace inversa.

Le relazioni forza-spostamento del pendolo sono le seguenti:

$$f_{u2p} = -P \frac{d_{u2}}{radius2}$$

$$f_{u3p} = -P \frac{d_{u3}}{radius3}$$

All'interno del modello sono stati inseriti 291 isolatori a scorrimento totali e nella figura 4.32 è riportata l'effettiva distribuzione in pianta all'interno della piastra gradonata.

Il loro posizionamento deriva dalla disposizione ad una distanza di circa 5-6 m, compatibile con la capacità portante della piastra isolata rispetto ai carichi verticali, dalla modulazione sulle sagome dei livelli orizzontali e dall'ottimizzazione della risposta dinamica.

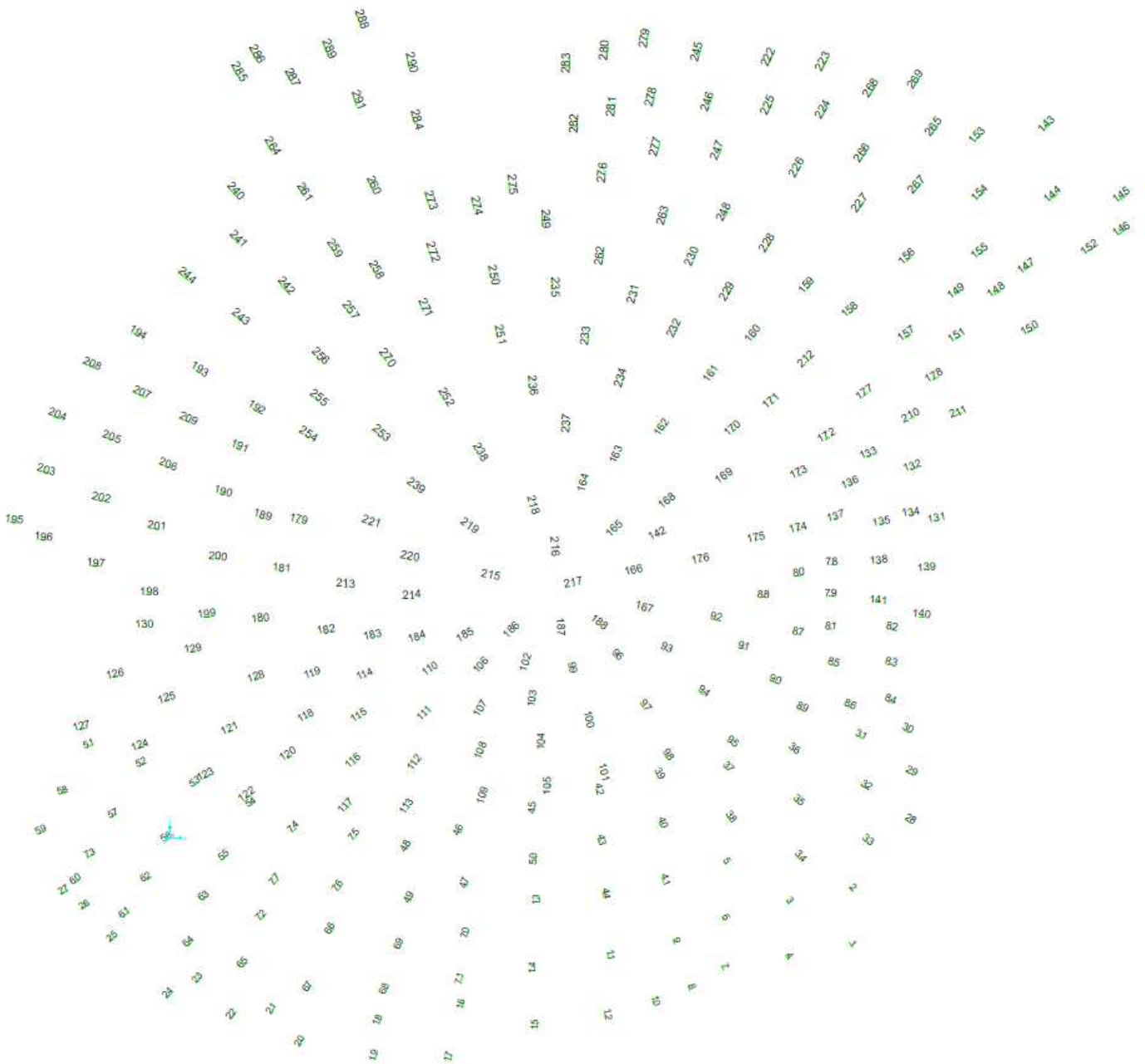


Figura 4.32 Distribuzione in pianta degli isolatori

## 5 PROGETTO DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO

### 5.1 PREDIMENSIONAMENTO

Le serie di isolatori standard a superficie curva maggiormente prodotte dalla FIP-MEC sono le seguenti:

- R=2500 mm, d=100-150 mm;
- R=3100 mm, d=200-250 mm;
- R=3700 mm, d=350-400 mm.

In questo studio sono state valutate due diverse soluzioni per il sistema di isolamento: la prima caratterizzata da dispositivi di raggio 3.7 m e l'altra da dispositivi di raggio 2.5 m.

L'ipotesi che è stata presa in considerazione in partenza è stata quella con isolatori di raggio R=3.7 m, poiché questi consentono di ottenere un periodo di isolamento  $T_{is}$  più elevato, essendo valida la relazione:

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

In fase di pre-dimensionamento è stata eseguita un'analisi statica del modello a base fissa al solo scopo di ricavare gli sforzi assiali agenti sui dispositivi con cui poter calcolare le rigidità e i coefficienti d'attrito nella fase di progetto successiva.

Quindi, in questo primo step i carichi assiali agenti su ogni dispositivo sono stati determinati attraverso la conoscenza delle sollecitazioni derivanti dalla combinazione statica in condizioni sismiche (CVSISMA):

$$G_1 + G_2 + Q_1 \cdot \psi_{21} + Q_2 \cdot \psi_{22}$$

Le variazioni dell'azione assiale comportano irregolarità nel legame forza-spostamento degli isolatori.

Noti i valori dei carichi assiali agenti su ciascun dispositivo, sono stati calcolati i coefficienti d'attrito relativi ad ogni isolatore a scorrimento con l'ausilio della legge esponenziale fornita dalla FIP MEC:

$$\mu_i = \mu_0 (N_{ed,i} / N_{ed,max})^{-0.834}$$

dove:

- $\mu_0$  è il coefficiente d'attrito minimo pari a 0.025;
- $N_{ed,i}$  è lo sforzo assiale agente su ciascun dispositivo determinato nella combinazione statica in condizioni sismiche (CV SISMA) nella fase di pre-dimensionamento;



- $N_{ed,max}$  è lo sforzo assiale massimo sopportato dai dispositivi nella combinazione allo SLU ed è pari a 7000 kN.

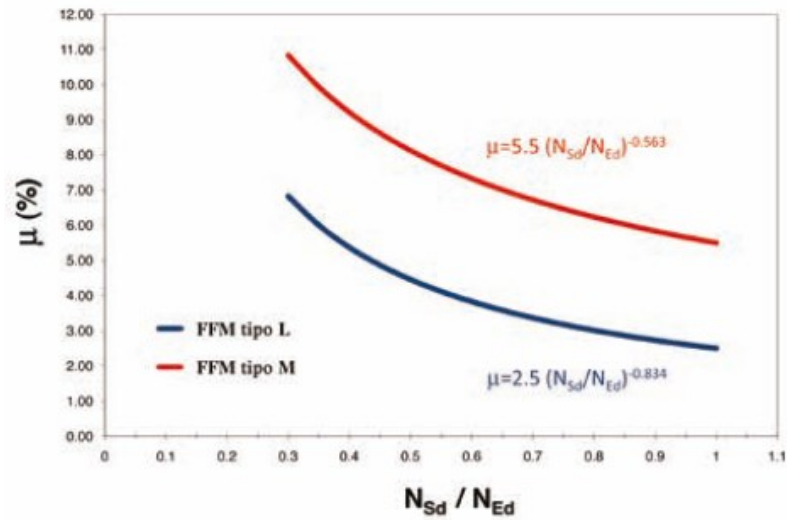


Figura 5.1 Variazione del coefficiente d'attrito in funzione del rapporto  $N_{ed,i}/N_{ed,max}$

La figura successiva mostra l'andamento del coefficiente di attrito  $\mu$  al variare del carico assiale  $N_{ed,i}$  per i 291 dispositivi di isolamento:

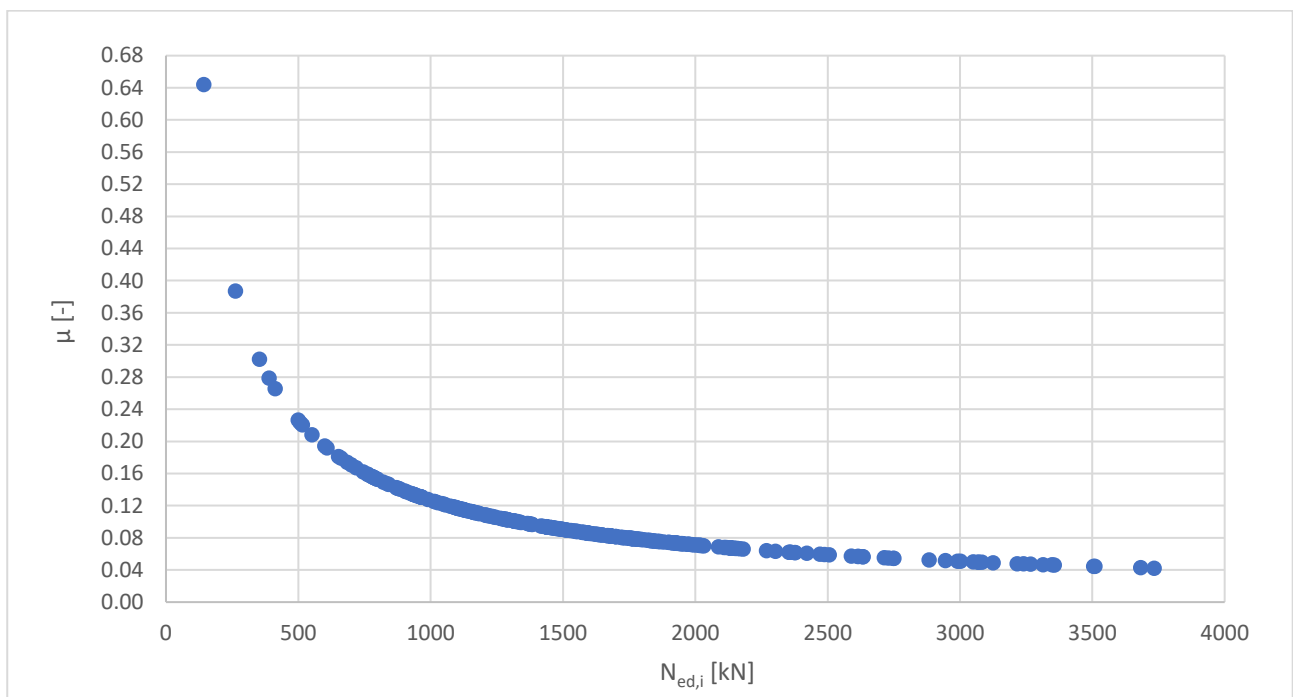


Figura 5.2 Andamento del coefficiente di attrito  $\mu$  al variare del carico assiale  $N$

È stato realizzato anche l'istogramma delle frequenze dei valori del coefficiente d'attrito  $\mu_i$ , definito con estensione dei singoli campi pari a 0.03.

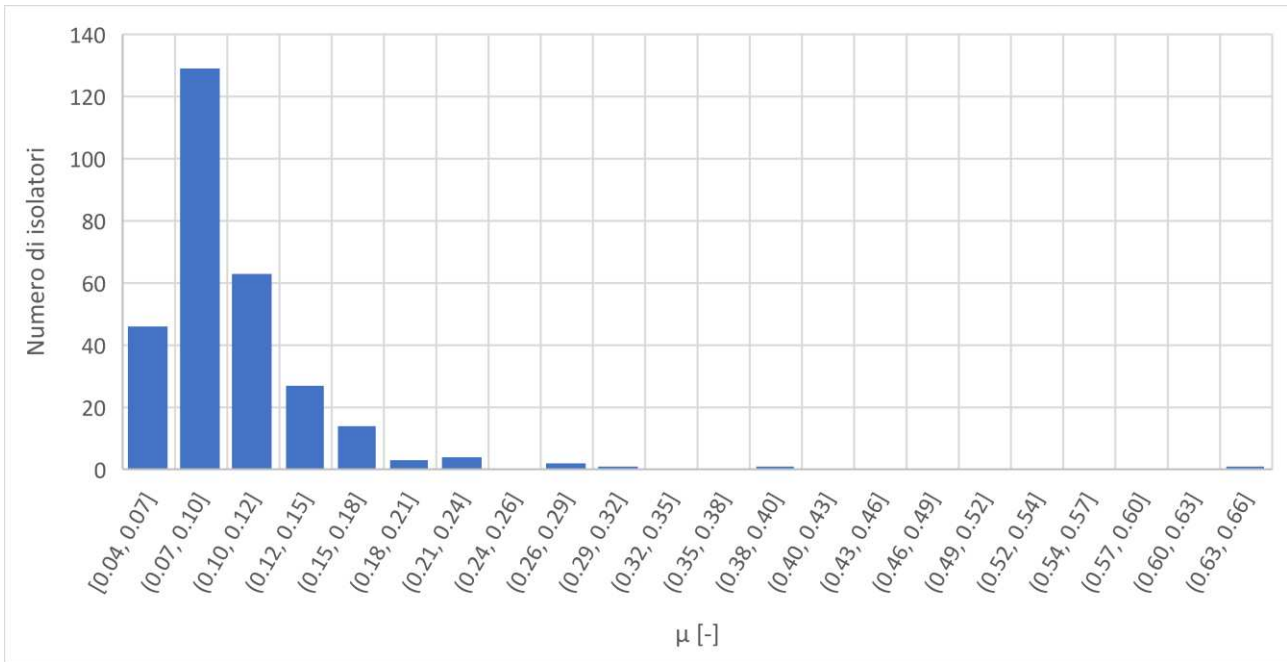


Figura 5.3 Istogramma delle frequenze dei coefficienti d'attrito

Il valore medio del coefficiente d'attrito è pari a  $\mu_{\text{medio}} = 0.09$ . Questo risultato potrebbe portare ad ottenere valori troppo elevati del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente  $\xi_e$  agli Stati Limite di Esercizio, perciò è stato ritenuto opportuno ridurlo.

A tal fine, gli isolatori sono stati suddivisi in quattro gruppi diversi, caratterizzati da dimensioni differenti della pasticca:

- R=3.7m;  $N_{\text{ed,max}}=1000$  kN;
- R=3.7m;  $N_{\text{ed,max}}=2000$  kN;
- R=3.7m;  $N_{\text{ed,max}}=3000$  kN;
- R=3.7m;  $N_{\text{ed,max}}=7000$  kN.

Questa suddivisione in gruppi è stata eseguita in maniera tale da far lavorare tutti gli isolatori della stessa categoria al medesimo valore del carico assiale medio ( $N_{\text{ed},i} / N_{\text{ed,max}}$ ).

In tal modo si è riuscito ad ottenere un coefficiente d'attrito medio pari a 0.05

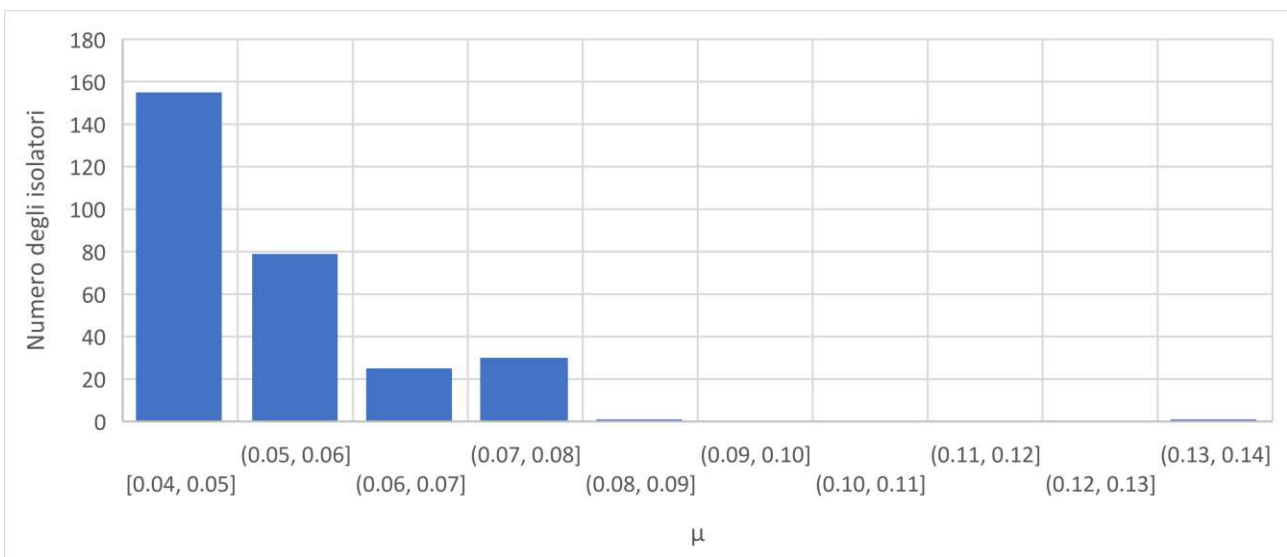


Figura 5.4 Istogramma delle frequenze dei coefficienti d'attrito dopo la suddivisione in gruppi

Attrito minimo		Attrito medio		<b>SPOSTAMENTO ±350 mm</b>					
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	FIP-D M 510/700 (3700)	310	680	850	680	129	4	230
FIP-D L 590/700 (3700)	2500	FIP-D M 590/700 (3700)	600	700	870	700	136	4	270
FIP-D L 670/700 (3700)	3000	FIP-D M 670/700 (3700)	930	720	890	720	154	4	320
FIP-D L 760/700 (3700)	3500	FIP-D M 760/700 (3700)	1300	740	990	760	150	4	350
FIP-D L 860/700 (3700)	4000	FIP-D M 860/700 (3700)	1700	760	1010	770	146	4	370
FIP-D L 1050/700 (3700)	5000	FIP-D M 1050/700 (3700)	2650	800	1050	800	171	4	460
FIP-D L 1200/700 (3700)	6000	FIP-D M 1200/700 (3700)	3450	830	1080	830	174	4	520
FIP-D L 1400/700 (3700)	7000	FIP-D M 1400/700 (3700)	4300	860	1110	860	178	4	600
FIP-D L 1600/700 (3700)	8000	FIP-D M 1600/700 (3700)	5250	890	1220	940	193	4	700
FIP-D L 1750/700 (3700)	9000	FIP-D M 1750/700 (3700)	6000	910	1240	950	207	4	810
FIP-D L 1900/700 (3700)	10000	FIP-D M 1900/700 (3700)	6700	930	1260	970	202	4	830
FIP-D L 2250/700 (3700)	12500	FIP-D M 2250/700 (3700)	8650	980	1220	1090	241	8	1050
FIP-D L 2700/700 (3700)	15000	FIP-D M 2700/700 (3700)	10900	1030	1310	1190	247	8	1300
FIP-D L 3150/700 (3700)	17500	FIP-D M 3150/700 (3700)	13300	1080	1360	1230	254	8	1550
FIP-D L 3550/700 (3700)	20000	FIP-D M 3550/700 (3700)	15500	1120	1360	1330	275	12	1700
FIP-D L 4400/700 (3700)	25000	FIP-D M 4400/700 (3700)	20000	1200	1480	1480	291	12	2300
FIP-D L 5200/700 (3700)	30000	FIP-D M 5200/700 (3700)	24500	1270	1550	1700	360	16	3100
FIP-D L 6750/700 (3700)	40000	FIP-D M 6750/700 (3700)	33500	1390	1670	1960	358	20	4050
FIP-D L 8350/700 (3700)	50000	FIP-D M 8350/700 (3700)	43000	1500	1780	2200	414	24	5350
FIP-D L 9800/700 (3700)	60000	FIP-D M 9800/700 (3700)	51000	1590	1920	2320	417	20	6300

Raggio di curvatura equivalente  $R = 3700$  mm

**LEGENDA**

$N_{Ed}$	Massimo carico verticale nelle combinazioni di carico compressive dell'azione sismica (SLC), o in qualsiasi combinazione di carico che preveda spostamento orizzontale
D	Diametro dell'isolatore esclusi elementi di ancoraggio
Y	Massima dimensione in pianta
Z	Lato del quadrato circoscritto all'isolatore, inclusi elementi di ancoraggio
H	Altezza dell'isolatore, escluse zanche di ancoraggio
n	Numero zanche superiori/inferiori
W	Peso dell'isolatore, escluse zanche di ancoraggio

Figura 5.5 Catalogo FIP-MEC per i dispositivi a scorrimento con  $R=3.7$  m e  $d_{max}=0.35$  m

Di seguito vengono riportati degli istogrammi delle frequenze che mostrano la variabilità dei coefficienti d'attrito anche all'interno di ciascuna classe.

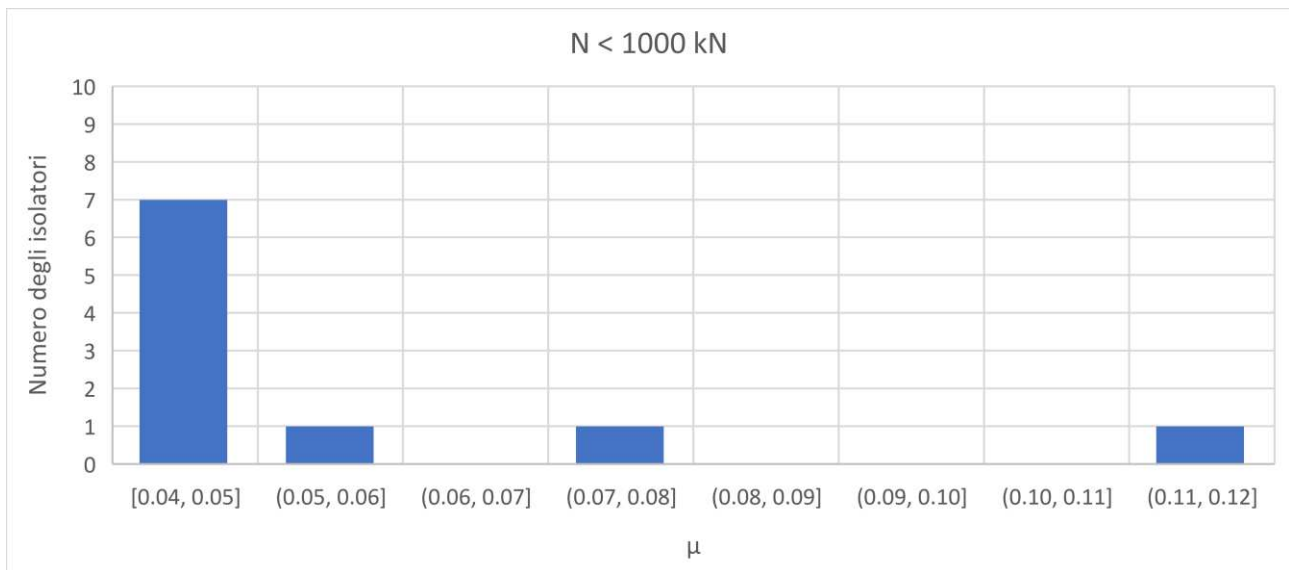


Figura 5.6 Istogramma delle frequenze dei coefficienti d'attrito all'interno del primo gruppo di isolatori

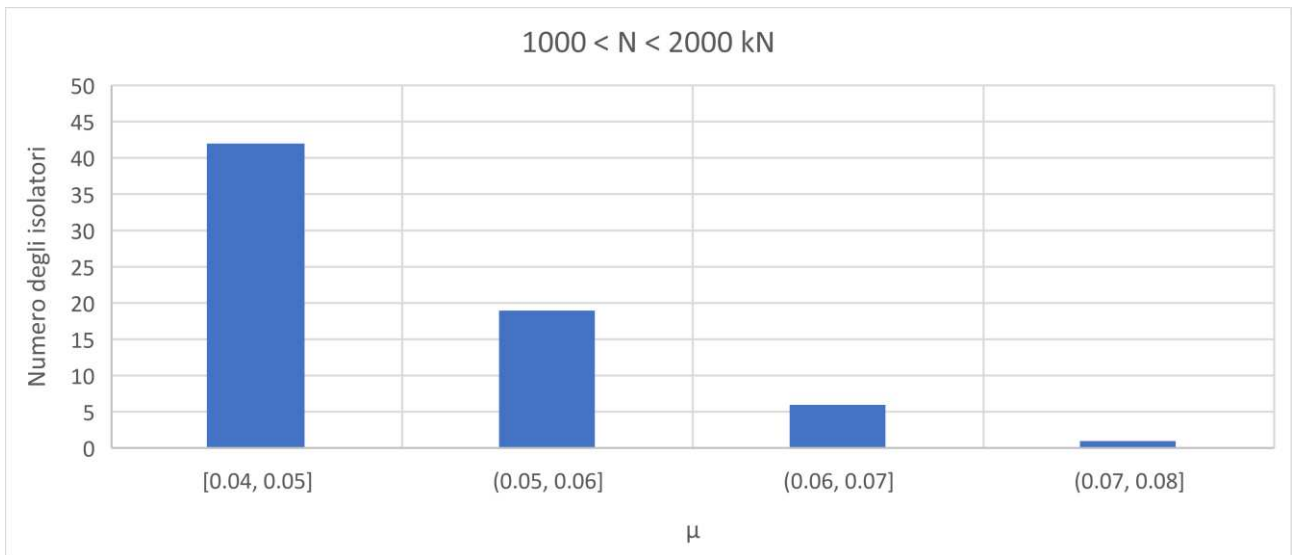


Figura 5.7 Istogramma delle frequenze dei coefficienti d'attrito all'interno del secondo gruppo di isolatori

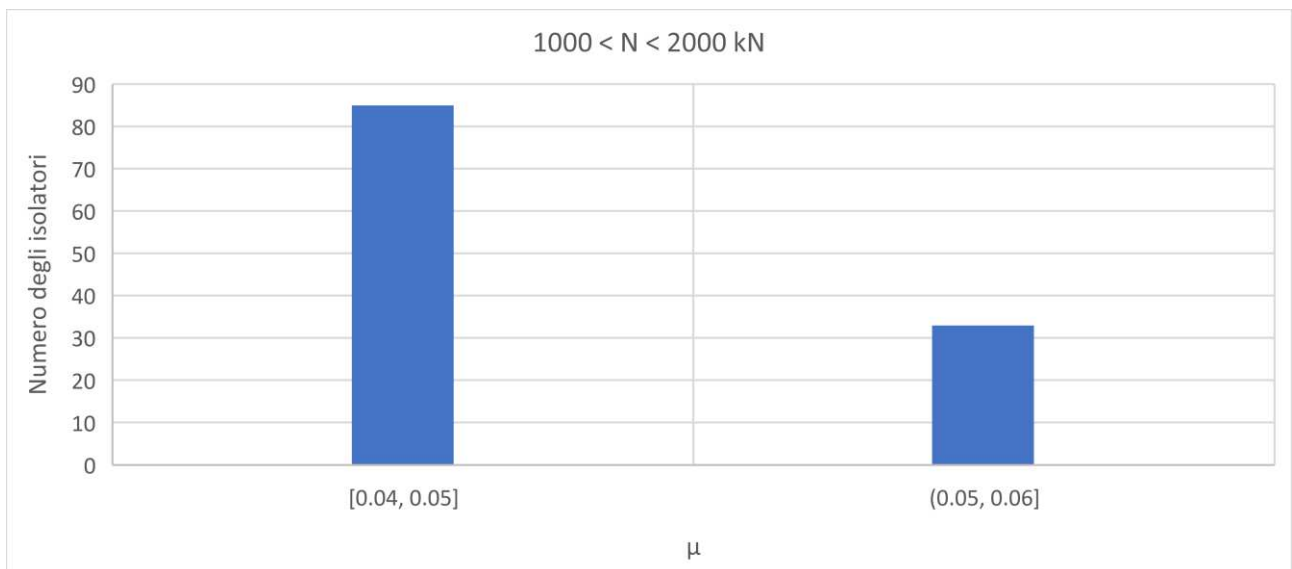


Figura 5.8 Istogramma delle frequenze dei coefficienti d'attrito all'interno del terzo gruppo di isolatori

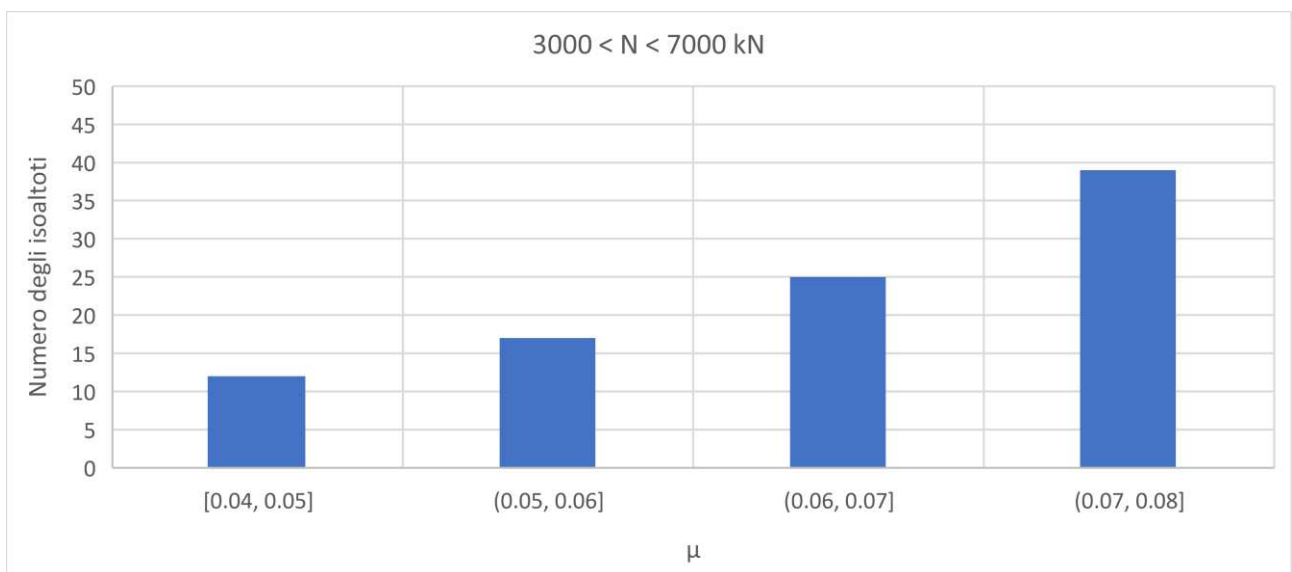


Figura 5.9 Istogramma delle frequenze dei coefficienti d'attrito all'interno del quarto gruppo di isolatori

I valori dei carichi gravitazionali agenti sugli isolatori sono stati utilizzati per definire due differenti modelli:

- MODELLO 1: costituito da dispositivi di isolamento caratterizzati da valori differenziati delle rigidezze orizzontali teoriche (in assenza di attrito);
- MODELLO 2: costituito da dispositivi di isolamento caratterizzati da valori differenziati delle rigidezze orizzontali efficaci (valutate considerando l'effettivo attrito e l'effettivo spostamento degli isolatori).

### 5.1.1 MODELLO 1

I carichi assiali in combinazione statica sismica agenti su ogni isolatore, in questo modello, sono stati suddivisi per il raggio (R=3.7 m) al fine di ottenere i valori delle rigidezze orizzontali equivalenti diversificati per ogni dispositivo:

$$K_i = \frac{N_{ed,i}}{R}$$

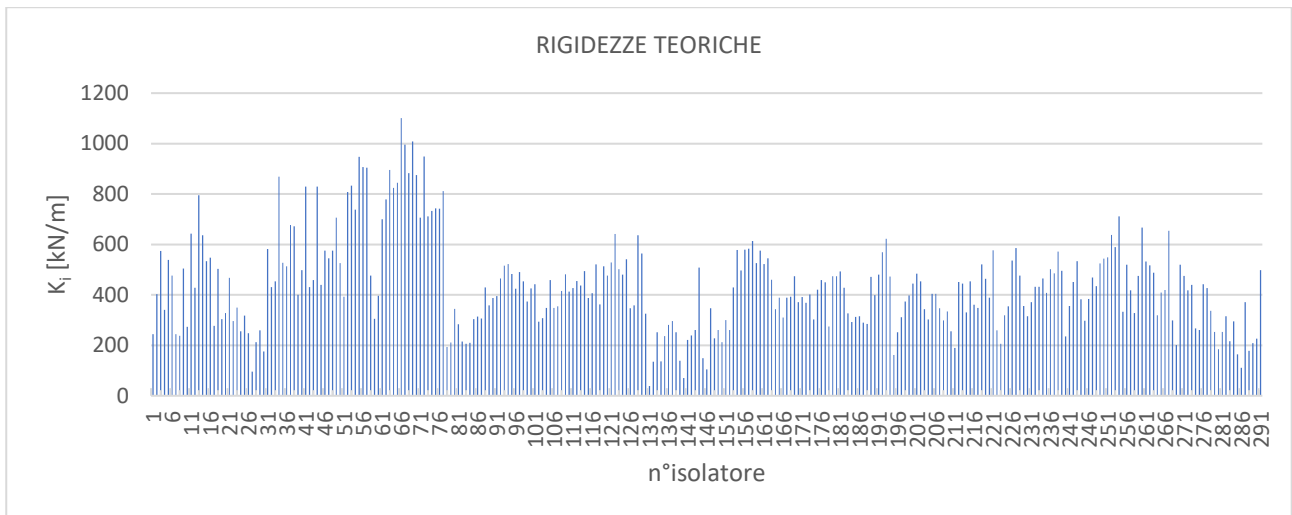


Figura 5.10 Valori della rigidezza orizzontale equivalente per ogni isolatore

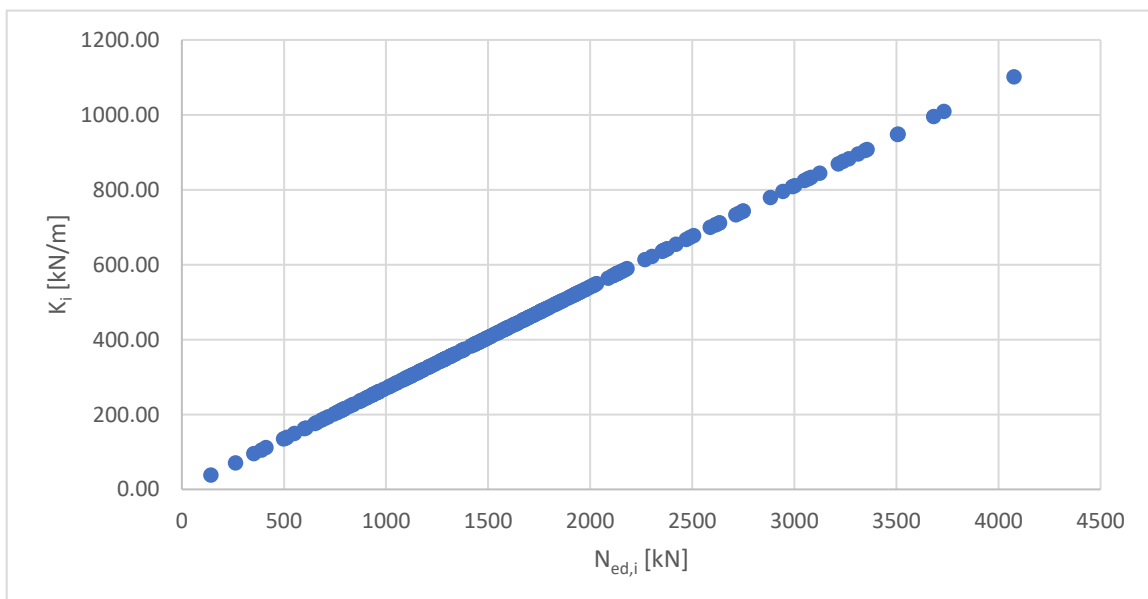


Figura 5.11 Andamento della rigidezza orizzontale teorica al variare del carico assiale

Il legame tra le rigidezze orizzontali  $K_i$  e carichi assiali  $N_{ed,i}$  è di tipo lineare poiché il valore del raggio è costante e pari a 3.7 m.

È stato realizzato anche l'istogramma della frequenza dei valori delle rigidezze orizzontali  $K_i$ , definito con estensione dei singoli campi pari a 100 kN/m.

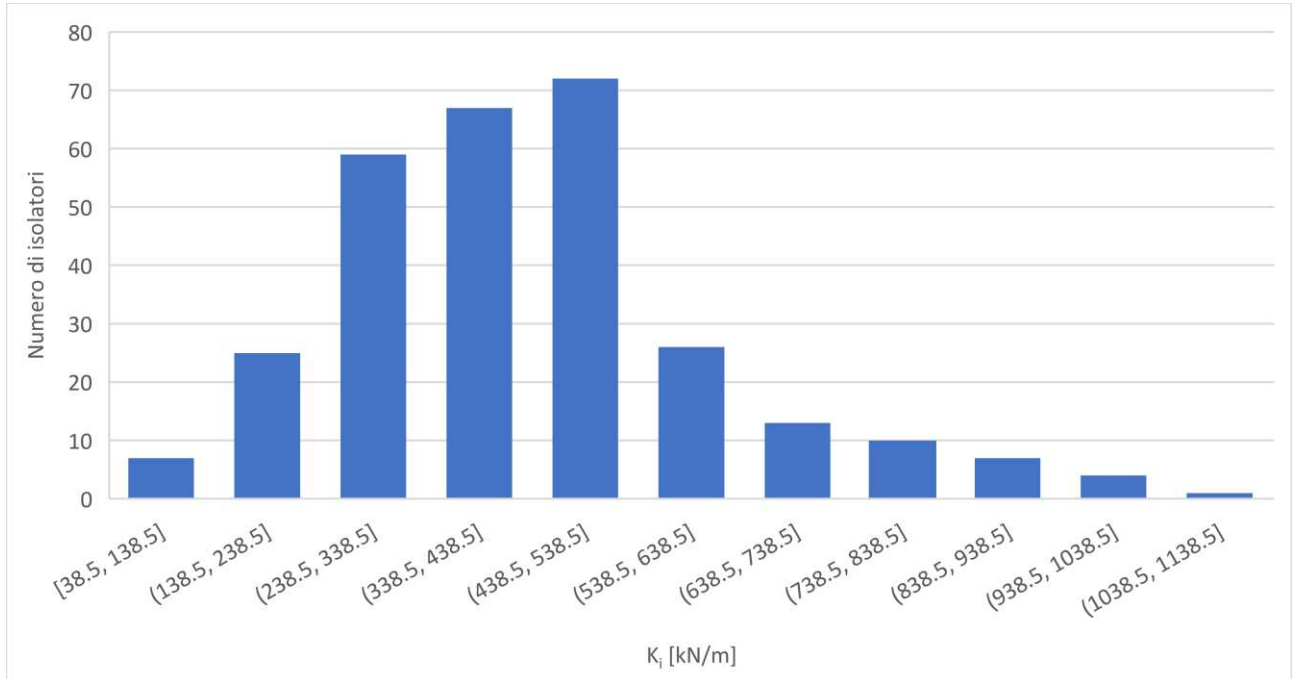


Figura 5.12 Istogramma delle frequenze delle rigidezze orizzontali teoriche

### 5.1.2 MODELLO 2

Nel modello 2 per ogni isolatore a scorrimento sono stati specificati i valori diversificati della rigidezza efficace.

Quest'ultima oltre ad essere proporzionale al carico assiale è anche funzione della domanda in spostamento e del coefficiente d'attrito:

$$K_{eff} = N_{ed} \cdot \left( \frac{1}{R} + \frac{\mu}{d} \right)$$

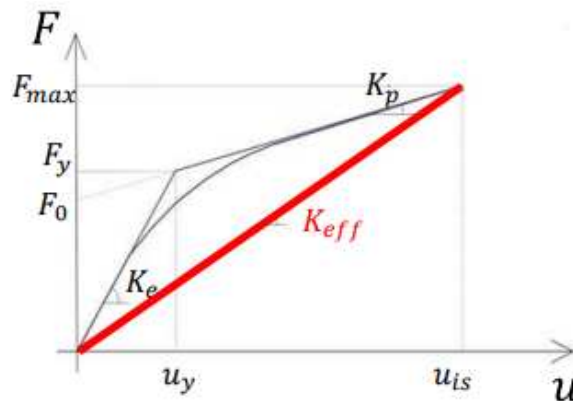


Figura 5.13 Rigidezza efficace

Attualmente l'Ufficio Tecnico di FIP è a disposizione dell'ingegnere strutturista per progettare ad hoc gli isolatori a superficie curva diversi dagli standard, ad esempio con valori diversi di raggio di curvatura, spostamento, carico verticale e coefficiente d'attrito.

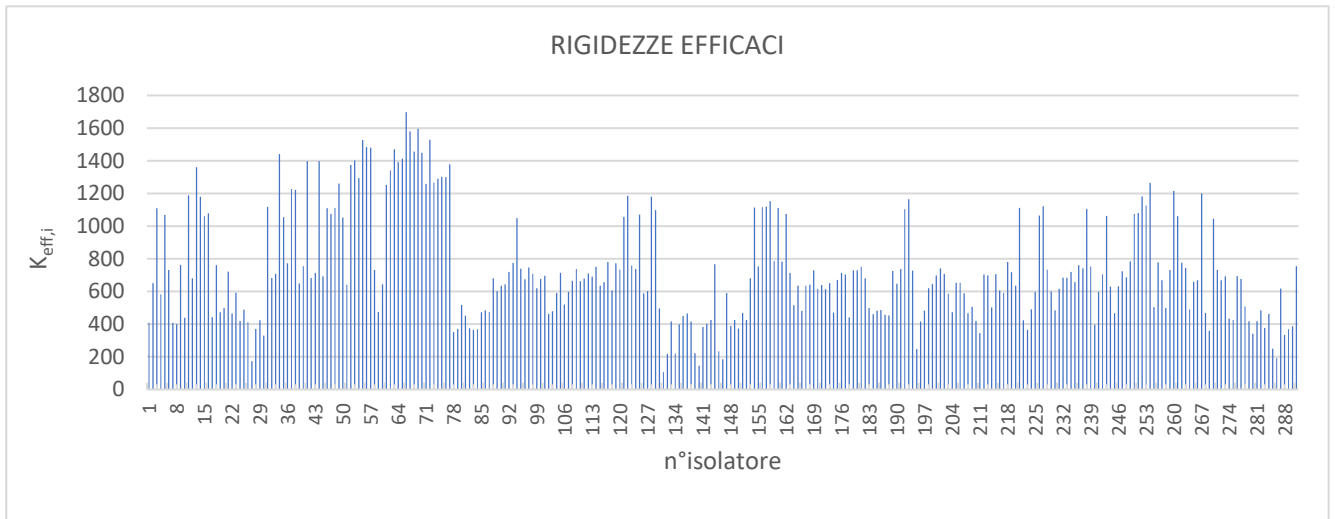


Figura 5.14 Valori della rigidezza efficace per ogni isolatore

Anche per questo modello è stato realizzato anche l'istogramma della frequenza dei valori delle rigidezze orizzontali  $K_i$ , definito in funzione di campi con un'estensione pari a 100 kN/m.

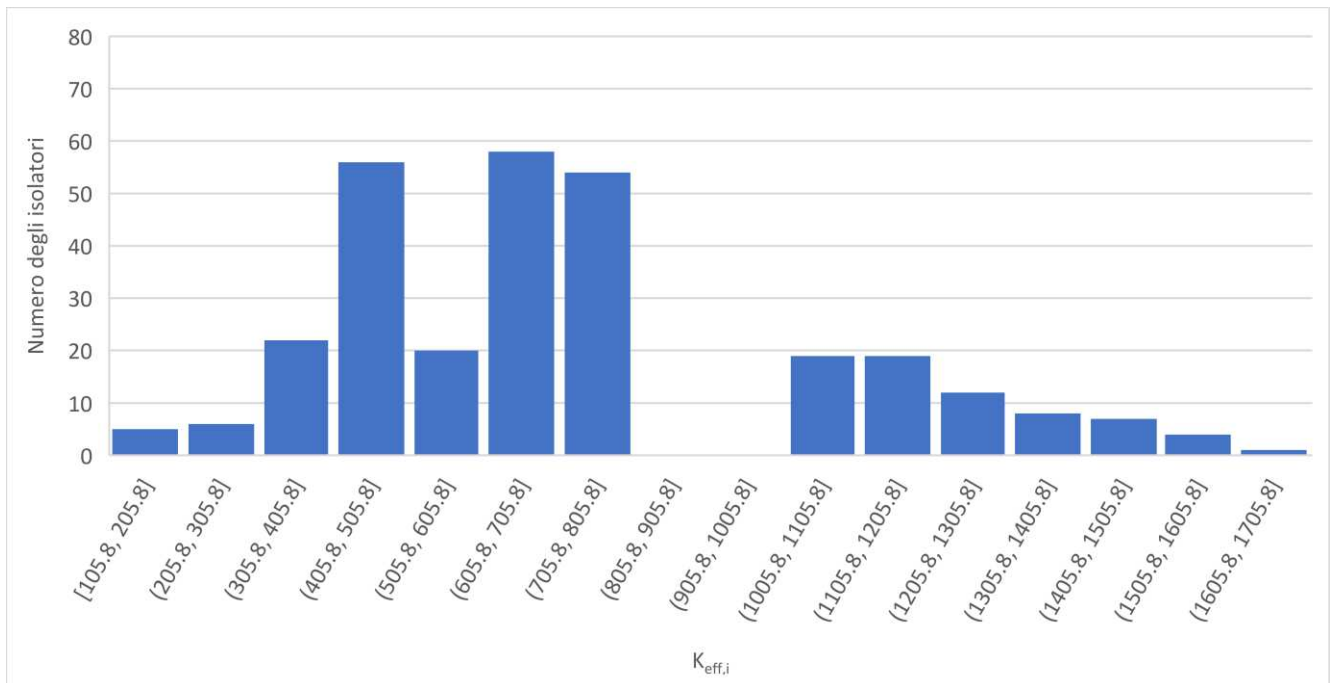


Figura 5.15 Istogramma delle frequenze delle rigidezze efficaci

Il confronto tra questi due modelli ha lo scopo di valutare le conseguenze della variabilità del coefficiente d'attrito sul comportamento dinamico.

## 5.2 ANALISI MODALE

L'analisi modale è un'analisi di tipo lineare che è stata eseguita per determinare i modi di vibrare della piastra, utili a capire meglio il suo comportamento dinamico.

Essa è stata definita attraverso la creazione al SAP di un Caso di Carico di tipo "MODAL".

The screenshot shows the 'Modal' load case configuration dialog in SAP. Key settings include:
 

- Load Case Name:** MODAL
- Load Case Type:** Modal
- Stiffness to Use:** Zero Initial Conditions - Unstressed State
- Type of Modes:** Eigen Vectors
- Number of Modes:** Maximum Number of Modes: 12, Minimum Number of Modes: 1
- Mass Source:** Sorgente massa 1
- Other Parameters:** Frequency Shift (Center): 0, Cutoff Frequency (Radius): 0, Convergence Tolerance: 1.000E-09, Allow Automatic Frequency Shifting: checked.

Figura 5.16 Caso di Carico relativo all'analisi modale

Per svolgere l'analisi modale in maniera corretta devono essere state definite:

- la massa della struttura: attraverso una corretta definizione della sorgente delle masse che rappresenta adeguatamente la distribuzione di massa all'interno della piastra a gradoni.

Andando più nel dettaglio, la sorgente delle masse è caratterizzata da tre contributi:

- la massa propria degli elementi strutturali che deriva dalle proprietà dei materiali a cui le sezioni fanno riferimento;
- l'eventuale massa aggiuntiva assegnata ai nodi o agli elementi frame e shell;
- la massa dedotta dai carichi verticali di una o più configurazioni di carico, sommati tra loro in base ad una combinazione lineare specificata. Per ciascun Load Pattern in questa combinazione, l'utente può specificare un fattore di scala che moltiplica i carichi.

Nel modello della piastra isolata di Castelluccio sono stati considerati i carichi gravitazionali con i coefficienti della combinazione sismica.



Mass Source Name: Sorgente massa 1

Mass Source

- Element Self Mass and Additional Mass
- Specified Load Patterns

Mass Multipliers for Load Patterns

Load Pattern	Multiplier
G2 Edifici	1.
G2 Edifici	1.
Q1	0.6
Q2	0.2

Buttons: Add, Modify, Delete

Figura 5.17 Sorgente delle masse

- la rigidezza della struttura: attraverso una corretta modellazione degli elementi strutturali che la compongono e dei relativi vincoli;

La piastra ha un buon comportamento dinamico se:

- i primi due modi di vibrare sono traslazionali nelle due direzioni principali ortogonali;
- questi primi due modi hanno periodi simili tra di loro;
- il numero di modi di vibrare considerato sia sufficiente a mobilitare un valore complessivo di massa partecipante superiore all'85% in ciascuna direzione fondamentale.

Per ciascun modo di vibrare, l'analisi fornisce in output le seguenti grandezze:

- periodo modale  $T$ , utile per conoscere il corrispondente valore dell'accelerazione spettrale  $S_e$ ;
- il fattore di partecipazione modale, indica il contributo del modo  $i$ -esimo al moto totale della piastra;
- la frazione di massa partecipante  $U$ , indica la percentuale della massa globale della piastra che partecipa al modo  $i$ -esimo.

Nella fase di analisi il SAP converte automaticamente il modello basato su oggetti in un modello basato su elementi finiti da utilizzare ai fini del calcolo. Il modello agli elementi finiti è costituito da un insieme di nodi ed elementi.

Il passaggio dal modello ad oggetti al modello di analisi avviene attraverso la creazione di "Mesh", ovvero di maglie in base alle quali gli elementi finiti sono discretizzati nel modello.

Le mesh sono basate sulla creazione di elementi quadrangolari e l'utente ha il pieno controllo sia sulle modalità di esecuzione (per modificare e controllare la geometria della mesh può essere usato lo strumento di risagomatura), sia sul grado di raffittimento che genererà nodi aggiuntivi e sul modo in cui sono gestite le connessioni tra oggetti che si intersecano (gli elementi Shell possono automaticamente aggiungere nodi sugli elementi frame adiacenti per garantire la continuità strutturale).

Inoltre, il programma consente anche la generazione automatica di mesh attraverso varie opzioni di divisione basate sulle linee di griglia, su elementi frame, sugli elementi intersecanti e sui nodi selezionati.

L'analisi modale è sensibile alle Mesh, infatti andando ad incrementare il grado di raffittimento di quest'ultime si va a raffinare il modello rendendo la piastra più flessibile, ma allo stesso tempo si vanno ad aumentare anche i tempi di analisi.

In questo studio, univocamente per il modello 1, sono state svolte diverse iterazioni andando a variare di volta in volta il numero di elementi ( $n^\circ$ ) in cui sono state suddivise le Shell (attraverso la modalità di generazione automatica delle mesh) al fine di individuare il giusto compromesso tra affinamento del modello e tempi di analisi.

Osservando i risultati (rappresentati nelle successive tabelle) si può notare che a variare sono soprattutto i periodi torsionali poiché sono quelli che dipendono maggiormente dalla rigidità torsionale della piastra.



Figura 5.18 Modalità di meshatura automatica scelta

MODO	T [s]	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	3.860	0.002	0.998	0.000	0.002	0.998	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	3.860	0.998	0.002	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3	2.137	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.001	0.054	1.000	0.001	0.054	1.000
4	0.484	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.013	0.002	0.000	0.015	0.056	1.000
5	0.390	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.085	0.000	0.000	0.100	0.056	1.000
6	0.233	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.016	0.000	0.100	0.072	1.000
7	0.202	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.101	0.073	1.000
8	0.184	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.101	0.073	1.000
9	0.171	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.102	0.074	1.000
10	0.169	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.002	0.003	0.000	0.104	0.077	1.000
11	0.154	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.027	0.000	0.104	0.104	1.000
12	0.135	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.001	0.003	0.000	0.106	0.106	1.000

Tabella 5.1 n°=10, tempo di analisi=2 min e 23 sec

MODO	T [s]	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	3.860	0.002	0.998	0.000	0.002	0.998	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	3.860	0.998	0.002	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3	2.148	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.001	0.054	0.999	0.001	0.054	0.999
4	0.485	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.013	0.002	0.000	0.015	0.056	1.000
5	0.390	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.085	0.000	0.000	0.100	0.056	1.000
6	0.234	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.016	0.000	0.100	0.072	1.000
7	0.203	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.001	0.000	0.000	0.101	0.073	1.000
8	0.184	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.101	0.073	1.000
9	0.171	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.101	0.074	1.000
10	0.169	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.002	0.002	0.000	0.104	0.077	1.000
11	0.154	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.027	0.000	0.104	0.104	1.000
12	0.135	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.002	0.003	0.000	0.106	0.107	1.000

Tabella 5.2 n°=11, tempo di analisi=2 min e 58 sec

MODO	T [s]	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	3.860	0.002	0.998	0.000	0.002	0.998	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	3.860	0.998	0.002	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3	2.188	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.001	0.054	0.999	0.001	0.054	0.999
4	0.486	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.013	0.002	0.000	0.015	0.056	1.000
5	0.390	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.085	0.000	0.000	0.100	0.056	1.000
6	0.234	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.016	0.000	0.100	0.072	1.000
7	0.203	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.001	0.001	0.000	0.101	0.073	1.000
8	0.184	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.101	0.073	1.000
9	0.172	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.101	0.074	1.000
10	0.169	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.002	0.002	0.000	0.104	0.077	1.000
11	0.154	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.027	0.000	0.104	0.104	1.000
12	0.135	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.002	0.003	0.000	0.106	0.107	1.000

Tabella 5.3 n°=12, tempo di analisi=3 min e 38 sec

MODO	T [s]	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	3.860	0.002	0.998	0.000	0.002	0.998	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	3.860	0.998	0.002	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3	2.201	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.001	0.054	0.999	0.001	0.054	0.999
4	0.487	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.013	0.002	0.000	0.015	0.056	1.000
5	0.391	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.085	0.000	0.000	0.100	0.056	1.000
6	0.234	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.016	0.000	0.100	0.072	1.000
7	0.203	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.001	0.001	0.000	0.101	0.072	1.000
8	0.185	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.101	0.073	1.000
9	0.172	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.101	0.074	1.000
10	0.170	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.003	0.002	0.000	0.104	0.077	1.000
11	0.154	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.027	0.000	0.104	0.104	1.000
12	0.136	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.002	0.003	0.000	0.106	0.107	1.000

Tabella 5.4  $\theta=13$ , tempo di analisi=7 min e 17 sec

Dall’osservazione dei risultati ottenuti nelle varie iterazioni, suddividere le shell con un numero di elementi (n°) pari a 12 è stato ritenuto un giusto compromesso tra affinamento del modello e tempi di analisi.

Quindi l’analisi modale svolta per il primo modello ha fornito dei modi traslazionali principali disaccoppiati e un periodo fondamentale pari a 3.86 s che è congruente al periodo di vibrazione iniziale della piastra, valutato in assenza di attrito.

Le caratteristiche modali ottenute dall’analisi del secondo modello sono riportate della tabella seguente:

MODO	T [s]	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	2.988	0.000	1.000	0.000	0.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	2.988	1.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
3	1.983	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.001	0.054	0.999	0.001	0.054	0.999
4	0.484	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.013	0.002	0.000	0.015	0.056	1.000
5	0.389	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.085	0.000	0.000	0.100	0.056	1.000
6	0.234	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.016	0.000	0.100	0.072	1.000
7	0.203	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.001	0.001	0.000	0.101	0.073	1.000
8	0.184	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.101	0.073	1.000
9	0.171	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.001	0.000	0.101	0.074	1.000
10	0.169	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.002	0.002	0.000	0.104	0.077	1.000
11	0.154	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.000	0.027	0.000	0.104	0.104	1.000
12	0.135	0.000	0.000	0.000	1.000	1.000	0.000	0.002	0.003	0.000	0.106	0.107	1.000

Tabella 5.5 Caratteristiche modali del secondo modello

Anche in questo caso i modi traslazionali risultano essere disaccoppiati, inoltre, inserendo le rigidzze efficaci si ottiene un periodo fondamentale inferiore rispetto a quello ottenuto dall’analisi modale del primo modello.

### 5.3 ANALISI DINAMICHE LINEARI

A seguire, sono state svolte le analisi dinamiche lineari di entrambi i modelli al fine di verificare la bontà del pre-dimensionamento dei dispositivi di isolamento a superficie curva.

Nelle analisi lineari il comportamento non lineare dei dispositivi di isolamento è stato modellato come un comportamento lineare equivalente attraverso l'utilizzo di molle lineari, caratterizzate da una rigidità e da uno smorzamento viscoso equivalente.

Le NTC2018, al §7.10.5.2, definiscono le condizioni che devono essere contemporaneamente soddisfatte affinché il comportamento del sistema di isolamento possa essere modellato in maniera lineare:

- 1) la rigidità equivalente del sistema di isolamento deve essere almeno pari al 50% del valore secante per cicli con deformazione pari al 20% dello spostamento di riferimento;

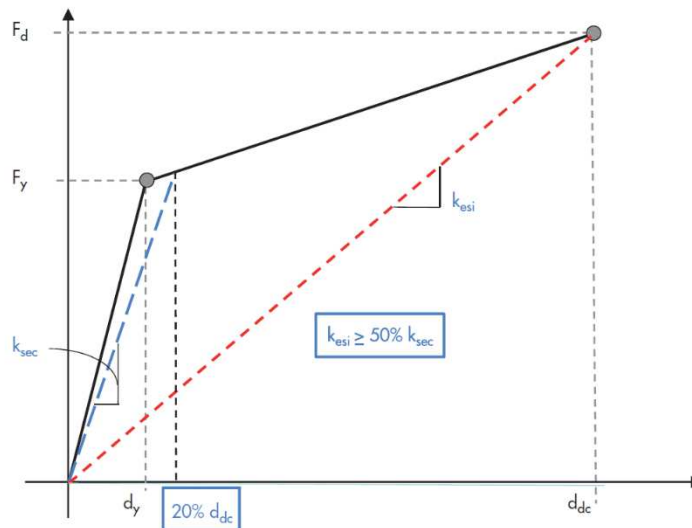


Figura 5.19 Primo requisito da soddisfare ai fini della modellazione lineare del sistema di isolamento

- 2) lo smorzamento lineare equivalente del sistema di isolamento deve essere inferiore al 30%;
- 3) le caratteristiche forza-spostamento del sistema di isolamento non devono essere soggette a scostamenti superiori al 10% per effetto di variazioni della velocità di deformazione, in un campo del  $\pm 30\%$  intorno al valore di progetto;
- 4) l'incremento della forza per spostamenti tra  $0.5 d_{dc}$  e  $d_{dc}$  deve essere almeno pari al 2.5% del peso totale  $W$  della sovrastruttura.

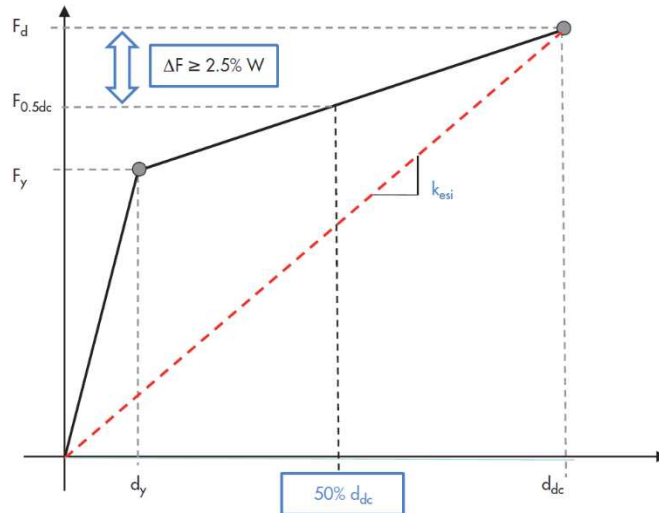


Figura 5.20 Quarto requisito da soddisfare ai fini della modellazione lineare del sistema di isolamento

### 5.3.1 INPUT SISMICO

Le analisi dinamiche lineari sono state condotte applicando alla piastra lo spettro elastico e valutando gli effetti da esso prodotti.

All'interno del SAP l'analisi in Spettro di Risposta ricerca la massima risposta verosimile e fornisce un singolo risultato, positivo. Ogni risultato così calcolato rappresenta una misura statistica del massimo valore e la risposta effettiva potrà verosimilmente cadere in un campo limitato tra questo valore positivo e il suo negativo.

La capacità dissipativa del sistema di isolamento è stata simulata attraverso uno smorzamento viscoso equivalente  $\xi_e$  applicato agli spettri di progetto:

$$\xi_e = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{1}{\frac{d}{\mu R} + 1}$$

Essendo funzione della domanda in spostamento; il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente assume valori differenti asseconda dello Stato Limite considerato. Di conseguenza, il valore di  $\xi_e$  deve essere determinato tramite una procedura iterativa che può essere interrotta quando la differenza tra il valore dello spostamento assunto e quello calcolato è inferiore al 5%.

La procedura iterativa che è stata applicata è la seguente:

- 1) si calcola il periodo di vibrazione iniziale senza considerare l'attrito. Esso è funzione del solo raggio di curvatura (R) ed è di fatto equivalente a quello di un pendolo:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{K}{g}};$$

- 2) si calcola lo spostamento iniziale massimo in corrispondenza del periodo di vibrazione teorico:

$$S_d(T;\xi)=d_{max};$$

- 3) noto il coefficiente d'attrito  $\mu$  si calcolano il periodo e lo smorzamento equivalente:

$$\xi_{eff} = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{1}{\frac{d_{max}}{\mu R} + 1}$$

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g \left( \frac{1}{R} + \frac{\mu}{d_{max}} \right)}}$$

- 4) si abbatta lo spettro di  $\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}}$  e si stima il nuovo spostamento.

Lo spettro deve quindi essere abbattuto in funzione dell'energia dissipata dal sistema di isolamento. La normativa, al §7.10.5.3.2., stabilisce che lo spettro elastico va ridotto per tutto il campo di periodi  $T \geq 0.8T_{is}$ , assumendo come coefficiente riduttivo  $\eta$  ovvero il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente del sistema isolato.

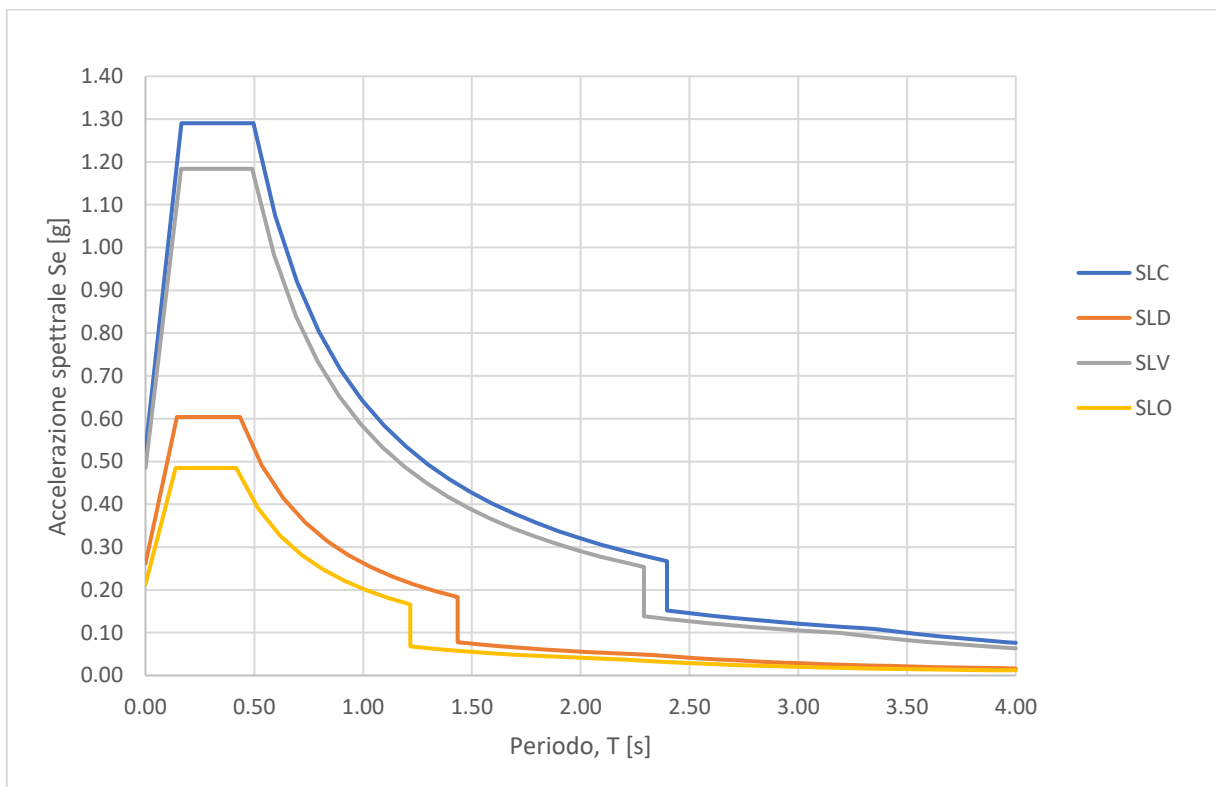


Figura 5.21 Spettri elastici orizzontali smorzati

La relazione di  $\eta = \sqrt{\frac{10}{5+\xi}}$  utilizzata per abbattere lo spettro nella procedura iterativa, è valida per valori di  $\eta \geq 0.55$  e quindi per  $\xi_{\text{eff}} \leq 28\%$ . Come mostrato nella tabella successiva per lo SLO, lo SLD e lo SLV sono stati ottenuti valori di  $\xi_{\text{eff}} > 28\%$ , per cui non è più applicabile l'analisi lineare. Per tale motivo quest'ultime sono state condotte solo allo SLC.

R=3.7 m						
	$\mu_{\text{medio}}$	$T_{\text{is}}$ [s]	$d_{\text{max}}$ [m]	$d_{\text{eff}}$ [m]	$\xi_{\text{eff}}$ [%]	$T_{\text{eff}}$ [s]
SLO	0.05	3.86	0.11	0.03	54.96	1.43
SLD	0.05	3.86	0.15	0.05	50.33	1.77
SLV	0.05	3.86	0.46	0.22	28.76	2.86
SLC	0.05	3.86	0.53	0.27	25.96	2.97

Tabella 5.6 Tabella riassuntiva dei parametri della procedura iterativa ai vari Stati Limite

Nell'analisi con spettro di risposta, le due componenti orizzontali dell'azione sismica sono state considerate agenti simultaneamente adottando ai fini della combinazione degli effetti le regole riportate al §7.3.3.1. delle NTC2018.

Quindi, la risposta è stata calcolata unitariamente per le due componenti applicando le seguenti relazioni:

$$1.00 \cdot E_x + 0.30 \cdot E_y \quad \text{considerando il sisma principale in direzione "X"};$$

$$1.00 \cdot E_y + 0.30 \cdot E_x \quad \text{considerando il sisma principale in direzione "Y"}$$

Gli effetti più gravosi si ricavano confrontando le due combinazioni ottenute permutando circolarmente i coefficienti correttivi.

Per queste analisi non è stata considerata la componente verticale dell'azione sismica.

### 5.3.2 RISULTATI

Per il primo modello l'analisi dinamica lineare è stata condotta al SAP inserendo i valori delle rigidezze orizzontali teoriche differenziati per ogni dispositivo di isolamento e l'attrito è stato preso in considerazione andando ad abbattere lo spettro con uno smorzamento equivalente pari a  $\xi_{\text{eff}} = 25.96\%$  (calcolato in funzione del coefficiente d'attrito medio).



**Link/Support Type**: Friction Isolator

**Property Name**: Friction 1

**P-Delta Parameters**:  Shear Couple,  Equal End Moments,  Advanced

**Total Mass and Weight**: Mass: 0., Weight: 0., Rotational Inertia 1: 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.

Direction	Fixed	NonLinear	Properties	Direction	Fixed	NonLinear	Properties
<input checked="" type="checkbox"/> U1	<input checked="" type="checkbox"/>	<input 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...

**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.

Figura 5.22 Parametri meccanici degli isolatori a scorrimento modellati come Friction Isolator

**Identification**

Property Name: Friction 1

Direction: U2

Type: Friction Isolator

NonLinear: Yes

**Properties Used For Linear Analysis Cases**

Effective Stiffness: 244.1868

Effective Damping: 0.

Figura 5.23 Rigidezza teorica in U2, (parametro relativo al Friction 1)

**Identification**

Property Name: Friction 1

Direction: U3

Type: Friction Isolator

NonLinear: Yes

**Properties Used For Linear Analysis Cases**

Effective Stiffness: 244.1868

Effective Damping: 0.

Figura 5.24 Rigidezza teorica in U3, (parametro relativo al Friction 1)

Il valore dello smorzamento effettivo non è stato specificato poiché è stato preso in considerazione svolgendo l'analisi utilizzando in input lo spettro smorzato.

Nessun dispositivo presenta sforzi di trazione.

Lo spostamento medio dei dispositivi ottenuto allo SLC per questo modello è pari a:

$$U_{TOT} = \sqrt{(U_2^2 + U_3^2)} = 315 \text{ mm}$$

ed è un valore compatibile con lo spostamento massimo dei dispositivi ipotizzati in fase di pre-dimensionamento ( $d_{max} = 350 \text{ mm}$ ).

Per il secondo modello l'analisi dinamica lineare è stata condotta al SAP inserendo i valori delle rigidezze orizzontali efficaci differenziati per ogni dispositivo di isolamento e l'attrito è stato preso in considerazione sempre andando ad abbattere lo spettro con uno smorzamento equivalente pari a  $\xi_{eff} = 25.96\%$  (calcolato in funzione del coefficiente d'attrito medio).

Anche per questo modello nessuno dei dispositivi presenta sforzi di trazione.

Lo spostamento medio degli isolatori ottenuto allo SLC è pari a:

$$U_{TOT} = \sqrt{(U_2^2 + U_3^2)} = 278 \text{ mm}$$

ed anche in questo caso è un valore compatibile con lo spostamento massimo dei dispositivi ipotizzati in fase di pre-dimensionamento ( $d_{max} = 350 \text{ mm}$ ).

Inoltre, gli spostamenti tratti da entrambi i modelli sono coerenti con quelli ottenuti dallo spettro smorzato allo SLC in corrispondenza dei rispettivi periodi,  $T=3.86 \text{ s}$  per il primo modello e  $T=2.99 \text{ s}$  per il secondo modello:

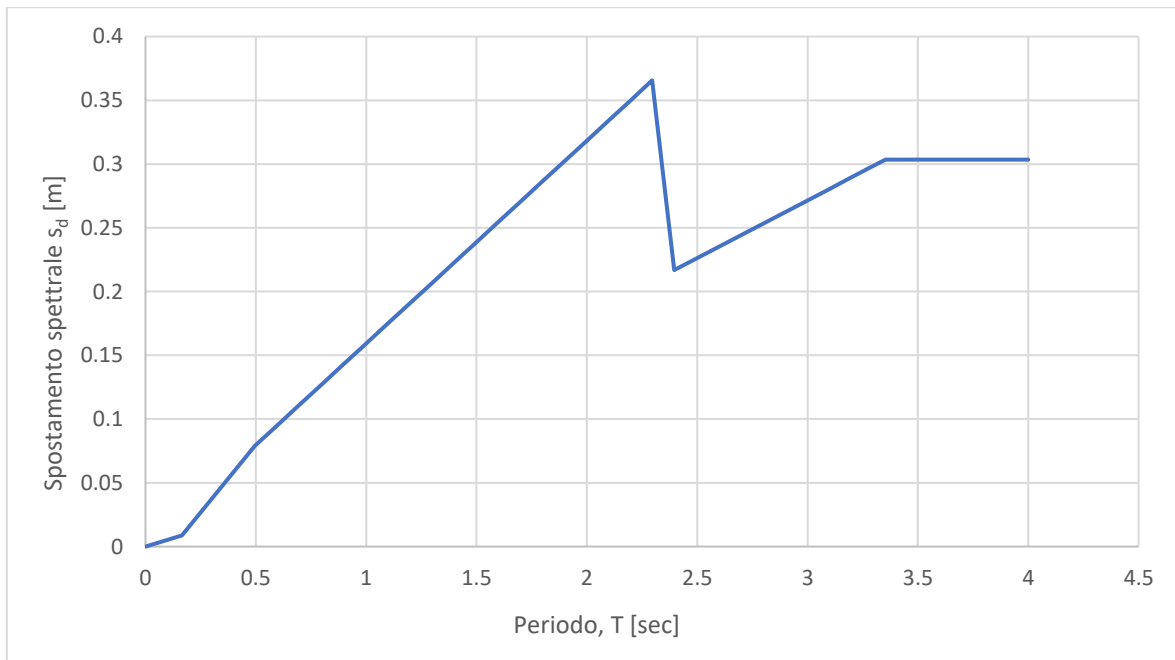


Figura 5.25 Spettro in spostamento smorzato relativo allo SLC

## 5.4 CALCOLO AZIONE DEL VENTO

La norma UNI EN 15129 al §8.3.1.2.5 dispone che nel caso di isolatori a scorrimento a superficie curva, l'attrito non deve essere utilizzato per resistere agli effetti di carichi esterni orizzontali eccetto quelli indotti dai terremoti e perciò la rigidezza deve considerarsi pari solamente dal rapporto  $N_{ed}/R$ .

A tal proposito è stato ritenuto opportuno verificare che il sistema di isolamento non si attivi sotto l'azione del vento e quindi che la forza di scorrimento dei dispositivi sia maggiore della forza esercitata dal vento.

La forza di attivazione iniziale dei dispositivi è stata calcolata facendo il prodotto tra il carico assiale in combinazione statica sismica, agente su ciascun dispositivo e il coefficiente d'attrito diversificato per ogni isolatore:

$$F_{scorr,i} = N_{ed,i} \cdot \mu_i$$

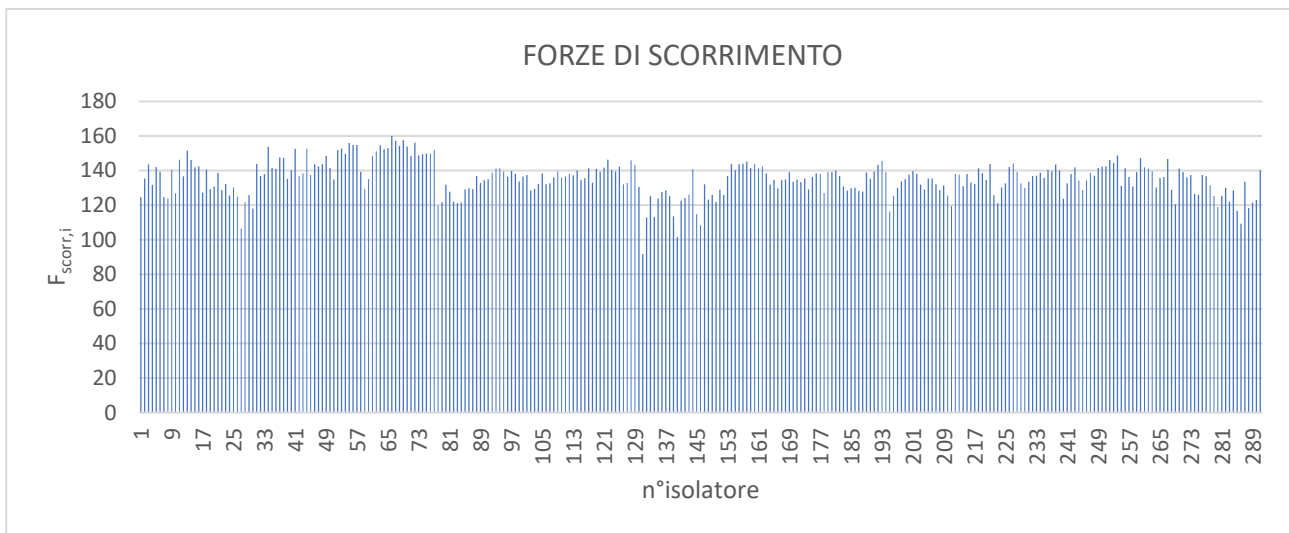


Figura 5.26 Forze di scorrimento degli isolatori

Si può notare che i valori delle forze di scorrimento sono confrontabili tra di loro poiché quando si hanno dispositivi con carico assiale  $N_{ed,i}$  più elevato l'attrito  $\mu_i$  è minore e viceversa, questo assicura che tutti gli isolatori si attivino insieme in caso di evento sismico.

La pressione del vento è stata calcolata considerando l'area d'impronta complessiva della piastra gradonata, in accordo con il §3.3 delle NTC 2018 ed è data dalla seguente espressione:

$$p = q_r \cdot c_e \cdot c_p \cdot c_d$$

dove:

- $q_r$  è la pressione cinetica di riferimento ed è data dalla seguente relazione:

$$q_r = \frac{1}{2} \rho v_r^2$$

in cui:

$\rho$  è la densità dell'aria assunta convenzionalmente pari a  $1.25 \text{ kg/m}^3$ .

$v_r$  è la velocità di riferimento del vento ed è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione II, riferito ad un periodo di ritorno  $T_R$ .

$$v_r = v_b \cdot c_r$$

dove:

- $c_r$  è il coefficiente di ritorno, funzione del periodo di ritorno di progetto  $T_R$ . In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche, è fornito dalla seguente relazione:

$$c_r = 0.75 \sqrt{1 - 0.2 \cdot \ln \left[ -\ln \left( 1 - \frac{1}{T_R} \right) \right]}$$

Ove non specificato diversamente, è stato assunto  $T_R = 50$  anni, cui corrisponde  $c_r = 1$ .

- $v_b$  è la velocità base di riferimento ed è il valore medio su 10 minuti, a 10 m di altezza sul suolo su un terreno pianeggiante e omogeneo di categoria di esposizione, riferito ad un periodo di ritorno  $T_R = 50$  anni.

In mancanza di specifiche e adeguate indagini statistiche,  $V_b$  è data dall'espressione:

$$V_b = V_{b,0} \cdot c_a$$

in cui:

- $V_{b,0}$  è la velocità base di riferimento al livello del mare in funzione della zona in cui sorge la costruzione;
- $c_a$  è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione. Nel caso di Castelluccio di Norcia è stata considerata pari a 1453.6 m s.l.m.m..

$$c_a = 1 \quad \text{per } a_s \leq a_0$$

$$c_a = 1 + k_s \left( \frac{a_s}{a_0} - 1 \right) \quad \text{per } a_0 < a_s \leq 1500 \text{ m}$$

con:

- $a_0, k_s$  sono parametri forniti nella Tab. 3.3.I in funzione della zona in cui sorge la costruzione;
- $a_s$  è l'altitudine sul livello del mare del sito ove sorge la costruzione (1453.6 m s.l.m.m.).

Tab. 3.3.I - Valori dei parametri  $v_{b,0}$ ,  $a_0$ ,  $k_s$

Zona	Descrizione	$v_{b,0}$ [m/s]	$a_0$ [m]	$k_s$
1	Valle d'Aosta, Piemonte, Lombardia, Trentino Alto Adige, Veneto, Friuli Venezia Giulia (con l'eccezione della provincia di Trieste)	25	1000	0,40
2	Emilia Romagna	25	750	0,45
3	Toscana, Marche, Umbria, Lazio, Abruzzo, Molise, Puglia, Campania, Basilicata, Calabria (esclusa la provincia di Reggio Calabria)	27	500	0,37
4	Sicilia e provincia di Reggio Calabria	28	500	0,36
5	Sardegna (zona a oriente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	750	0,40
6	Sardegna (zona a occidente della retta congiungente Capo Teulada con l'Isola di Maddalena)	28	500	0,36
7	Liguria	28	1000	0,54
8	Provincia di Trieste	30	1500	0,50
9	Isole (con l'eccezione di Sicilia e Sardegna) e mare aperto	31	500	0,32



Figura 5.27 Valori dei parametri  $V_{b,0}$ - $a_0$ - $k_s$ , da NTC 2018, Tab 3.3.I

- $C_e$  è il coefficiente di esposizione e dipende dall'altezza  $z$  sul suolo del punto considerato, dalla topografia del terreno e dalla categoria di esposizione del sito ove sorge la costruzione.

$$C_e(z) = k_r^2 c_t \ln(z/z_0) [7 + c_t \ln(z/z_0)] \quad \text{per } z \geq z_{\min}$$

$$C_e(z) = C_e(z_{\min}) \quad \text{per } z < z_{\min}$$

dove:

- $k_r$ ,  $z_0$ ,  $z_{\min}$  sono specificati in Tab. 3.3.II in funzione della categoria di esposizione, assegnata in funzione della posizione geografica del sito ove sorge la piastra e della classe di rugosità del terreno definita in Tab. 3.3.III.;
- $c_t$  è il coefficiente di topografia ed è stato assunto pari all'unità.

$z$  è stata considerata pari alla differenza tra la quota d'imposta del primo livello orizzontale della piastra e la quota dell'edificio di maggior altezza nell'ultimo orizzontamento della piastra.

$z = 34.6$  m

Tab. 3.3.II - Parametri per la definizione del coefficiente di esposizione

Categoria di esposizione del sito	$k_r$	$z_0$ [m]	$z_{\min}$ [m]
I	0,17	0,01	2
II	0,19	0,05	4
III	0,20	0,10	5
IV	0,22	0,30	8
V	0,23	0,70	12

Figura 5.28 Categorie di esposizione, da NTC 2018, Tab 3.3.II

Tab. 3.3.III - Classi di rugosità del terreno

Classe di rugosità del terreno	Descrizione
A	Aree urbane in cui almeno il 15% della superficie sia coperto da edifici la cui altezza media superi i 15 m
B	Aree urbane (non di classe A), suburbane, industriali e boschive
C	Aree con ostacoli diffusi (alberi, case, muri, recinzioni,...); aree con rugosità non riconducibile alle classi A, B, D
D	a) Mare e relativa fascia costiera (entro 2 km dalla costa); b) Lago (con larghezza massima pari ad almeno 1 km) e relativa fascia costiera (entro 1 km dalla costa) c) Aree prive di ostacoli o con al più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, pascoli, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, ....)

L'assegnazione della classe di rugosità non dipende dalla conformazione orografica e topografica del terreno. Si può assumere che il sito appartenga alla Classe A o B, purché la costruzione si trovi nell'area relativa per non meno di 1 km e comunque per non meno di 20 volte l'altezza della costruzione, per tutti i settori di provenienza del vento ampi almeno 30°. Si deve assumere che il sito appartenga alla Classe D, qualora la costruzione sorga nelle aree indicate con le lettere a) o b), oppure entro un raggio di 1 km da essa vi sia un settore ampio 30°, dove il 90% del terreno sia del tipo indicato con la lettera c). Laddove sussistano dubbi sulla scelta della classe di rugosità, si deve assegnare la classe più sfavorevole (l'azione del vento è in genere minima in Classe A e massima in Classe D).

Figura 5.29 Classi di rugosità, da NTC 2018, Tab 3.3.III

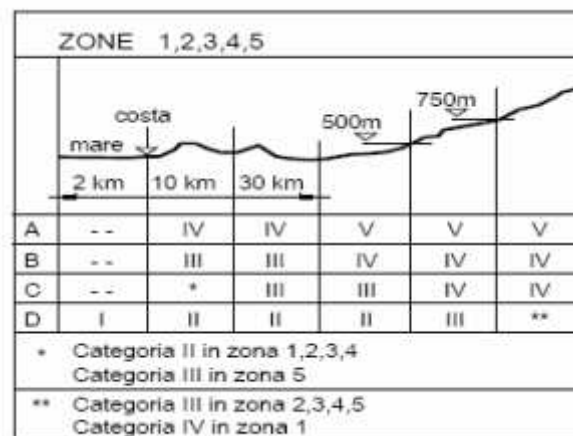


Figura 5.30 Categoria di esposizione, da NTC2018

- $c_p$  è il coefficiente di pressione e dipende dalla tipologia e dalla geometria della costruzione e dal suo orientamento rispetto alla direzione del vento.

È stato considerato il vento battente lungo la direzione Y poiché è la condizione più gravosa, in quanto esso investe tutti gli edifici posti sui vari livelli orizzontali della piastra.

Il coefficiente di pressione è stato calcolato facendo riferimento alla faccia sopravento di edifici a pianta rettangolare con coperture piane, a falde, inclinate e curvilinee in accordo con la tipologia di costruzioni che saranno riedificate al di sopra della piastra.

$$c_{pe} = 0.7 + 0.1 \cdot h/d \quad \text{per } h/d \leq 1;$$

$c_{pe} = 0.8$  per  $h/d > 1$ .

in cui:

- $h$  è l'altezza dell'area d'impronta complessiva della piastra pari a 34.6 m;
- $d$  larghezza media della piastra pari a 90 m.

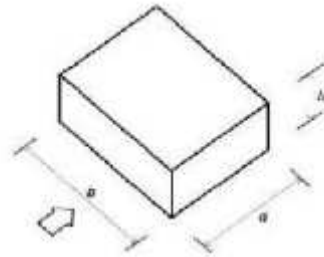


Figura 5.31 Parametri geometrici dell'area di impronta del vento

- $c_d$  è il coefficiente dinamico e tiene conto degli effetti riduttivi associati alla non contemporaneità delle massime pressioni locali e degli effetti amplificativi dovuti alla risposta dinamica della struttura. Esso è stato assunto cautelativamente pari ad 1.

Si ottiene un valore della pressione del vento  $p = 2.64 \text{ kN/m}^2$ .

Perciò, la forza esercitata dal vento sull'impronta complessiva della piastra di area pari a  $6270 \text{ m}^2$  è di  $F_{\text{vento}} = 16581.59 \text{ kN}$ .

Questo valore va confrontato con la forza di scorrimento totale dei dispositivi, che è pari a  $F_{\text{scorr,tot}} = \sum_{i=1}^{291} N_{ed,i} \cdot \mu_i = 22834.88 \text{ kN}$ .

Quindi risulta:  $F_{\text{vento}} = 16581.59 \text{ kN} < F_{\text{scorr,tot}} = 22834.88 \text{ kN}$ .

Questo significa che il sistema di isolamento non si attiva sotto l'azione del vento.

Inoltre, è possibile calcolare lo spostamento dovuto alla forza del vento, nell'ipotesi di attrito nullo:

$$d_{\text{vento}} = \sum_{i=1}^{291} \frac{K_i}{F_{\text{vento}}} = 0.13 \text{ m}.$$

## 5.5 CONFRONTO TRA LA SOLUZIONE CON $R=3.7 \text{ m}$ E LA SOLUZIONE CON $R=2.5 \text{ m}$

Inizialmente è stata analizzata la soluzione del sistema di isolamento che prevede il valore più elevato del raggio ( $3.7 \text{ m}$ ) poiché permette di ottenere un periodo di isolamento teorico maggiore, vista la seguente relazione:

$$T_{is} = 2\pi \sqrt{\frac{R=3.7}{g}} = 3.86 \text{ sec}$$

Visto che gli edifici che andranno ricostruiti al di sopra della piastra saranno realizzati in muratura armata, saranno dotati di un'elevata massa e rigidità e quindi saranno in grado di garantire rapporti di isolamento elevati.

Utilizzando la formula della Circolare, al §7.3.3.2, è possibile determinare in maniera approssimata il periodo del primo modo di vibrare di una struttura, in ciascuna delle due direzioni principali:

$$T_{bf} = C_1 H^{\frac{3}{4}}$$

dove:

- H è l'altezza della costruzione dal piano di fondazione in metri;
- $C_1$  vale 0.050 per le costruzioni in muratura.

Considerando un'altezza di interpiano media pari a 3m, si ottiene:

Edifici in muratura ad 1 piano,  $T_{bf} = 0.1$  sec

Edifici in muratura a 2 piani,  $T_{bf} = 0.2$  sec

Edifici in muratura a 3 piani,  $T_{bf} = 0.26$  sec

Edifici in muratura a 4 piani,  $T_{bf} = 0.32$  sec

Quindi si ottengono in ogni caso dei valori del Rapporto di Isolamento  $RI = T_{is}/T_{bf}$  sicuramente molto maggiori di 3. Per questo motivo è stata analizzata anche una soluzione che prevede un periodo di isolamento inferiore con dispositivi di raggio pari a 2.5 m.

$$T_{is} = 2\pi \sqrt{\frac{R=2.5}{g}} = 3.17 \text{ sec}$$

Inoltre, nel caso di Castelluccio di Norcia le sovrastrutture saranno appunto caratterizzate da edifici in muratura di civile abitazione non strategici (ad eccezione di una Chiesa) quindi non deve essere garantita la funzionalità di macchinari o impianti.

L'utilizzo di dispositivi di raggio inferiore, inoltre, consente di ottenere alcuni vantaggi, tra i quali:

- a parità di coefficiente d'attrito il dispositivo con  $R=2.5$  m risulta essere pressoché ricentrante, mentre il dispositivo con  $R=3.7$  m presenta uno spostamento residuo;

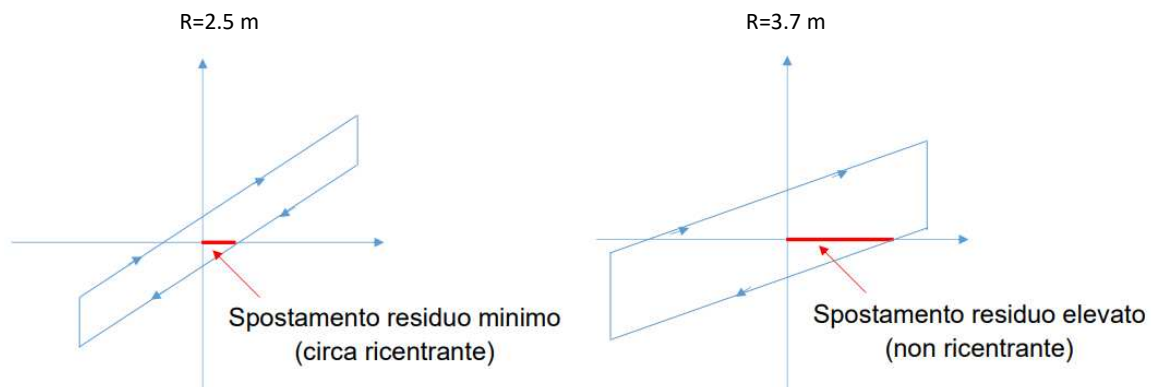


Figura 5.32 Confronto della capacità ricentrante delle due soluzioni



- utilizzando un raggio inferiore si ottengono degli spostamenti minore e perciò si potrebbe valutare l'ipotesi della riduzione del coefficiente d'attrito medio. Nel caso si voglia abbassare l'attrito però deve essere comunque verificata la relazione:  $F_{vento} < F_{scorr,tot}$  ;
- si ottiene un valore del coefficiente di smorzamento allo SLC, inferiore rispetto a quello ottenuto con  $R=3.7m$ , poiché esso è influenzato dal valore del raggio:

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

Quindi, agli SLE si ha una maggiore possibilità di ottenere dei valori di  $\xi_{eff}$  inferiori al 30% che rappresenta il valore limite per poter eseguire le analisi lineari.

R=2.5 m						
	$\mu_{medio}$	$T_{is}$ [s]	$d_{max}$ [m]	$d_{eff}$ [m]	$\xi_{eff}$ [%]	$T_{eff}$ [s]
<b>SLO</b>	0.05	3.17	0.10	0.03	51.64	1.38
<b>SLD</b>	0.05	3.17	0.15	0.05	45.86	1.68
<b>SLV</b>	0.05	3.17	0.46	0.22	23.27	2.53
<b>SLC</b>	0.05	3.17	0.50	0.26	20.76	2.60

Tabella 5.7 Tabella riassuntiva dei parametri della procedura iterativa ai vari Stati Limite per la soluzione con  $R=2.5m$

In realtà dai valori riassuntivi riportati in tabella 5.9, si può notare che, pur diminuendo il periodo di isolamento a 3.17 sec e riducendo il coefficiente di smorzamento, lo spostamento non scende più di tanto;

- si ottiene una maggior rigidezza nei confronti dell'azione del vento.

Tuttavia, utilizzando un raggio pari a 2.5 m si otterrebbero degli isolatori più alti e quindi di fatto si andrebbe a variare la geometria dei dispositivi stessi.

Proprio per limitare l'altezza degli isolatori, infatti, la FIP MEC produce dispositivi di raggio 2.5 m capaci di eseguire spostamenti ridotti, pari al massimo a 15 cm.

Attrito minimo		Attrito medio		SPOSTAMENTO ±150 mm					
Sigla isolatore	$N_{tot}$ kN	Sigla isolatore	$N_{tot}$ 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 810/300 (2500)	5000	FIP-D M 810/300 (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)	4960	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	480
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	1390	1660	2120	436	24	5500

Raggio di curvatura equivalente R = 2500 mm

Figura 5.33 Catalogo per i dispositivi con  $R=2.5m$

Per tutti i motivi sopraesposti è stata ritenuta più adeguata la scelta di isolatori a scorrimento a superficie curva di raggio pari a 3.7 m.

## 6 VERIFICA DEL SISTEMA DI ISOLAMENTO TRAMITE ANALISI DINAMICHE NON LINEARI

Al fine di ottenere un'ulteriore verifica del sistema di isolamento adottato oltre alle analisi lineari sono state condotte anche delle analisi dinamiche non lineari (o time histories).

L'analisi dinamica non lineare permette di determinare la risposta sismica della piastra mediante l'integrazione diretta delle equazioni del modo utilizzando un modello non lineare per gli isolatori e degli accelerogrammi in input.

Le equazioni di equilibrio dinamico da risolvere sono date da:

$$Ku(t) + C\dot{u}(t) + M\ddot{u}(t) = r(t)$$

dove:

K è la matrice delle rigidità;

C è la matrice di smorzamento;

M è la matrice delle masse;

$u, \dot{u}, \ddot{u}$  sono spostamento, velocità e accelerazioni della struttura;

r è il carico applicato.

Devono essere applicate simultaneamente due componenti accelerometriche orizzontali in modo da formare un gruppo di accelerogrammi. Inoltre, per ogni analisi è opportuno adottare almeno tre gruppi di accelerogrammi.

Quando si esegue una time history si devono definire le condizioni iniziali che descrivono lo stato della struttura alla partenza dell'analisi. A tal fine, per ogni analisi non lineare svolta è stata impostata la condizione di prosecuzione da un precedente caso di analisi statica non lineare, dovuto ai carichi verticali in combinazione sismica e definito al SAP come "Grav".

The screenshot shows the SAP software interface for creating a non-linear static analysis case. The 'Load Case Name' is 'GRAV'. The 'Load Case Type' is 'Static'. The 'Analysis Type' is 'Nonlinear'. The 'Modal Load Case' is 'MODAL'. The 'Loads Applied' table lists G1, G2 Edifici, Q1, Q2, and DEAD with their respective scale factors. The 'Mass Source' is 'Sorgente massa 1'.

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	G1	1.
Load Pattern	G2 Edifici	1.
Load Pattern	Q1	0.6
Load Pattern	Q2	0.2
Load Pattern	DEAD	1.

Figura 6.1 Creazione del Caso di analisi statica non lineare al SAP

Quando l'analisi prosegue da un caso precedente, tutti i carichi applicati nel caso di carico corrente sono incrementali, cioè, sono aggiunti ai carichi già agenti alla fine del caso precedente. In questo modo le accelerazioni al suolo non vengono introdotte a struttura indeformata, bensì dopo l'applicazione dei carichi statici.

Le analisi sono state svolte sia simulando l'input sismico attraverso degli accelerogrammi spettrocompatibili generati tramite il software SIMQKE\_GR, sia con il reale evento sismico del 20/10/2016 misurato dalla stazione accelerometrica di Castelluccio.

Per poter condurre le analisi è stato necessario ottimizzare il modello della piastra (§6.1) ed è stato considerato un comportamento non lineare dei dispositivi ad attrito.

## 6.1 MODELLAZIONE NON LINEARE

Ai fini della riduzione dei tempi computazionali che risultavano eccessivi, il modello utilizzato precedentemente è stato semplificato.

Per prima cosa a tutte le "shell" che costituivano i vari livelli orizzontali della piastra gradonata è stata assegnata la sezione "none", contraddistinta da caratteristiche meccaniche e inerziali nulle.

In corrispondenza di ogni orizzontamento è stato inserito un vincolo interno a diaframma (Diaphragm Constraint). Esso costringe tutti i nodi vincolati a muoversi insieme come facessero parte di un diaframma piano, rigido rispetto a deformazioni membranali. Tutti i nodi vincolati sono connessi l'un l'altro per mezzo di link rigidi nel piano, che però non influenzano le deformazioni fuori dal piano.

L'utilizzo dei Constraint consente di eliminare i problemi di accuratezza numerica che si hanno quando la rigidità di piano è ottenuta utilizzando nel modello degli elementi di tipo shell e permette inoltre una forte riduzione nelle dimensioni del sistema di Autovalori da risolvere.

Per trasferire i carichi ai nodi appartenenti ai vari Constraint, sono state inserite delle travi di sezione 30 x 70 cm caratterizzate da massa nulla in corrispondenza del perimetro di ogni elemento shell.

La modalità di distribuzione dei carichi delle shell è stata variata da "uniform" a "uniform to frame" in modo tale da ripartire in maniera automatica i carichi dagli elementi shell ad elementi frame in maniera bidirezionale (Two-Way), in funzione delle aree di influenza dei singoli elementi. Agendo in questo modo il carico verrà ripartito lungo entrambe le direzioni locali degli elementi frame.

In sostanza, tutti gli elementi area con sezione "none" non influiranno in alcun modo sui risultati delle analisi ed avranno come unico scopo quello di ripartire i carichi agli elementi frame di contorno.

Siccome le travi inserite sono distinte da caratteristiche inerziali nulle e alle shell degli orizzontamenti è stata assegnata la sezione "none", anch'essa con massa nulla, il valore del Caso di Carico "DEAD" è nullo. Perciò è stato definito un nuovo Caso di Carico,  $G1 = 25 \text{ kN/m}^3 \cdot 0.7 \text{ m} = 17.5$

$\text{kN/m}^2$ , che è stato assegnato agli elementi area dei livelli orizzontali sempre nella modalità di distribuzione “uniform to frame”.

Questo nuovo caso di carico è stato inserito anche all’interno delle combinazioni CVSISMA, SLU1, SLU2 e all’interno della sorgente delle masse dell’analisi modale, non essendo automaticamente conteggiato come un “DEAD”.

Invece gli elementi shell delle pareti verticali sono rimasti invariati ad eccezione della modalità di meshatura automatica, che è stata impostata assegnando alle shell verticali dei vincoli di bordo automatici (edge constraint) per garantire la congruenza tra meshature disallineate. In questo modo, il programma crea una transizione tra due mesh non combacianti senza necessità di utilizzare elementi distorti e connette automaticamente tutti i nodi della struttura che cadono lungo il bordo dell’elemento agli adiacenti nodi di angolo di quell’elemento.

Gli edge constraint sono stati utilizzati soprattutto per connettere le mesh delle shell verticali con le travi perimetrali aventi un nodo sul bordo delle shell stesse.

Tutte queste operazioni hanno consentito il passaggio da un “modello a shell” ad un “modello a travi”.

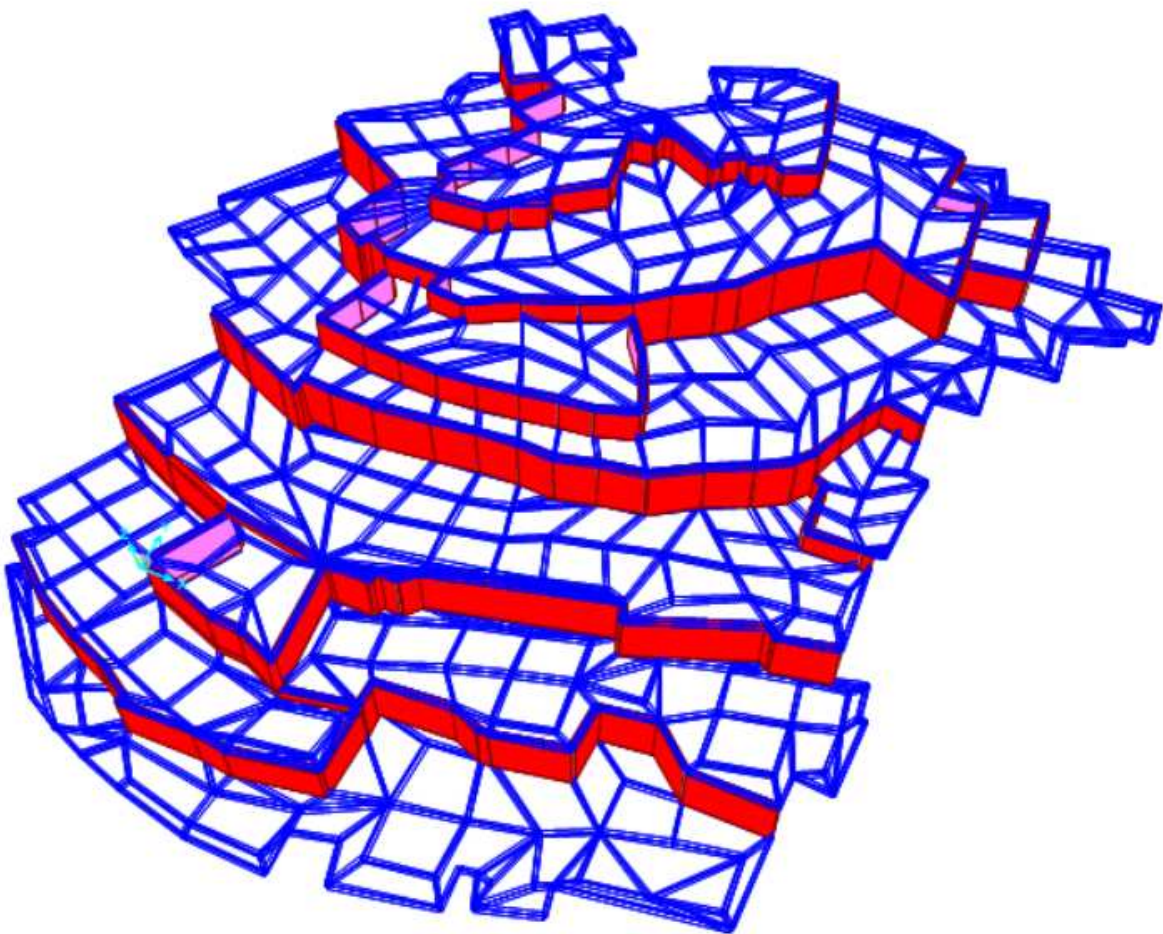


Figura 6.2 Modello a travi, Vista Sud-Est

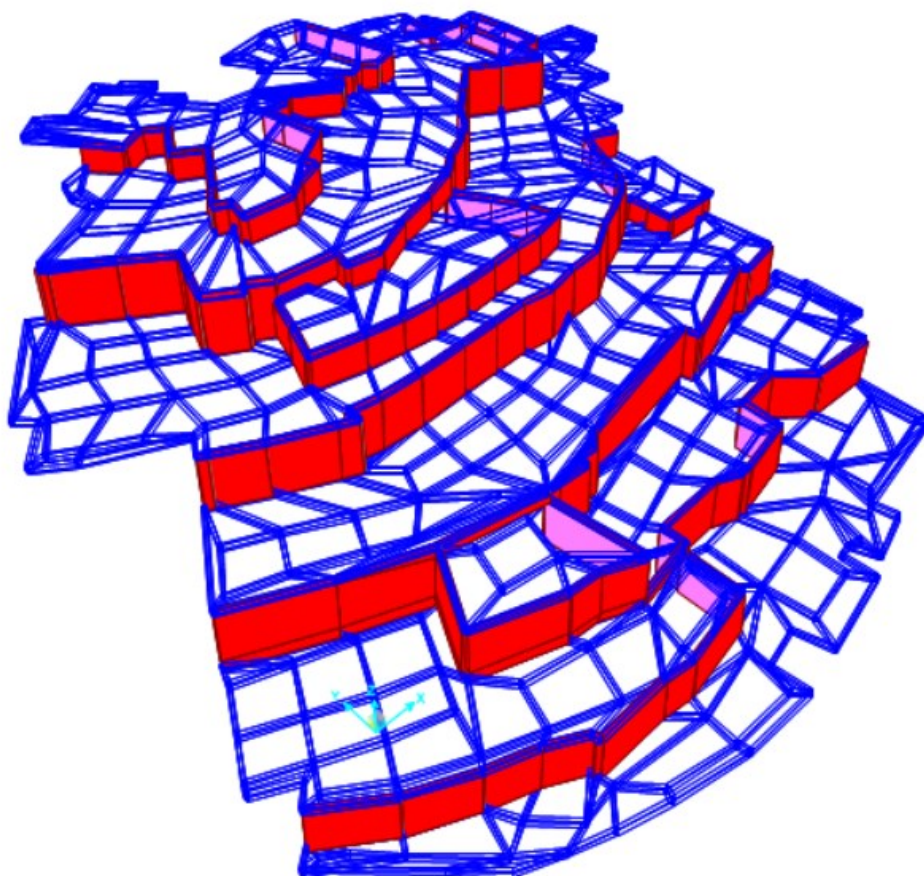


Figura 6.3 Modello a travi, Vista Sud-Ovest

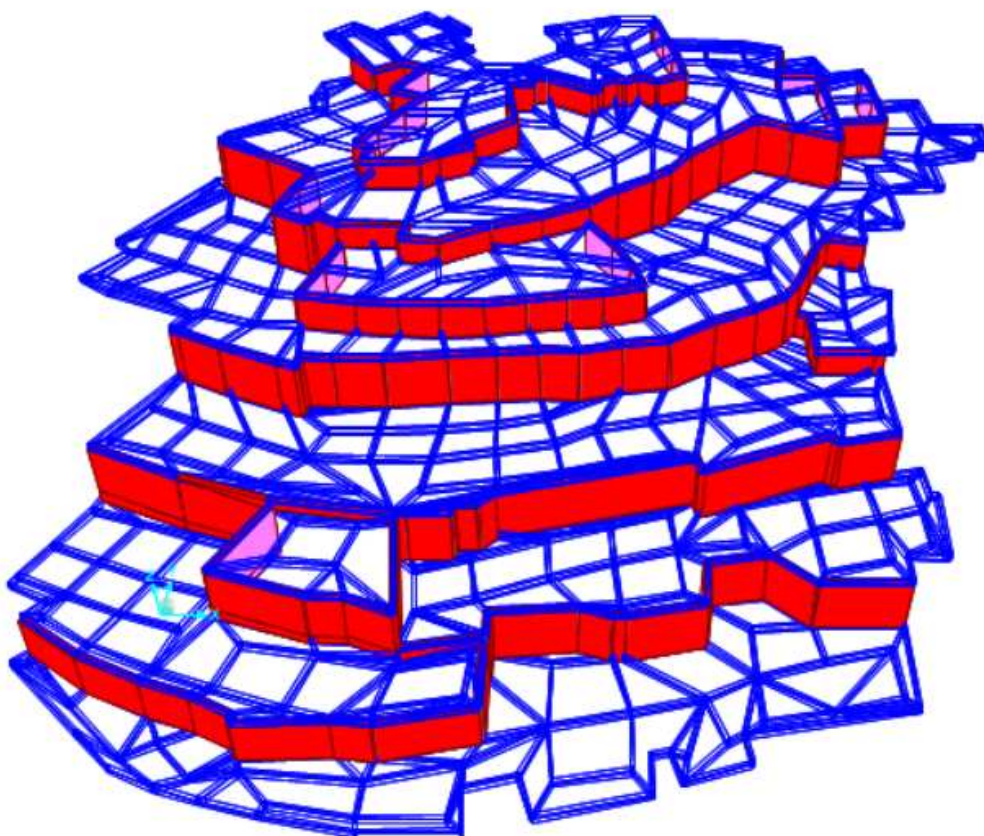


Figura 6.4 Modello a travi, Vista frontale

## 6.2 ANALISI CON GLI ACCELEROGRAMMI ARTIFICIALI DA NORMATIVA

### 6.2.1 COMPONENTI ORIZZONTALI

Per ogni Stato Limite analizzato (SLD, SLV, SLC) le analisi non lineari sono state condotte con un 3 accelerogrammi artificiali orizzontali che sono stati generati utilizzando il software SIMQKE\_GR, Ver. 2.7, messo a punto dal Prof. Gelfi.

La ricerca dei parametri sismici è stata condotta inserendo le coordinate del sito all'interno del programma:

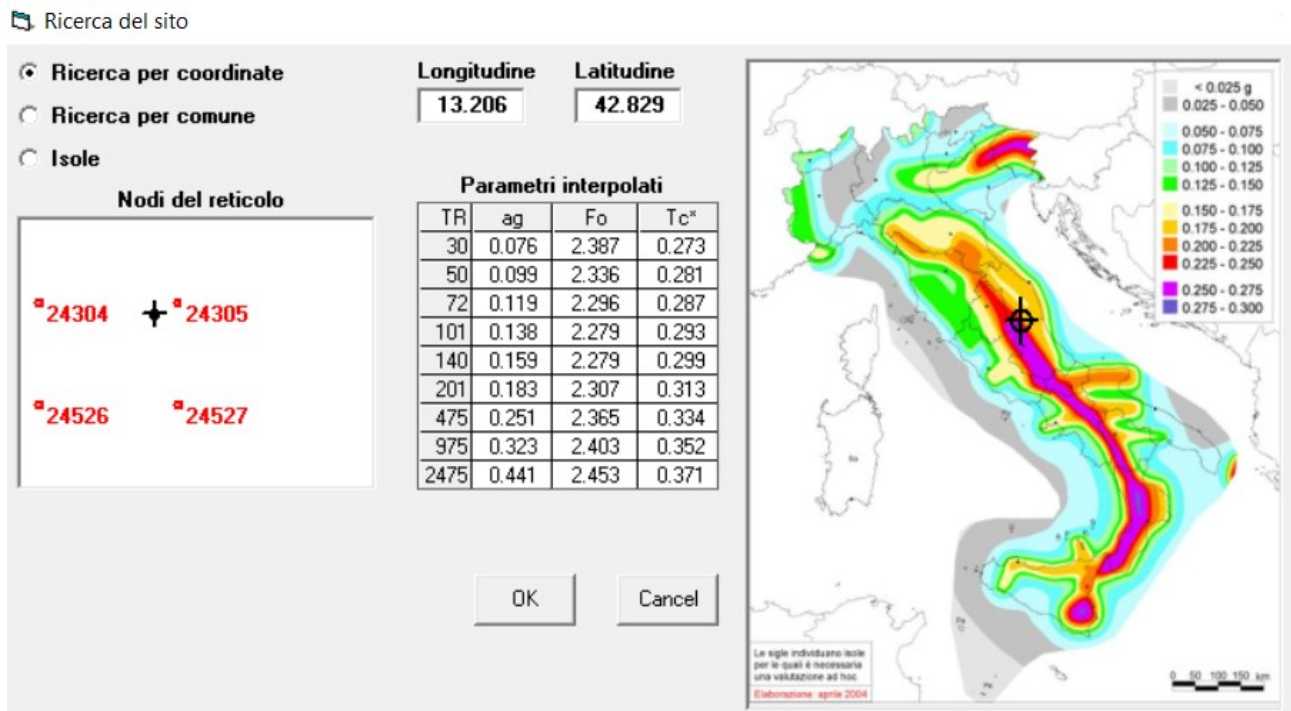


Figura 6.5 Ricerca del sito per coordinate

I parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$ , vengono calcolati dal programma come media pesata dei valori da essi assunti nei quattro vertici della maglia elementare del reticolo di riferimento contenente il punto in esame.

Successivamente sono stati definiti:

- il periodo di riferimento  $V_R$  pari a 200 anni;
- lo Stato Limite da verificare (SLD - SLV - SLC);

in funzione del quale il programma calcola i valori dei parametri  $a_g$ ,  $F_0$  e  $T_c^*$  corrispondenti;

- la Categoria di Sottosuolo B, in funzione della quale vengono aggiornati i parametri del coefficiente di amplificazione stratigrafica  $S_s$  e il coefficiente funzione della categoria di sottosuolo  $C_c$ ;

- la Categoria Topografica T3, in funzione della quale viene aggiornato il valore del coefficiente di amplificazione topografica  $S_T$ ;
- la componente orizzontale dello spettro;
- il fattore di struttura,  $q$  pari ad 1;
- il numero di punti dello spettro pari a  $20 + 5$ .

Premendo il pulsante SIMQKE si accede al riquadro con i dati di input per la generazione degli accelerogrammi artificiali:

- TS: valore inferiore dello spettro di risposta desiderato;
- TL: valore superiore dello spettro di risposta desiderato;
- TRISE: inizio della parte stazionaria dell'accelerogramma;
- TLVL: durata della parte stazionaria (min 10s secondo NTC);
- DUR: durata totale dell'accelerogramma;
- NCYCLE: numero di iterazioni per meglio regolarizzare lo spettro di risposta;
- AGMX: accelerazione massima del terreno (viene impostata automaticamente);
- NPA: numero di accelerogrammi statisticamente indipendenti da generare;
- IIX: numero intero dispari che serve per iniziare la generazione casuale degli accelerogrammi;
- AMOR: coefficiente di smorzamento viscoso.

Sono stati generati degli spettri con NCYCLE pari a 2, una durata totale di 25 sec (con passo 0.01 sec) e uno smorzamento del 5%. Per ogni Stato Limite sono stati generati un numero di spettri superiore a 3, in modo tale da poter fare una selezione di quelli che meglio rispettassero le condizioni previste dalle NTC, ovvero:

- la durata della parte pseudo-stazionaria degli accelerogrammi deve essere almeno pari a 10 s. Quindi  $TLVL \geq 10$ ;
- il numero di accelerogrammi o, per analisi spaziali, di gruppi di accelerogrammi deve essere almeno pari a 3. Quindi  $NPA \geq 3$ ;
- l'ordinata spettrale media non dovrà presentare uno scarto in difetto superiore al 10%, rispetto alla corrispondente dello spettro elastico, in alcun punto del maggiore tra gli intervalli  $0,15s \div 2,0s$  e  $0,15s \div 2T$ , in cui  $T$  è il periodo fondamentale di vibrazione della struttura in campo elastico, per le verifiche agli stati limite ultimi, e  $0,15 s \div 1,5 T$ , per le verifiche agli stati limite di esercizio.' Quindi  $TS < 0,15$  e  $TL > 2,0 s$  o  $2T$  ma  $\leq 4 s$ .

La linea blu rappresenta lo spettro di partenza, la linea viola rappresenta il limite sopra il quale deve stare l'accelerogramma per rispettare la condizione imposta da NTC 2008 per cui l'ordinata spettrale minima dell'accelerogramma artificiale non deve essere inferiore a più del 10% dello spettro di progetto.



Di seguito vengono riportati gli accelerogrammi che sono stati generati e i relativi spettri, per ogni Stato Limite preso in esame.

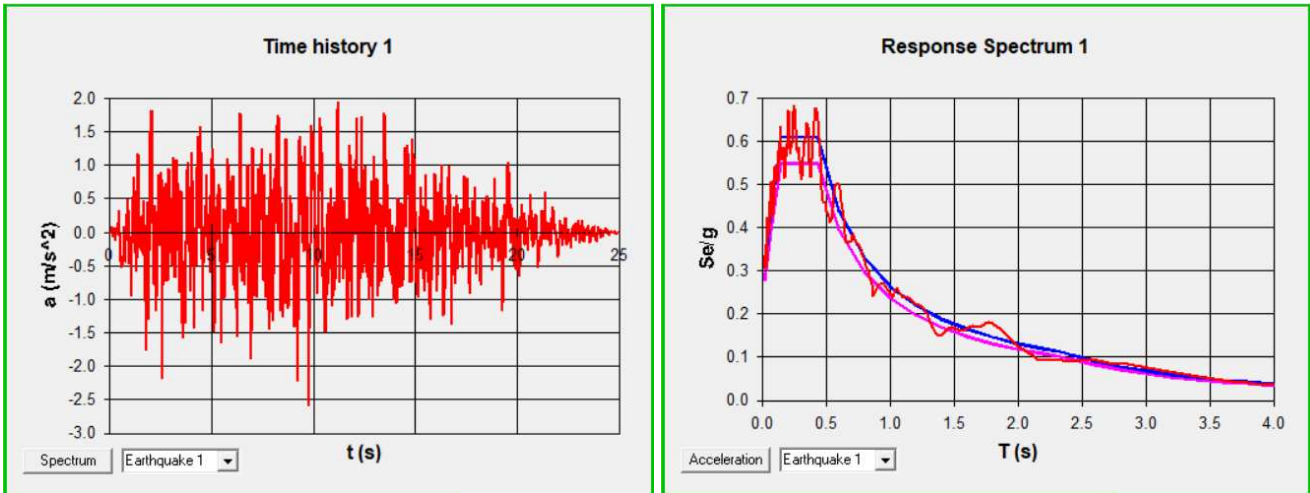


Figura 6.6 Time history 1, SLD

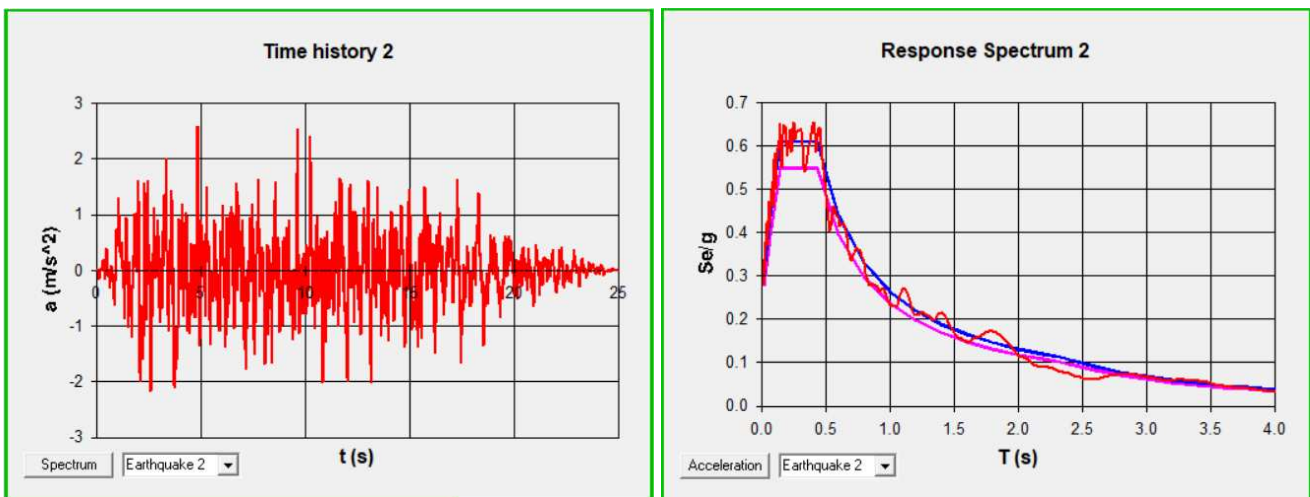


Figura 6.7 Time history 2, SLD

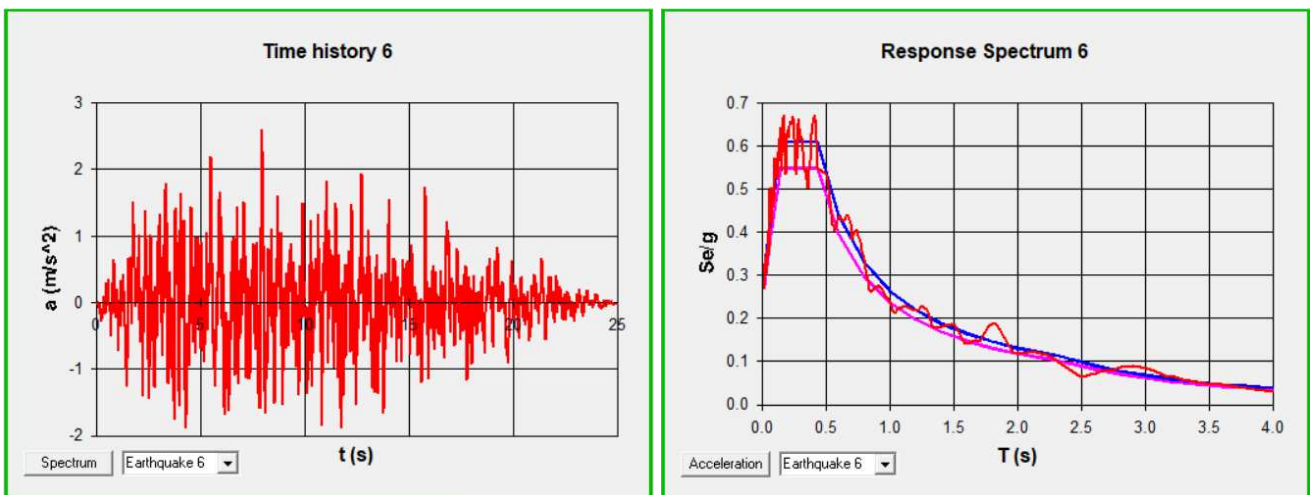


Figura 6.8 Time history 6, SLD

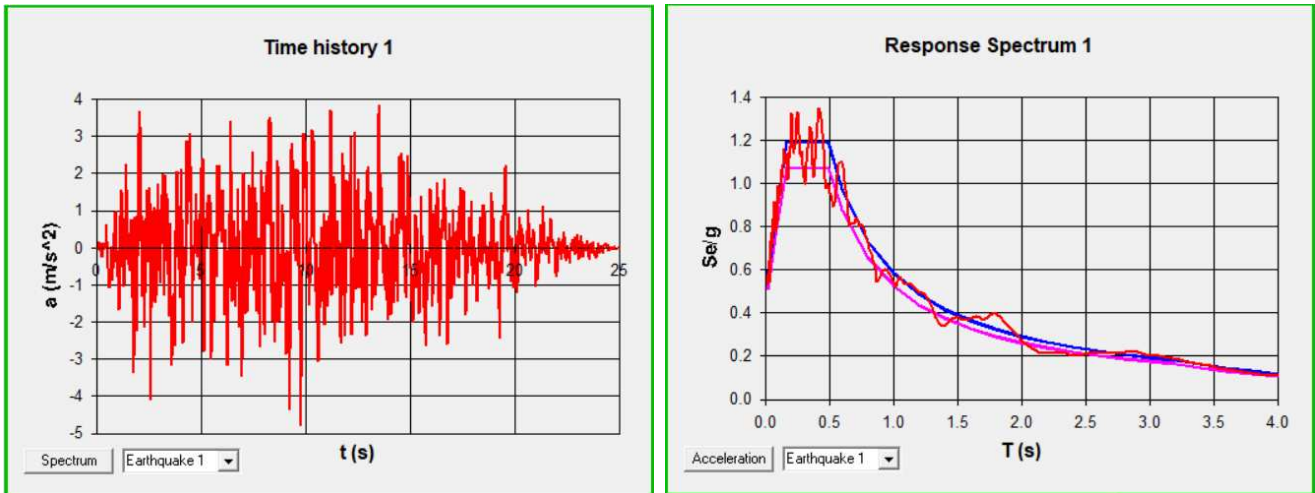


Figura 6.9 Time history 1, SLV

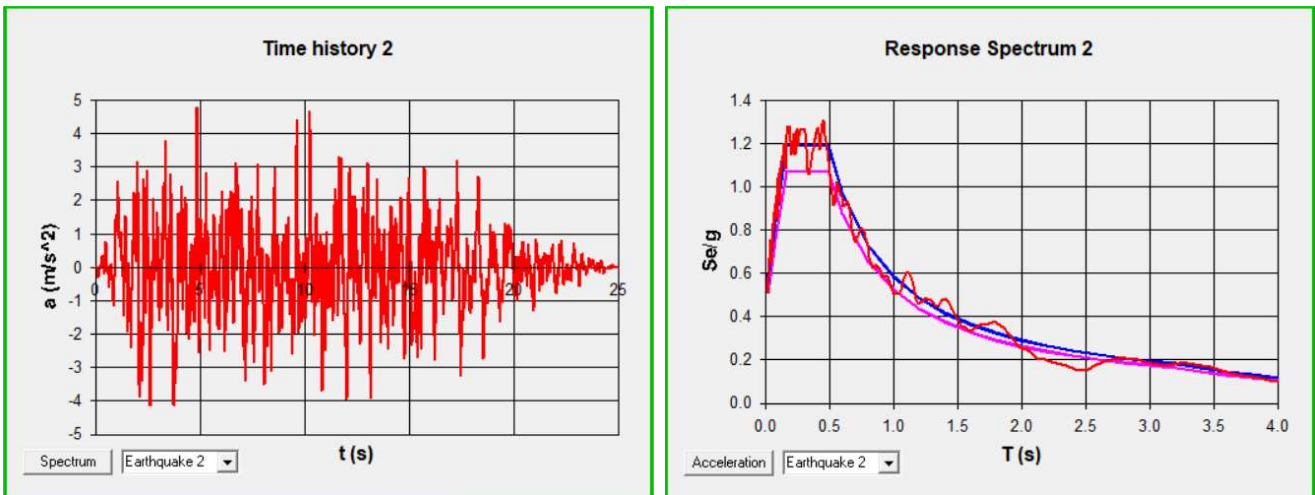


Figura 6.10 Time history 2, SLV

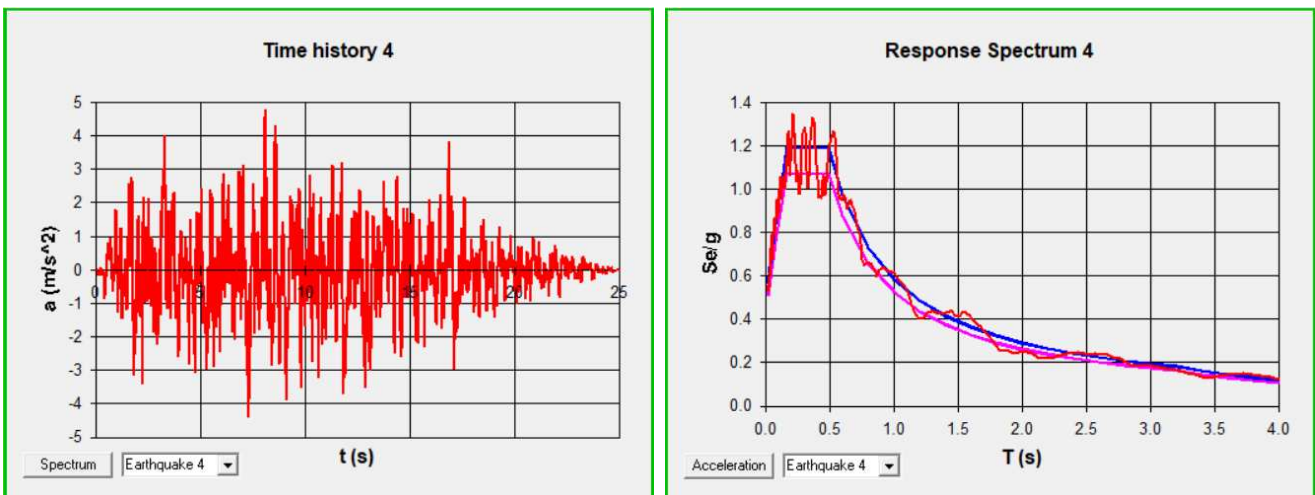


Figura 6.11 Time history 4, SLV

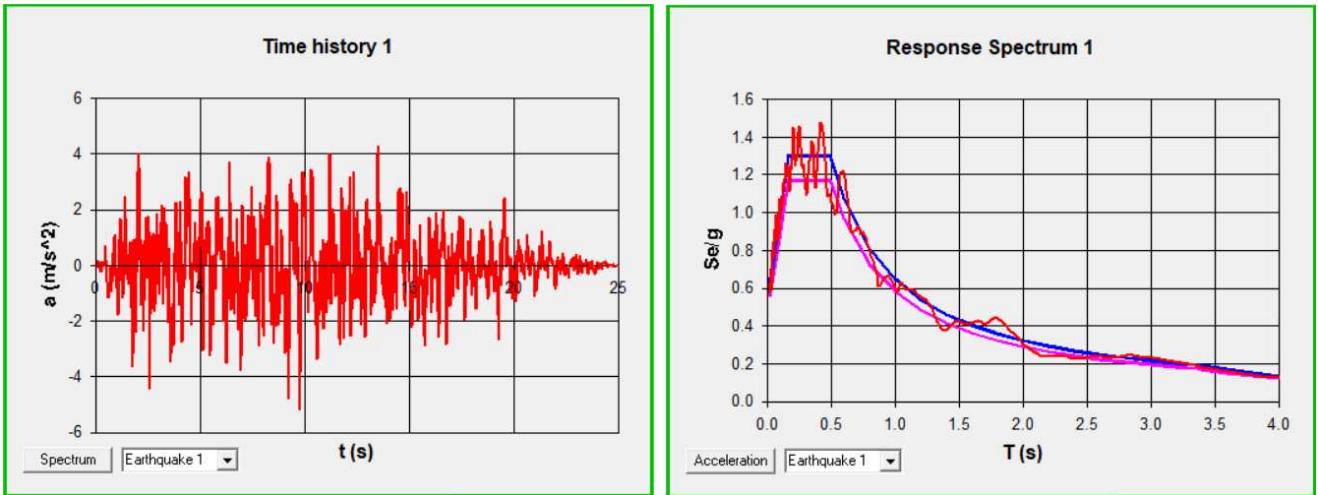


Figura 6.12 Time history 1, SLC

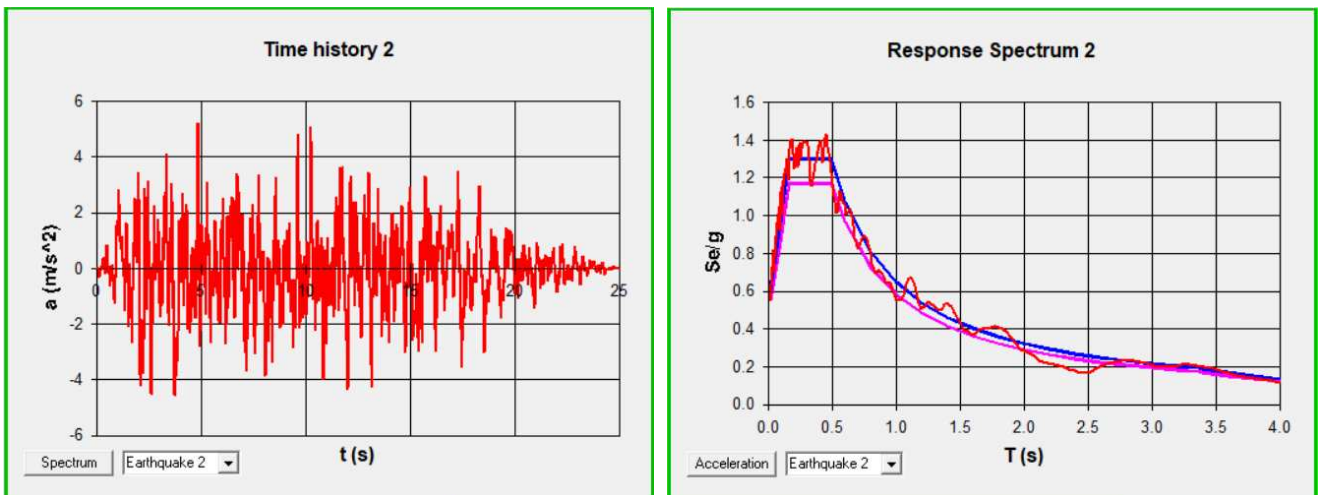


Figura 6.13 Time history 2, SLC

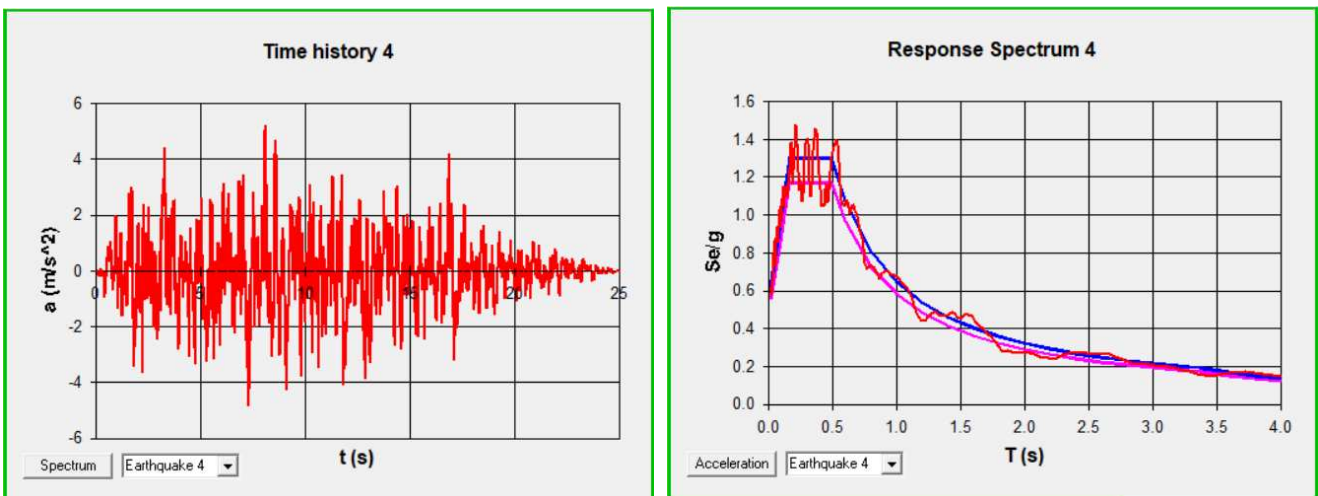


Figura 6.14 Time history 4, SLC

Il SIMQKE permette di esportare gli accelerogrammi come file di testo, che sono stati successivamente importati al SAP come funzione di time history.

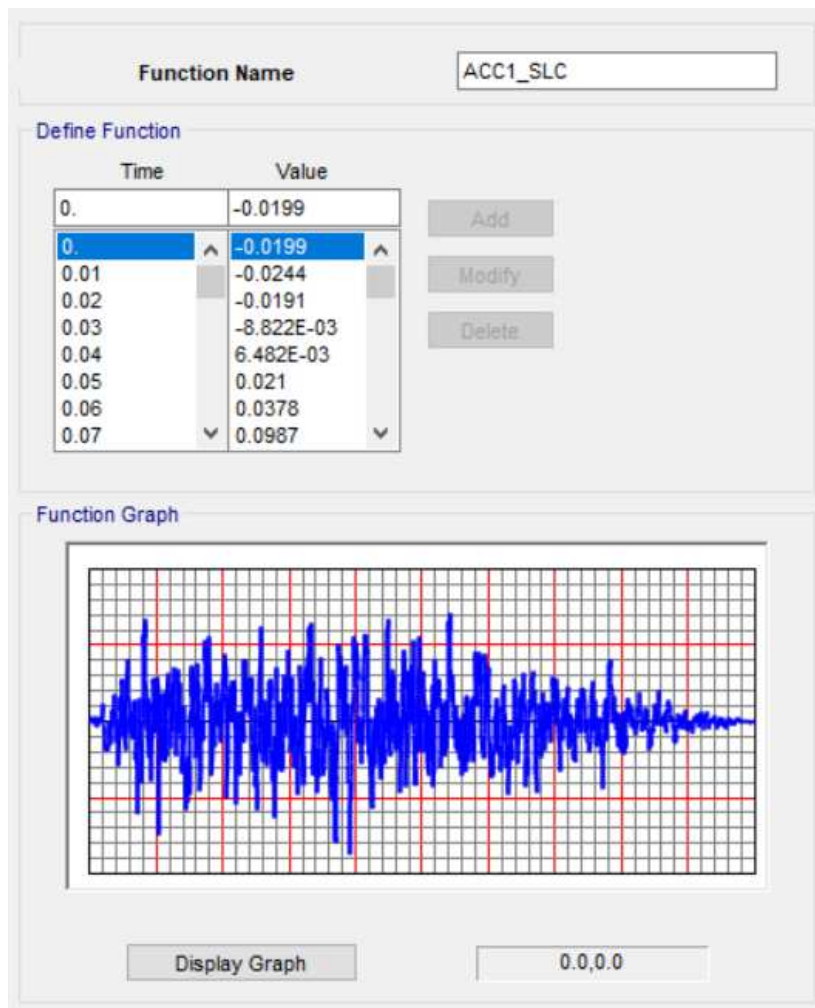


Figura 6.15 Accelerogramma spettrocompatibile importato al SAP, relativo alla time history 1 allo SLC

Per ogni Stato Limite, al SAP sono stati definiti 3 casi di carico di analisi non lineare del tipo “direct integration”, in ognuno dei quali sono state applicate simultaneamente due componenti accelerometriche orizzontali.

Inoltre, come descritto in precedenza, le time history considerano una condizione di partenza della struttura soggetta ad uno stato tenso-deformativo indotto dalla combinazione statica sismica.

La discretizzazione degli accelerogrammi è stata eseguita con un passo temporale di integrazione,  $dt$  pari a 0.01 sec e pertanto si ha un numero di step di integrazione diretta pari a  $25/0.01=2500$ .

Load Case Name: TH1\_SLC [Set Def Name] [Modify/Show...]

Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Time History [Design...]

Initial Conditions:
 

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case [GRAV]

 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	ACC1_SLC	1.
Accel	U1	ACC1_SLC	1.
Accel	U2	ACC2_SLC	1.

[Add] [Modify] [Delete]

Show Advanced Load Parameters

Time Step Data:
 

- Number of Output Time Steps: 2500
- Output Time Step Size: 0.01

Other Parameters:
 

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

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: [Sorgente massa 1]

[OK] [Cancel]

Figura 6.16 Time history 1, SLC

Load Case Name: TH2\_SLC [Set Def Name] [Modify/Show...]

Notes: [Modify/Show...]

Load Case Type: Time History [Design...]

Initial Conditions:
 

- Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
- Continue from State at End of Nonlinear Case [GRAV]

 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	ACC2_SLC	1.
Accel	U1	ACC2_SLC	1.
Accel	U2	ACC4_SLC	1.

[Add] [Modify] [Delete]

Show Advanced Load Parameters

Time Step Data:
 

- Number of Output Time Steps: 2500
- Output Time Step Size: 0.01

Other Parameters:
 

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

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: [Sorgente massa 1]

[OK] [Cancel]

Figura 6.17 Time history 2, SLC

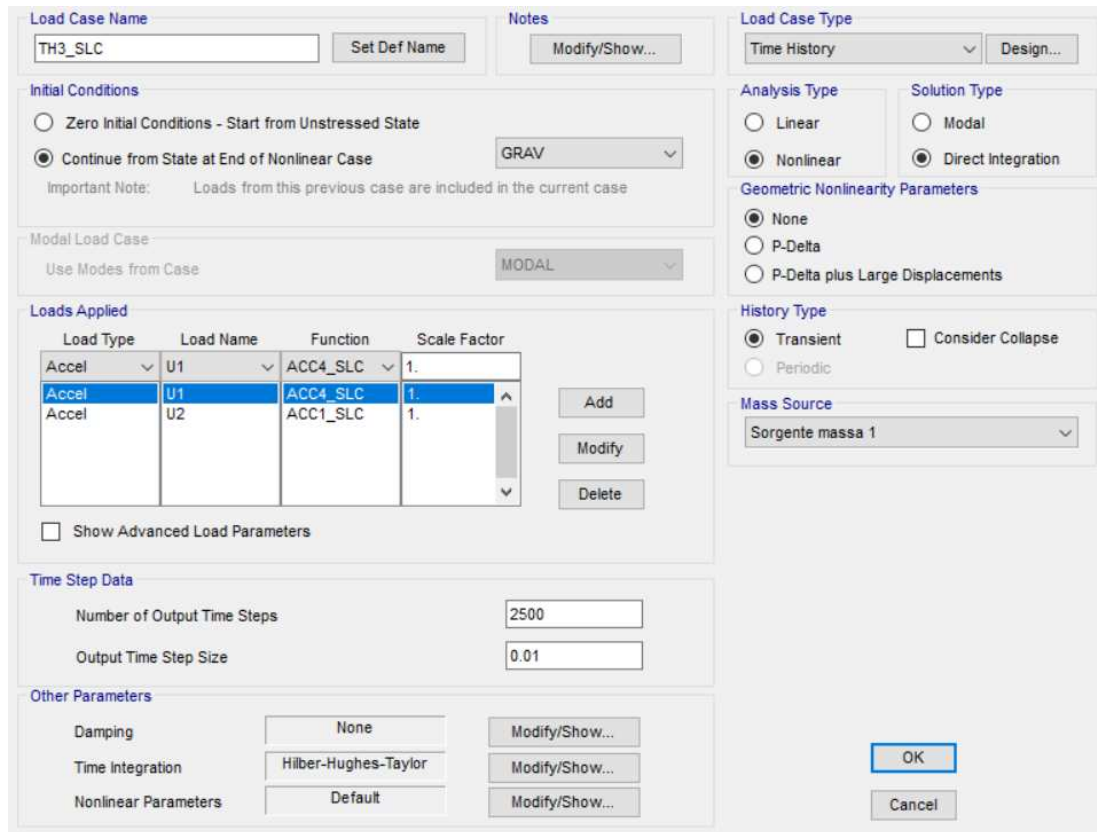


Figura 6.18 Time history 3, SLC

La modellazione non lineare dei dispositivi di tipo “Friction Pendulum” è stata eseguita come descritto nel seguito:

- a) per i gradi di libertà traslazionali U1 e U2 è stata utilizzata una rigidità pari al valore della rigidità del ramo iniziale in condizioni di “riposo” dei dispositivi fino all’attivazione del sistema:

$$\text{Stiffness} = K = \frac{N_m \mu}{s_0}$$

dove:

$N_m$  è il carico assiale medio sui dispositivi in condizione statica sismica ed è pari a 1616.83 kN;

$s_0$  è lo spostamento in condizioni di “riposo” ed è pari a 0,001 m;

$\mu$  è il coefficiente d’attrito medio ed è pari a 0.05.

Quindi risulta  $K = 80842$  kN.

Nel software è stato adottato un valore approssimato per eccesso pari a 100.000 kN.

Identification	
Property Name	Friction 1
Direction	U2
Type	Friction Isolator
NonLinear	Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases	
Effective Stiffness	0.
Effective Damping	0.

Shear Deformation Location	
Distance from End-J	0.

Properties Used For Nonlinear Analysis Cases	
Stiffness	100000.
Friction Coefficient, Slow	0.05
Friction Coefficient, Fast	0.05
Rate Parameter	0.
Net Pendulum Radius	3.7

Figura 6.19 Proprietà non lineari in direzione U2

Identification	
Property Name	Friction 1
Direction	U3
Type	Friction Isolator
NonLinear	Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases	
Effective Stiffness	0.
Effective Damping	0.

Shear Deformation Location	
Distance from End-J	0.

Properties Used For Nonlinear Analysis Cases	
Stiffness	100000.
Friction Coefficient, Slow	0.05
Friction Coefficient, Fast	0.05
Rate Parameter	0.
Net Pendulum Radius	3.7

Figura 6.20 Proprietà non lineari in direzione U3

- b) il grado di libertà verticale U1 è stato sbloccato per poter eseguire questa tipologia di analisi. Le analisi dinamiche non lineari, infatti, devono poter proseguire da un precedente caso di analisi statica non lineare, dovuto ai carichi verticali in combinazione sismica (“Grav”).

In direzione verticale il link possiede caratteristiche di elevata rigidità rispetto alla compressione, mentre è un “gap” nei confronti della trazione. Questo implica l’apertura del link e quindi una capacità nulla rispetto alle trazioni.

In queste analisi, eseguite considerando solamente le componenti di accelerazione orizzontali, alla rigidità verticale dei dispositivi è stato attribuito un valore elevato (10.000 kN/m) in quanto non influente poiché appunto non è presente la componente di accelerazione verticale;

- c) raggio di curvatura dei dispositivi pari a 3.7 m;
- d) coefficienti d’attrito statico e dinamico pari al valore medio del 5%.

Nel seguito, per ogni Stato Limite analizzato, verranno riportate le risposte delle analisi dinamiche non lineare condotte per la piastra isolata, attraverso l’osservazione e l’analisi dei parametri maggiormente significativi.

#### **SLC: STATO LIMITE DI COLLASSO**

- a) per verificare che siano assenti eventuali effetti torsionali della piastra, sono stati diagrammati gli spostamenti traslazionali di 8 nodi perimetrali, evidenziati nella figura successiva.



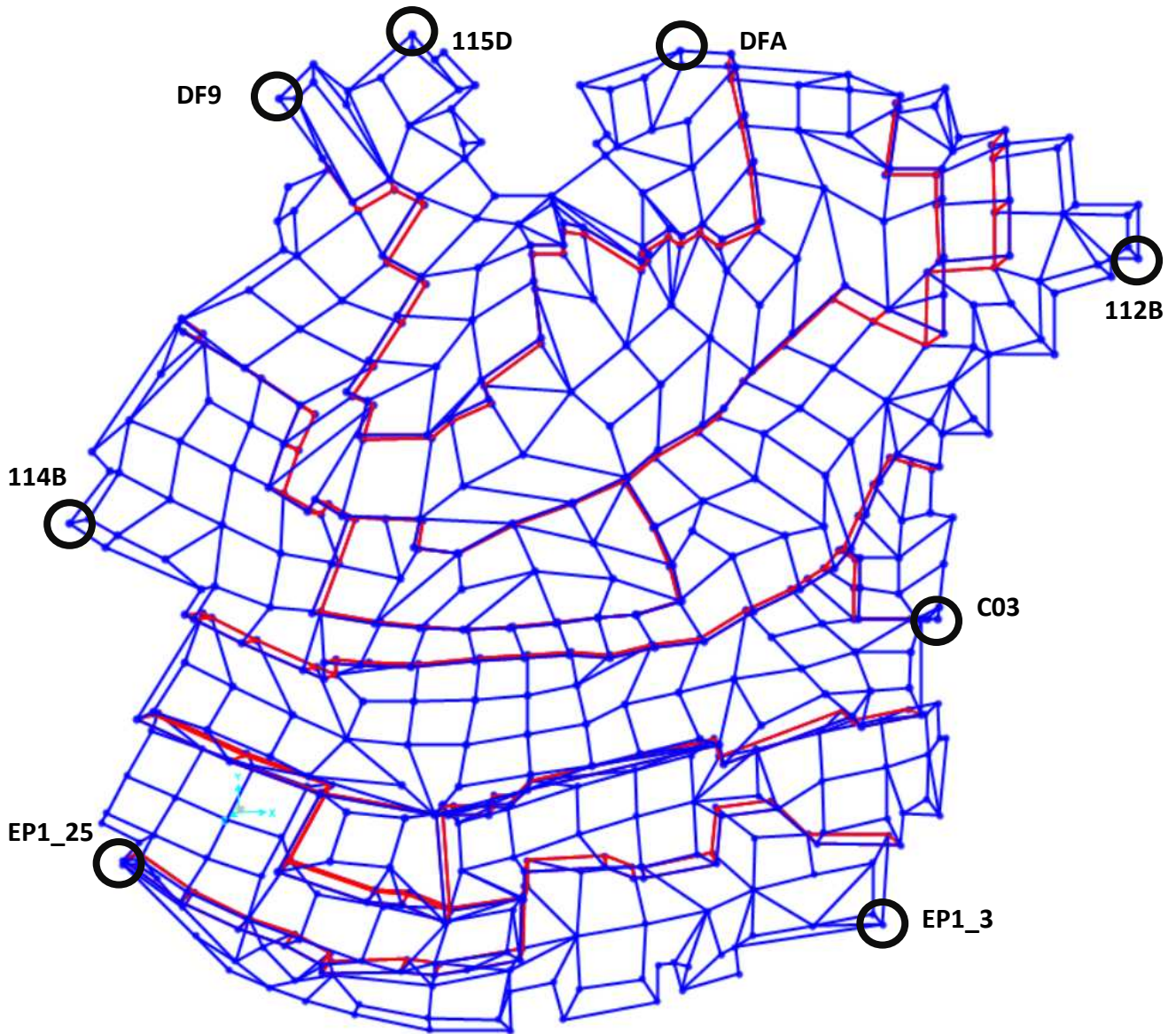


Figura 6.21 Numerazione dei nodi perimetrali esaminati

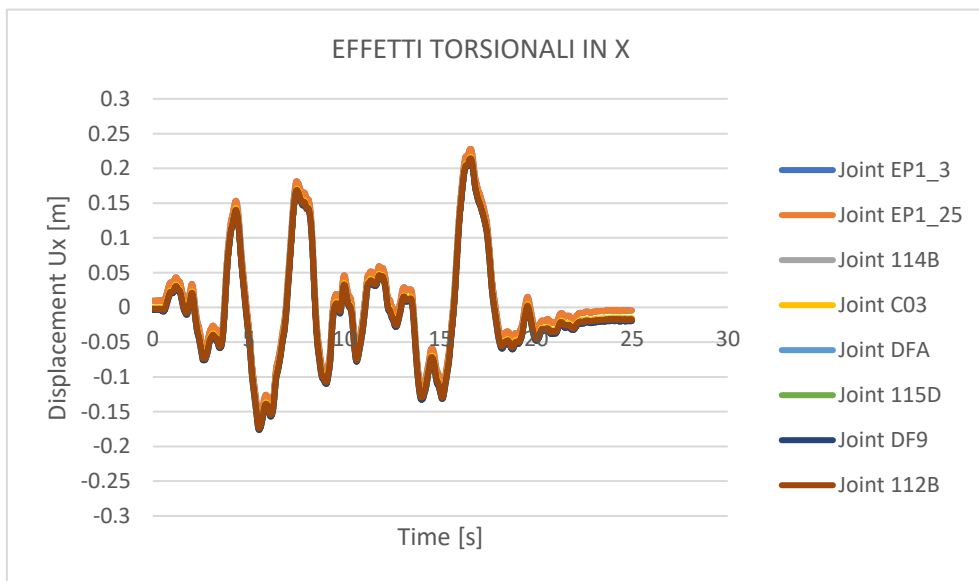


Figura 6.22 Time history 1, valutazione degli effetti torsionali in X

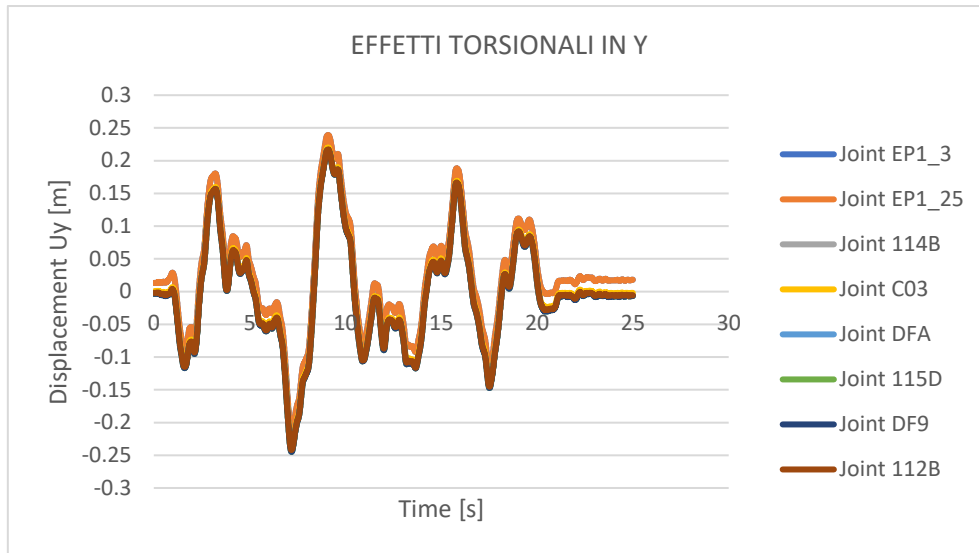


Figura 6.23 Time history 1, valutazione degli effetti torsionali in Y

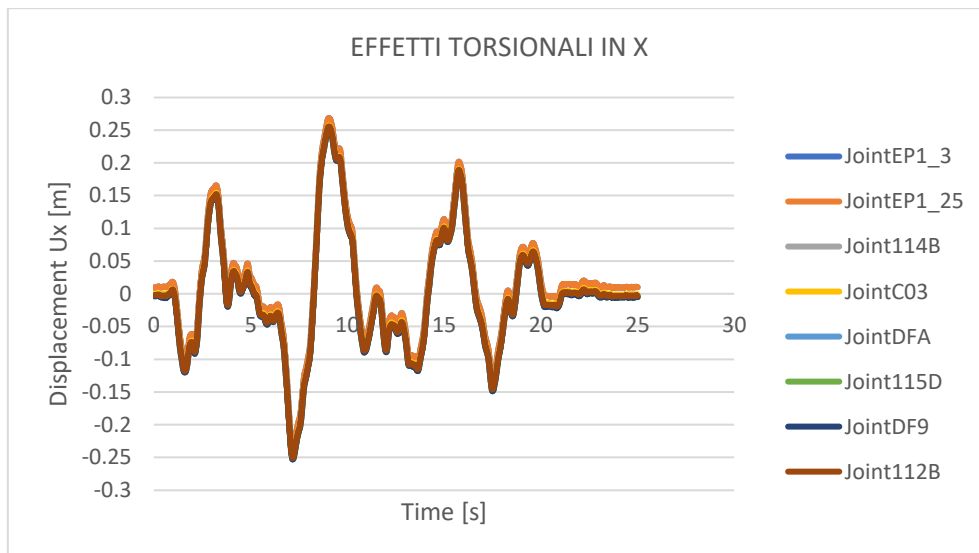


Figura 6.24 Time history 2, valutazione degli effetti torsionali in X

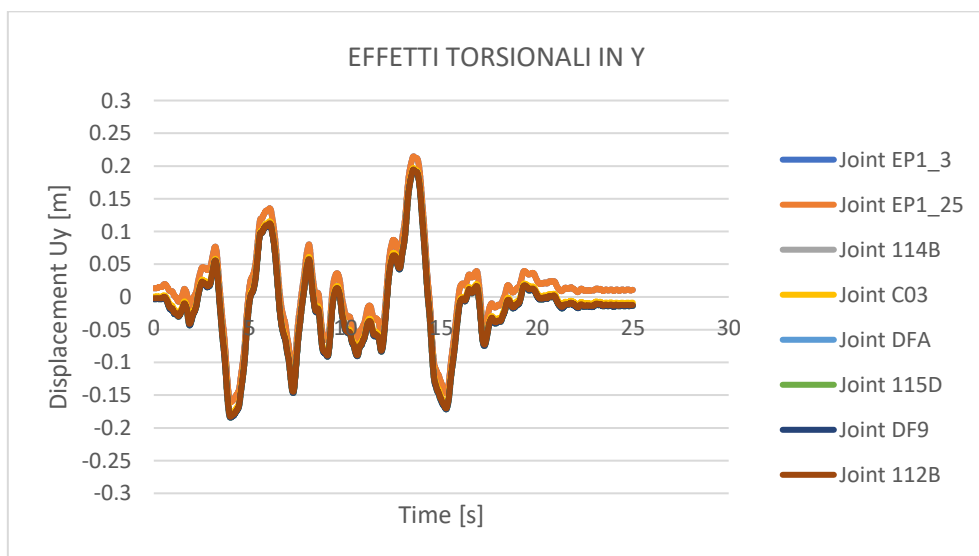


Figura 6.25 Time history 2, valutazione degli effetti torsionali in Y

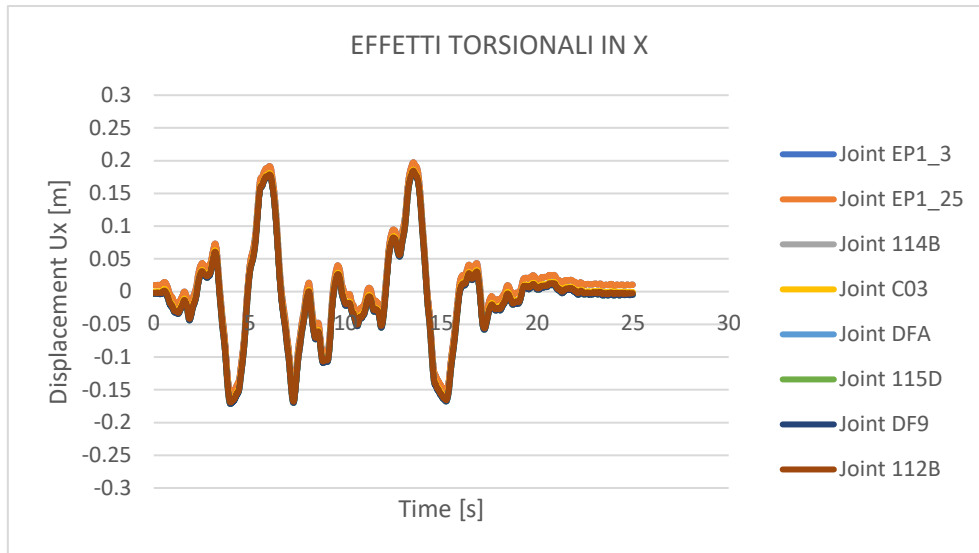


Figura 6.26 Time history 3, valutazione degli effetti torsionali in X

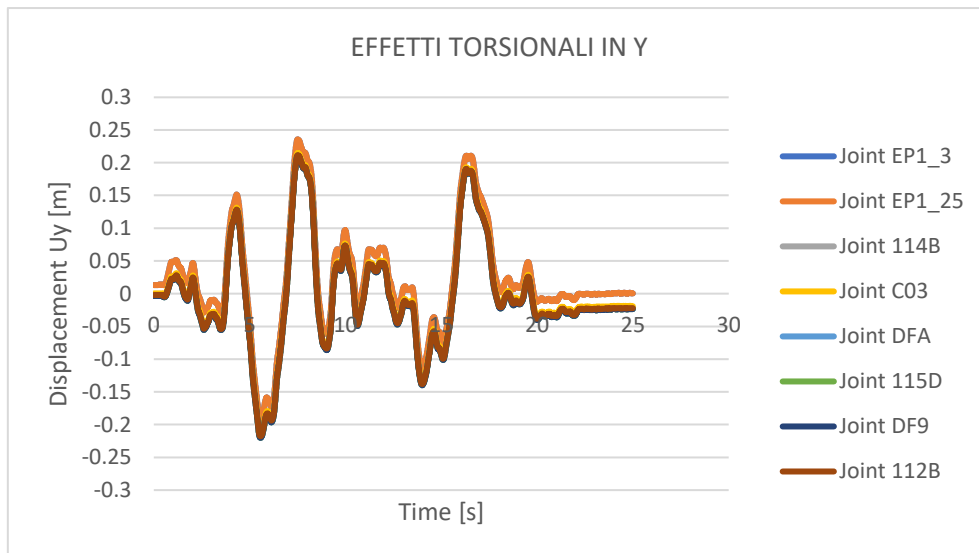


Figura 6.27 Time history 3, valutazione degli effetti torsionali in Y

Dall’osservazione dei grafici si può notare che tutti gli spostamenti sono concordi tra di loro, perciò, non si hanno effetti torsionali che coinvolgono la piastra.

Questo vuol dire che il centro delle masse della struttura coincide con il centro delle rigidezze del sistema di isolamento, quindi, il sistema di isolamento costituito da dispositivi ad attrito risulta essere “autocentrante”.

- b) per verificare che i dispositivi non siano soggetti a sforzi di trazione sono stati diagrammati i cicli di 8 link disposti perimetralmente alla piastra, evidenziati nella figura successiva.

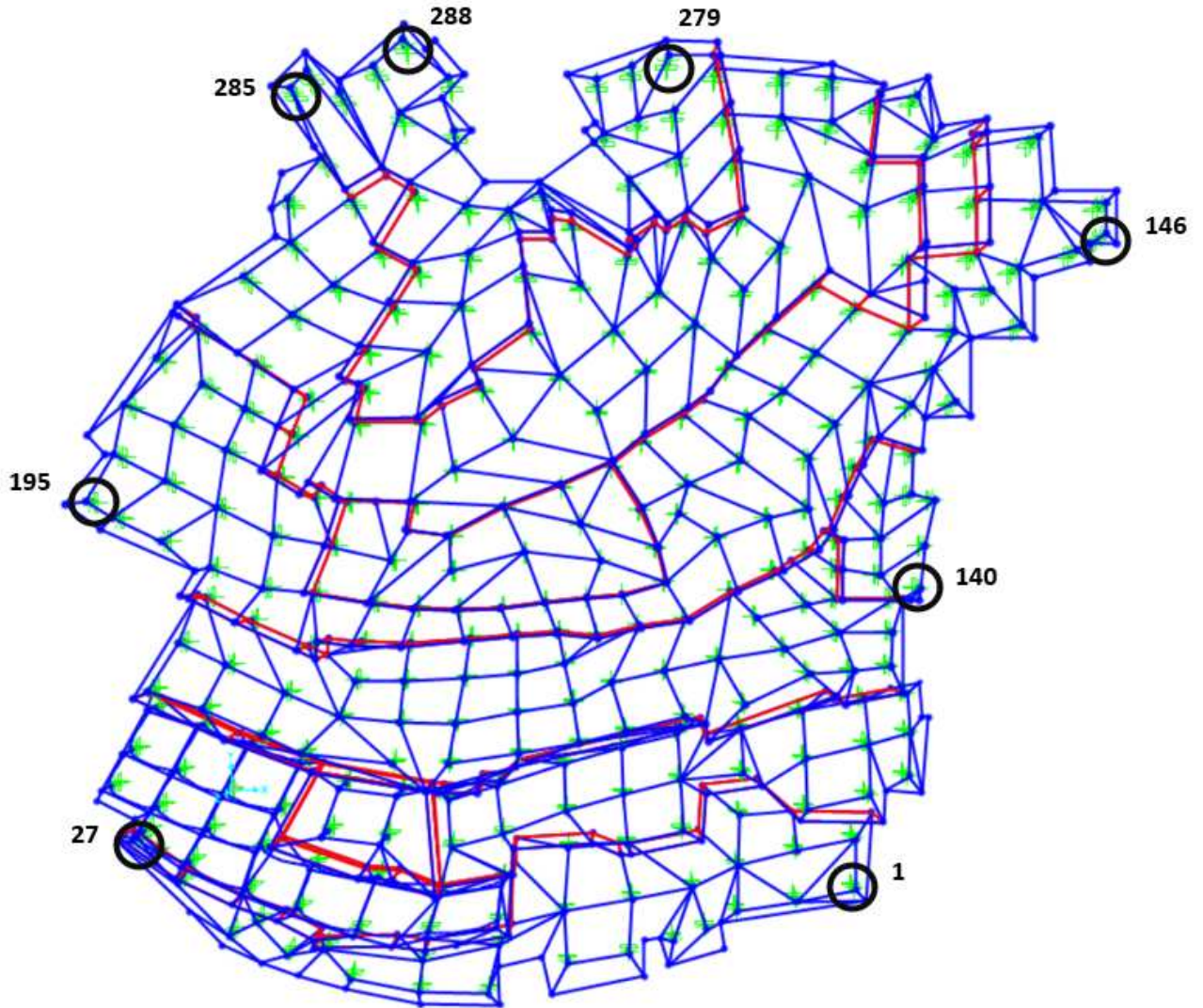


Figura 6.28 Numerazione dei link perimetrali esaminati

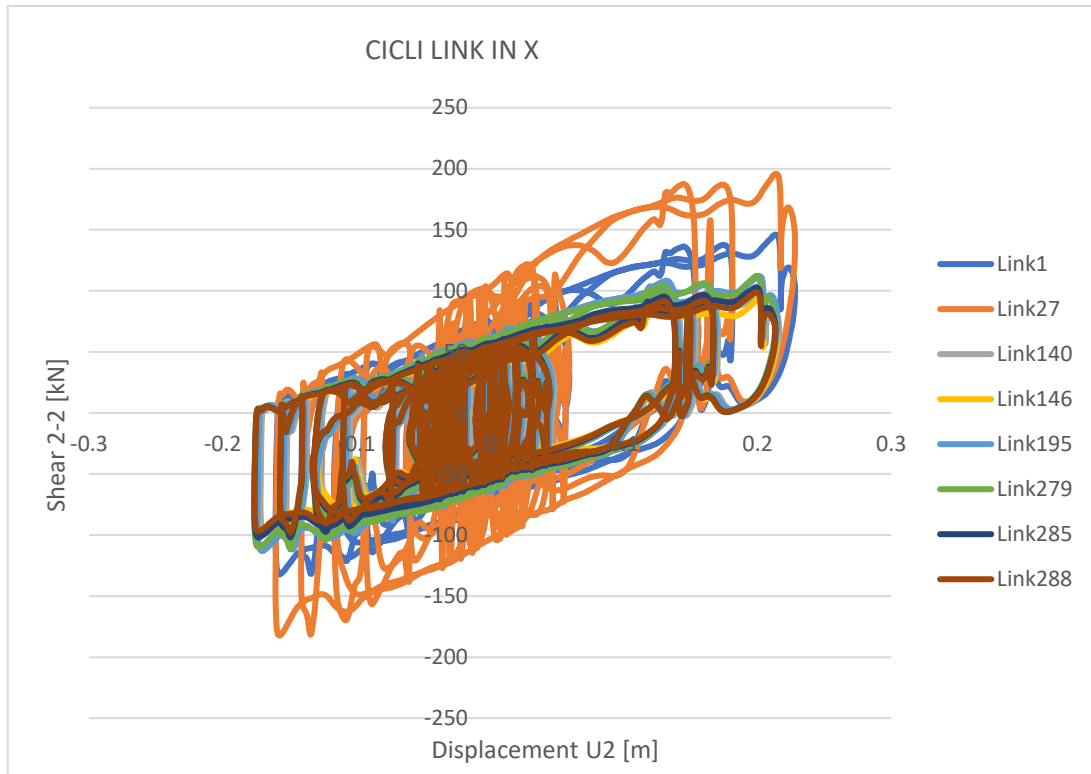


Figura 6.29 Time history 1, valutazione dei cicli in X dei link perimetrali esaminati

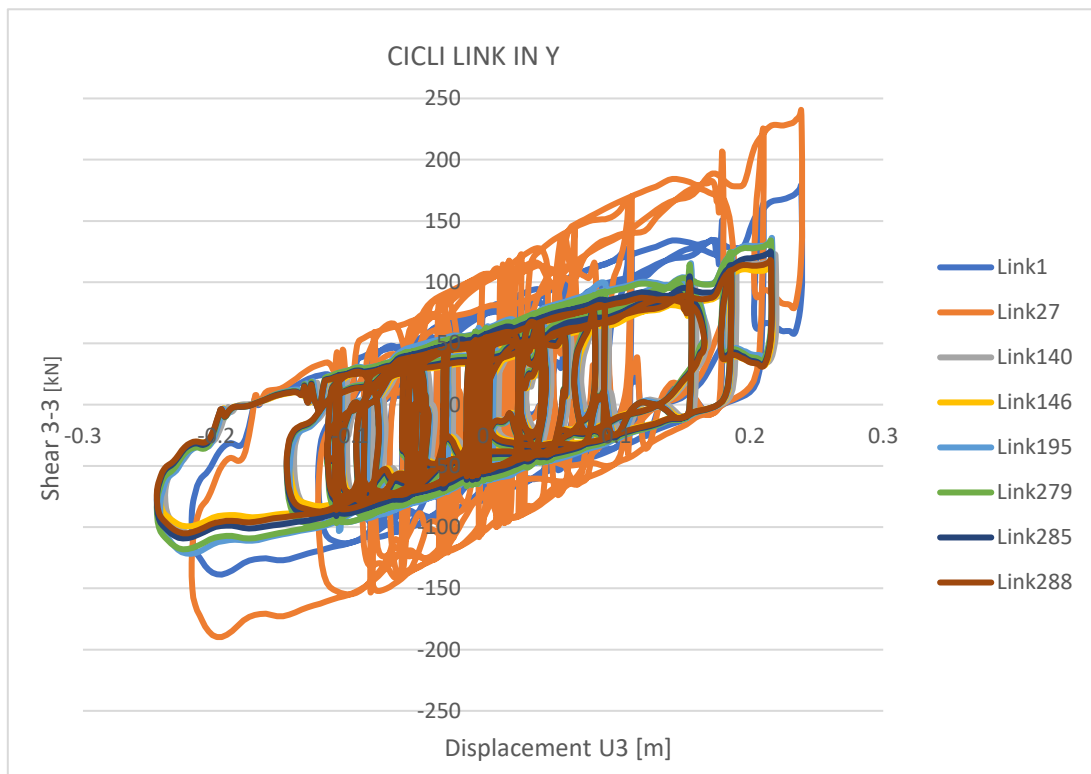


Figura 6.30 Time history 1, valutazione dei cicli in Y dei link perimetrali esaminati

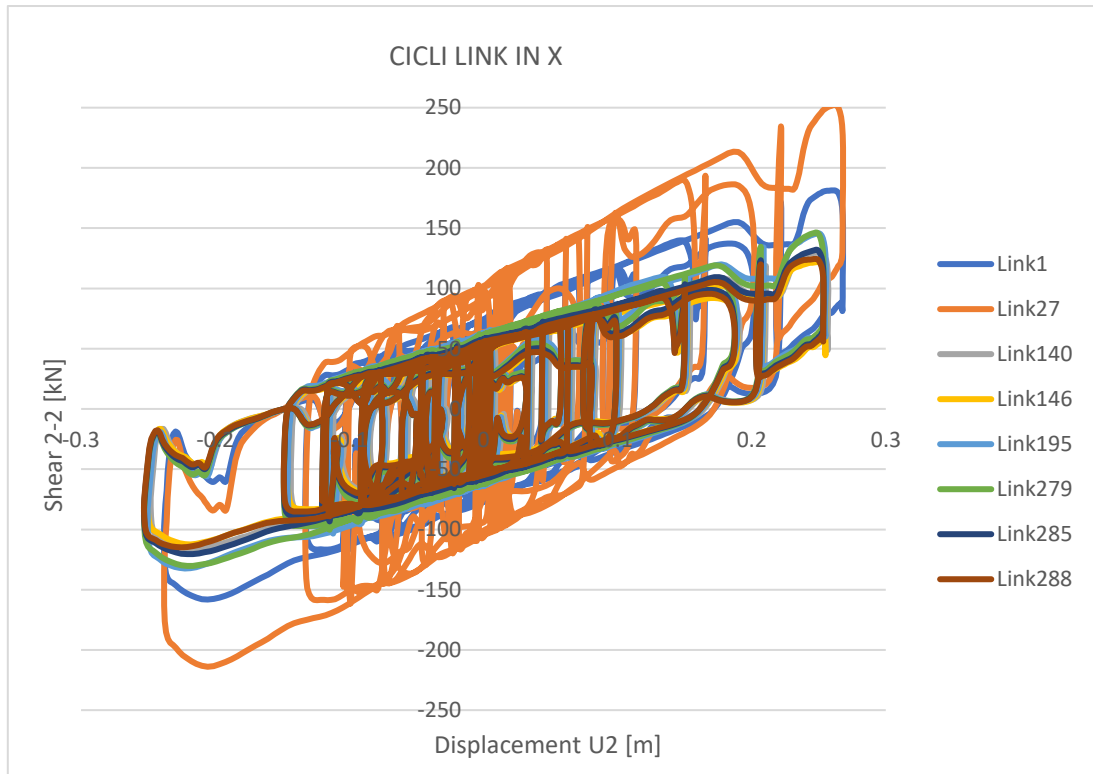


Figura 6.31 Time history 2, valutazione dei cicli in X dei link perimetrali esaminati

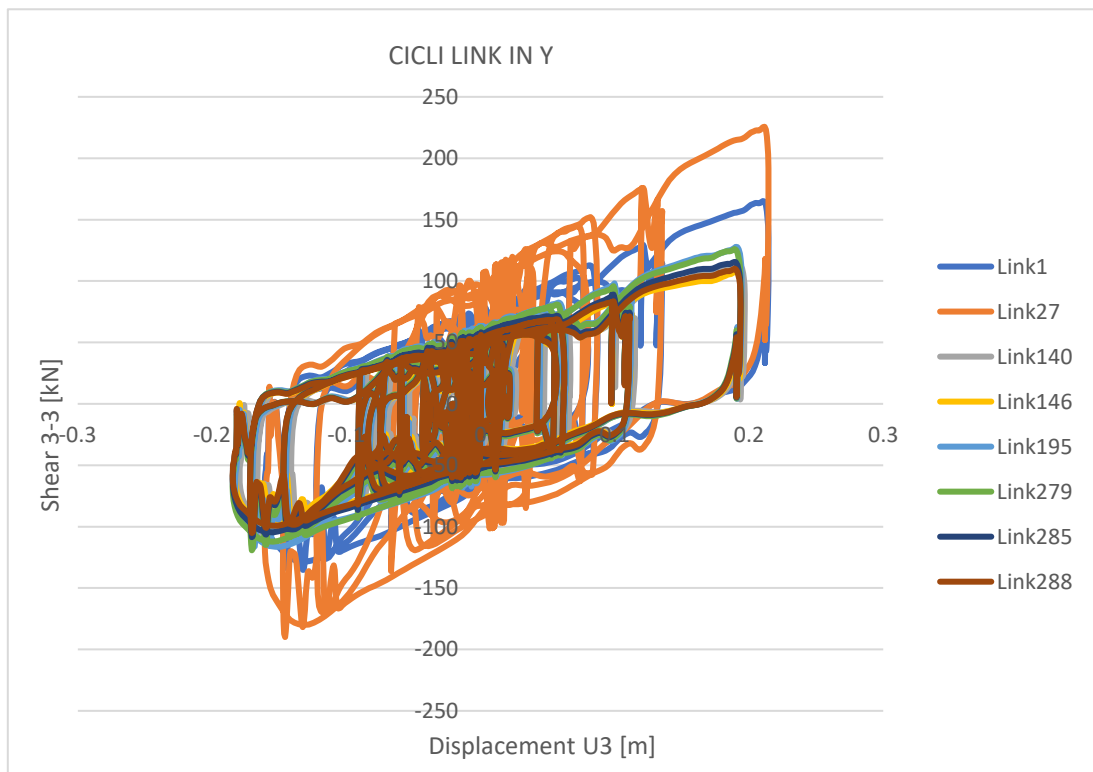


Figura 6.32 Time history 2, valutazione dei cicli in Y dei link perimetrali esaminati

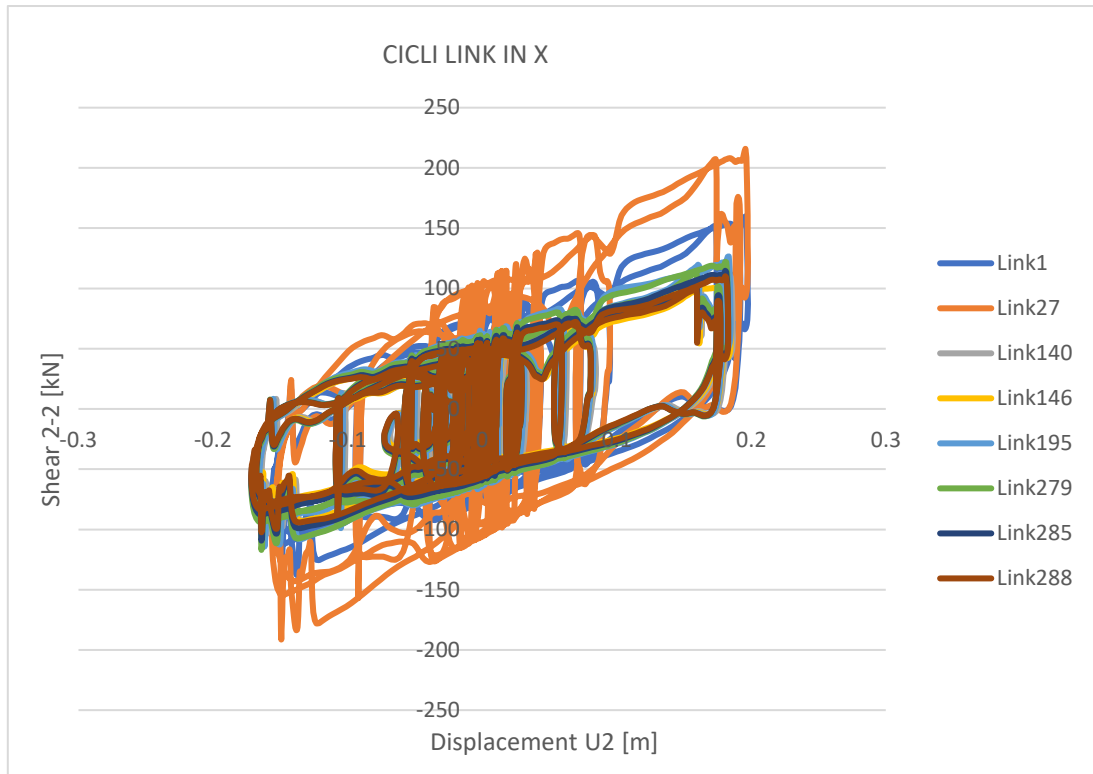


Figura 6.33 Time history 3, valutazione dei cicli in X dei link perimetrali esaminati

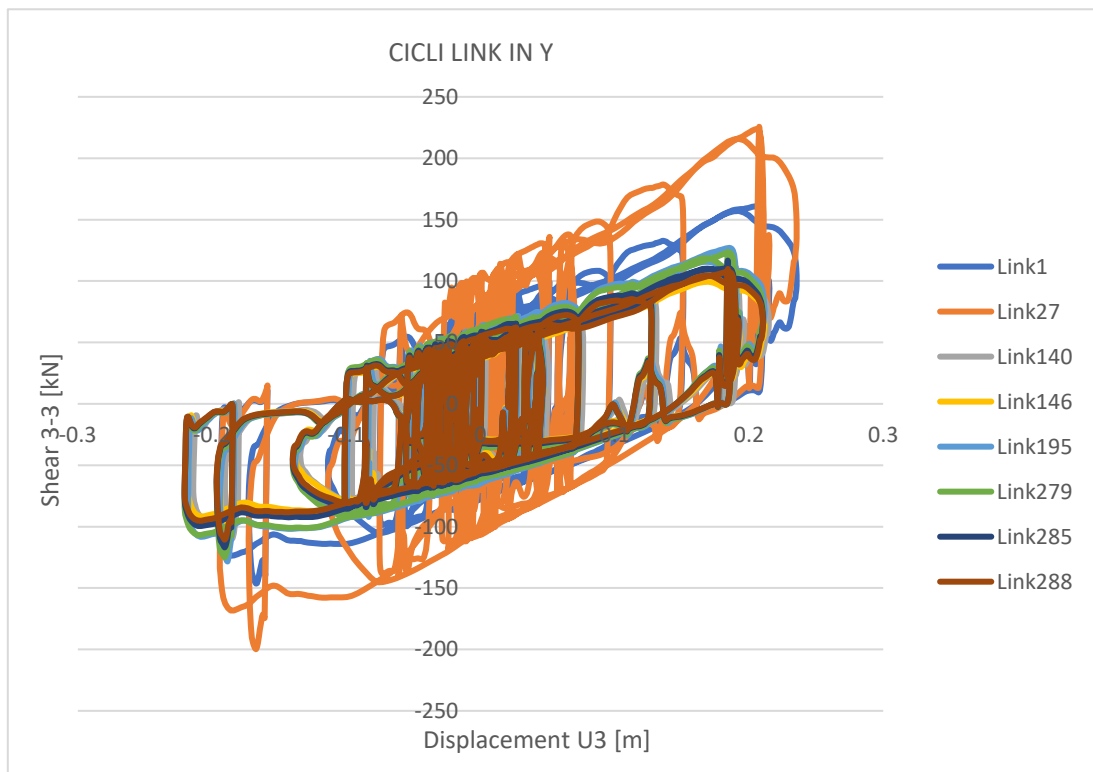


Figura 6.34 Time history 3, valutazione dei cicli in Y dei link perimetrali esaminati

Dai grafici si può notare che nessuno dei link è caratterizzato da cicli troppo “piatti” e quindi i dispositivi non si scaricano in seguito a sforzi di trazione.

Inoltre, per ogni time histories il ciclo del link 27 risulta essere maggiore rispetto ai cicli degli altri isolatori poiché nel modello “a travi” si ha una maggior concentrazione di rigidità a causa della presenza di un numero consistente di elementi frame che convergono al nodo relativo al dispositivo.

Questo vuol dire che il modello “a travi” non sempre garantisce una corretta ripartizione delle azioni verticali sugli isolatori.

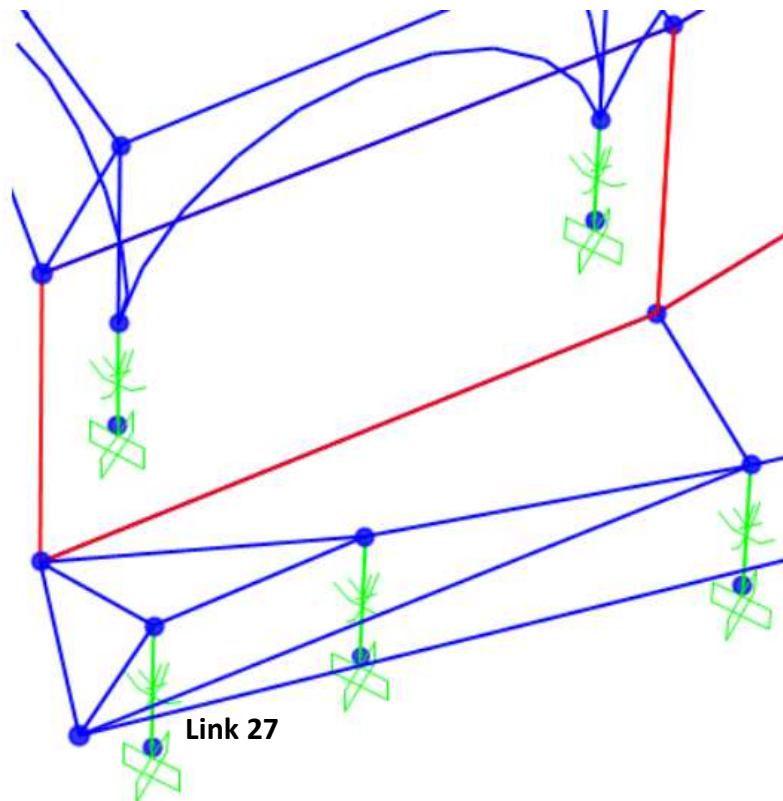


Figura 6.35 Concentrazione di travi in corrispondenza del link 27

Questo risultato mette in luce le problematiche del “modello a travi”, quindi è di fondamentale importanza eseguire una modellazione più accurata della piastra al fine di ottenere una migliore distribuzione dei carichi verticali e scongiurare gli effetti sopra esposti.

- c) le pareti verticali devono essere dotate di un’opportuna rigidità nel piano e fuori dal piano in modo da garantire un comportamento orizzontale rigido dell’intera piastra gradonata. Questa condizione può essere verificata controllando le deformazioni ortogonali al piano medio delle pareti (quindi nel caso del modello in direzione Y).

Al fine di verificare che le pareti verticali non si inflettano sono stati valutati gli spostamenti alla base e in testa di due nodi presi in corrispondenza dell’estremità delle pareti di ogni livello.



Se in corrispondenza di ogni setto gli spostamenti alla base e in sommità sono più o meno sovrapposti vuol dire che le pareti non si deformano per effetto dell'azione sismica che le sollecita fuori dal piano medio.

Per ogni setto è stata rappresentata la differenza tra lo spostamento in testa e alla base, che raggiunge il valore massimo di a 0.015 m per la parete tra il livello 3 e il livello 5 (figura 6.36). Mentre, nella maggior parte delle altre pareti questa differenza è dell'ordine di grandezza di qualche mm.

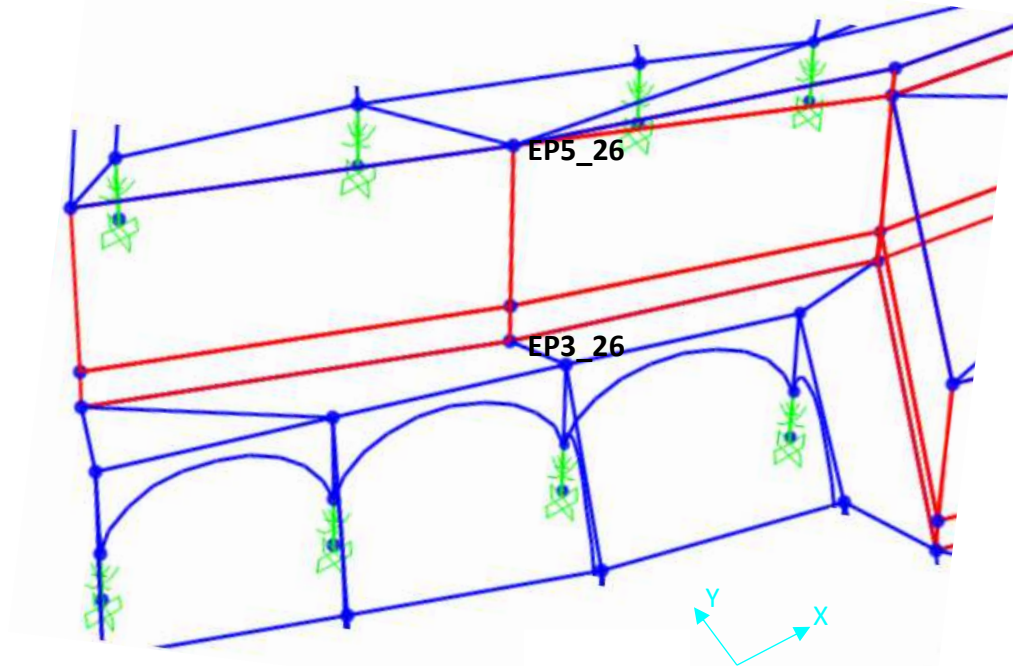


Figura 6.36 Nodi esaminati della parete tra il livello 3 e il livello 5

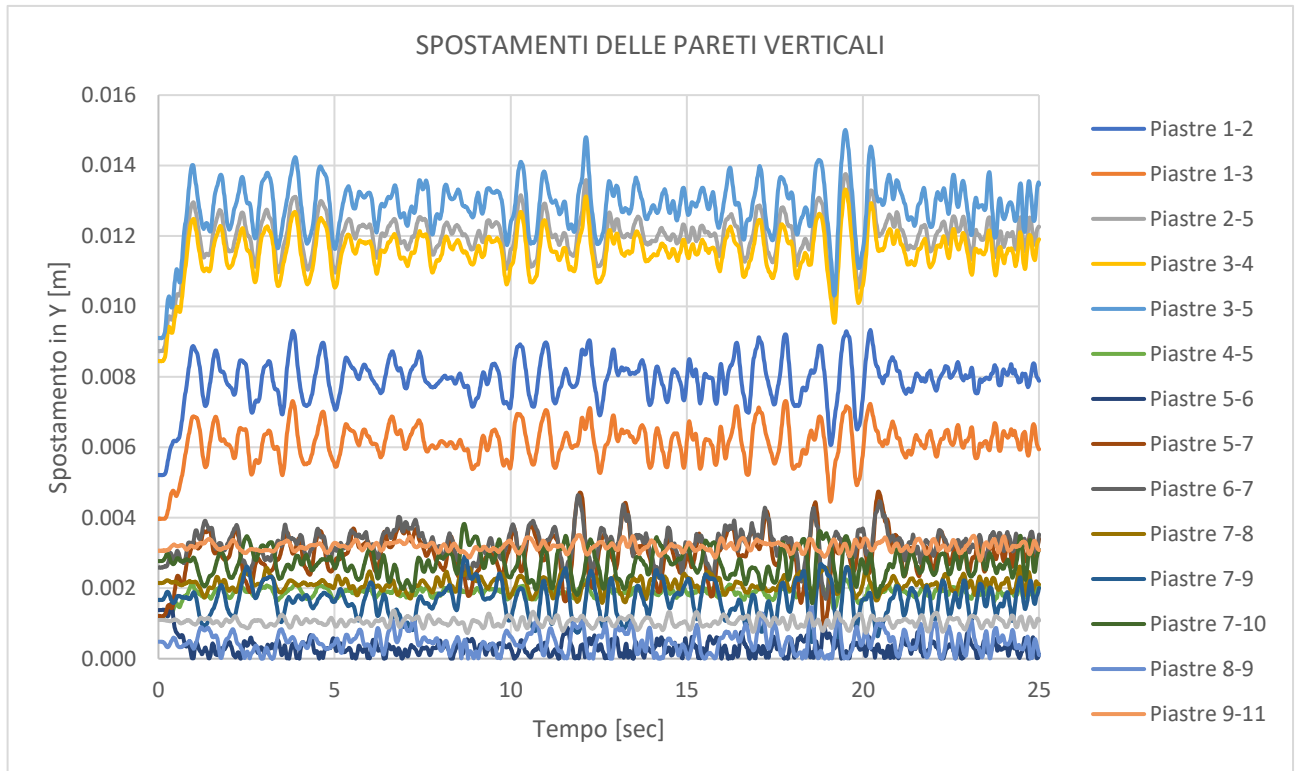


Figura 6.37 Spostamenti delle pareti verticali, TH1

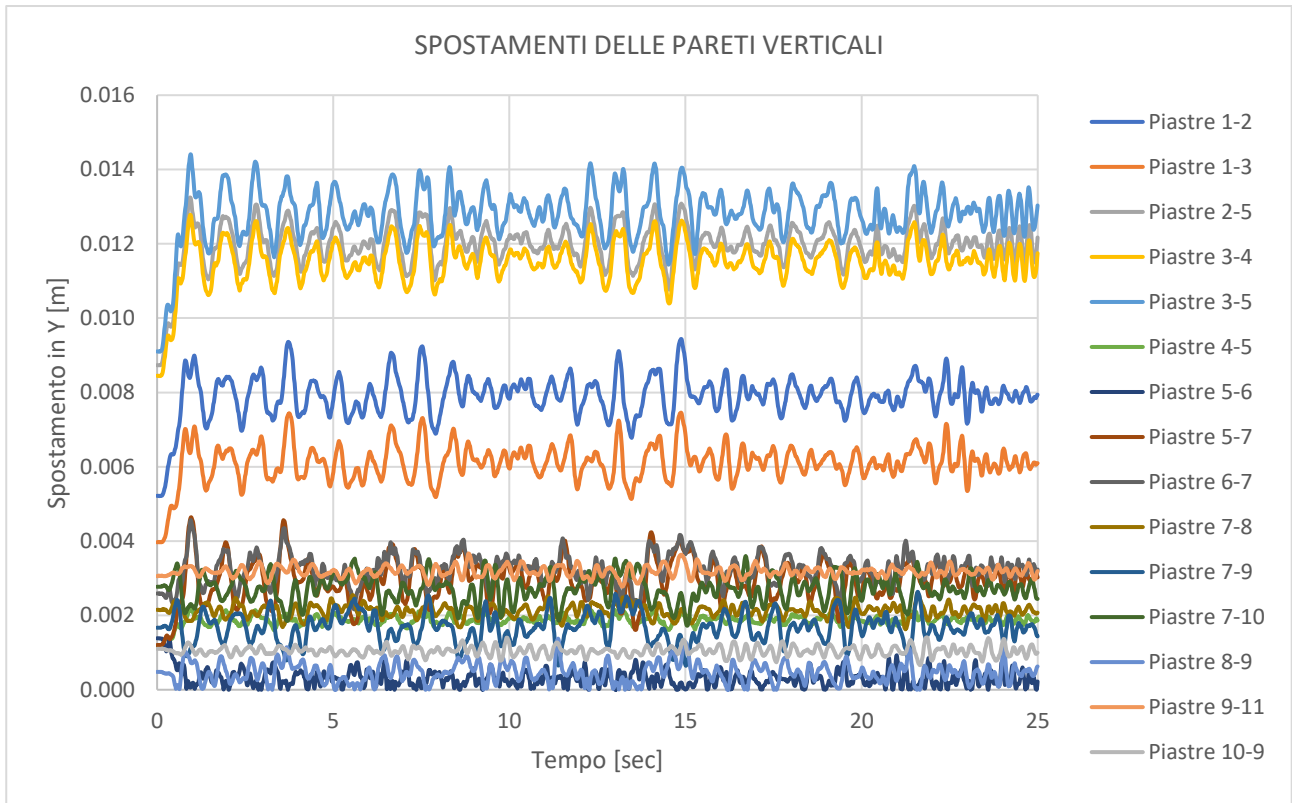


Figura 6.38 Spostamenti delle pareti verticali, TH2

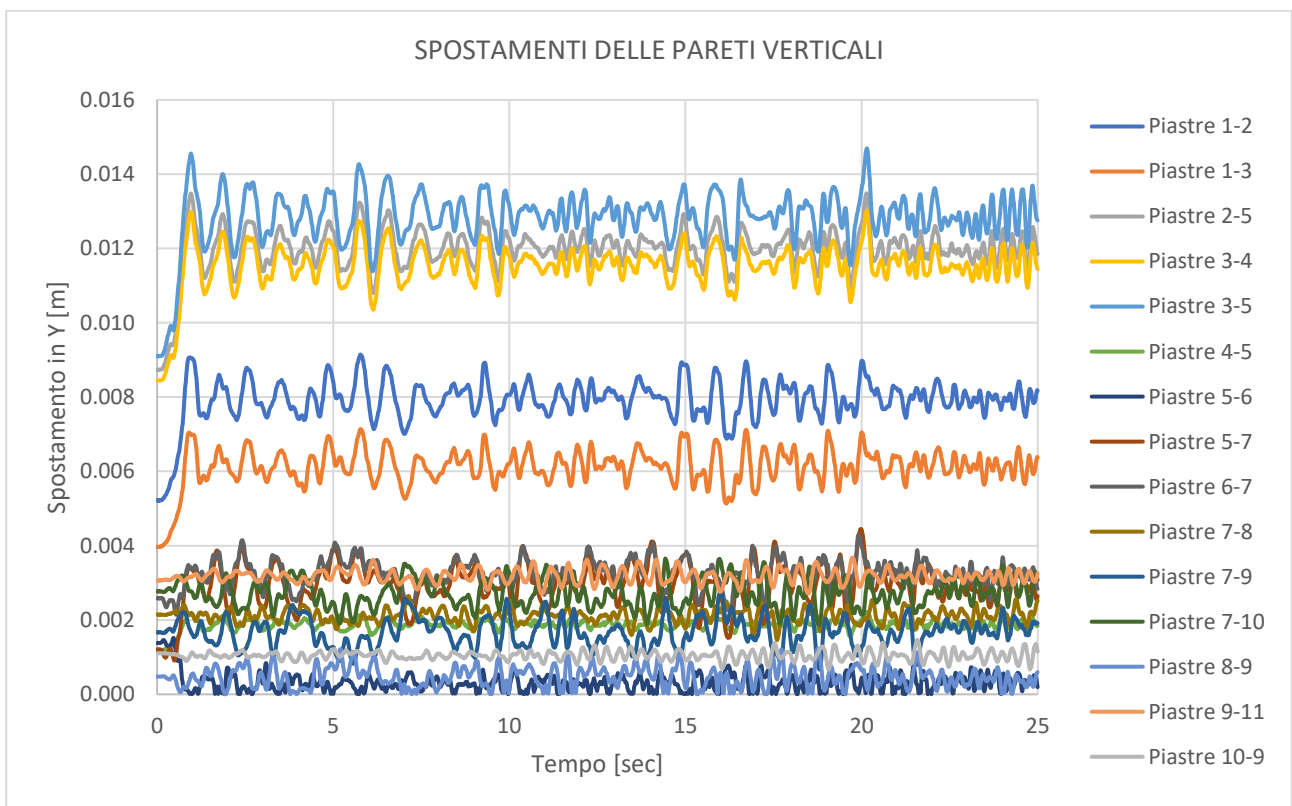


Figura 6.39 Spostamenti delle pareti verticali, TH3

Quindi la piastra, pur essendo gradonata, è caratterizzata da moti rigidi; pertanto, nelle pareti verticali non risultano sollecitazioni flessionali importanti.

d) accelerazioni assolute di risposta dei nodi della piastra isolata.

È stato preso in considerazione un nodo per ogni livello orizzontale della piastra:

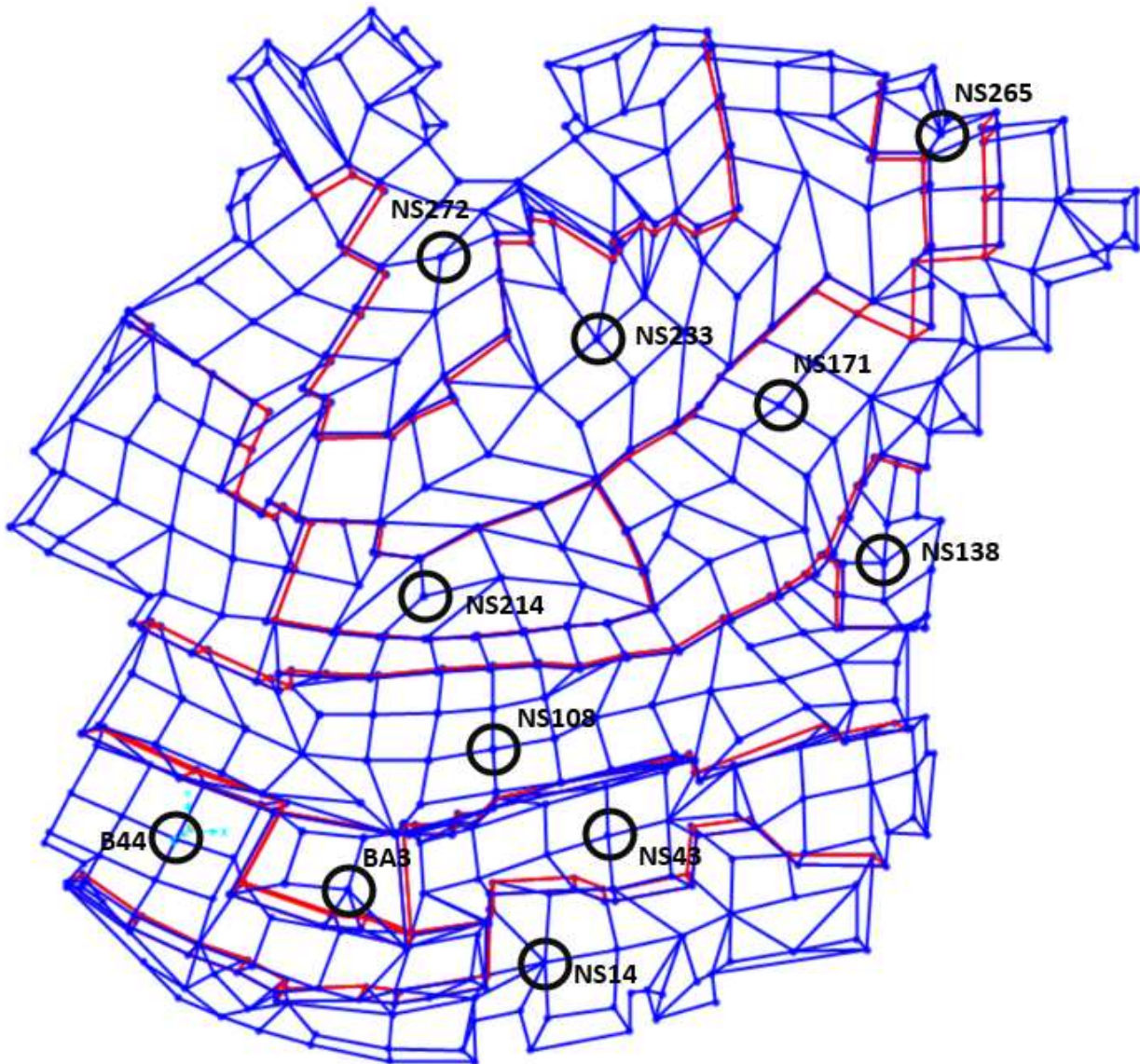


Figura 6.40 Numerazione dei nodi esaminati

Dai successivi grafici, si può notare che in corrispondenza dei periodi tipici delle sovrastrutture in muratura armata (0.1 – 0.4 sec) si hanno dei valori di accelerazione assoluta al massimo pari a  $1.49 \text{ m/s}^2$ . Ne consegue che il sistema di isolamento esplica correttamente la sua capacità filtrante nei confronti delle accelerazioni trasmesse alle strutture in elevazione.

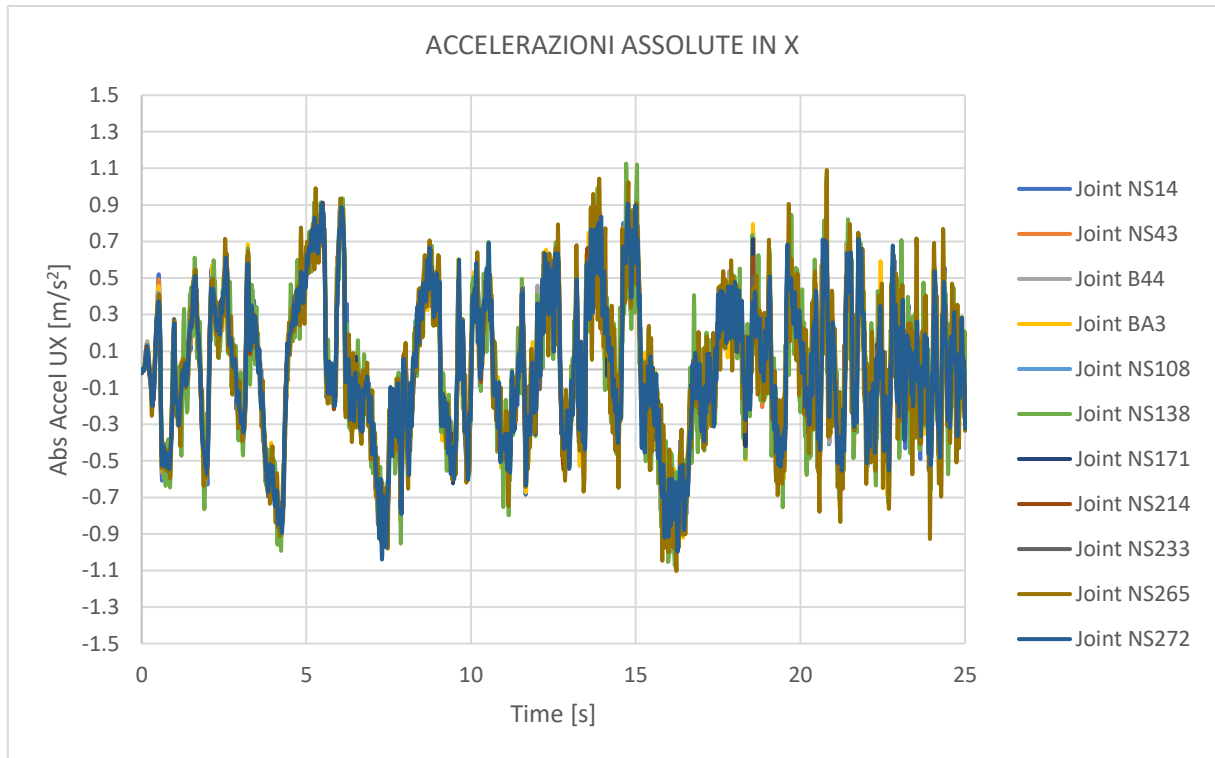


Figura 6.41 Time history 1, accelerazioni assolute in X

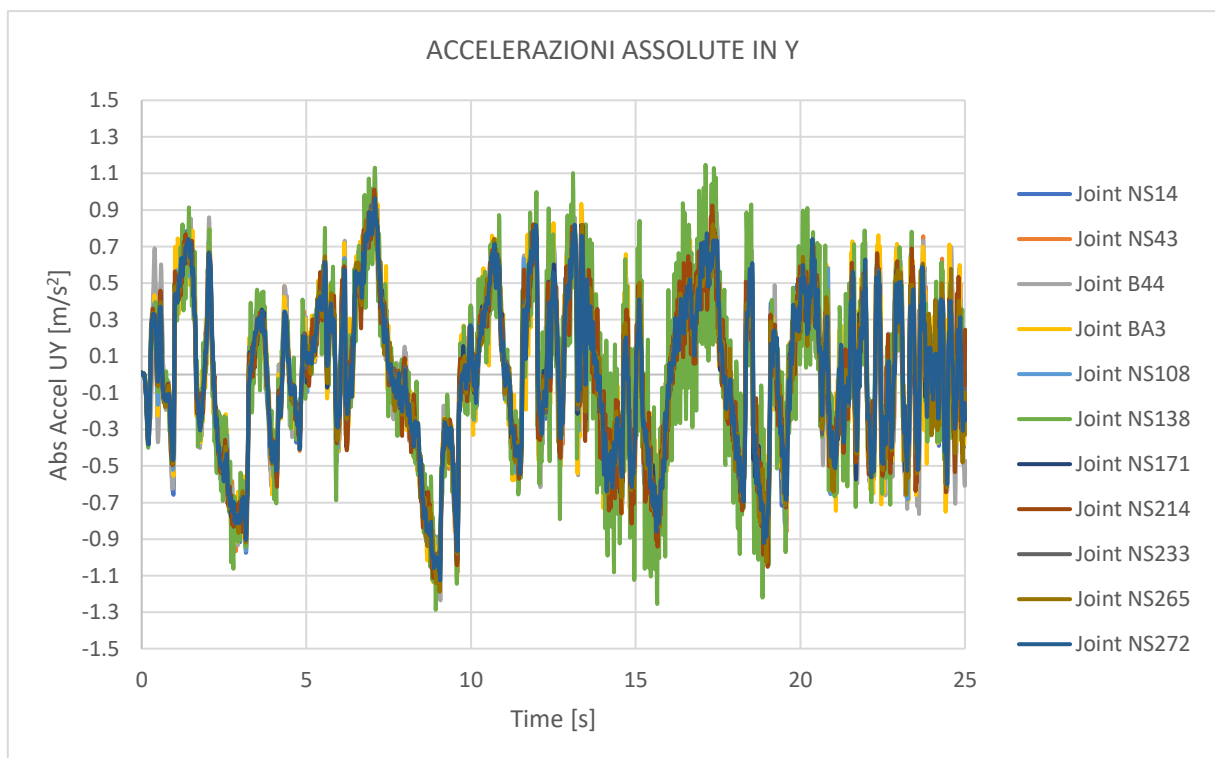


Figura 6.42 Time history 1, accelerazioni assolute in Y

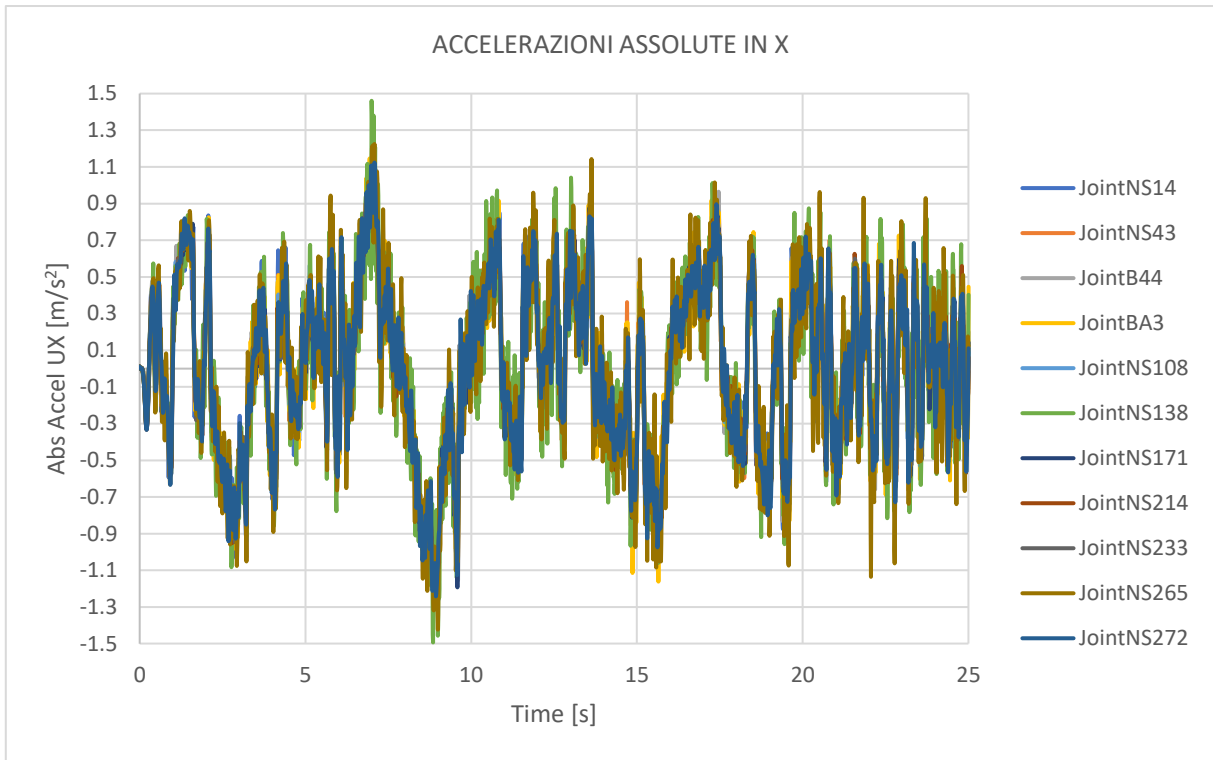


Figura 6.43 Time history 2, accelerazioni assolute in X

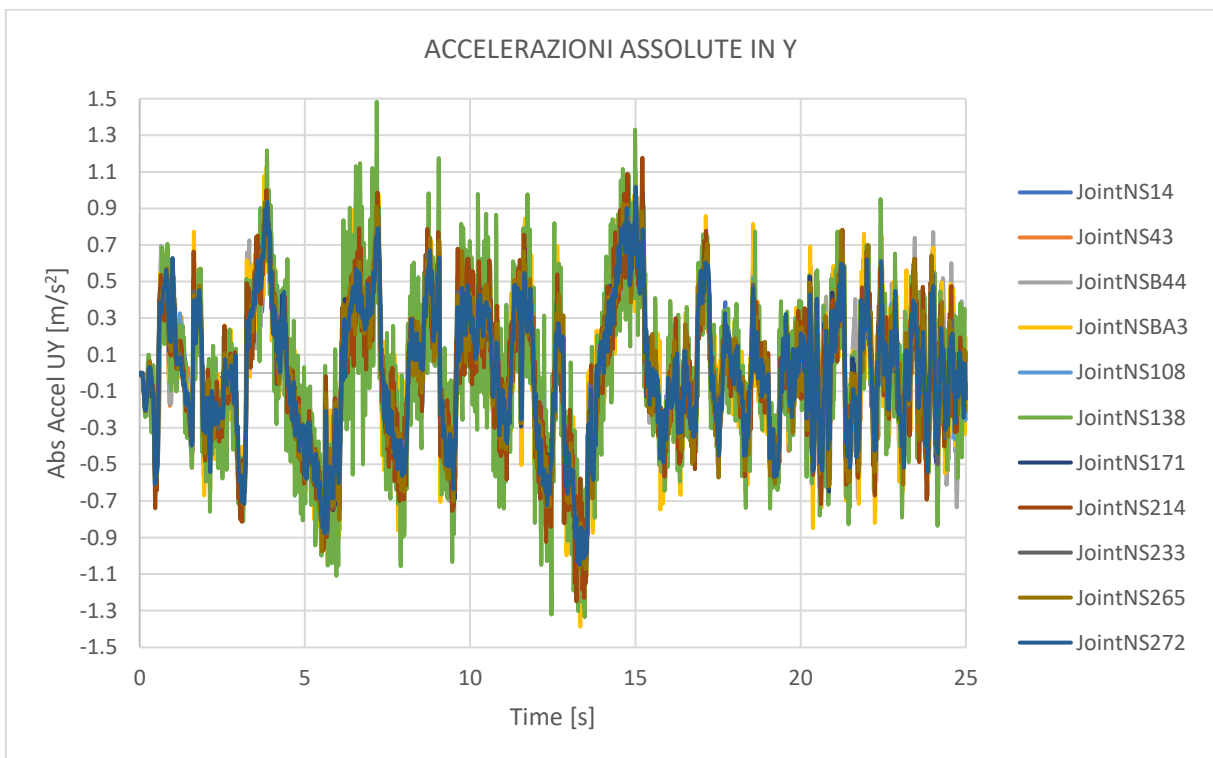


Figura 6.44 Time history 2, accelerazioni assolute in Y

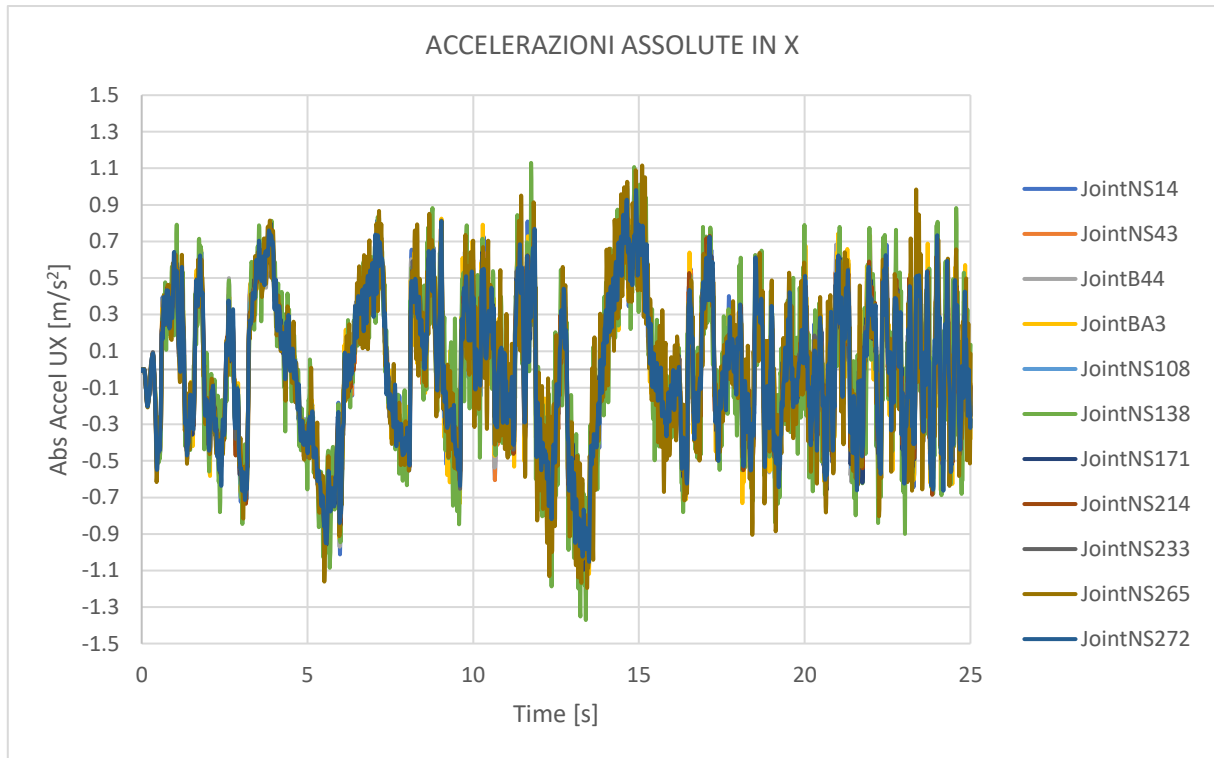


Figura 6.45 Time history 3, accelerazioni assolute in X

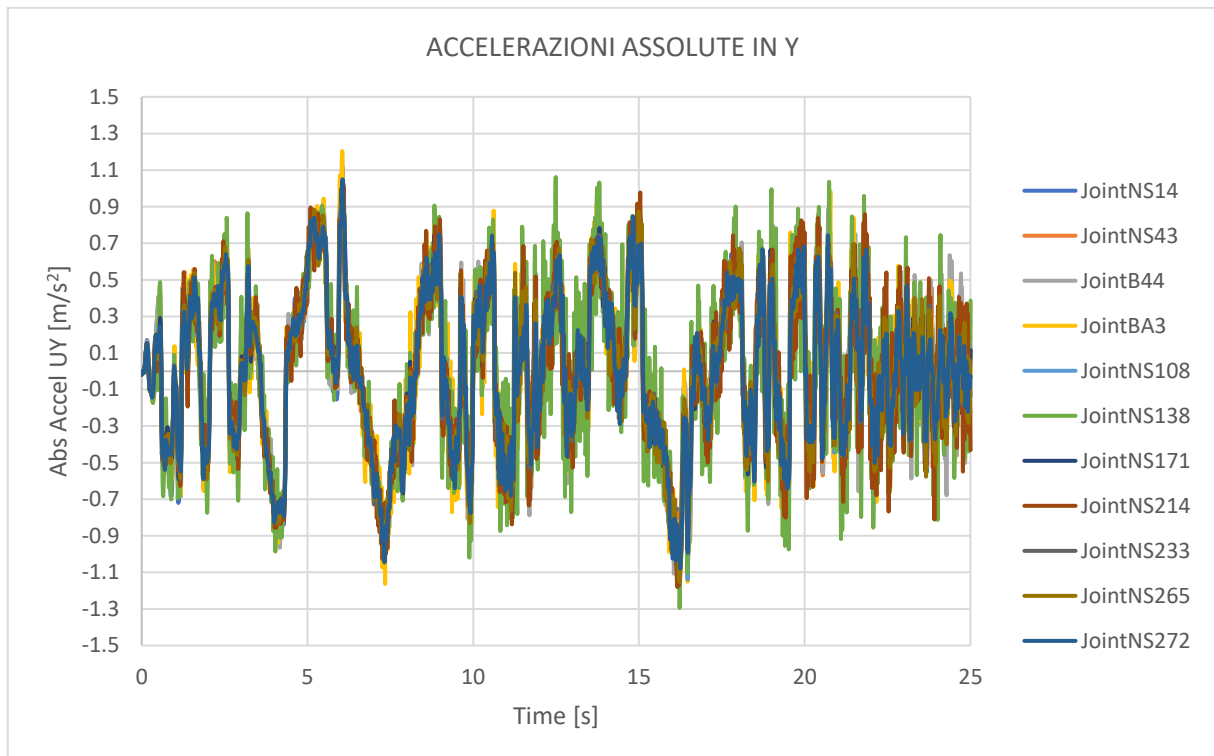


Figura 6.46 Time history 3, accelerazioni assolute in Y

Allo SLC sono stati ottenuti dei valori di accelerazione assoluta al massimo pari a 1.49 m/s<sup>2</sup>.

**SLV: STATO LIMITE DI SALVAGUARDIA DELLA VITA**

Sono stati analizzati i seguenti parametri di risposta:

- a) per verificare che non ci siano effetti torsionali sono stati diagrammati gli spostamenti traslazionali di 8 nodi perimetrali appartenenti alla piastra (gli stessi esaminati allo SLC):

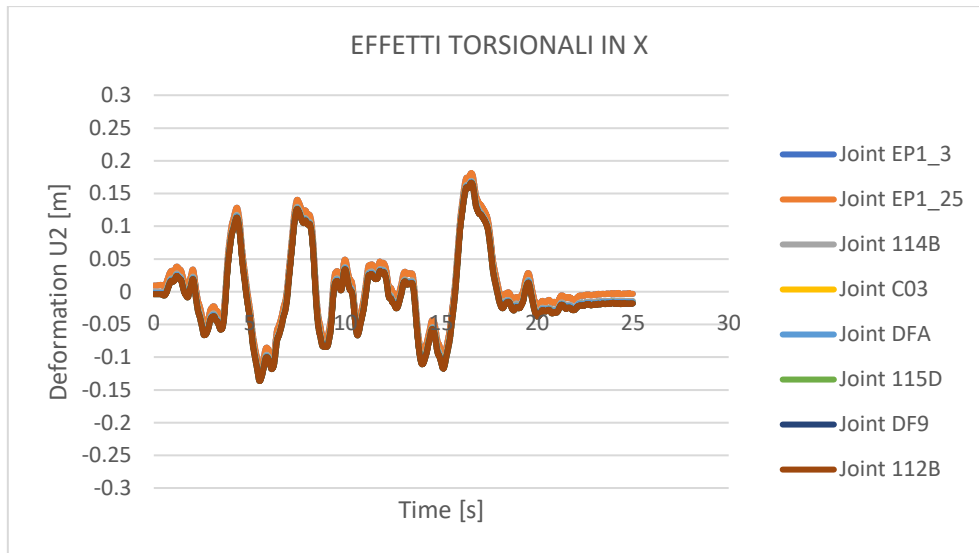


Figura 6.47 Time history 1, valutazione degli effetti torsionali in X

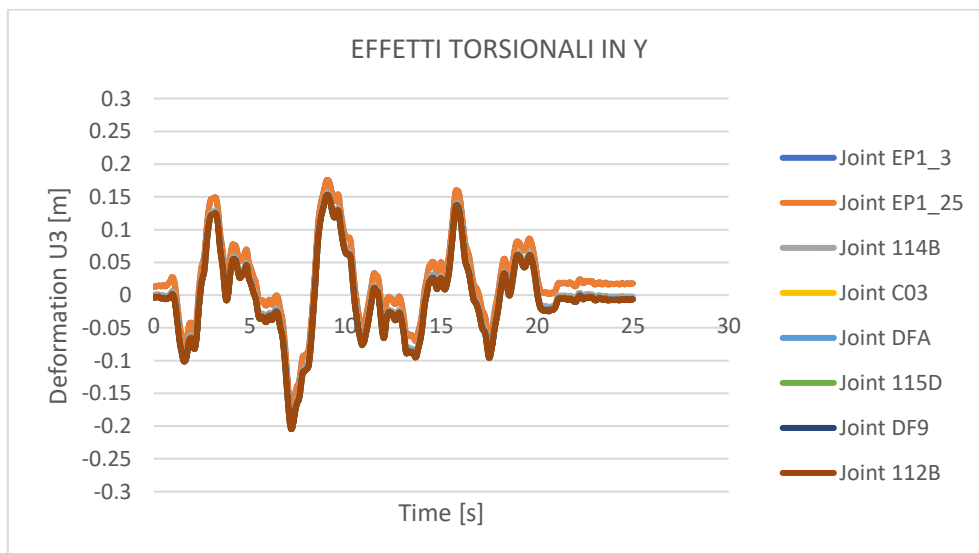


Figura 6.48 Time history 1, valutazione degli effetti torsionali in Y

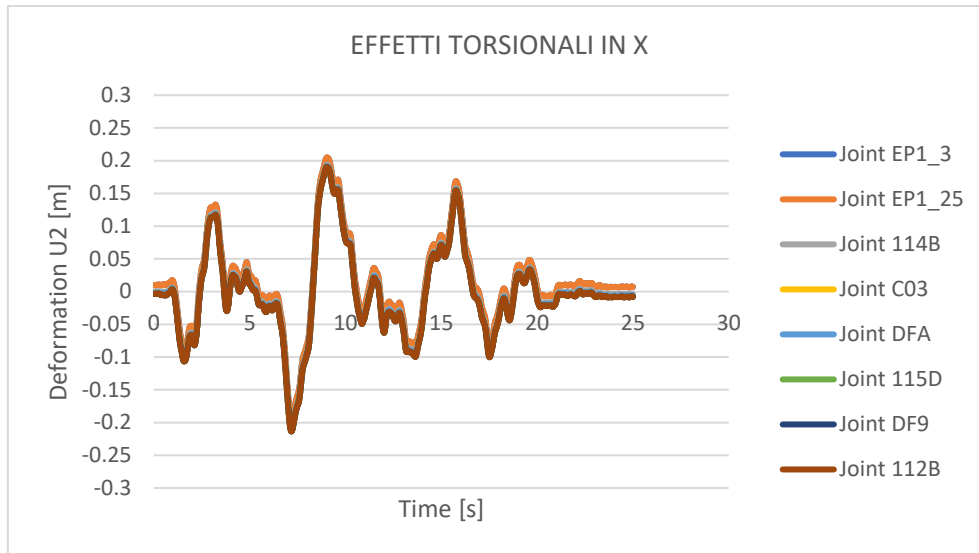


Figura 6.49 Time history 2, valutazione degli effetti torsionali in X

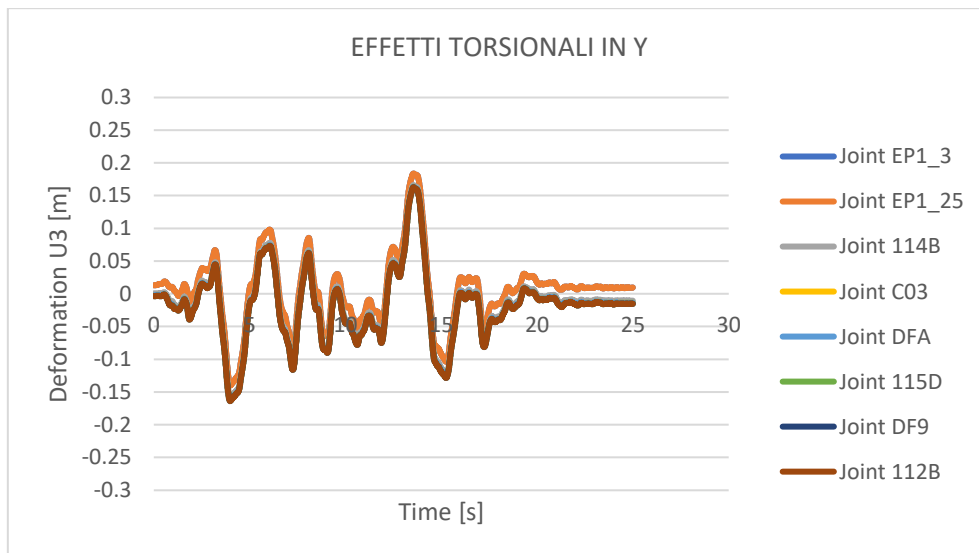


Figura 6.50 Time history 2, valutazione degli effetti torsionali in Y

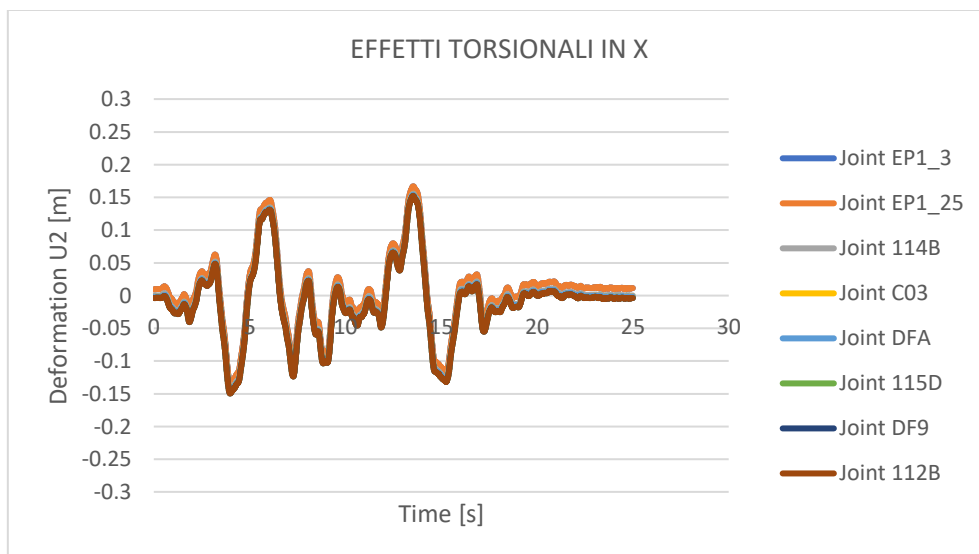


Figura 6.51 Time history 3, valutazione degli effetti torsionali in X



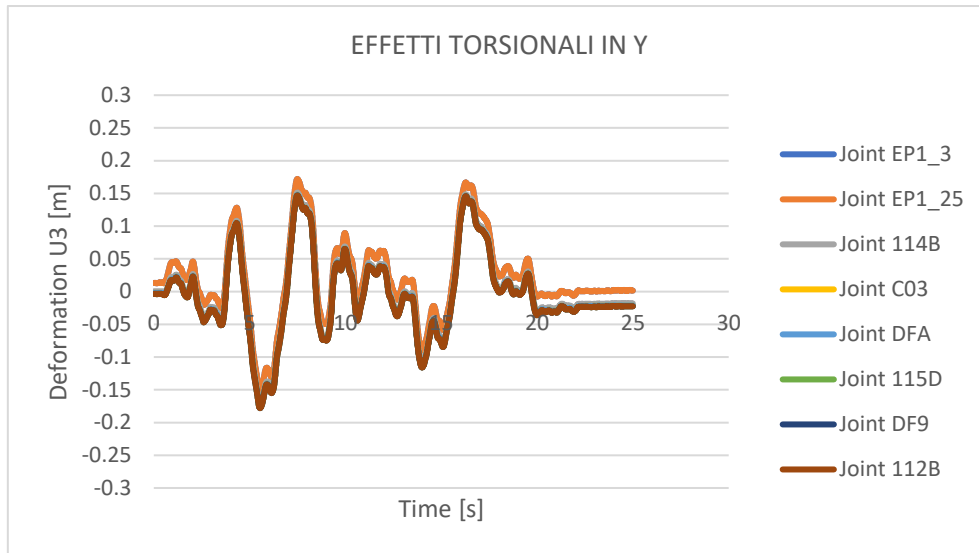


Figura 6.52 Time history 3, valutazione degli effetti torsionali in Y

Dall'osservazione dei grafici si può notare che tutti gli spostamenti sono concordi tra di loro, perciò, non si hanno effetti torsionali che coinvolgono la piastra.

- b) per verificare che i dispositivi non siano soggetti a sforzi di trazione sono stati diagrammati i cicli di 8 link disposti perimetralmente alla piastra (gli stessi esaminati allo SLC):

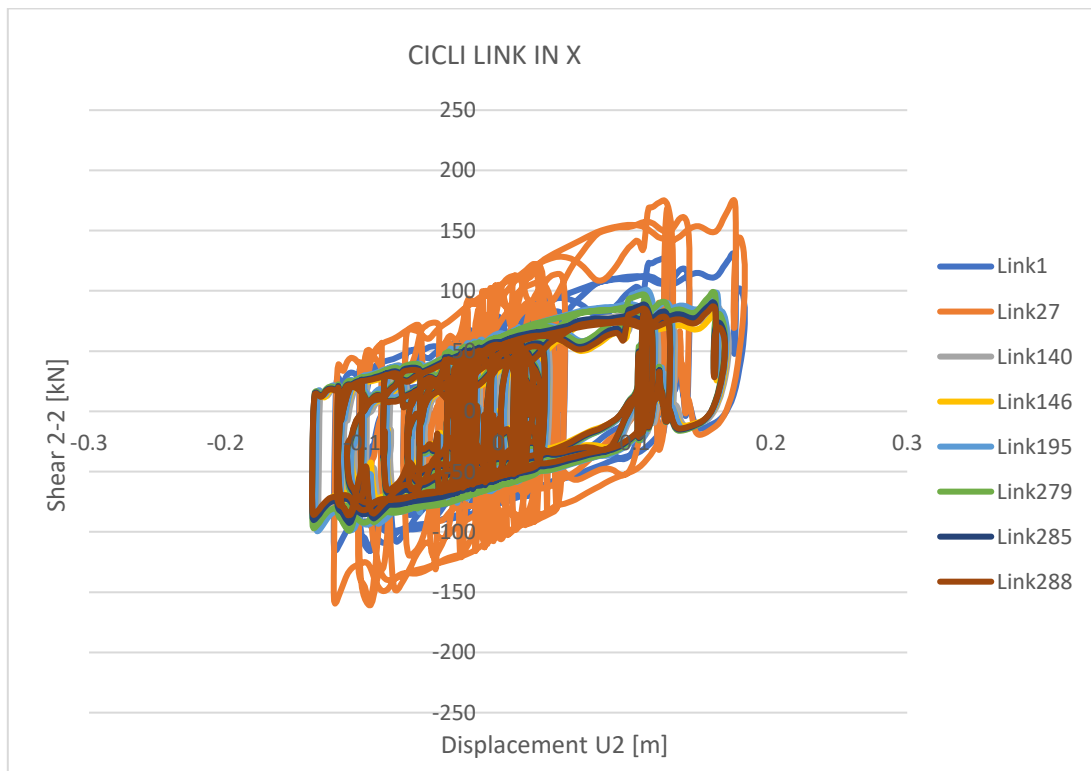


Figura 6.53 Time history 1, valutazione dei cicli in X dei link perimetrali esaminati

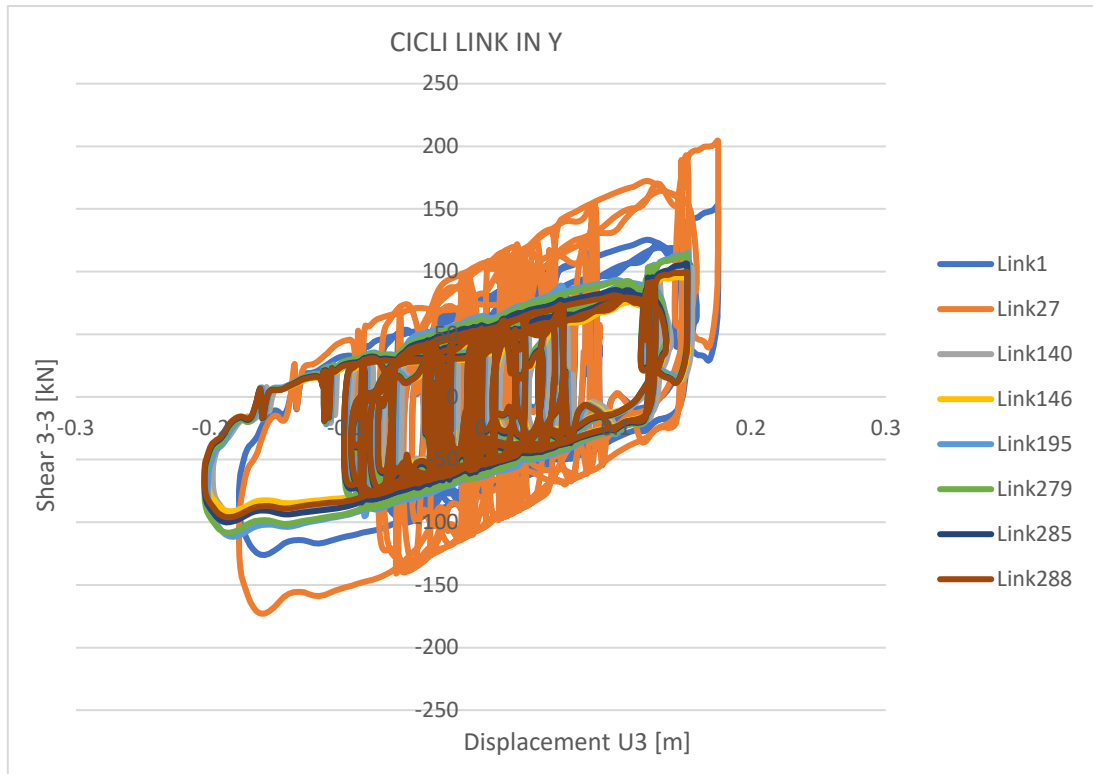


Figura 6.54 Time history 1, valutazione dei cicli in Y dei link perimetrali esaminati

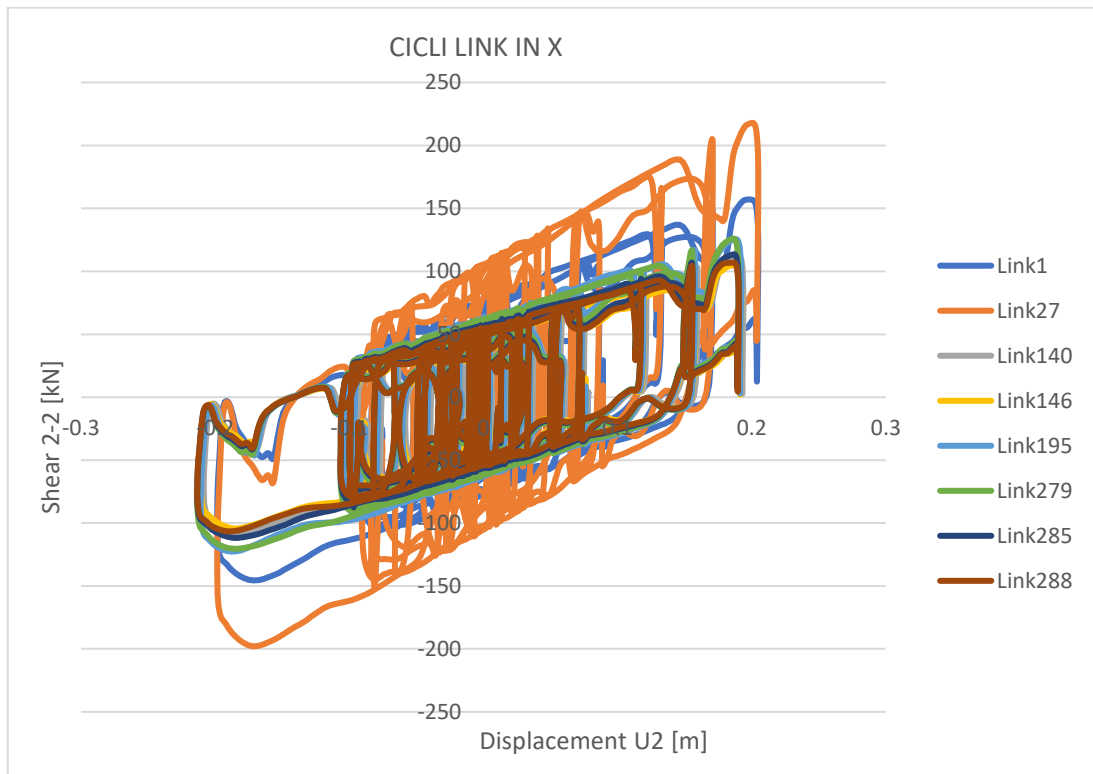


Figura 6.55 Time history 2, valutazione dei cicli in X dei link perimetrali esaminati

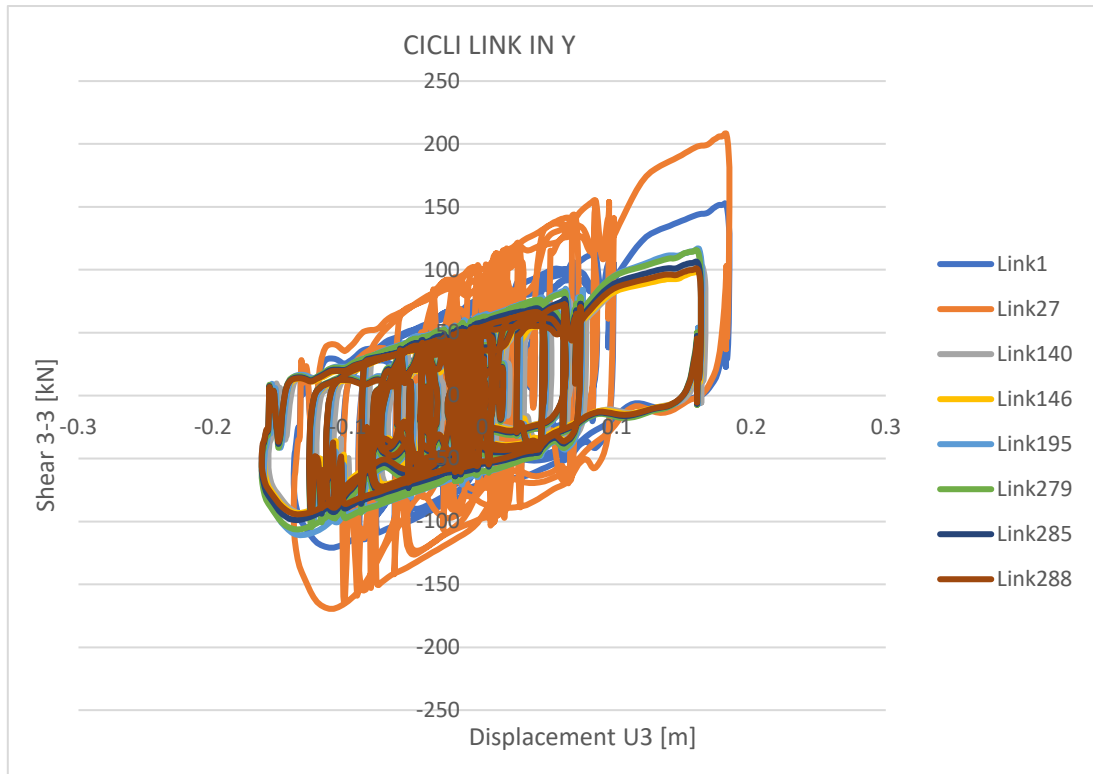


Figura 6.56 Time history 2, valutazione dei cicli in Y dei link perimetrali esaminati

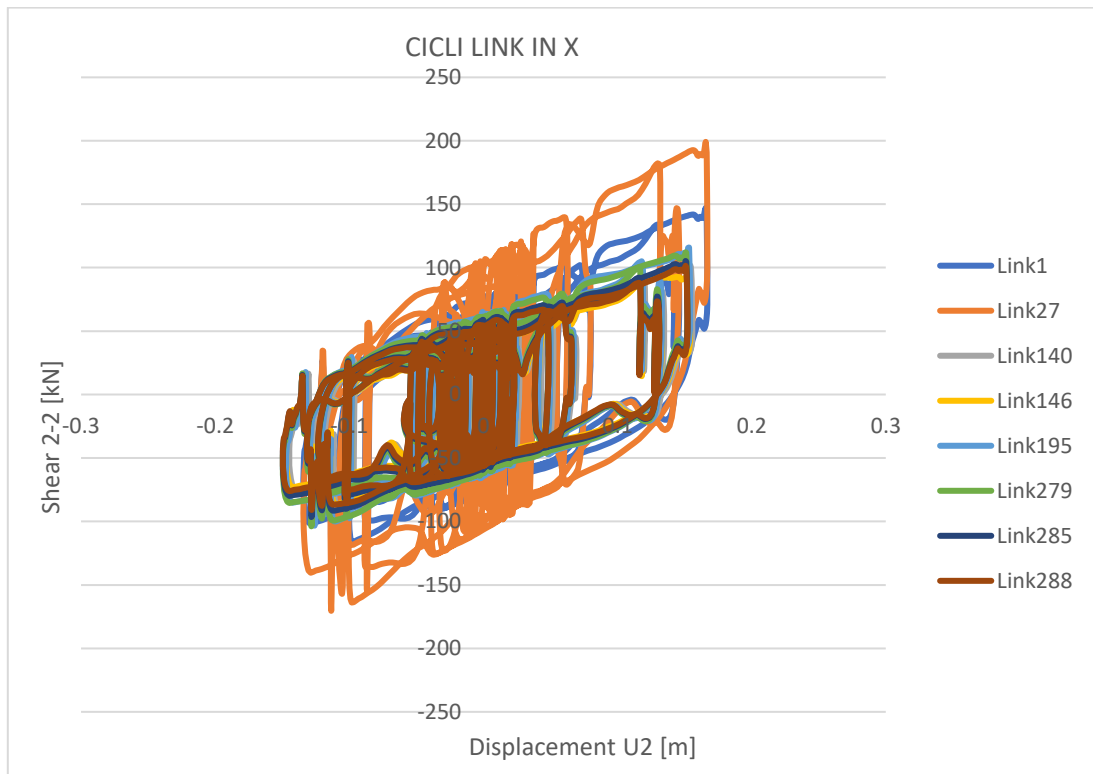


Figura 6.57 Time history 3, valutazione dei cicli in X dei link perimetrali esaminati

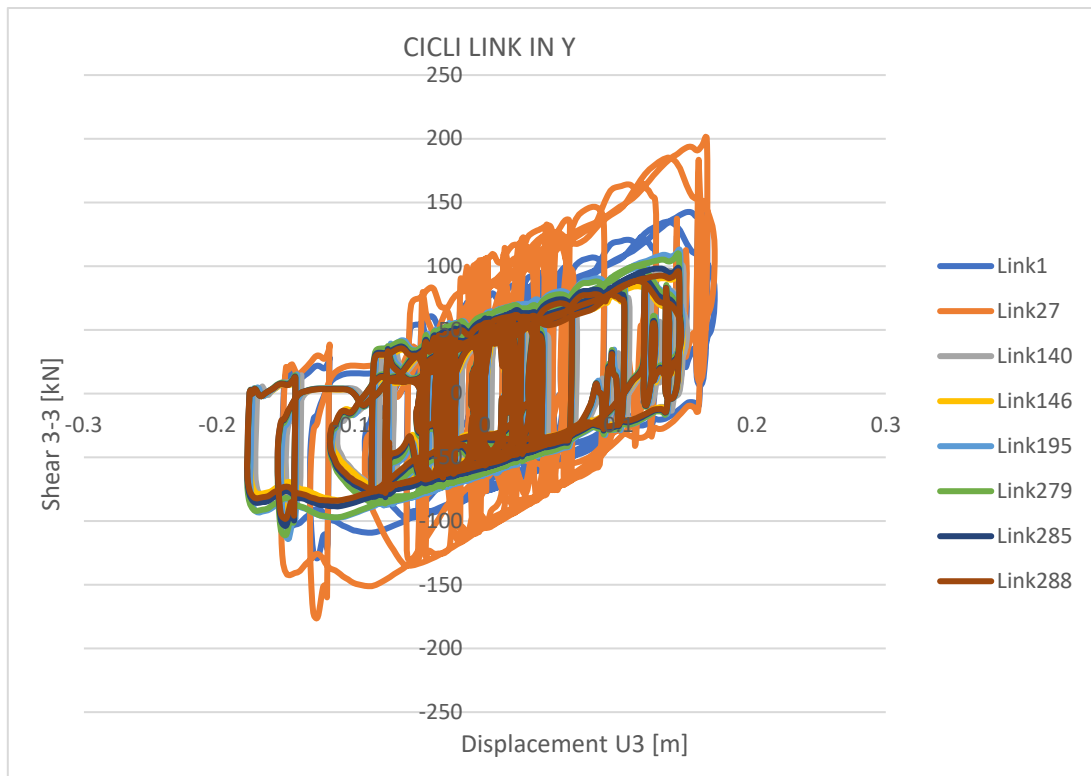


Figura 6.58 Time history 3, valutazione dei cicli in Y dei link perimetrali esaminati

Dai grafici si può notare che nessuno dei link è sottoposto a sforzi di trazione.

Inoltre, le considerazioni fatte sul ciclo del link 27 allo SLC sono estendibili anche a questo stato limite.

c) accelerazioni assolute di risposta dei nodi della piastra isolata (gli stessi esaminati allo SLC):

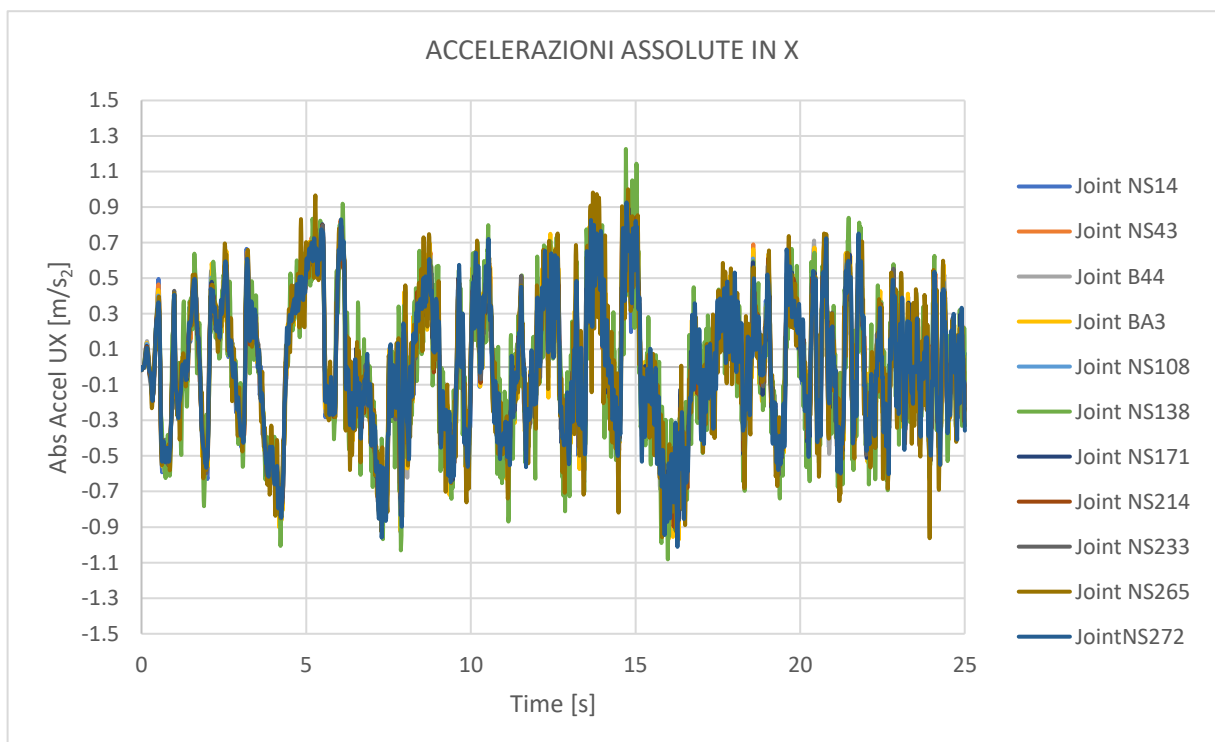


Figura 6.59 Time history 1, accelerazioni assolute in X

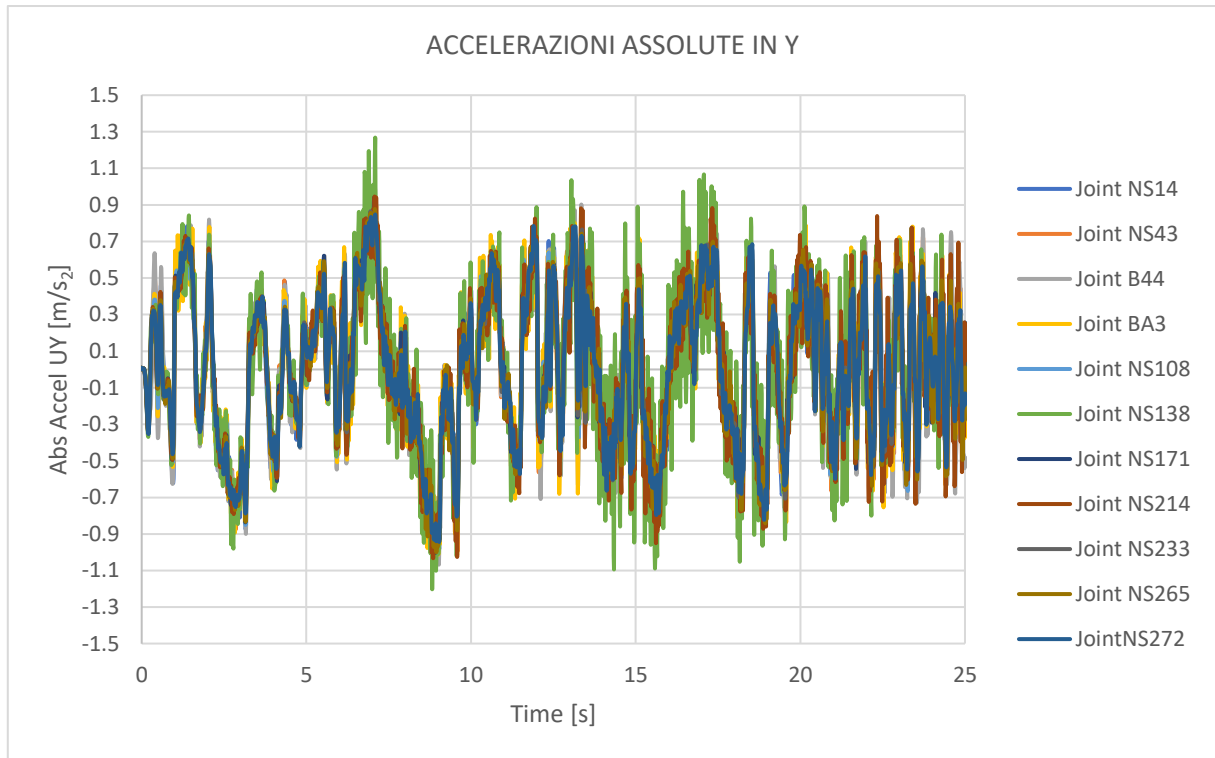


Figura 6.60 Time history 1, accelerazioni assolute in Y

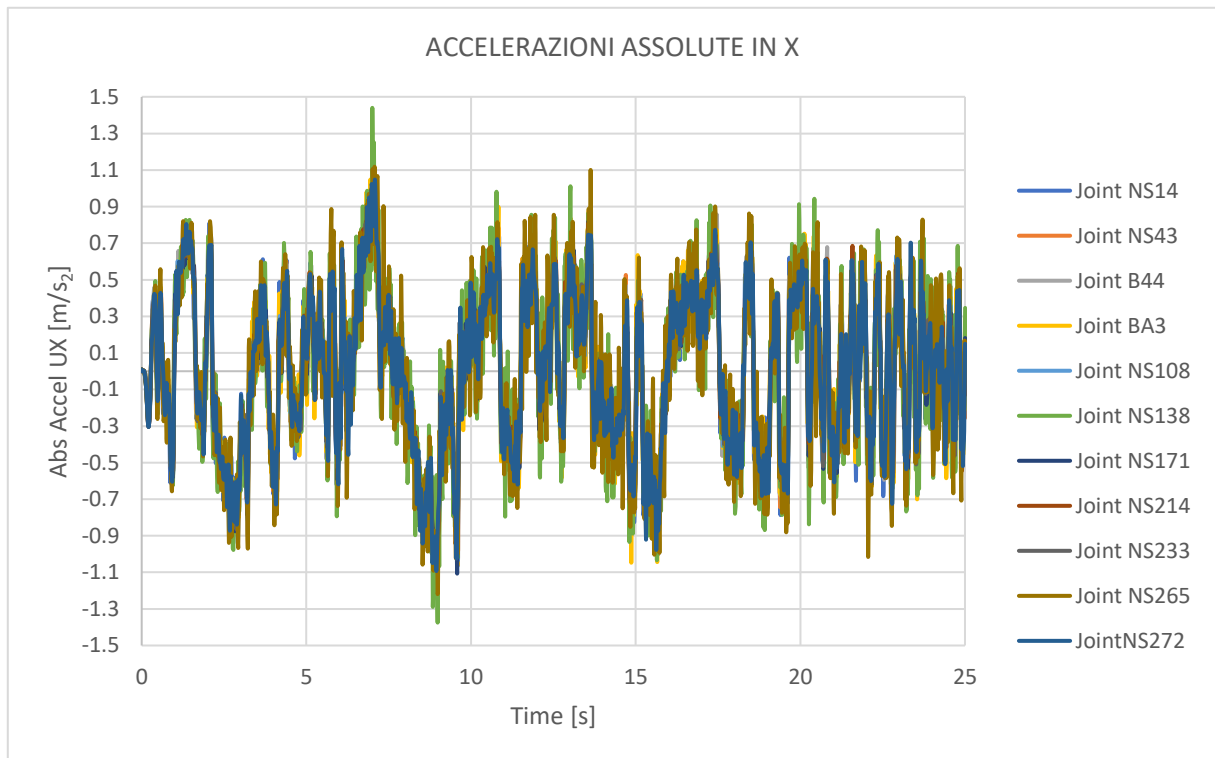


Figura 6.61 Time history 2, accelerazioni assolute in X

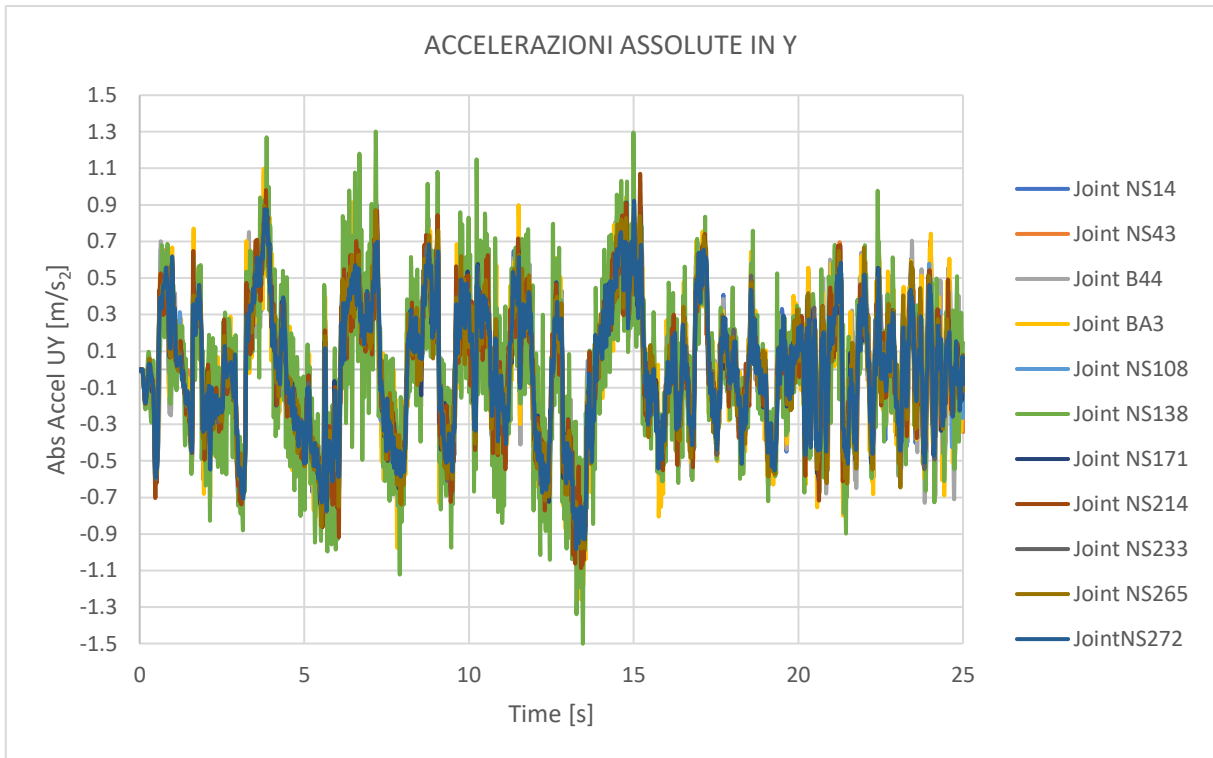


Figura 6.62 Time history 2, accelerazioni assolute in Y

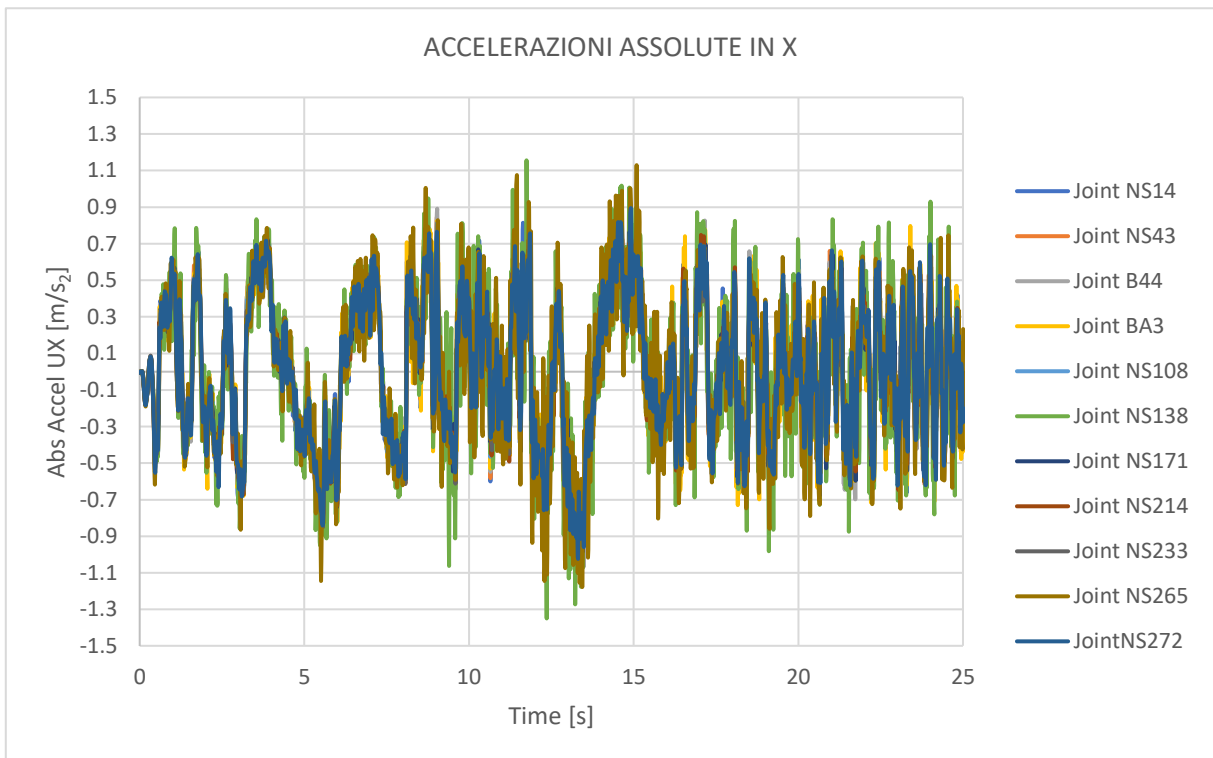


Figura 6.63 Time history 3, accelerazioni assolute in X

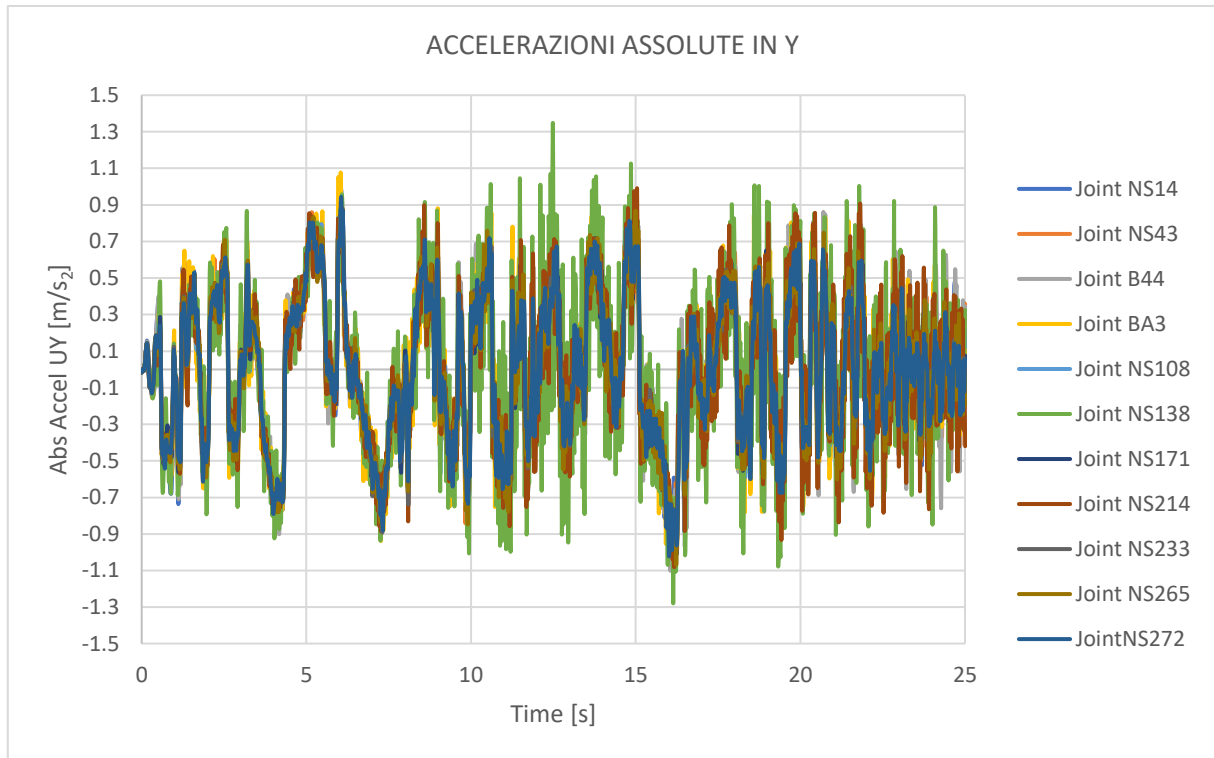


Figura 6.64 Time history 3, accelerazioni assolute in Y

Allo SLV sono stati ottenuti dei valori di accelerazione assoluta al massimo pari a  $1.50 \text{ m/s}^2$ .

**SLD: STATO LIMITE DI DANNO**

Sono stati analizzati i seguenti parametri di risposta:

- a) per verificare che non ci siano effetti torsionali sono stati diagrammati gli spostamenti traslazionali di 8 nodi perimetrali appartenenti alla piastra (gli stessi esaminati anche negli Stati Limite precedenti):

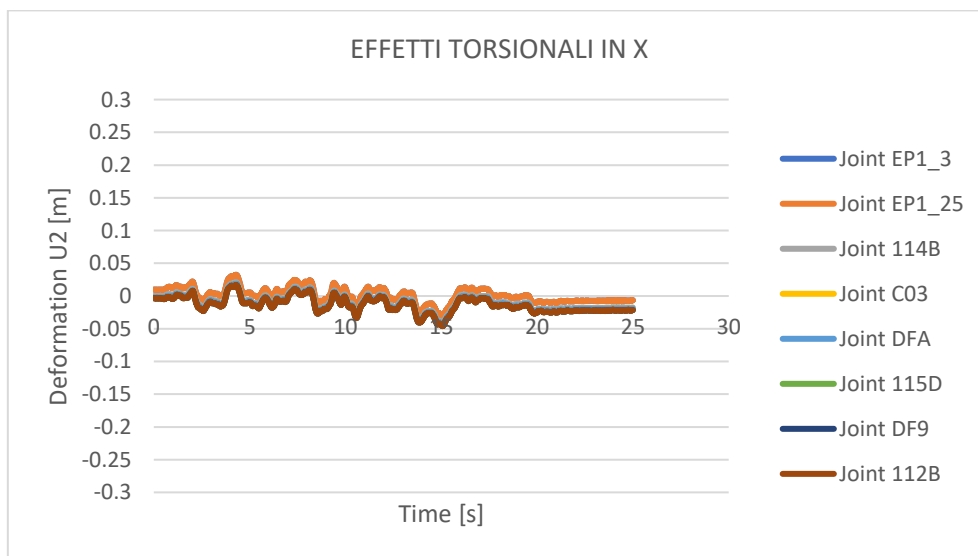


Figura 6.65 Time history 1, valutazione effetti torsionali in X

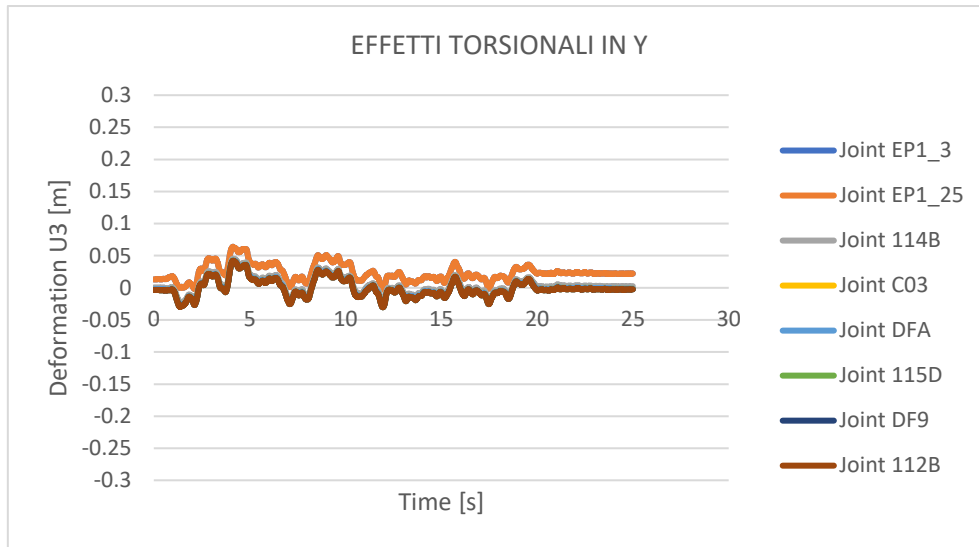


Figura 6.66 Time history 1, valutazione effetti torsionali in Y

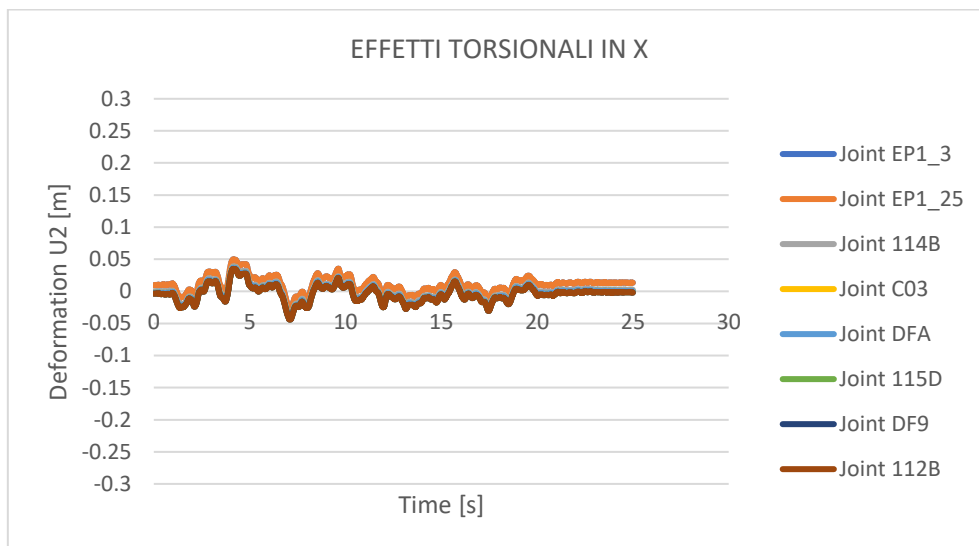


Figura 6.67 Time history 2, valutazione effetti torsionali in X

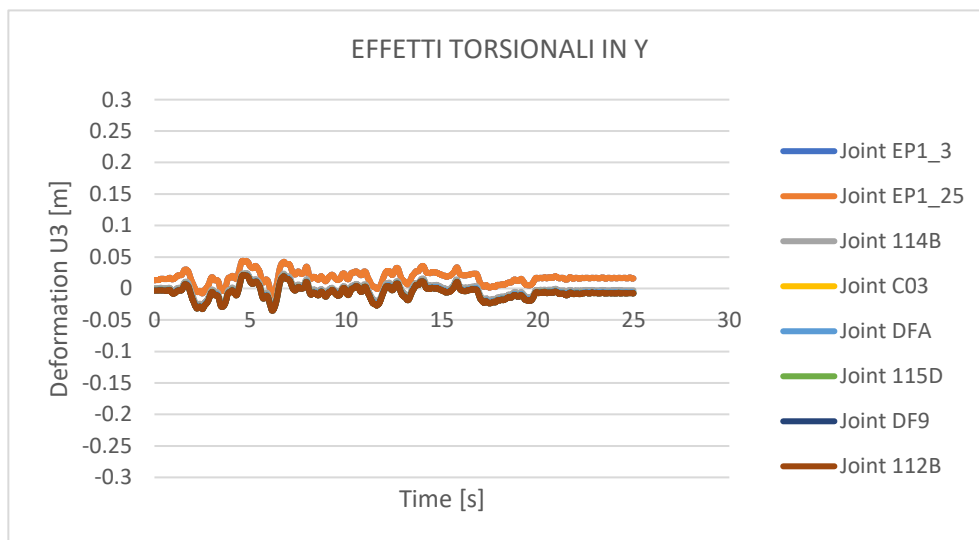


Figura 6.68 Time history 2, valutazione effetti torsionali in Y



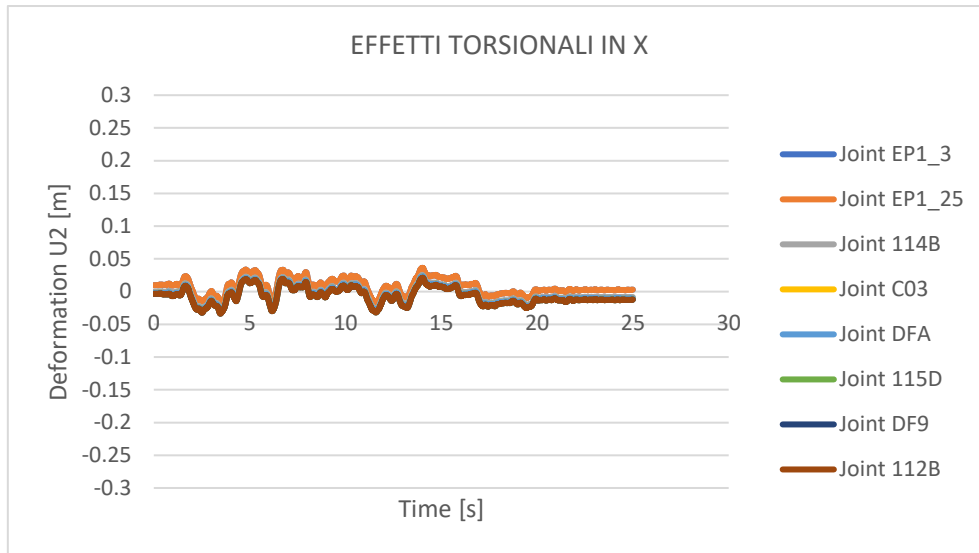


Figura 6.69 Time history 3, valutazione effetti torsionali in X

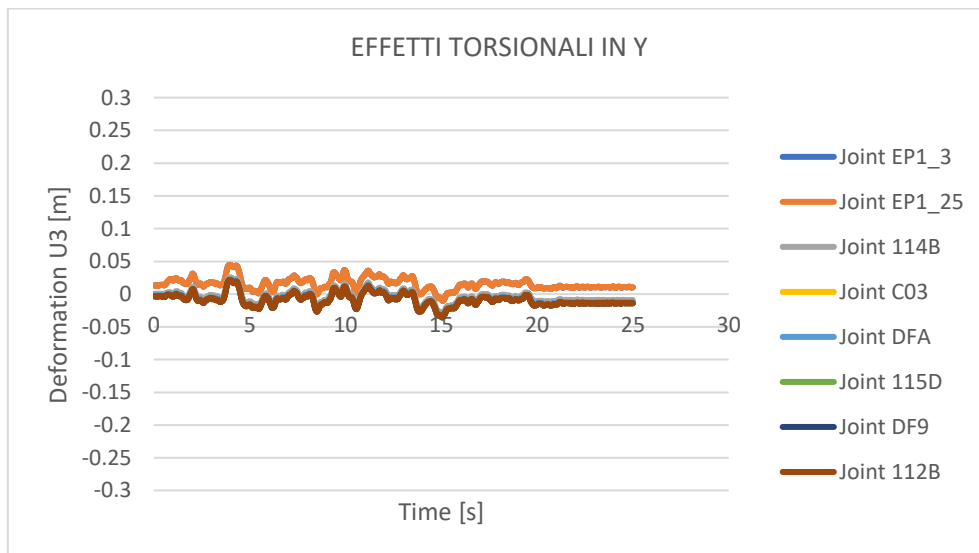


Figura 6.70 Time history 3, valutazione effetti torsionali in Y

Anche per questo stato limite si può notare che tutti gli spostamenti sono concordi tra di loro, perciò, non si hanno effetti torsionali che coinvolgono la piastra.

- b) per verificare che i dispositivi non siano soggetti a sforzi di trazione sono stati diagrammati i cicli di 8 link disposti perimetralmente alla piastra (gli stessi esaminati anche negli Stati Limite precedenti):

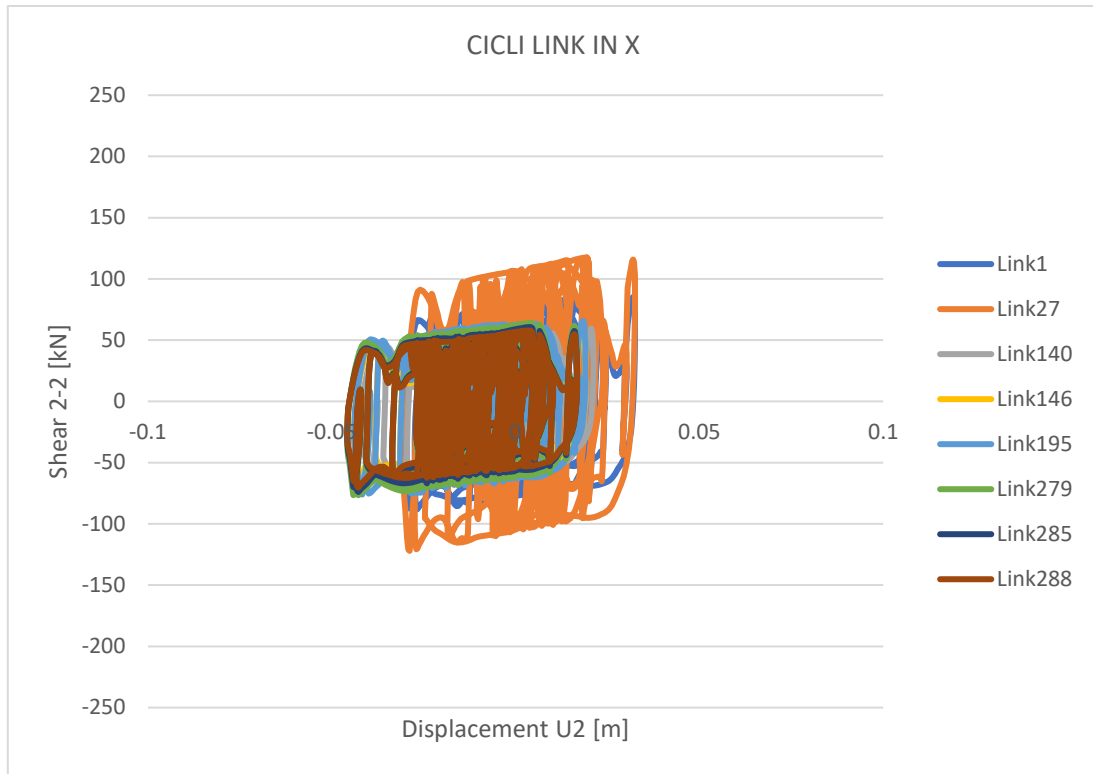


Figura 6.71 Time history 1, valutazione dei cicli in X dei link perimetrali esaminati

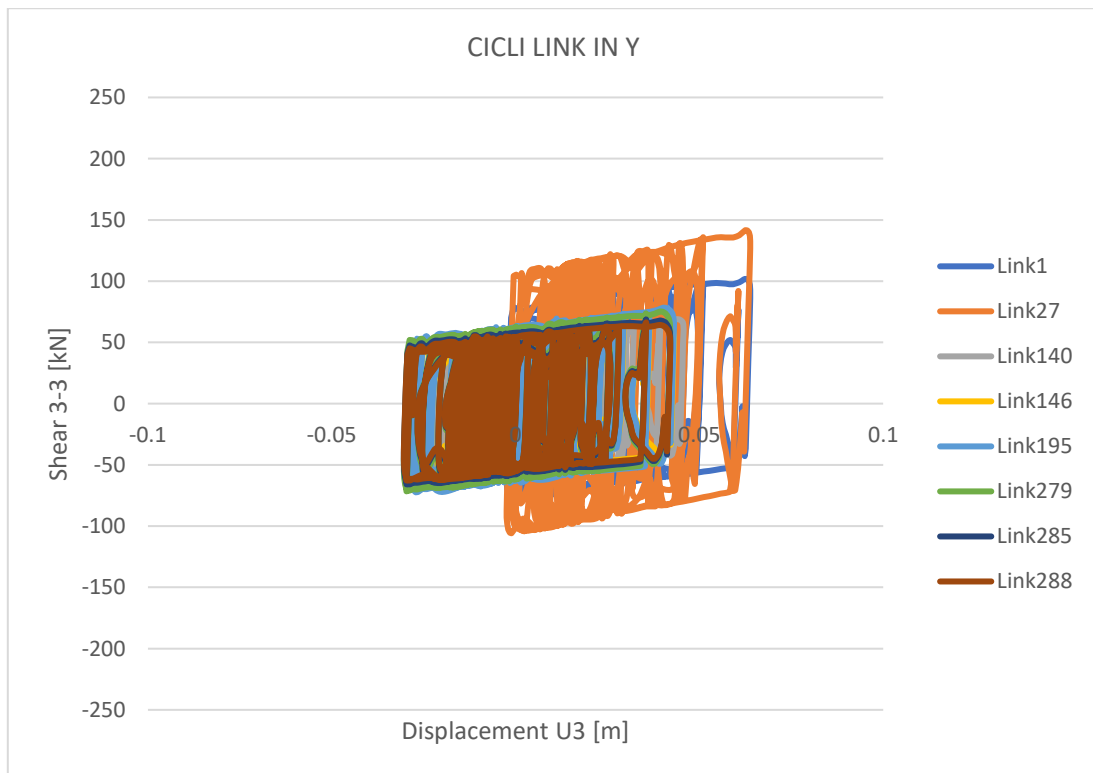


Figura 6.72 Time history 1, valutazione dei cicli in Y dei link perimetrali esaminati

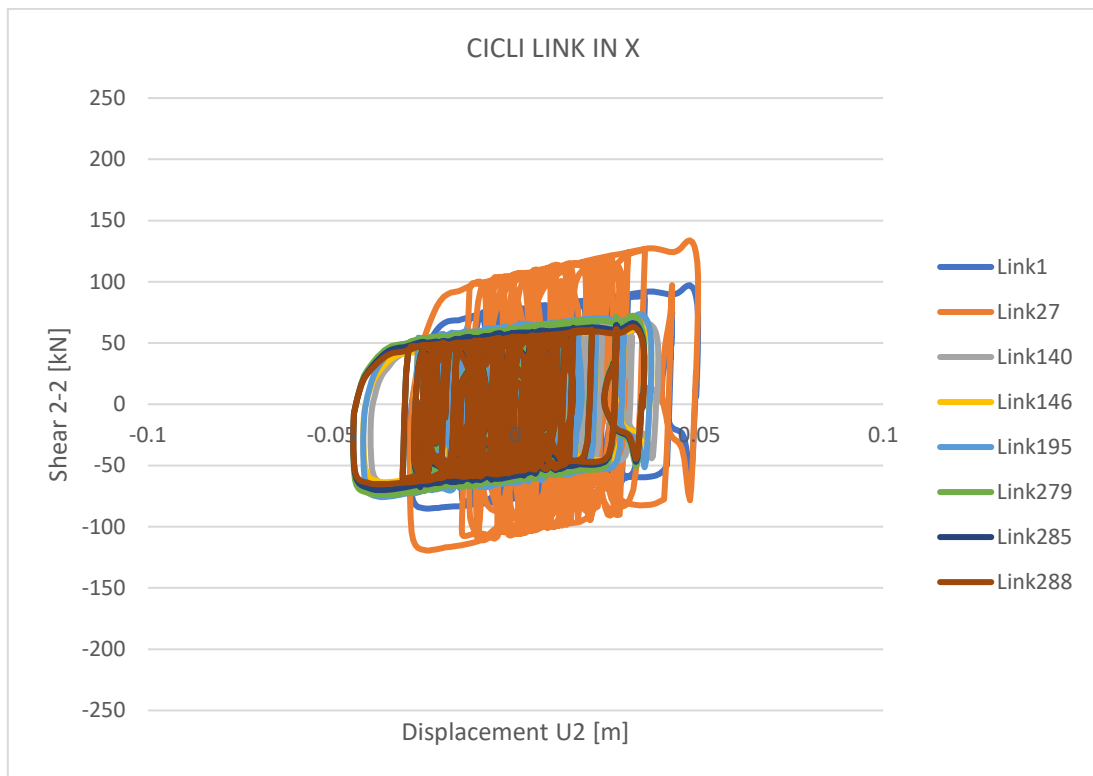


Figura 6.73 Time history 2, valutazione dei cicli in X dei link perimetrali esaminati

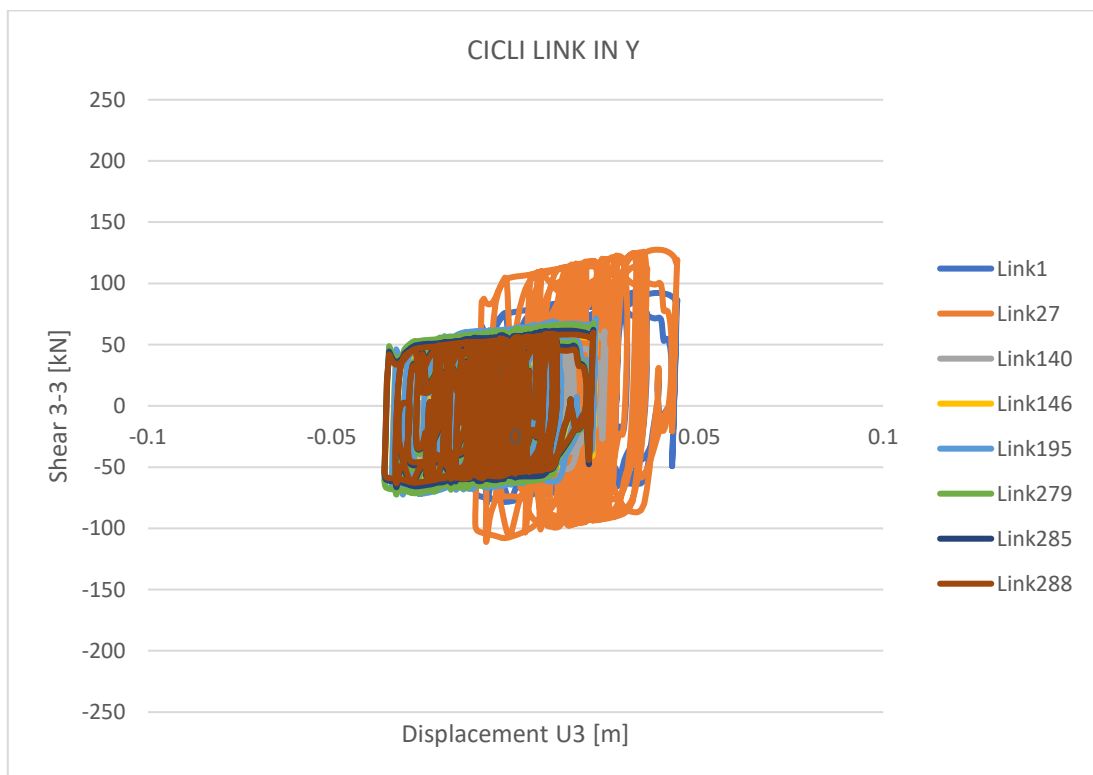


Figura 6.74 Time history 2, valutazione dei cicli in Y dei link perimetrali esaminati

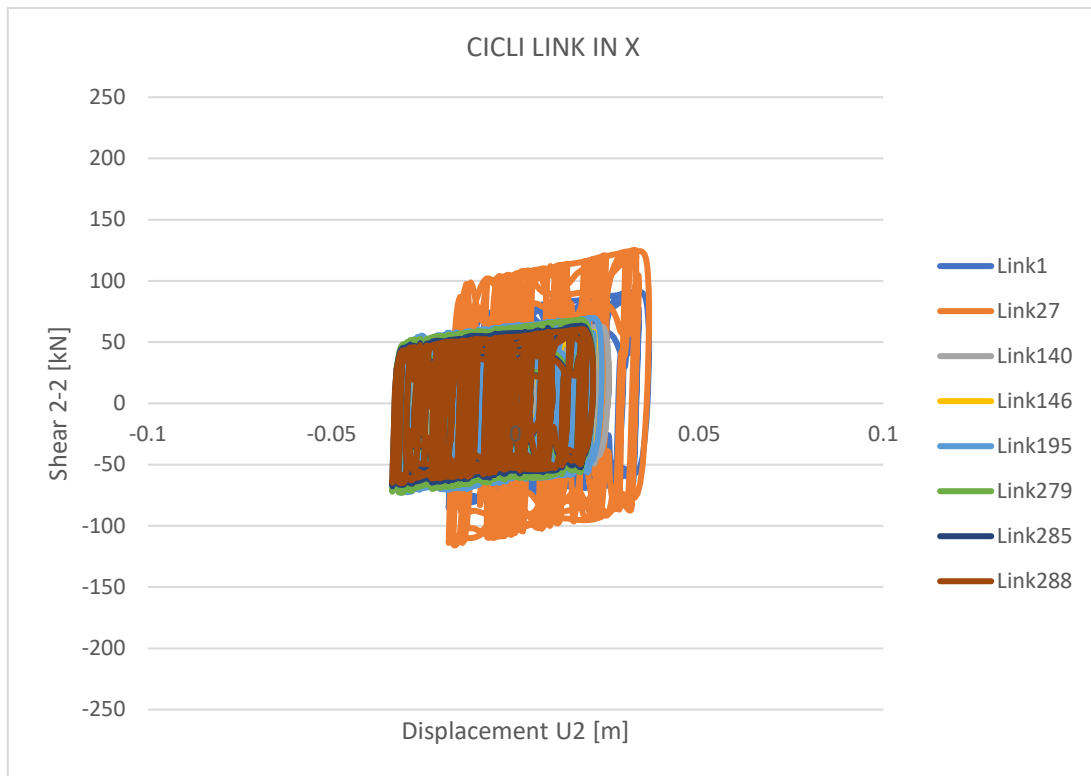


Figura 6.75 Time history 3, valutazione dei cicli in X dei link perimetrali esaminati

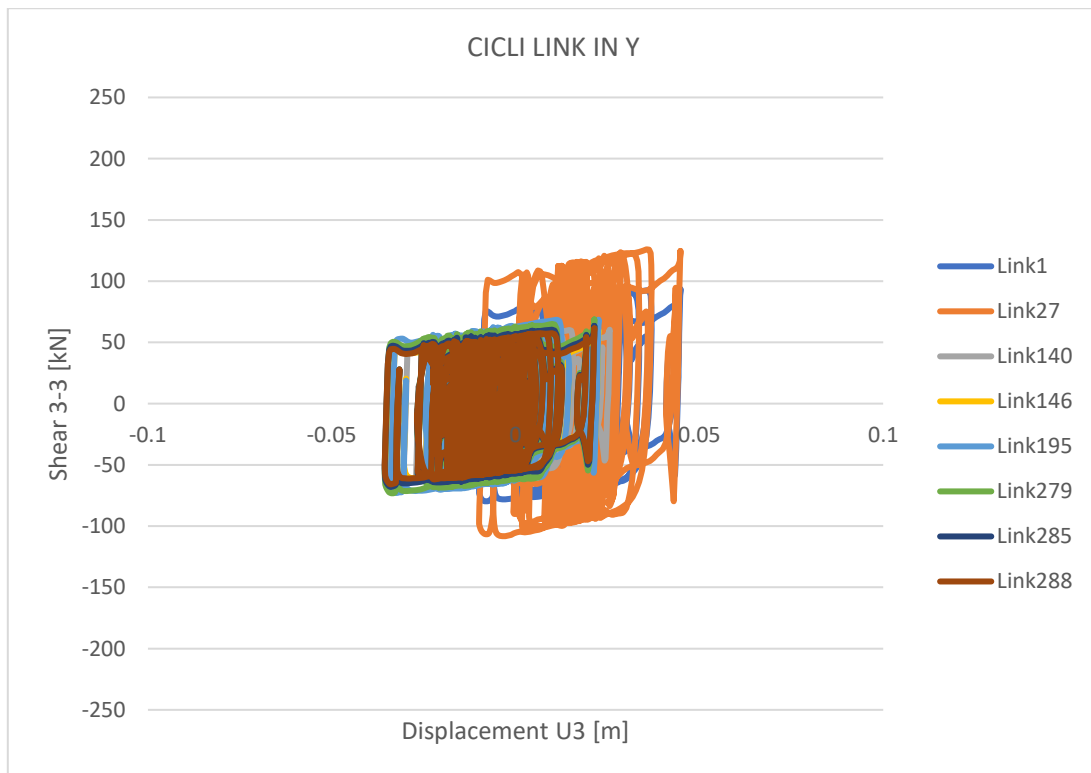


Figura 6.76 Time history 3, valutazione dei cicli in Y dei link perimetrali esaminati

Dai grafici si può notare che nessuno dei link è sottoposto a sforzi di trazione.

Inoltre, le considerazioni fatte sul ciclo del link 27 e sulle problematiche del modello "a travi" ai precedenti stati limite sono valide anche allo SLD.

c) accelerazioni assolute di risposta dei nodi della piastra isolata (gli stessi esaminati anche negli Stati Limite precedenti):

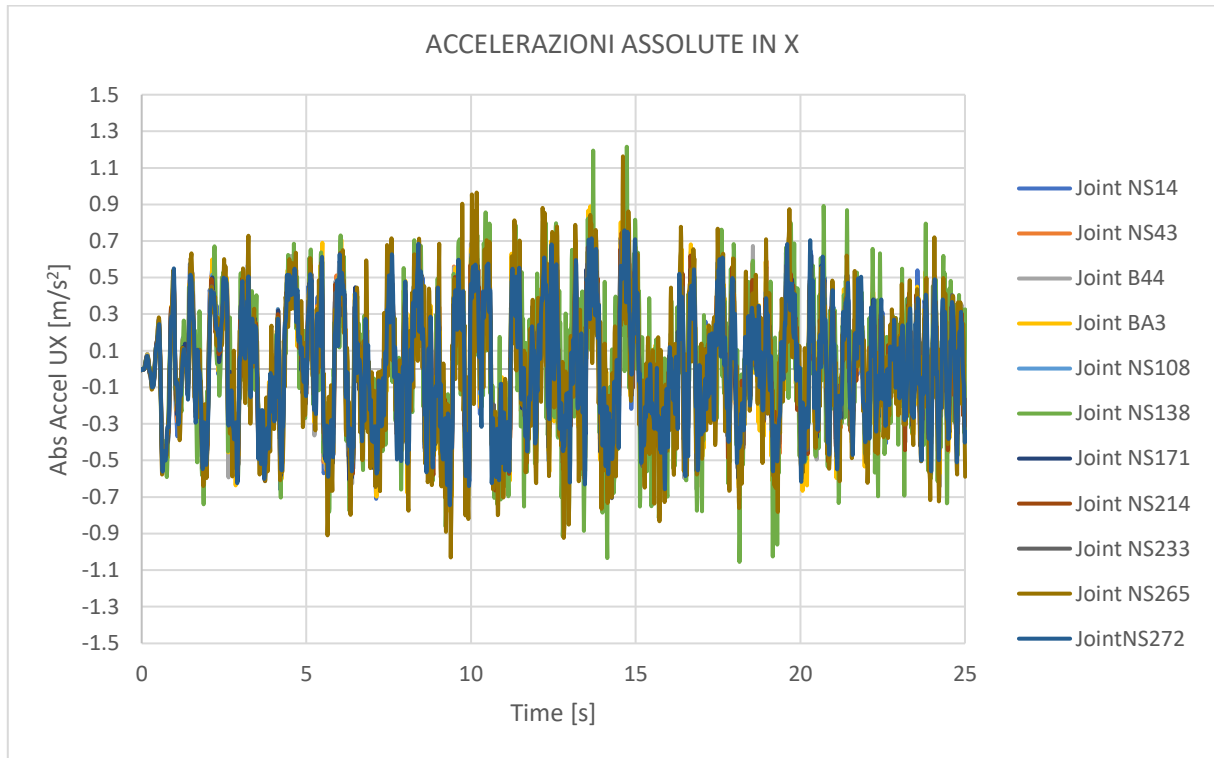


Figura 6.77 Time history 1, accelerazioni assolute in X

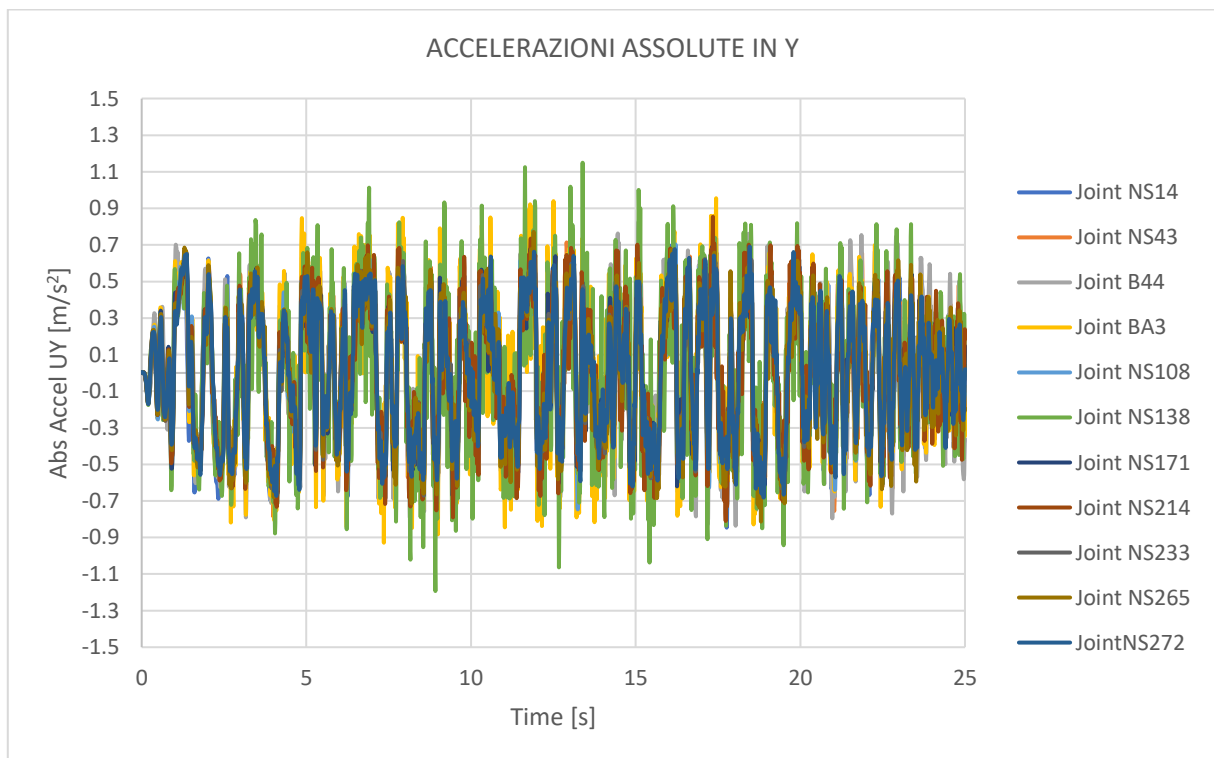


Figura 6.78 Time history 1, accelerazioni assolute in Y

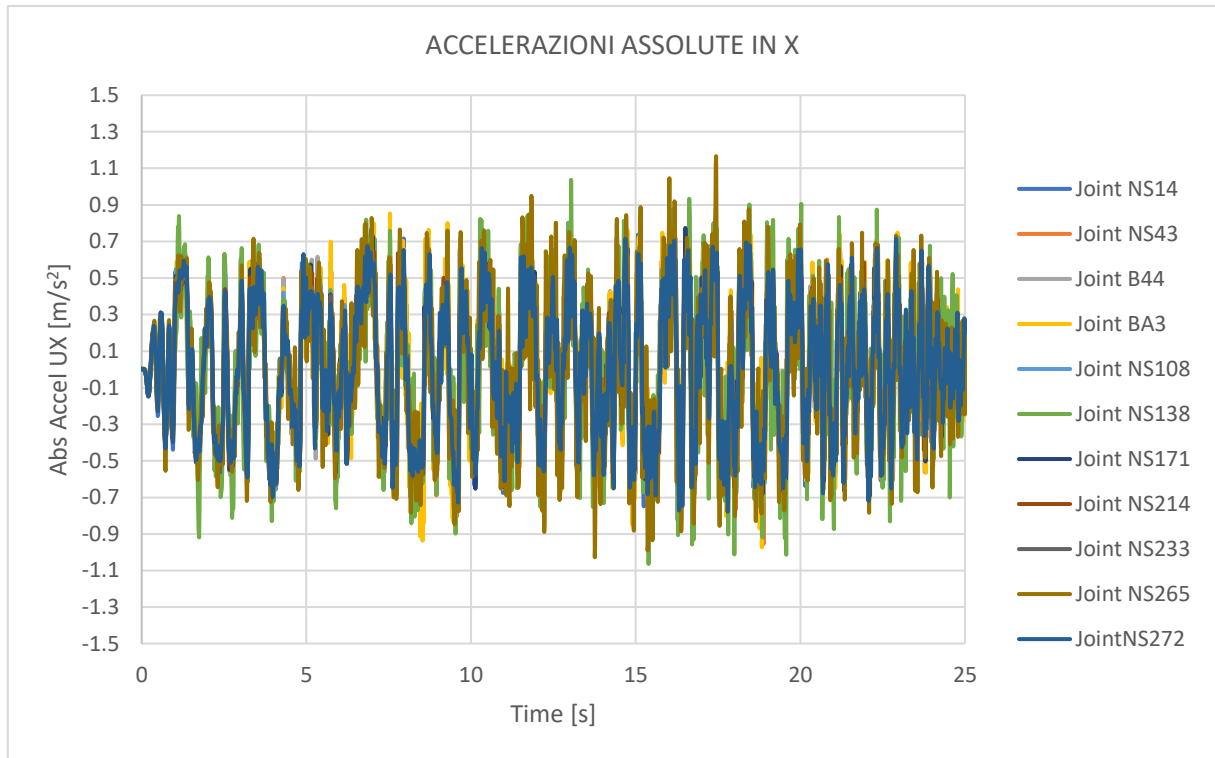


Figura 6.79 Time history 2, accelerazioni assolute in X

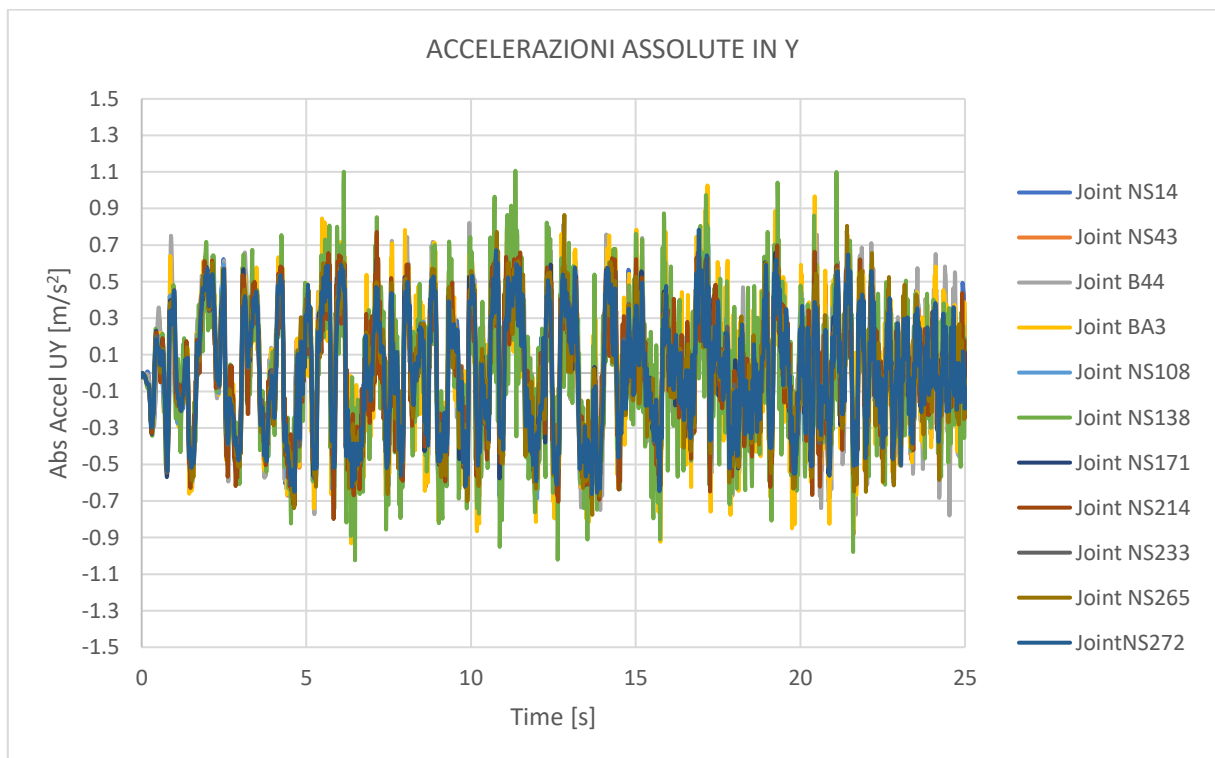


Figura 6.80 Time history 2, accelerazioni assolute in Y

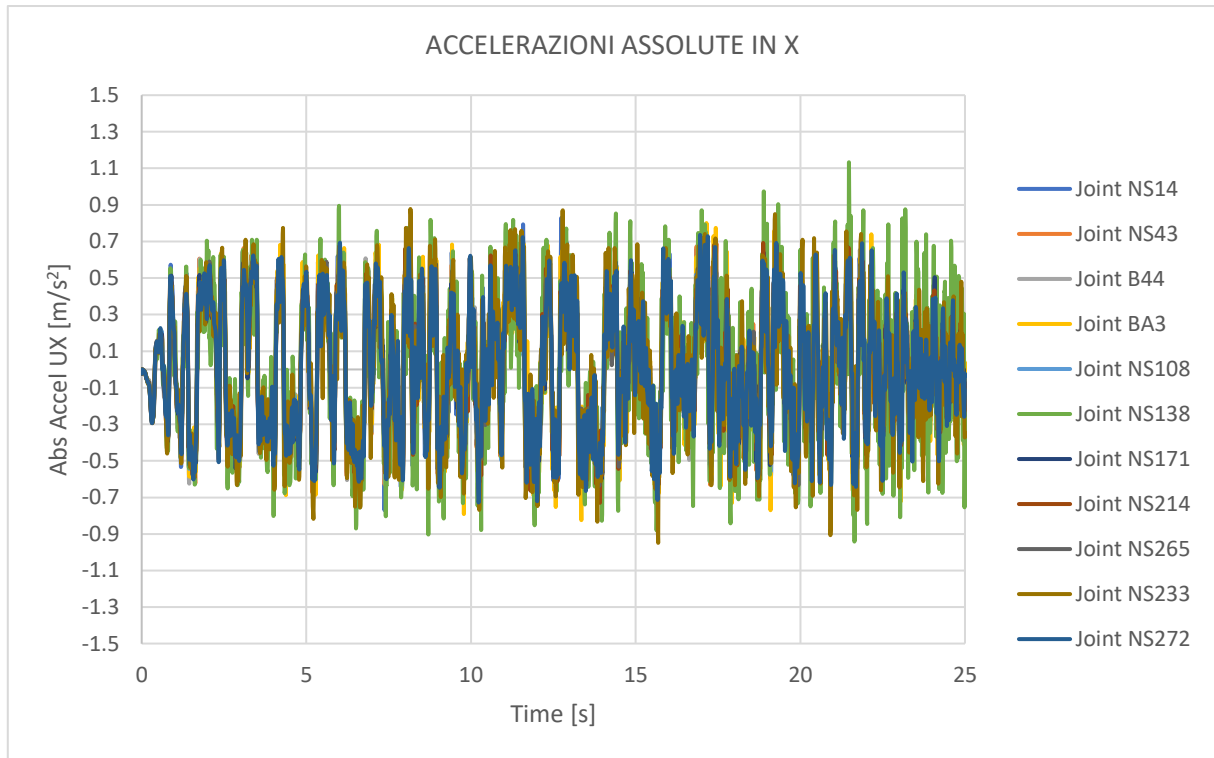


Figura 6.81 Time history 3, accelerazioni assolute in X

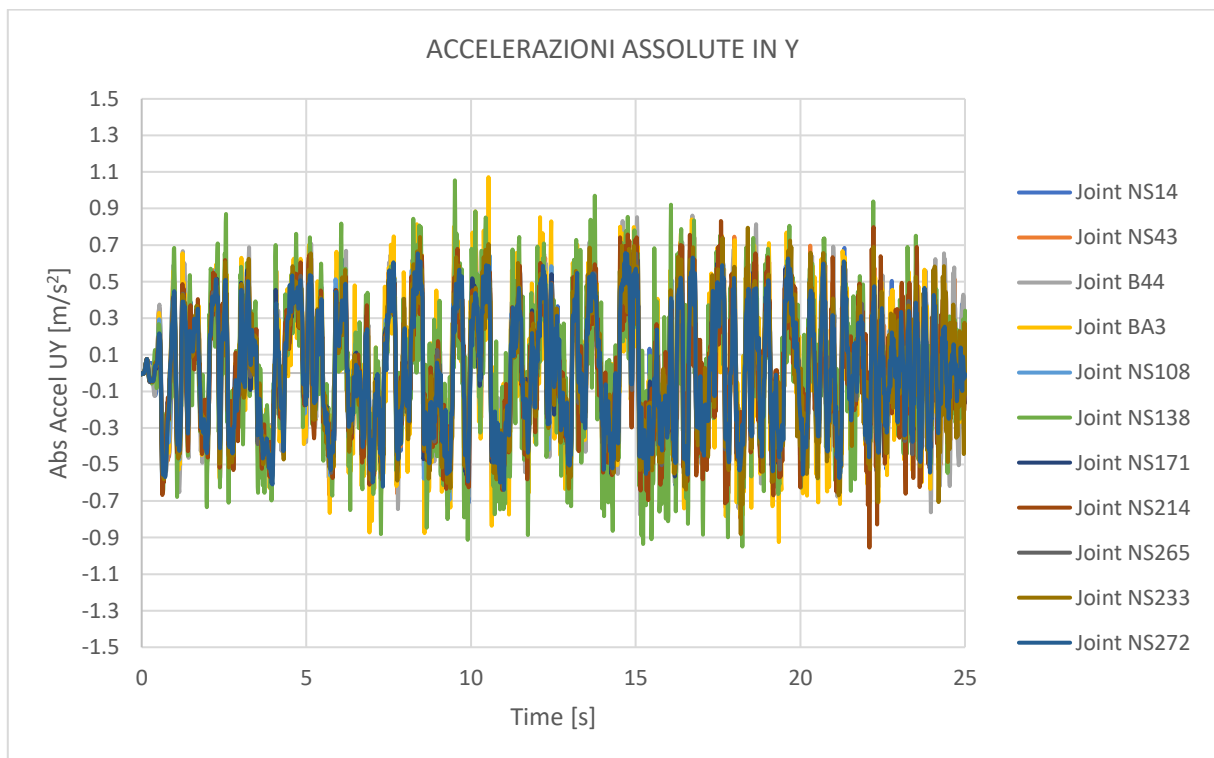


Figura 6.82 Time history 3, accelerazioni assolute in Y

Allo SLD sono stati ottenuti dei valori di accelerazione assoluta al massimo pari a  $1.22 m/s^2$ .

Si riportano di seguito, per ogni time history eseguita, le tendenze riassuntive delle accelerazioni assolute massime, degli spostamenti traslazionale massimi del sistema di isolamento e degli spostamenti residui massimi passando da uno stato limite all'altro.

STATO LIMITE	Tr [Anni]
SLD	200
SLV	1900
SLC	2475

Tabella 6.1 Tempi di ritorno relativi agli stati limite analizzati

	PGA <sub>max,X</sub>		
	SLD	SLV	SLC
TH1	1.21575	1.22711	1.12688
TH2	1.16674	1.44052	1.49236
TH3	1.13333	1.34909	1.37034

Tabella 6.2 Valori massimi assoluti delle accelerazioni in X

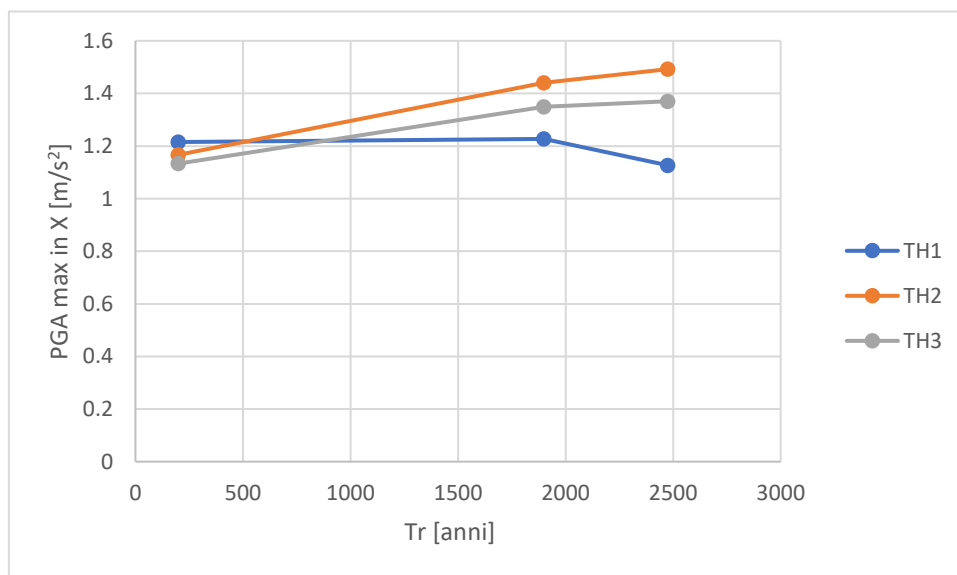


Figura 6.83 Trend delle accelerazioni assolute in X

	PGA <sub>max,Y</sub>		
	SLD	SLV	SLC
TH1	1.19356	1.26757	1.28712
TH2	1.10563	1.50054	1.48289
TH3	1.07192	1.34823	1.29395

Tabella 6.3 Valori massimi assoluti delle accelerazioni in Y



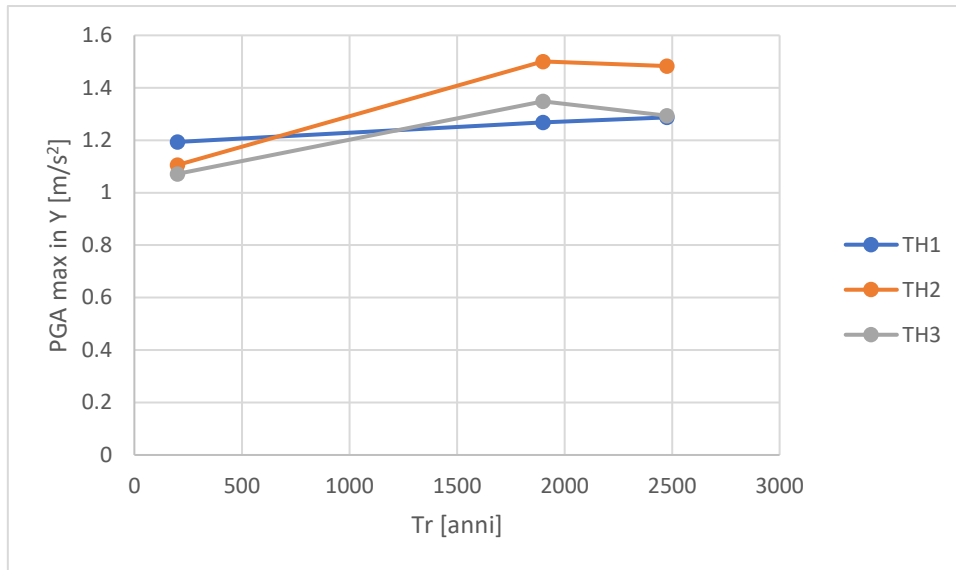


Figura 6.84 Trend delle accelerazioni assolute in Y

Dall'andamento delle tendenze si può notare che le costruzioni in elevazione potranno beneficiare non solo della riduzione dell'azione sismica in occasione di sismi di elevata intensità per i quali si hanno i massimi spostamenti dei dispositivi, ma anche in caso di terremoti frequenti di minore intensità.

Per ogni Stato Limite analizzato i valori di spostamento sono inferiori a quelli risultanti dalle analisi lineari con spettro di progetto smorzato:

	$d_{max,X}$		
	SLD	SLV	SLC
TH1	0.03253	0.18092	0.22812
TH2	0.04963	0.21343	0.26821
TH3	0.03632	0.16695	0.19745

Tabella 6.4 Valori massimi assoluti degli spostamenti in X

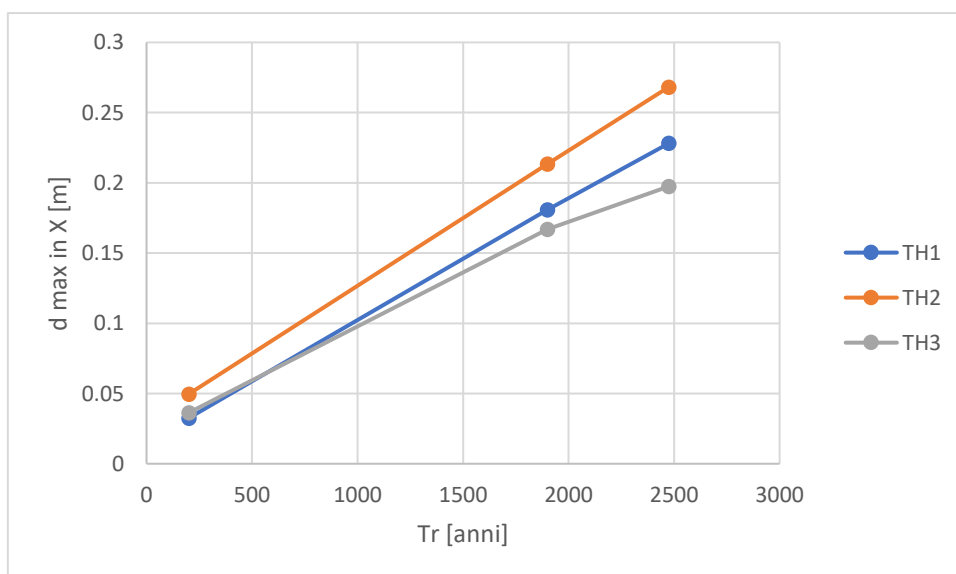


Figura 6.85 Trend degli spostamenti assoluti in X

	$d_{\max,Y}$		
	SLD	SLV	SLC
TH1	0.06388	0.20477	0.24467
TH2	0.04398	0.18383	0.21467
TH3	0.04485	0.17779	0.23561

Tabella 6.5 Valori massimi assoluti degli spostamenti in Y

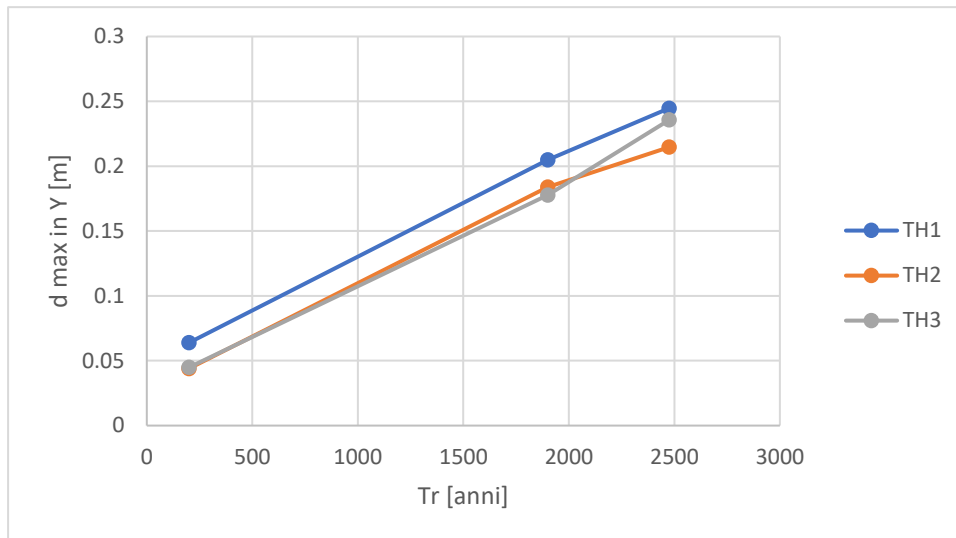


Figura 6.86 Trend degli spostamenti assoluti in Y

Per completare la caratterizzazione del comportamento del sistema di isolamento ai vari stati limite analizzati è stata valutata anche l'entità dello spostamento residuo post evento sismico. Questo spostamento è funzione della capacità di ricentraggio dei dispositivi.

	$d_{\text{residuo,max},X}$		
	SLD	SLV	SLC
TH1	0.02134	0.01779	0.01949
TH2	0.01346	0.00803	0.01385
TH3	0.01231	0.0112	0.01042

Tabella 6.6 Valori massimi assoluti degli spostamenti residui in X

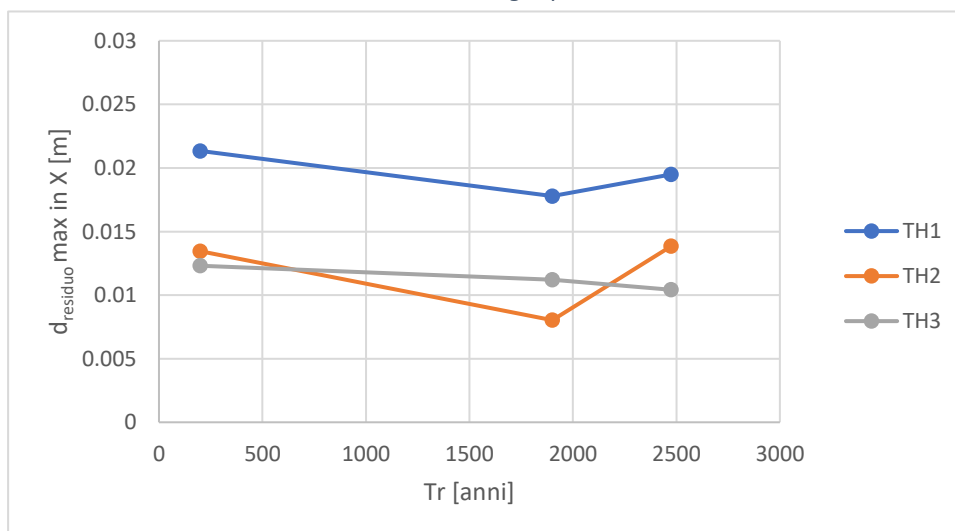


Figura 6.87 Trend degli spostamenti residui assoluti in X

	$d_{\text{residuo,max},Y}$		
	SLD	SLV	SLC
TH1	0.02225	0.01769	0.01792
TH2	0.01617	0.01526	0.00991
TH3	0.01391	0.02254	0.02362

Tabella 6.7 Valori massimi assoluti degli spostamenti residui in Y

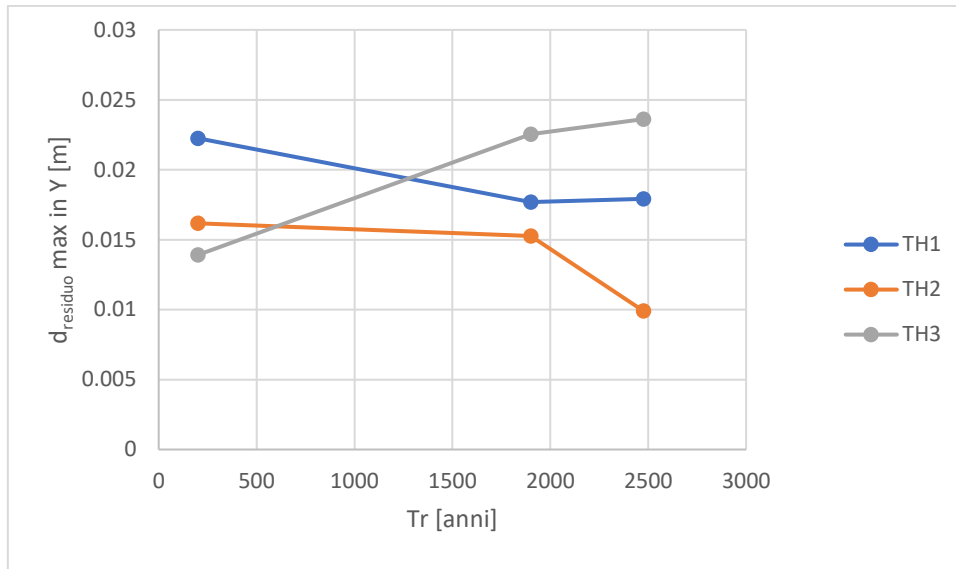


Figura 6.88 Trend degli spostamenti residui assoluti in Y

## 6.2.2 COMPONENTE VERTICALE

Per lo Stato Limite di Collasso è stata condotta un'analisi dinamica non lineare considerando anche la componente verticale dell'azione sismica.

Al SAP sono stati applicati in input 3 accelerogrammi artificiali spettro-compatibili, due orizzontali e uno verticale, generati sempre utilizzando il software SIMQKE\_GR.

Le due componenti orizzontali sono le stesse riportate al paragrafo precedente (figure 6.12 e 6.13), mentre la componente verticale è la seguente:

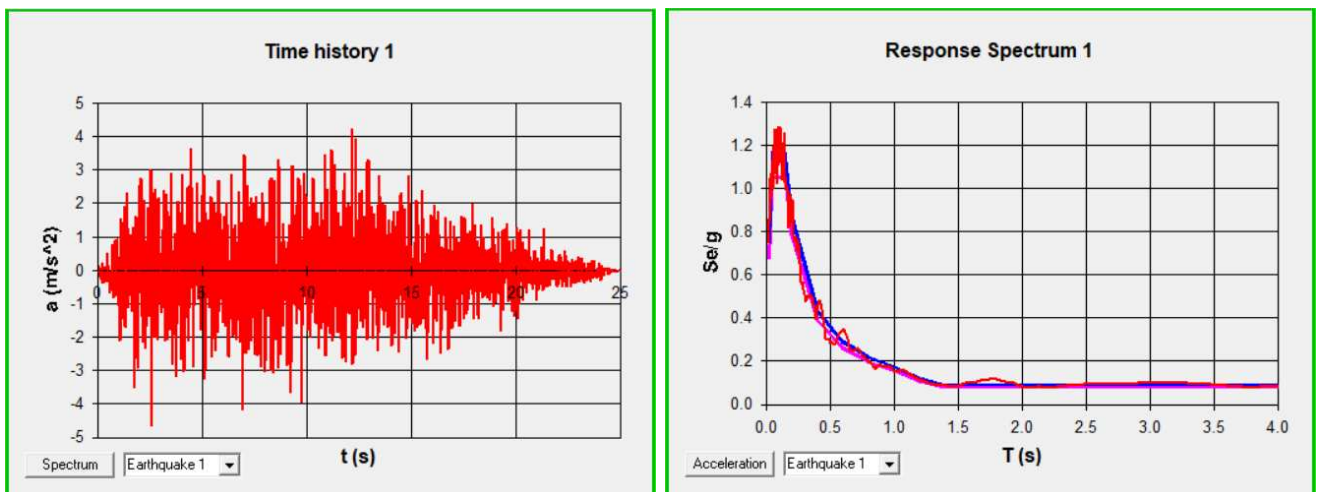


Figura 6.89 Accelerogramma verticale spettro-compatibile

**Load Case Name**  
TH\_SLC

**Initial Conditions**  
 Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State  
 Continue from State at End of Nonlinear Case (GRAV)

**Modal Load Case**  
Use Modes from Case: MODAL

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Accel	U1	ACC1_SLC	1.
Accel	U2	ACC2_SLC	1.
Accel	U3	ACCVERT_SLC	1.

**Time Step Data**  
 Number of Output Time Steps: 2500  
 Output Time Step Size: 0.01

**Other Parameters**  
 Damping: None  
 Time Integration: Hilber-Hughes-Taylor  
 Nonlinear Parameters: Default

Figura 6.90 Caso di Carico della time history creato al SAP

I dispositivi di tipo “Friction Pendulum” sono stati modellati con una rigidezza in direzione verticale pari al rapporto tra è il carico assiale medio che agisce sugli isolatori in condizione statica sismica  $N_{ed}=1616.83$  e lo spostamento consentito ai dispositivi in direzione verticale  $s_0=0.001$  m.

$$K_v = \frac{N_{ed}}{s_0} \cong 1.000.000 \text{ kN/m}$$

Inoltre, sono state eseguite delle modifiche al modello della piastra considerando un coefficiente di dissipazione rispetto ai gradi di libertà verticali sia per isolatori che per le sovrastrutture.

Siccome gli edifici al di sopra della piattaforma isolata non sono stati modellati, lo smorzamento verticale delle sovrastrutture è stato associato al materiale costituente la piastra, poiché all'interno del SAP è possibile specificare coefficienti di smorzamento proporzionali a massa e rigidezza per i materiali individuali.

La scelta dello smorzamento da assegnare al modello è più complessa quando la struttura come in questo caso è composta da più sottosistemi (sovrastuttura e sistema di isolamento) con proprietà dissipative differenti. In questa situazione non è consigliabile applicare un approccio di tipo classico che prevede uno smorzamento alla Rayleigh, poiché è stato dimostrato da almeno uno studio che, se utilizzato impropriamente, esso conduce ad uno smorzamento eccessivo della risposta di una struttura isolata alla base, andando a sopprimere la risposta del primo modo.

In una struttura di tipo convenzionale lo smorzamento alla Rayleigh si applica nel seguente modo:

$$c = a_0 m + a_1 k$$

in cui  $m$  e  $k$  sono rispettivamente la matrice delle masse e delle rigidezze della struttura. I coefficienti  $a_0$  e  $a_1$  servono ad esprimere il rapporto di smorzamento  $\zeta$  in due differenti modi. Assegnando lo stesso rapporto di smorzamento ai modi con frequenze  $\omega_i$  e  $\omega_j$ , i coefficienti  $a_0$  e  $a_1$  vengono calcolati come:

$$a_0 = \zeta \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i+\omega_j}; a_1 = \zeta \frac{2}{\omega_i+\omega_j};$$

Noti  $a_0$  e  $a_1$ , il rapporto di smorzamento  $\zeta$  per ogni generico modo con frequenza può essere calcolato come:

$$\zeta_n = \frac{a_0}{2\omega_n} + \frac{a_1\omega_n}{2}$$

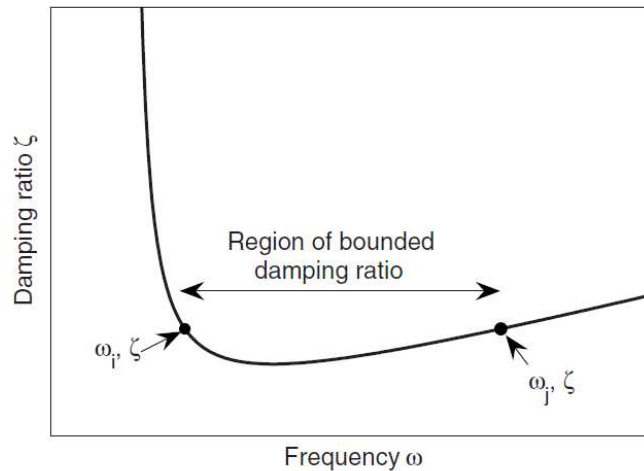


Figura 6.91 Andamento del rapporto di smorzamento in funzione della frequenza

La variazione del rapporto di smorzamento con la frequenza è rappresentata in figura 6.91, dalla quale si può osservare che  $\zeta$  è inferiore nel campo di frequenze compreso tra  $\omega_i$  e  $\omega_j$  e cresce rapidamente al di fuori di esso, in particolare per frequenze inferiori a  $\omega_i$ . Per questo motivo solitamente  $\omega_i$  e  $\omega_j$  sono associate rispettivamente al primo modo e ad una frequenza di modo superiore in maniera tale che lo smorzamento ricada all'interno dell'intervallo delle frequenze che comprendono la maggior parte dei modi partecipanti. Semplici varianti dello smorzamento alla Rayleigh sono lo smorzamento proporzionale alla rigidezza  $a_0=0$  e lo smorzamento proporzionale alla massa  $a_1=0$ , che consentono di specificare il rapporto di smorzamento in un'unica maniera.

Nel caso di un edificio isolato alla base, la matrice di smorzamento completa  $c$  si ottiene combinando la matrice di smorzamento della sovrastruttura  $c_s$  con la matrice di smorzamento del sistema di isolamento  $c_b$ .

Se si utilizza il metodo di Rayleigh la matrice di smorzamento della sovrastruttura  $c_s$  è individuata dalla seguente relazione:

$$c_s = a_0 m_s + a_1 k_s$$

in cui  $m_s$  e  $k_s$  sono rispettivamente la matrice delle masse e delle rigidezze della sovrastruttura. Per il calcolo dei coefficienti  $a_0$  e  $a_1$  deve essere determinata la frequenza più bassa  $\omega_1$  e deve essere considerata come la frequenza fondamentale della struttura isolata invece che della sola sovrastruttura.

Il rapporto di smorzamento del primo modo dell'edificio isolato, ignorando i termini fuori dalla diagonale della matrice di smorzamento è il seguente:

$$\zeta_{est} = \frac{\Phi_1^T c \Phi_1}{2\omega_1 (\Phi_1^T m \Phi_1)}$$

dove  $\Phi_1$  e  $\omega_1$  sono rispettivamente forma e frequenza del primo modo e  $m$  è la matrice delle masse del sistema isolato.

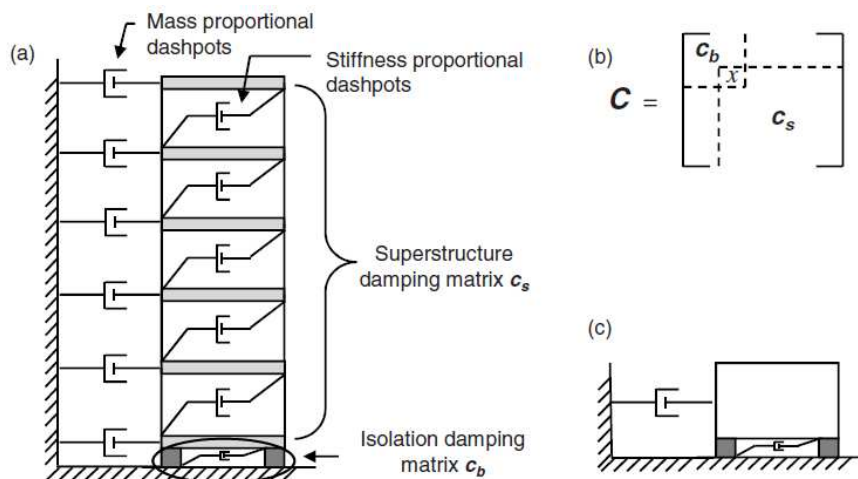


Figura 6.92 Assemblaggio della matrice di smorzamento alla Rayleigh

Diversi studi condotti su edifici di diversa altezza hanno dimostrato che utilizzando la formulazione di Rayleigh nasce uno smorzamento nel primo modo del sistema che si aggiunge a quello fornito dal sistema di isolamento.

Questo smorzamento aggiuntivo è il risultato della componente dello smorzamento alla Rayleigh proporzionale alla massa, che può essere visualizzata come degli smorzatori che collegano ogni massa di piano ad un supporto esterno. Questi "smorzatori d'aria", visibili in figura 6.92, non corrispondono ad un fenomeno fisico e non dovrebbero essere una fonte significativa di dissipazione di energia nel primo modo poiché la sovrastruttura si muove essenzialmente come un corpo rigido, senza alcun movimento relativo.

Applicando uno smorzamento proporzionale solamente alla rigidezza della sovrastruttura si ottiene:

$$c = a_1 k \quad \text{con } a_1 = 2\xi/\omega_i$$

Varie applicazioni hanno dimostrato, inoltre, che questo smorzamento influenzerà solo i modi superiori ai quali però generalmente compete una massa partecipante inferiore.

In conclusione, la modellazione di uno smorzamento proporzionale alla rigidezza porterà a risultati conservativi e coerenti evitando il pericolo di uno scorretto utilizzo.

All'interno del SAP è stato affidato perciò un coefficiente di smorzamento proporzionale alla rigidezza ai materiali costituenti la schematizzazione a travi della piastra.

La valutazione di un valore accurato del rapporto di smorzamento  $\xi$  non è semplice poiché richiede dati derivanti da prove in cui la struttura dovrebbe essere sottoposta a forti eventi sismici senza che si deformi all'interno del campo plastico. Pertanto, a causa della mancanza di disponibilità di tali dati, il valore comunemente impiegato nelle analisi è  $\xi=1-5\%$ .

Per la valutazione della pulsazione  $\omega_i$  è stata condotta un'analisi modale in direzione verticale fissando i gradi di libertà traslazionali degli isolatori in direzione X e Y e quelli flessionali. Inoltre, la piastra al di sopra del sistema di isolamento è stata considerata rigida per ottenere esclusivamente i modi di vibrare verticali degli isolatori:

The screenshot displays the 'Friction Isolator' property configuration in SAP. Key sections include:

- Link/Support Type:** Friction Isolator
- Property Name:** Friction 1
- P-Delta Parameters:** Shear Couple (selected), Equal End Moments, Advanced.
- Total Mass and Weight:** Mass, Weight, and three Rotational Inertia fields (all set to 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:** A table for defining properties in U (translation) and R (rotation) directions.
 

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 checked="" type="checkbox"/>	<input 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 checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for U3...	<input checked="" type="checkbox"/> R3	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Modify/Show for R3...
- Stiffness Options:** Stiffness Used for Linear and Modal Load Cases (Effective Stiffness), Stiffness Used for Stiffness-proportional Viscous Damping (Initial Stiffness (K0)), Stiffness-proportional Viscous Damping Coefficient Modification Factor (1).

Figura 6.93 Proprietà direzionali dei link

Identification

Property Name: Friction 1

Direction: U1

Type: Friction Isolator

NonLinear: Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases

Effective Stiffness: 0.

Effective Damping: 0.

Properties Used For Nonlinear Analysis Cases

Stiffness: 1000000.

Damping Coefficient: 0.

Figura 6.94 Proprietà non lineari in direzione U1

MODO	T [s]	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.081	0.000	0.000	0.995	0.000	0.000	0.995	0.003	0.001	0.000	0.003	0.001	0.000
2	0.050	0.000	0.002	0.004	0.000	0.002	1.000	0.787	0.056	0.000	0.790	0.057	0.000
3	0.042	0.023	0.303	0.000	0.024	0.304	1.000	0.019	0.010	0.151	0.809	0.067	0.151
4	0.038	0.000	0.005	0.000	0.024	0.309	1.000	0.000	0.000	0.001	0.809	0.067	0.152
5	0.038	0.000	0.005	0.000	0.024	0.314	1.000	0.000	0.000	0.001	0.809	0.067	0.153
6	0.035	0.000	0.005	0.000	0.024	0.319	1.000	0.000	0.000	0.000	0.809	0.067	0.153
7	0.035	0.000	0.005	0.000	0.024	0.323	1.000	0.000	0.000	0.001	0.810	0.067	0.154
8	0.035	0.001	0.004	0.000	0.025	0.327	1.000	0.000	0.000	0.001	0.810	0.067	0.155
9	0.034	0.001	0.004	0.000	0.026	0.331	1.000	0.000	0.000	0.000	0.810	0.067	0.155
10	0.034	0.000	0.005	0.000	0.026	0.336	1.000	0.000	0.000	0.001	0.810	0.067	0.156

Tabella 6.8 Risultati analisi modale in direzione verticale

Dall'analisi modale è stato ottenuto un periodo fondamentale verticale del sistema di isolamento pari a  $T_z = 0.08$  sec, in corrispondenza del quale si ha un'accelerazione verticale pari a 1.15 g.

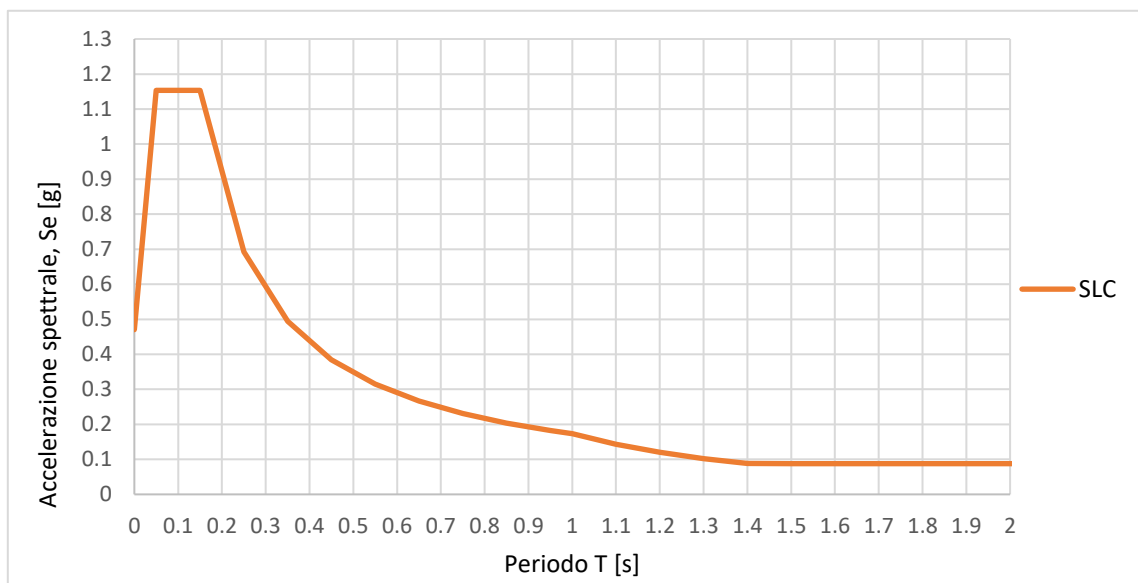


Figura 6.95 Spettro verticale da NTC 2018



Inoltre, all'interno del SAP è stato assegnato anche uno smorzamento verticale agli isolatori pari a:

$$c = \frac{2\xi K_{v,is}}{\omega_{v,is}}$$

con:

$$K_{v,is} = \frac{N_{medio}}{s_0} = 1.000.000 \text{ kN/m};$$

$$\omega_{v,is} = \sqrt{\frac{K_{v,TOT}}{M_{TOT}}} = \sqrt{\frac{1.000.000 \cdot 291}{48797}} = 77.22 \text{ 1/sec.}$$

L'analisi dinamica non lineare è stata condotta considerando uno smorzamento per il materiale proporzionale alla rigidezza pari al 5% ed uno smorzamento degli isolatori pari al 2%.

$$c_{materiale} = a_1 k \quad \text{con} \quad a_1 = \frac{2\xi}{\omega_v} = \frac{2 \cdot 0.05}{77.22} = 0.0013;$$

$$c_{isolatori} = \frac{2\xi K_{v,is}}{\omega_{v,is}} = \frac{2 \cdot 0.02 \cdot 1.000.000}{77.22} = 518.$$

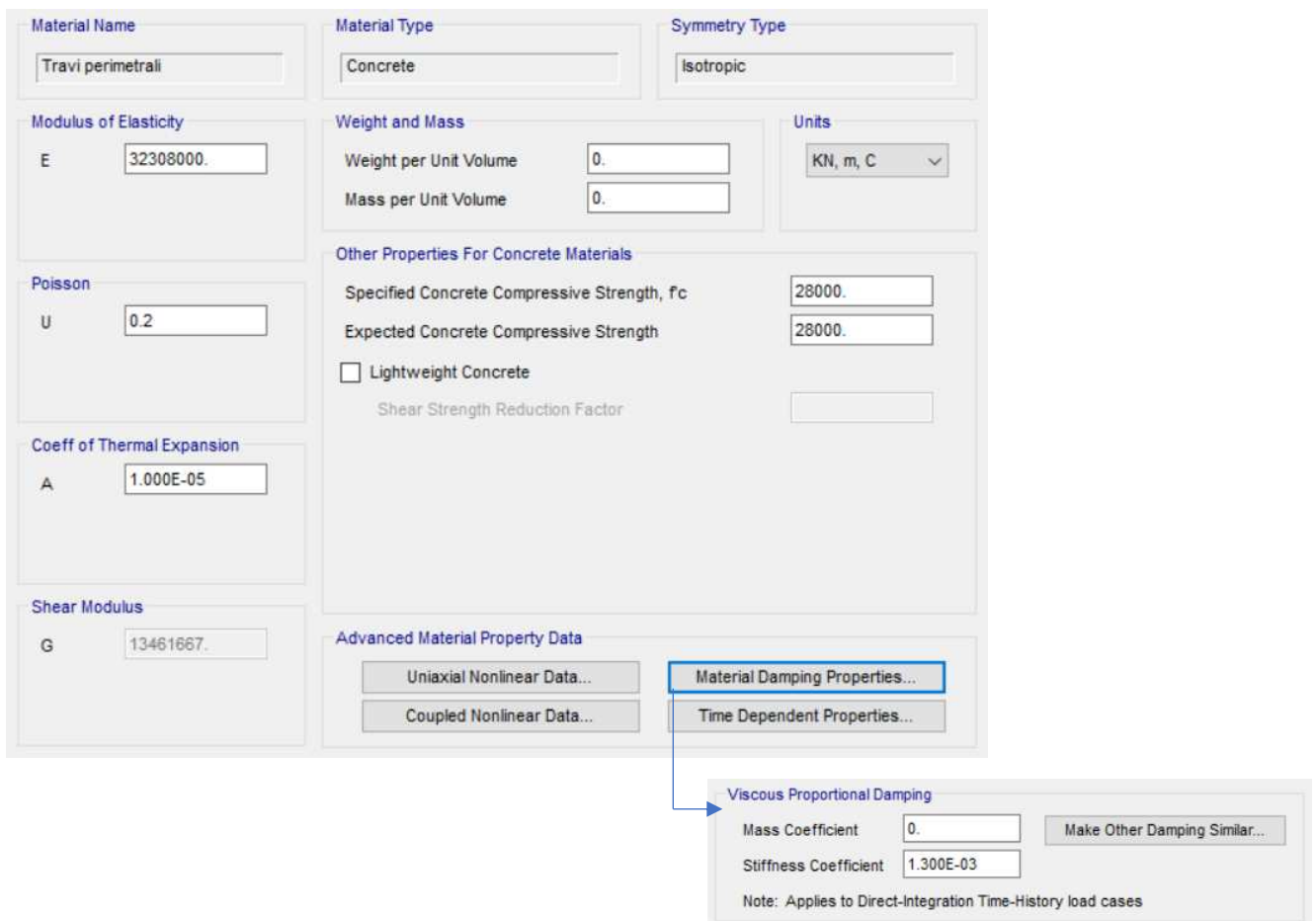


Figura 6.96 Smorzamento proporzionale alla rigidezza assegnato al materiale

Identification	
Property Name	Friction 1
Direction	U1
Type	Friction Isolator
NonLinear	Yes

Properties Used For Linear Analysis Cases	
Effective Stiffness	1000000.
Effective Damping	0.

Properties Used For Nonlinear Analysis Cases	
Stiffness	1000000.
Damping Coefficient	518.

Figura 6.97 Smorzamento assegnato agli isolatori in direzione U1

Nel seguito verranno rappresentati e commentati i risultati maggiormente significativi ottenuti dall'analisi dinamica non lineare condotta considerando anche la componente di accelerazione verticale.

Per ogni orizzontamento della piastra sono stati plottati i risultati di un maggior numero di isolatori rispetto alle analisi precedenti, considerando tutte le possibili configurazioni (perimetrali, all'interno della piastra, al di sotto delle pareti verticali, in punti di maggior confluenza del graticcio di travi) al fine di valutare possibili variazioni di comportamento dei dispositivi in direzione verticale ed avere un'idea più completa del comportamento complessivo della piastra.

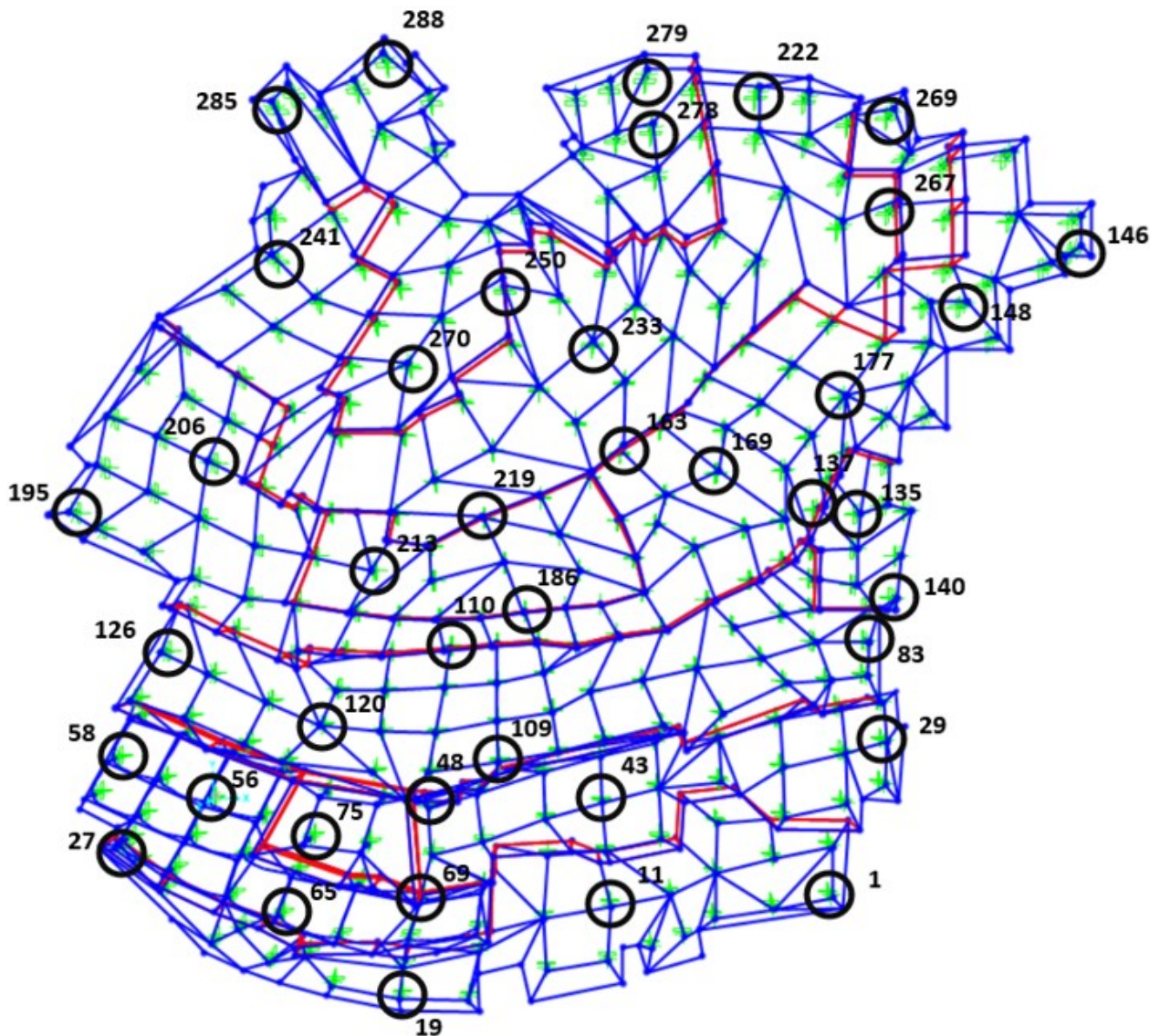


Figura 6.98 Numerazione dei link perimetrali esaminati

Analizzando i cicli degli isolatori in direzione verticale sono stati individuati dei sollevamenti, questo vuol dire che è avvenuta l'apertura del link, poiché il Friction Isolator ha una capacità nulla rispetto alle trazioni. Più nel dettaglio:

- i link 65, 83, 135, 146, 213, 279, 285, 288 sono caratterizzati da sollevamenti dell'ordine del decimo di mm;
- i link 1, 19, 29, 56, 58, 69, 75, 109, 126, 137, 140, 148, 186, 195, 222, 250, 269, 270, 278 sono caratterizzati da sollevamenti inferiori ad 1mm;
- i link 11, 43, 48, 110, 163, 169, 177, 206, 219, 233, 241, 267 sono caratterizzati da sollevamenti compresi tra 1mm e 2mm;
- i link 27 e 120 sono quelli caratterizzati dai maggiori sollevamenti, rispettivamente pari a 5.57 mm e 4.48mm.

Si ottengono degli spostamenti maggiori per i link che si trovano nelle zone caratterizzate da una maggior confluenza del graticcio di travi. Questo risultato, messo a confronto con gli altri, può considerarsi non attendibile ed evidenzia nuovamente le problematiche del modello “a travi” già riscontrate in precedenza, relative alla non ottimale distribuzione dei carichi verticali sui dispositivi e suggerisce quindi una modellazione più accurata della piastra.

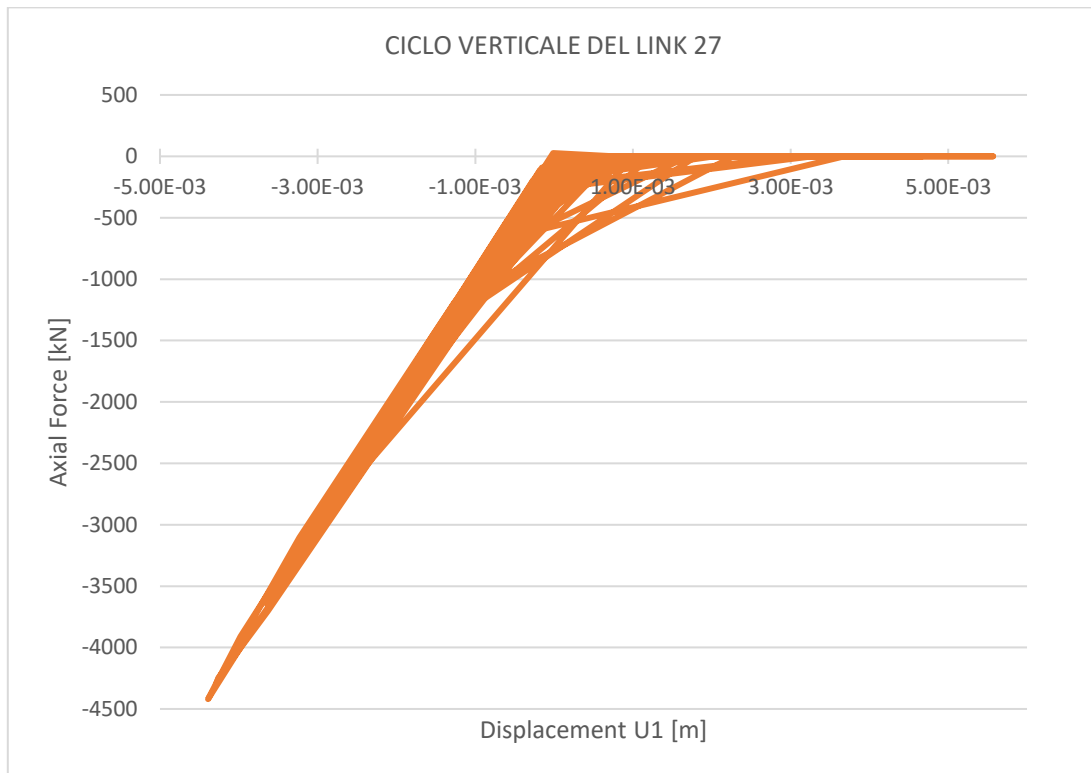


Figura 6.99 Ciclo in Z del link 27

Osservando, invece, i cicli orizzontali dei link caratterizzati da maggiori spostamenti di trazione si può verificare che in media si ha comunque dissipazione di energia, dimostrata dal fatto che gli spostamenti sono contenuti.

Si fa notare, inoltre, che la frequenza verticale è molto più elevata di quella orizzontale per cui i cicli orizzontali di questi isolatori in presenza di sisma verticale sono caratterizzati da “salti” in direzione verticale (figure 6.100 e 6.101).

Infatti, quando arriva il sisma verticale il dispositivo che va in trazione, oltre a scorrere orizzontalmente si solleva in direzione assiale e poi riprende carico.

Il problema principale non si ha durante il “sollevamento” ma in occasione della “caduta” poiché la pasticca, che non occuperà più la posizione precedente ma sarà sottoposta ad una traslazione in direzione orizzontale, può danneggiare il materiale che garantisce lo scorrimento.

Inoltre, questo fenomeno di successivi impatti durante lo scorrimento genera un’amplificazione dinamica delle accelerazioni verticali.

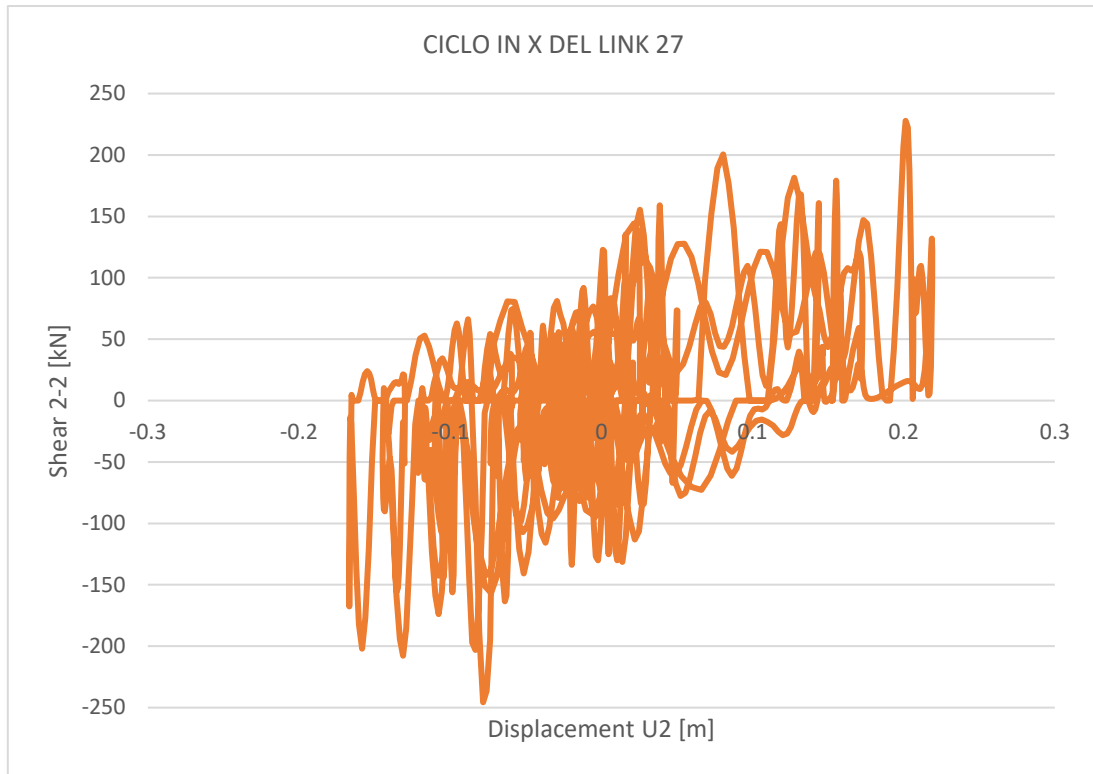


Figura 6.100 Ciclo in X del link 27

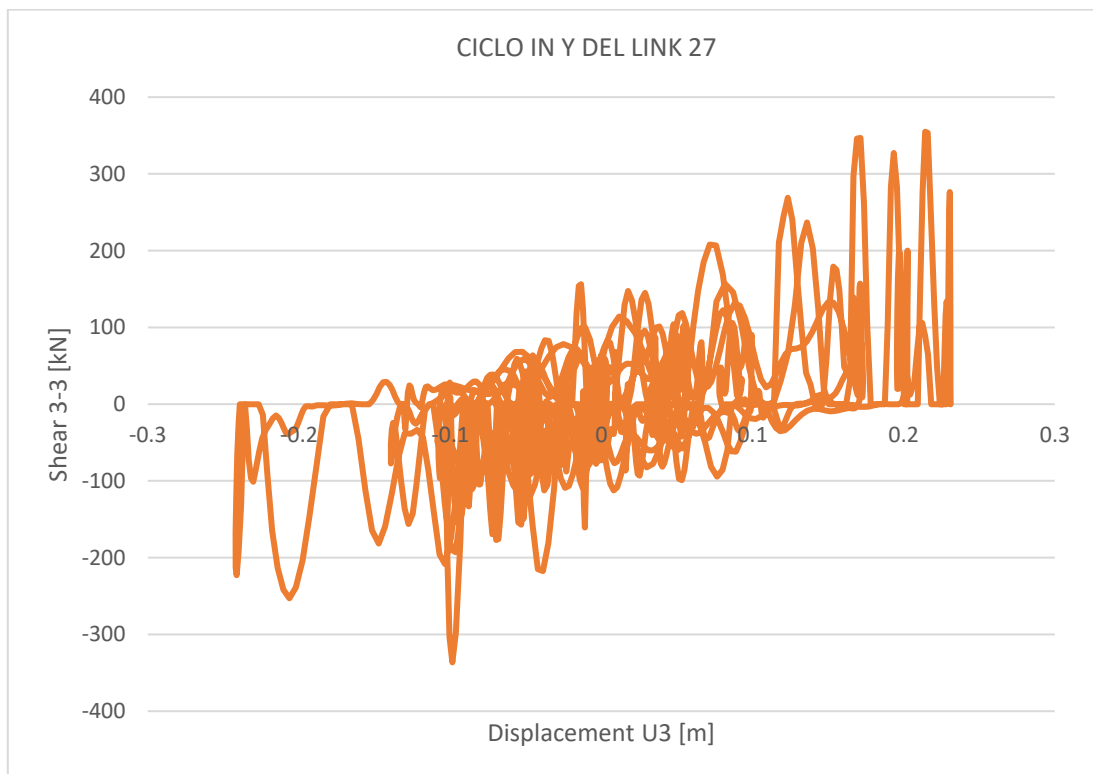


Figura 6.101 Ciclo in Y del link 27

Inoltre, si ottengono degli spostamenti massimi sia in direzione X che Y inferiori a 27 cm.

### 6.3 ANALISI CON ACCELEROGRAMMI REGISTRATI RELATIVI ALL'EVENTO DEL 30/10/2016

È stata condotta un'ulteriore analisi dinamica non lineare considerando anche l'input sismico reale relativo all'evento del 30-10-2016, attraverso l'utilizzo degli accelerogrammi registrati dalle stazioni di misura presenti nel territorio.

Per prima cosa è stata individuata la disposizione geografica delle stazioni accelerometriche più vicine al sito di Castelluccio di Norcia.

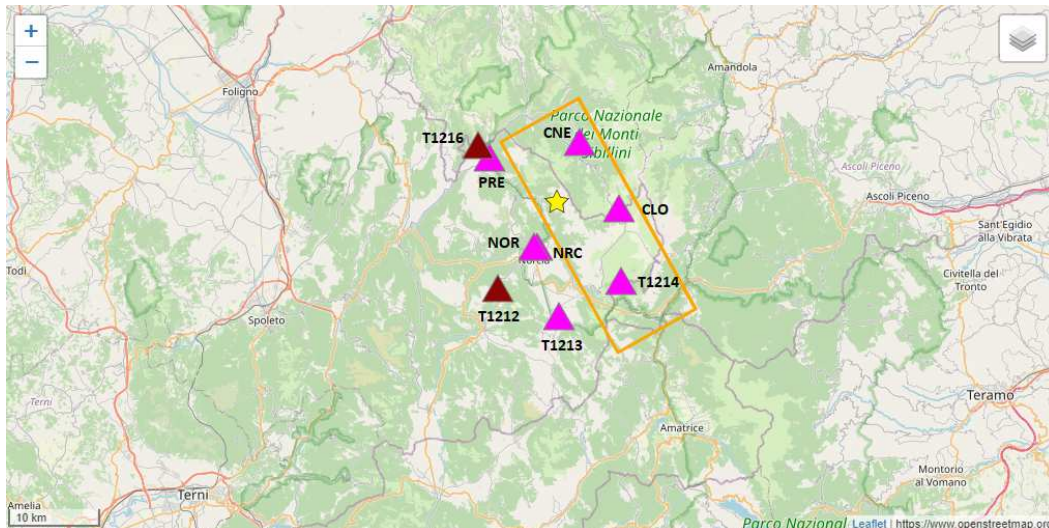


Figura 6.102 Localizzazione delle stazioni di misura

Di seguito vengono elencate tutte le stazioni accelerometriche più vicine:

- a) CLO: Stazione di misura Castelluccio di Norcia;
- b) CNE: Stazione di misura Castelsantangelo sul Nera;
- c) NOR: Stazione di misura Norcia la Castellina;
- d) NRC: Stazione di misura Norcia;
- e) PRE: Stazione di misura Preci;
- f) T1212: Stazione di misura Avendita;
- g) T1213: Stazione di misura Savelli;
- h) T1214: Stazione di misura Forca Canapine;
- i) T1216: Stazione di misura Castelvecchio.

Le misurazioni eseguite dalle varie stazioni sono state scaricate dall' "Engineering strong motion database".

Successivamente tutte le registrazioni sono state rappresentate e confrontate tra loro al fine di individuare i valori massimi degli accelerogrammi.

Quest'ultimi sono quelli misurati dalla stazione accelerometrica di Castelluccio di Norcia (CLO), avente le seguenti caratteristiche geografiche:

- a) Latitudine: 42.829;
- b) Longitudine: 13.206;
- c) Quota: 1456m s.l.m..



Figura 6.103 Distanza della stazione di misura CLO dal Centro Storico di Castelluccio

Nel seguito vengono rappresentati i grafici relativi agli accelerogrammi, che rappresentano l'andamento delle accelerazioni registrate dalla stazione CLO nel tempo, in direzione X (HGE), Y (HGN) e Z (HGZ) per una durata complessiva di 60 sec.

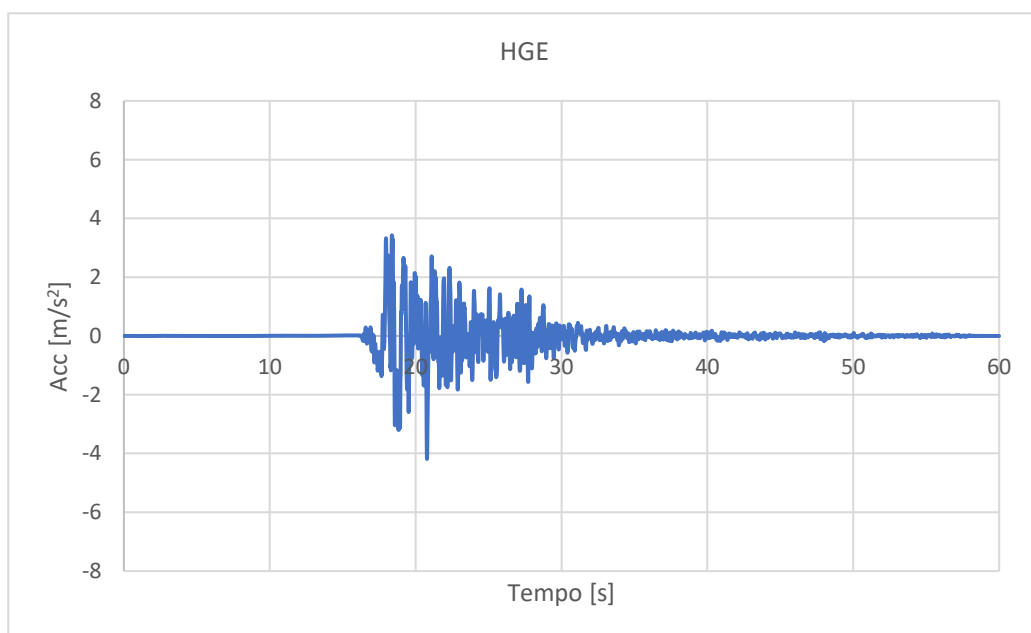


Figura 6.104 Accelerogramma in direzione X

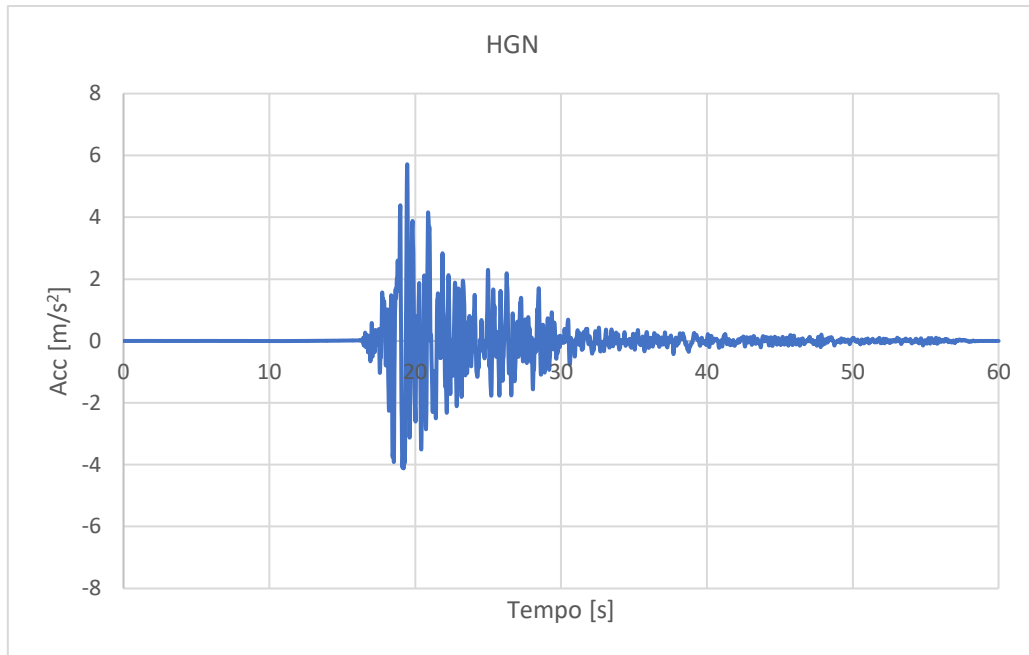


Figura 6.105 Accelerogramma in direzione Y

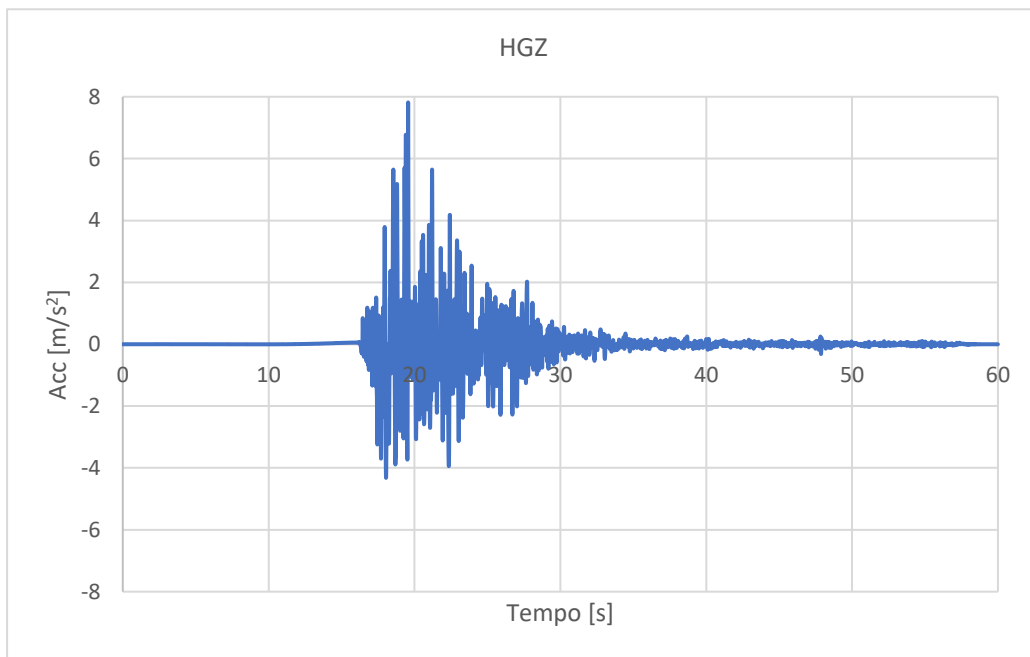


Figura 6.106 Accelerogramma in direzione Z

Si può notare che le registrazioni accelerometriche sopra riportate sono caratterizzate da una “coda” di accelerazioni dovuta alla taratura degli strumenti di misurazione e scarsamente rappresentativa per l’analisi da condurre.

Per ridurre i tempi computazionali di analisi sono state considerate solo le finestre temporali maggiormente significative dei tre accelerogrammi, ovvero quelle comprese tra 15 e 35 sec (durata complessiva di 20 sec).

Si riportano, quindi, di seguito gli accelerogrammi di input adottati per condurre l’analisi dinamica non lineare.



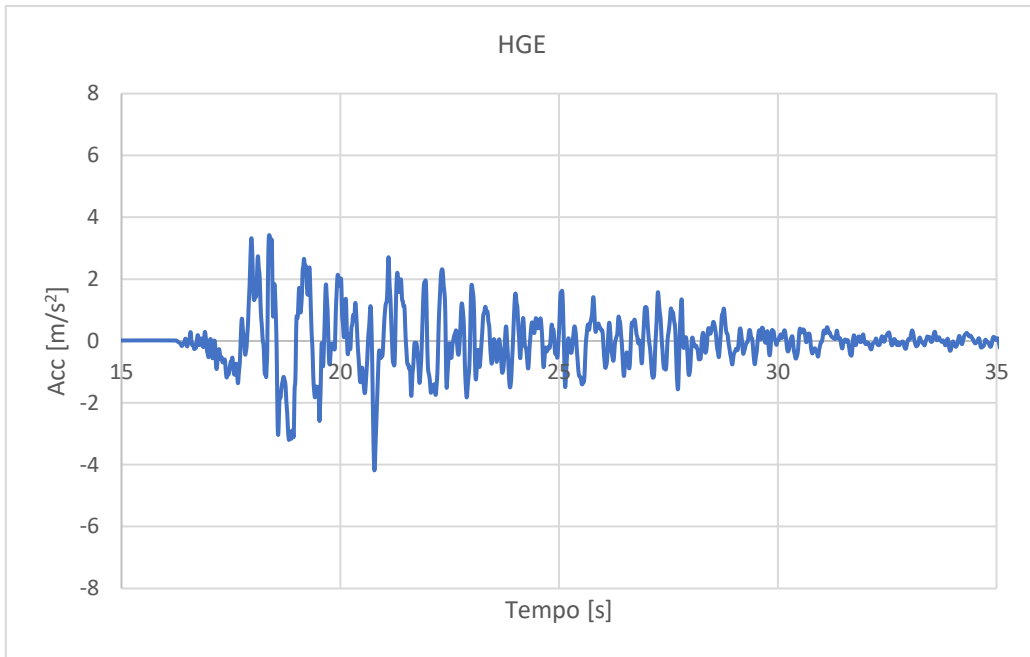


Figura 6.107 Accelerogramma in direzione X utilizzato per l'analisi

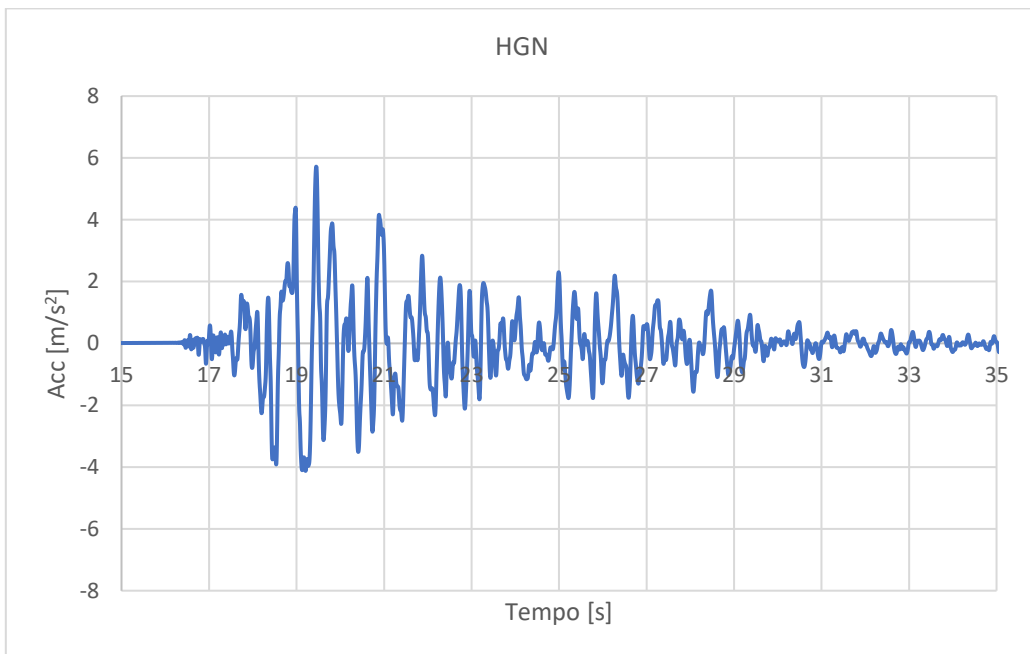


Figura 6.108 Accelerogramma in direzione Y utilizzato per l'analisi

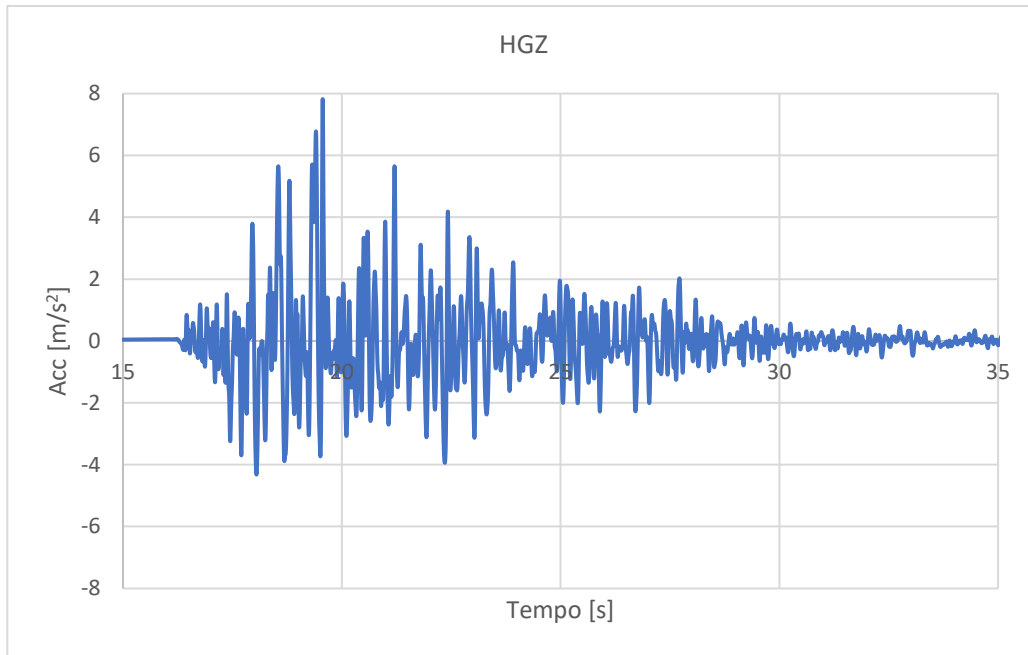


Figura 6.109 Accelerogramma in direzione Z utilizzato per l'analisi

In questo caso la discretizzazione degli accelerogrammi è stata eseguita con un passo temporale di integrazione,  $dt$  pari a 0.005 sec e pertanto è stato ottenuto un numero di step di integrazione diretta pari a  $20/0.005=4000$ .

Confrontando lo spettro verticale allo Stato Limite di Collasso da NTC relativo al sito di Castelluccio con lo spettro verticale misurato dalla stazione di CLO il 30-10-2016 si può notare una sostanziale differenza.

Infatti, in corrispondenza del periodo  $T_v = 0.08$  s si ha un'accelerazione misurata in direzione verticale pari a circa 1.5 g.

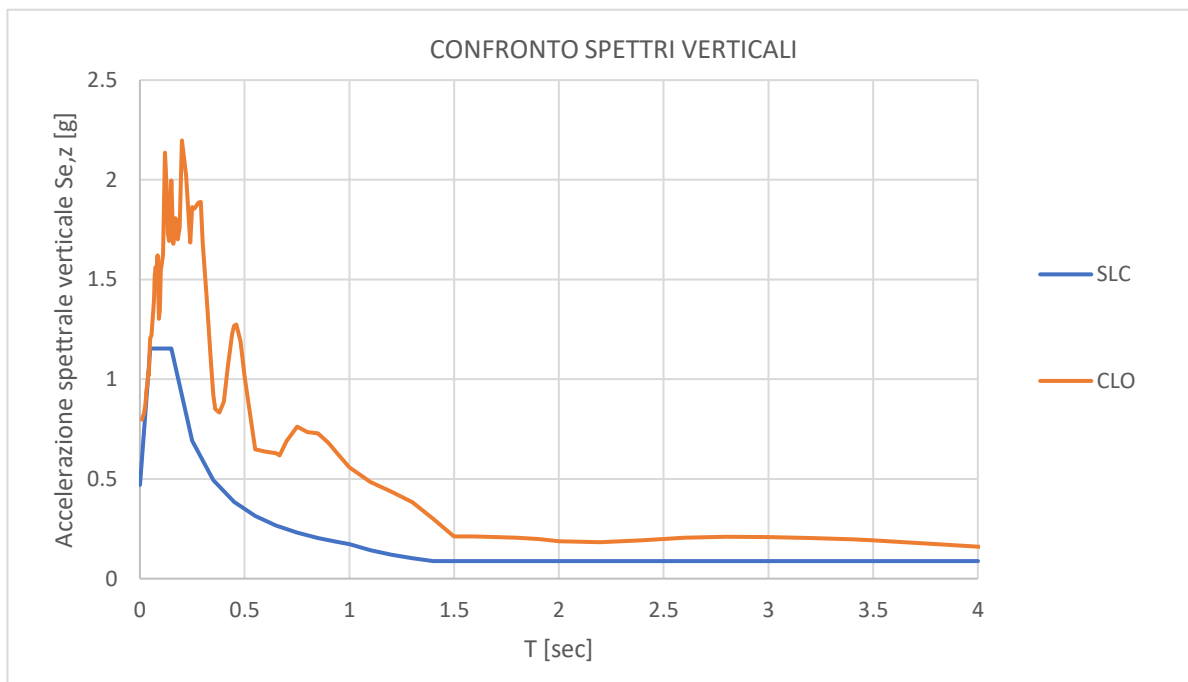


Figura 6.110 Confronto tra lo spettro verticale di progetto e quello misurato

Lo stesso confronto è stato eseguito anche per gli spettri orizzontali, ma in questo caso nel range dei periodi del sistema di isolamento ( $T_{is}=3.86$  sec nel modello 1 e  $T_{is}=2.99$  sec nel modello 2) si può notare che i valori delle accelerazioni orizzontali registrati dalla stazione di CLO sono inferiori dei valori ottenuti dallo spettro di progetto allo SLC.

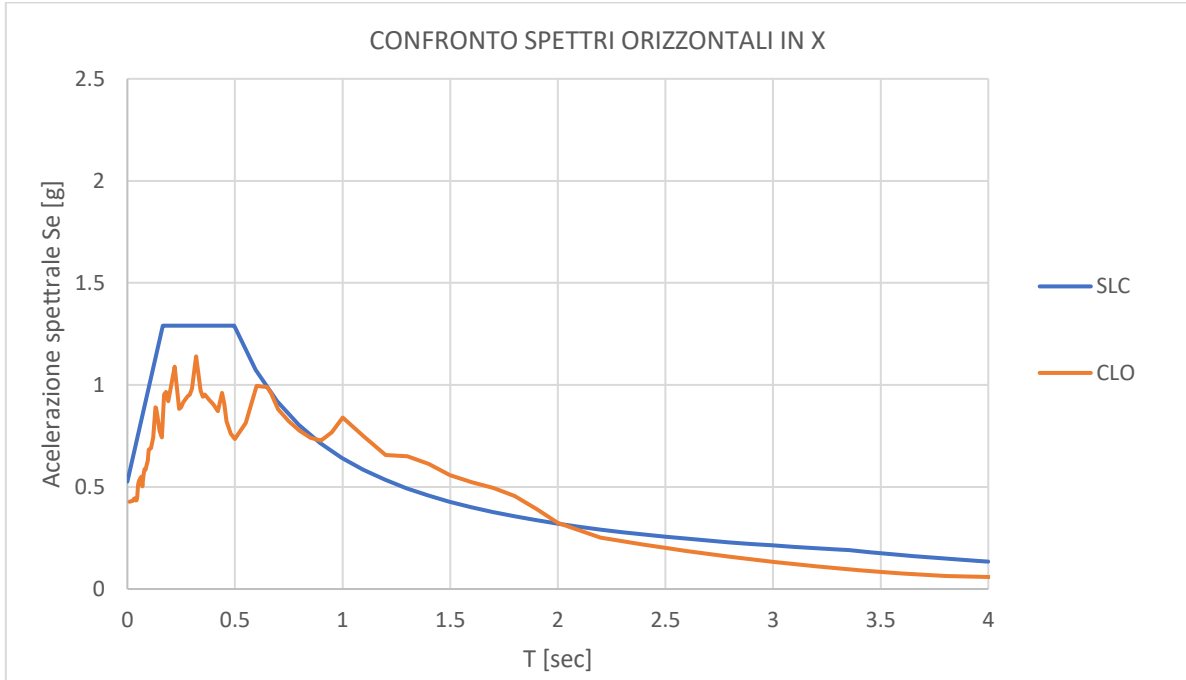


Figura 6.111 Confronto tra lo spettro orizzontale di progetto e quello misurato in direzione X

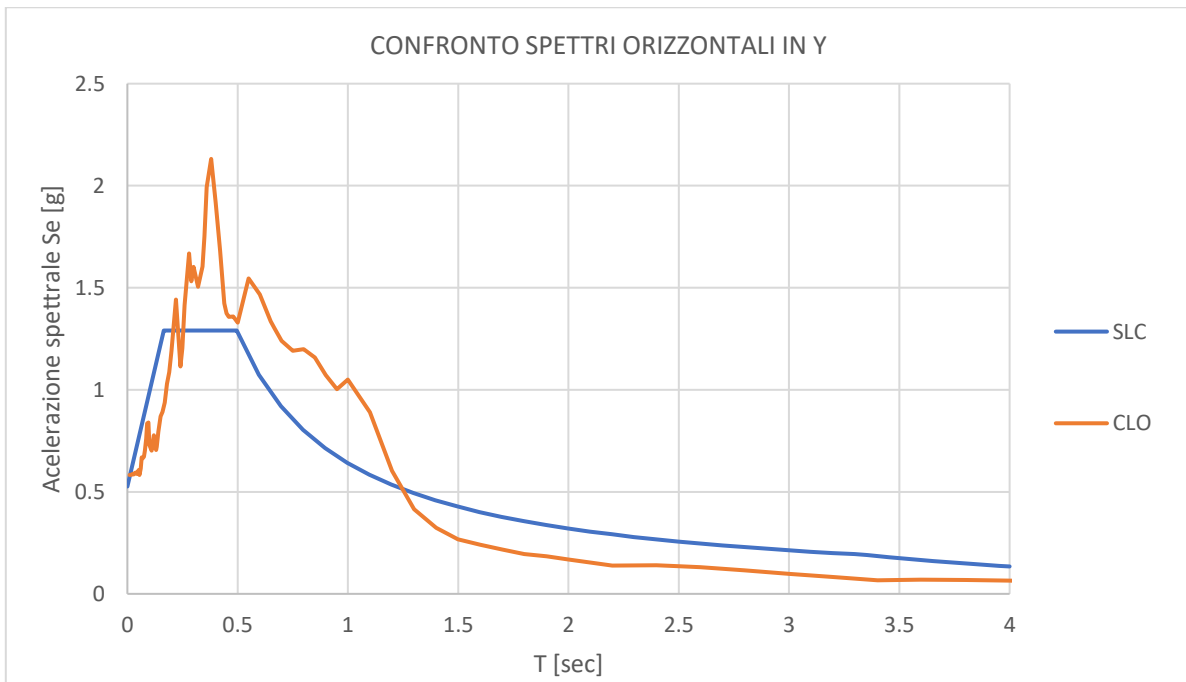


Figura 6.112 Confronto tra lo spettro orizzontale di progetto e quello misurato in direzione Y

Anche questa analisi è stata condotta attribuendo uno smorzamento proporzionale alla rigidezza per il materiale pari al 5% ed uno smorzamento agli isolatori pari al 2%.

Analizzando i cicli degli isolatori in direzione verticale sono stati individuati anche in questo caso dei sollevamenti, questo vuol dire che è avvenuta l'apertura del link, poiché il Friction Isolator ha una capacità nulla rispetto alle trazioni. Più nel dettaglio:

- i link 1, 19, 29, 126, 195, 270 sono caratterizzati da sollevamenti dell'ordine del decimo di mm;
- i link 11, 43, 58, 75, 83, 135, 140, 146, 148, 169, 177, 186, 206, 213, 222, 233, 241, 269, 278, 279, 285, 288 sono caratterizzati da sollevamenti inferiori ad 1mm;
- i link 56, 65, 69, 109, 110, 120, 137, 163, 219, 250, 267 sono caratterizzati da sollevamenti compresi tra 1mm e 5mm;
- i link 27 e 48 sono quelli caratterizzati dal maggiore spostamento di trazione, rispettivamente pari a 15.2 mm e 7.49mm.

Anche in questo caso si ottengono degli spostamenti maggiori per i link che si trovano nelle zone caratterizzate da una maggior confluenza del graticcio di travi, quindi possono essere considerate valide le considerazioni fatte al paragrafo precedente.

Inoltre, si può notare che a causa della maggiore entità dell'accelerazione in Z si ottengono comunque degli spostamenti di trazione maggiori rispetto all'analisi eseguita con gli accelerogrammi spettro-compatibili da NTC.

In ogni caso, gli spostamenti traslazionali ottenuti sono inferiori inferiori a quelli risultanti dalle analisi lineari con spettro di progetto smorzato allo SLC.

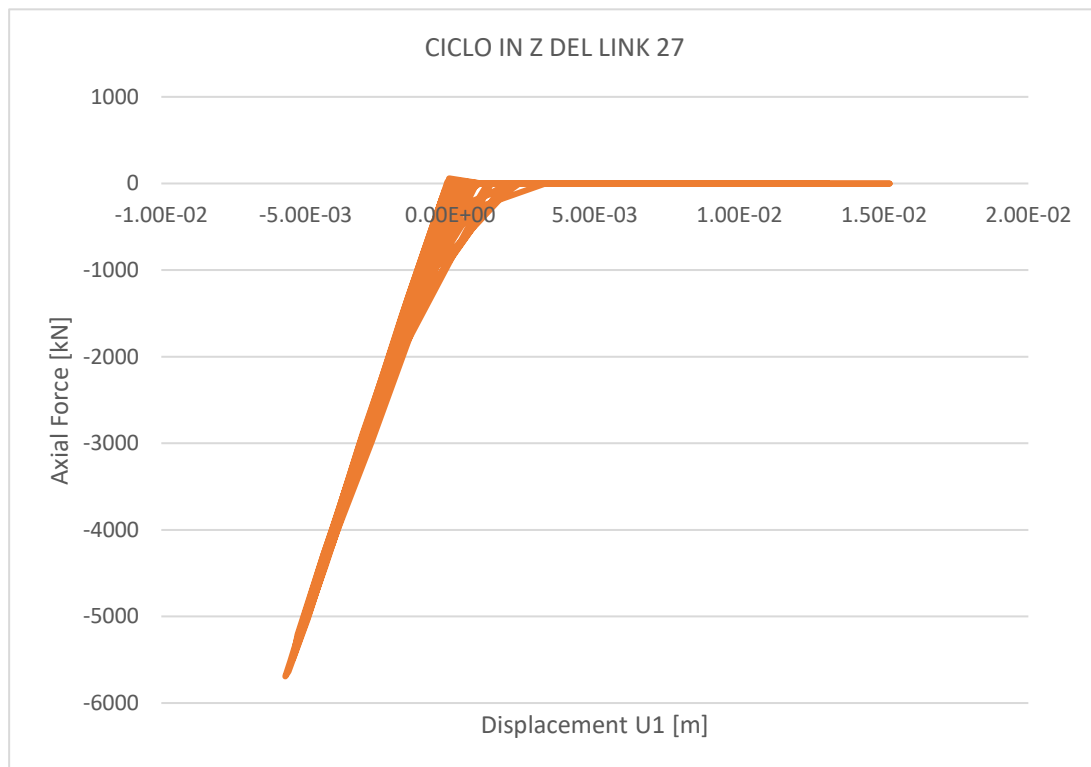


Figura 6.113 Ciclo in Z del link 27

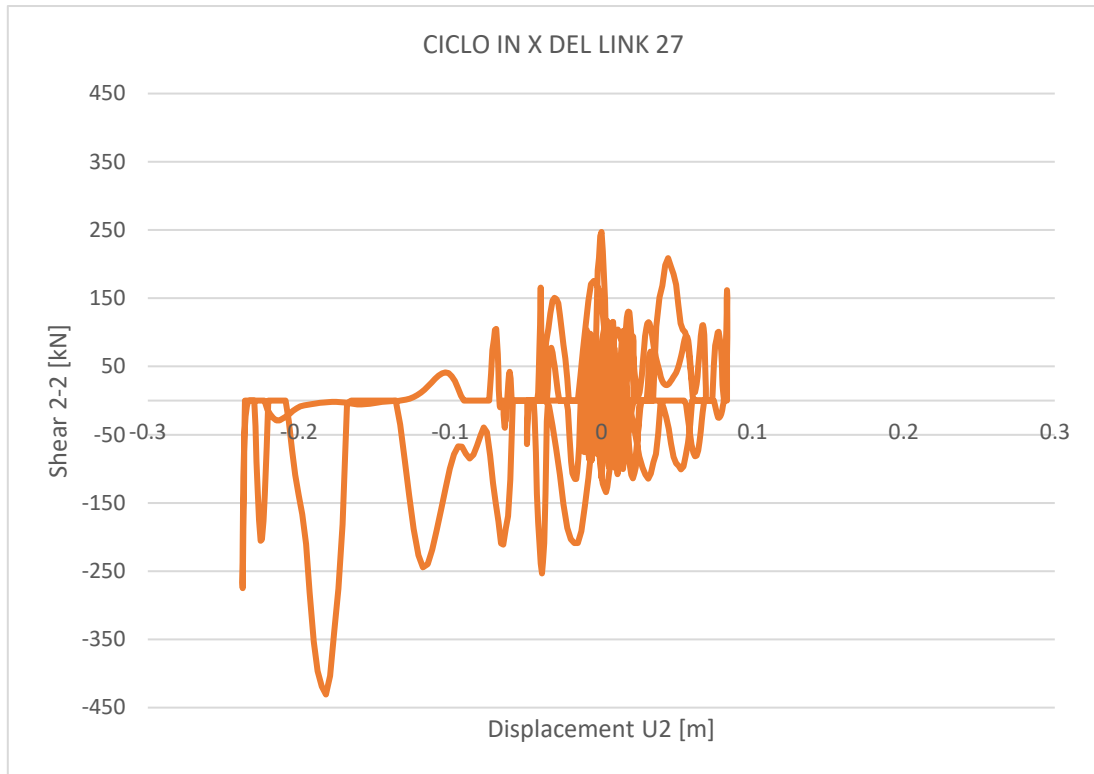


Figura 6.114 Ciclo in X del link 27

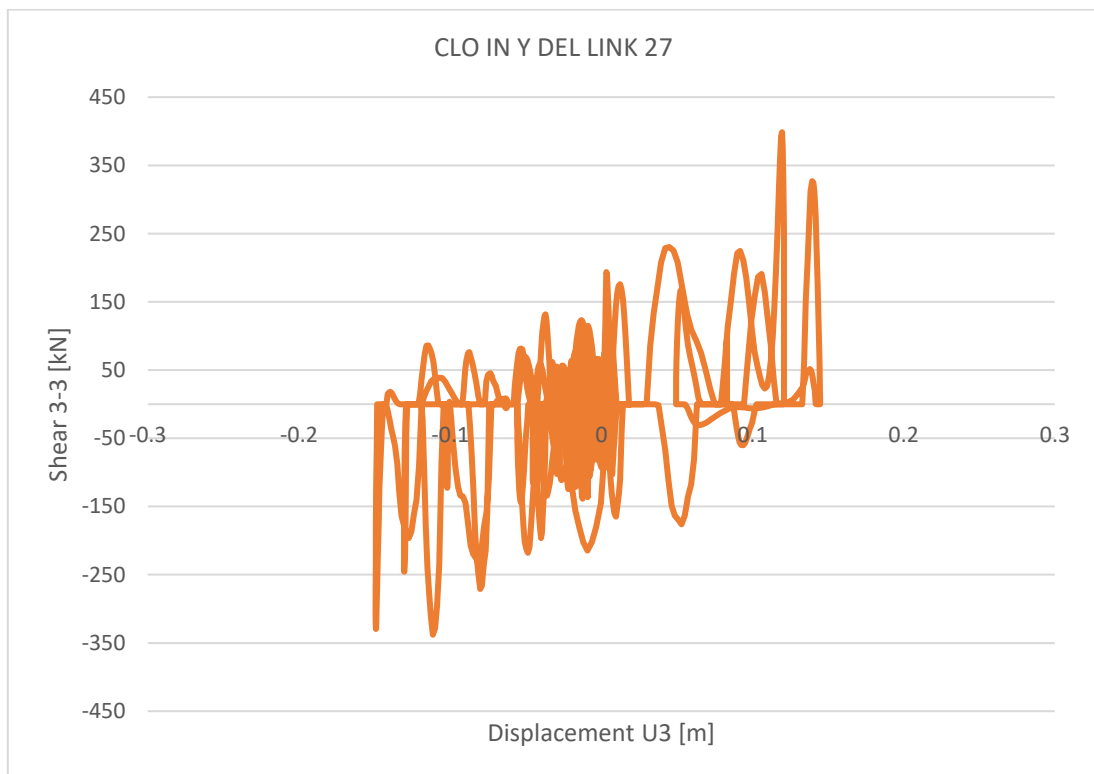


Figura 6.115 Ciclo in Y del link 27

Osservando i cicli orizzontali dei link è possibile notare che in alcuni tratti questi si annullano poiché quando arriva il sisma verticale i dispositivi vanno in trazione.

Inoltre, questi cicli orizzontali degli isolatori che vanno in trazione, in presenza del sisma verticale sono caratterizzati da “salti” perché la frequenza verticale è molto più elevata di quella orizzontale.

Questi risultati mettono in luce la problematica relativa al sisma verticale che caratterizza solitamente i siti posti sopra la proiezione del piano di faglia. Data la rilevanza del problema, tale aspetto richiede una modellazione più accurata e della piastra e delle sovrastrutture, stimando in maniera opportuna i coefficienti di smorzamento equivalente da assegnare a tali elementi.

Ovviamente, se anche in seguito ad una modellazione più accurata gli isolatori continuassero ad essere sottoposti a sforzi di trazione sarà necessario predisporre dei dispositivi per contrastarne il sollevamento.

## 7 CONCLUSIONI E SVILUPPI FUTURI

In questo studio di tesi è stata approfondita l'applicazione dell'innovativa tecnica antisismica dell'"artificial ground" all'intervento di ricostruzione del centro storico di Castelluccio di Norcia, severamente danneggiato a seguito degli eventi sismici del 2016.

L'intervento prevede la realizzazione di una piastra gradonata di spessore pari a 0.70 m, costituita da 11 livelli orizzontali, sismicamente isolata dal terreno sottostante tramite 291 dispositivi di isolamento a scorrimento e la ricostruzione del tessuto urbano al di sopra di essa in maniera sostanzialmente uguale a quello preesistente agli eventi sismici secondo il concetto del "dov'era" e "com'era".

La geometria della piattaforma a gradoni è stata riprodotta all'interno del SAP2000 attraverso un modello tridimensionale ad elementi finiti costituito da oggetti bidimensionali, mentre i dispositivi sono stati modellati tramite degli elementi non lineari di tipo "Friction Pendulum". Le sovrastrutture non sono state inserite nel modello, ma solo considerate in termini di carichi agenti sulla piastra in maniera uniformemente distribuita.

La progettazione del sistema di isolamento è avvenuta per step successivi partendo da un pre-dimensionamento iniziale che ha permesso di definire il raggio e il coefficiente d'attrito medio dei dispositivi, rispettivamente pari a 3.7 m e al 5%.

Per ottenere questo coefficiente d'attrito è stato necessario suddividere gli isolatori in 4 differenti classi:

- $R=3.7\text{m}$ ,  $N_{ed,max}=1000\text{ kN}$ ,  $d_{max}= 350\text{ mm}$ ;
- $R=3.7\text{m}$ ;  $N_{ed,max}=2000\text{ kN}$ ,  $d_{max}= 350\text{ mm}$ ;
- $R=3.7\text{m}$ ;  $N_{ed,max}=3000\text{ kN}$ ,  $d_{max}= 350\text{ mm}$ ;
- $R=3.7\text{m}$ ;  $N_{ed,max}=7000\text{ kN}$ ,  $d_{max}= 350\text{ mm}$ .

In seguito, sono stati definiti due differenti modelli: il primo costituito dalle rigidezze orizzontali teoriche (in assenza di attrito) diversificate per ogni isolatore e il secondo costituito dalle rigidezze efficaci (valutate considerando l'effettivo attrito e l'effettivo spostamento degli isolatori) anch'esse diversificate per ogni isolatore. Il confronto tra i due modelli ha lo scopo di valutare le conseguenze della variabilità del coefficiente d'attrito sul comportamento dinamico della piastra.

Le analisi modali svolte per entrambi i modelli al fine di determinare i modi di vibrare della piastra hanno fornito in entrambi i casi modi traslazionali principali disaccoppiati. Il primo modello è caratterizzato dai seguenti periodi e fattori di partecipazione di massa:

MODO 1:  $T_1=3.86\text{ sec}$ ,  $U_y= 99.8\%$ ;

MODO 2:  $T_2= 3.86\text{ sec}$ ,  $U_x= 99.8\%$ .

Mentre nel secondo modello i periodi effettivi sono inferiori ma i modi traslazionali risultano ancora disaccoppiati:

MODO 1:  $T_1=2.99$  sec,  $U_y= 100\%$ ;

MODO 2:  $T_2= 2.99$  sec,  $U_x= 100\%$ .

A seguire sono state eseguite le analisi dinamiche lineari allo SLC nelle quali il comportamento dei dispositivi di isolamento è stato modellato sempre come un comportamento lineare equivalente attraverso l'utilizzo di molle lineari, mentre la loro capacità dissipativa è stata simulata attraverso uno smorzamento viscoso equivalente applicato agli spettri di progetto.

Nel modello 1 il massimo valore di spostamento orizzontale degli isolatori è pari a 315 mm, mentre nel modello 2 è di 278 mm e sono valori entrambi compatibili con le prestazioni dei dispositivi ipotizzati in fase di pre-dimensionamento. Inoltre, in entrambi i modelli nessun dispositivo presenta sollecitazioni di trazione. È stato anche verificato che il sistema di isolamento non si attiva sotto l'azione del vento, poiché risulta:  $F_{vento}= 16581.59$  kN <  $F_{scorr,tot}=22834.88$  kN.

Visto che gli edifici al di sopra della piastra saranno realizzati in muratura armata (caratterizzati da periodi tipici compresi tra 0.1 e 0.4 sec in funzione del numero di piani) è stata analizzata anche una soluzione che prevede un periodo di isolamento minore con dispositivi di raggio pari a 2.5 m. Questa soluzione, sebbene garantisca una maggiore capacità ricentrante ed una maggiore rigidità nei confronti delle azioni del vento, è stata considerata alla fine non opportuna poiché comporterebbe una variazione della geometria degli isolatori ottenendo dei dispositivi più alti.

Infine, per verificare il sistema di isolamento sono state svolte delle analisi dinamiche non lineari. Per ridurre i tempi computazionali di tali analisi il modello è stato ottimizzato passando da un "modello a shell" ad un "modello a travi", costituito appunto da un graticcio di travi con sezione 30x70 cm.

Inizialmente è stata eseguita l'analisi con gli accelerogrammi artificiali spettrocompatibili da normativa generati con il software SIMQKE\_GR, considerando solamente le componenti orizzontali dell'azione sismica. È stato ottenuto un valore massimo di spostamento orizzontale dei dispositivi allo SLC pari a 268 mm, inferiore a quelli risultanti dalle analisi lineari con spettro di progetto smorzato.

Inoltre, per ogni stato limite analizzato (SLC, SLV, SLD), nessun dispositivo presenta sollecitazioni di trazione e la piastra non è sottoposta ad effetti torsionali poiché tutti gli spostamenti dei nodi perimetrali analizzati sono concordi tra di loro. La piastra inoltre, pur essendo gradonata, è caratterizzata da moti rigidi, pertanto, nelle pareti verticali non risultano sollecitazioni flessionali importanti. Infine, le accelerazioni orizzontali assolute massime valutate sulla piastra sono circa pari a 0.15 g.

Si fa notare tuttavia che il modello "a travi" non sempre garantisce una ripartizione corretta delle azioni verticali sugli isolatori (si ha una maggior concentrazione di sforzi negli isolatori in cui converge un numero consistente di elementi frame). A tal riguardo, per esempio, per ogni time histories il ciclo del link 27 risulta essere maggiore rispetto ai cicli degli altri isolatori.



Questo risultato mette in luce le problematiche del “modello a travi” rispetto ad una modellazione più accurata della piastra al fine di ottenere una migliore distribuzione dei carichi verticali e scongiurare la problematica sopra esposta.

Successivamente è stata svolta l’analisi considerando anche la componente verticale dell’azione sismica e sono state eseguite delle modifiche al modello della piastra considerando un coefficiente di dissipazione rispetto ai gradi di libertà verticali sia per isolatori (pari al 2%) che per le sovrastrutture. Siccome gli edifici al di sopra della piattaforma isolata non sono stati modellati, lo smorzamento verticale delle sovrastrutture è stato associato al materiale costituente la piastra e posto pari al 5%.

Dall’analisi modale è stato ottenuto un periodo fondamentale verticale del sistema di isolamento pari a  $T_z = 0.08$  sec, in corrispondenza del quale si ha un’accelerazione abbastanza elevata pari a 1.15 g. Per questo motivo alcuni dispositivi sono sottoposti a sollevamento (dell’ordine di decimi di mm), ma si ottengono degli spostamenti maggiori (al massimo pari a 5.57 mm) per i link che si trovano nelle zone caratterizzate da una maggior confluenza del graticcio di travi.

Questo risultato mette nuovamente in evidenza le problematiche sulla distribuzione dei carichi verticali non ottimale e suggerisce quindi una modellazione più accurata della piastra.

Si fa notare che la frequenza verticale è molto più elevata di quella orizzontale per cui i cicli orizzontali di questi isolatori in presenza del sisma verticale sono caratterizzati da “salti” in direzione verticale (quando arriva il sisma verticale il dispositivo che va in trazione, oltre a scorrere orizzontalmente si solleva in direzione assiale e poi riprende carico).

Il problema principale non si ha durante il “sollevamento” ma in occasione della “caduta” poiché la pasticca, che non occuperà più la posizione precedente ma sarà sottoposta ad una traslazione in direzione orizzontale, può danneggiare il materiale che garantisce lo scorrimento. Inoltre, questo fenomeno di successivi impatti durante lo scorrimento genera un’amplificazione dinamica delle accelerazioni verticali.

Per ultimo è stata condotta l’analisi dinamica non lineare utilizzando come input gli accelerogrammi registrati durante l’evento sismico del 30 ottobre 2016 dalla stazione di misura di Castelluccio.

Nel campo del periodo verticale degli isolatori  $T_z = 0.08$  sec, i valori delle accelerazioni spettrali verticali di queste registrazioni risultano maggiori di quelli dello spettro verticale del sito allo SLC, raggiungendo valori pari a 1.5 g. Si ottengono infatti degli spostamenti di trazione maggiori nei dispositivi con un valore massimo di 15.2 mm sempre per il link 27.

Tutti i risultati ottenuti dalle varie analisi non lineari hanno messo in luce la problematica relativa al sisma verticale che caratterizza solitamente i siti posti sopra la proiezione del piano di faglia. Data la rilevanza del problema, tale aspetto richiede una modellazione più accurata ed approfondita della piastra e delle sovrastrutture, stimando in maniera opportuna i coefficienti di smorzamento equivalente da assegnare a tali elementi.

Ovviamente, se anche in seguito ad una modellazione più accurata gli isolatori continuassero ad essere sottoposti a sforzi di trazione sarà necessario predisporre dei dispositivi per contrastarne il sollevamento.

## BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA

- [1] Adeguamento sismico di edifici in muratura mediante isolamento alla base, P. Clemente, F. Saitta, G. Buffarini, G. Bongiovanni, Ingenio;
- [2] Application of seismic isolation in the retrofit of historical buildings, P. Clemente, A. De Stefano;
- [3] Base isolation: Linear Theory and Design. Earthquake Spectra, 1990;
- [4] Criteri per la progettazione di dispositivi di isolamento a pendolo scorrevole, G.M. Calvi, D. Pietra, M. Moratti;
- [5] Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice., F. Naeim and J. M. Kelly, 1999, John Wiley & Sons, Inc;
- [6] Documento tecnico sulle soluzioni strutturali di isolamento sismico, M. Mezzi, A. Fulco, emissione finale 1.0 del 15/12/2021;
- [7] Isolamento sismico del suolo per la ricostruzione di Castelluccio di Norcia, M. Mezzi, Ingenio;
- [8] Isolamento sismico edifici esistenti, P. Clemente [et al.], Palermo, Grafill, 2019;
- [9] Isolamento sismico: passato, presente e futuro, P. Clemente, 16th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago del Cile, 2017;
- [10] La protezione degli edifici dal terremoto mediante moderne tecnologie, A. Martelli, [www.adepron.it](http://www.adepron.it);
- [11] Large scale seismic isolation to preserve the urban texture in post-earthquake Reconstruction, A. Fulco, F. Comodini, M. Mezzi, XVIII convegno ANIDIS Ascoli Piceno, 2019;
- [12] Manuale SAP2000, Structural Analysis Program, Computers and Structures, Inc;
- [13] Materiale del corso “Sistemi avanzati per la protezione sismica delle costruzioni”, Ragni Laura;
- [14] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Decreto 17 gennaio 2018, “Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” (pubblicato sulla G.U. n. 42 – Suppl. Ordinario n. 8 – del 20 febbraio 2018);
- [15] Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti, Circolare 21/01/2019 21 gennaio 2019, n.7 C.S.LL.PP., “Istruzioni per l’applicazione dell’Aggiornamento delle Norme tecniche per le costruzioni” di cui al decreto ministeriale 17 gennaio 2018;

- [16] New seismic isolation system for irregular structure with the largest isolation building area in the world, F. Zhou, Z. Yang, W. G. Liu, P. Tan, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada. August 2004;
- [17] O.C. 7/04/2017, n. 19 “Misure per il ripristino con miglioramento sismico e la ricostruzione di immobili ad uso abitativo gravemente danneggiati o distrutti dagli eventi sismici verificatisi a far data dal 24 agosto 2016”;
- [18] O.C. 15/07/2021, n.18 “Interventi di ricostruzione del Centro Storico di Castelluccio di Norcia”;
- [19] Recent Development and Application of Seismic Isolation and Energy Dissipation and Conditions for Their Correct Use, A. Martelli, P. Clemente, A. De Stefano, M. Forni, and A.Salvatori;
- [20] Recent progress and application on seismic isolation energy dissipation and control for structures in China, F. Zhou, P. Tan, 2018;
- [21] Seismic isolation and energy dissipation: worldwide application and perspectives, A. Martelli, ENEA;
- [22] Seismically isolated buildings in Italy: State-of-the-art review and applications, P. Clemente e A. Martelli;
- [23] State of art in the worldwide evolution of base isolation design, A. De Luca, L. G. Guidi;
- [24] UNI EN 15129: Dispositivi antisismici;
- [25] Vibration and seismic isolation design for buildings on subway platform, W. L. Shun, F. Zhou, The 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, 2008, Beijing, China.

## **RINGRAZIAMENTI**

Al termine di questo percorso di studi vorrei ringraziare tutti coloro che hanno contribuito alla realizzazione di questo traguardo.

Per l'elaborazione di questa tesi, vorrei ringraziare la professoressa Laura Ragni e i suoi collaboratori per avermi guidato in questo studio e per avermi fornito spunti fondamentali ai fini della risoluzione dei problemi riscontrati.

Un particolare ringraziamento va alla mia famiglia, in particolare a mia sorella e a mio padre che attraverso i loro sacrifici mi hanno sostenuto in questo percorso e mi hanno consentito di arrivare fin qui.

Un grazie speciale anche a Giordano per aver sempre riposto fiducia in me e per avermi aiutato a superare i momenti più difficili.

Dedico questo traguardo al mio angelo custode, la mia mamma, e spero di averla resa orgogliosa di me in questi anni.

Grazie.