



**Politecnico
di Torino**

Politecnico di Torino

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Curriculum Strutture

A.a. 2024/2025

Sessione di Laurea Luglio 2025

Ottimizzazione della risposta sismica di ponti isolati con dispositivi ad attrito considerando la variabilità spaziale del moto

Relatore:

Prof. Ing. Paolo Castaldo

Candidato:

Alessandro Mansueto

Correlatore:

Dott. Ing. Elena Miceli

Dott. Ing. Guglielmo Amendola

Matricola:

S291163

Abstract

Gli effetti dannosi che i terremoti asincroni possono avere sulle infrastrutture estese come i ponti, sono diventati un tema di grande interesse nell'ingegneria civile. I danni registrati in passato hanno portato ad un'indagine approfondita sulle principali cause della variabilità spaziale del moto sismico del suolo (SVEGM). Le stesse includono: l'effetto dovuto al passaggio delle onde; la perdita di coerenza delle onde sismiche; gli effetti locali del sito, dovuti alle diverse condizioni del terreno sotto gli appoggi. Lo scopo di questa tesi è migliorare la comprensione degli effetti dovuti ai sismi asincroni sui ponti isolati, focalizzandosi su quelli dotati di isolatori a pendolo scorrevole. Tale obiettivo viene raggiunto tramite un'analisi sismica deterministica, in cui si è tenuto conto dell'aleatorietà del sisma, confrontando la risposta sismica del ponte in condizioni di input sincroni e asincroni, con lo scopo di valutare la risposta sismica delle pile. Il ponte esistente analizzato, situato vicino alla città dell'Aquila, è in calcestruzzo armato di lunghezza pari a 163,0 m, semplicemente appoggiato su quattro pile e due spalle alle estremità, e dotato di un sistema di isolamento sismico a pendolo scorrevole (FPS). Inoltre, è stata esaminata una configurazione di ponte a 7 campate derivata dal progetto originale per esplorare gli effetti della SVEGM all'aumentare della lunghezza del ponte. Per eseguire l'analisi parametrica sono stati considerati in modo deterministico 15 diversi coefficienti d'attrito per l'isolatore a pendolo scorrevole, tre raggi di curvatura diversi e, di conseguenza, tre diversi periodi di isolamento. L'intera serie di modelli strutturali del ponte è stata implementata in Opensees, un software open-source agli elementi finiti, adottando un approccio tridimensionale basato su un modello unifilare. Quest'ultimo permette di modellare l'impalcato come se fosse una singola trave avente sezione quella dell'intero impalcato (5 travi più una soletta soprastante). Tale approccio è vantaggioso per i ponti isolati, poiché si presume che l'impalcato abbia un comportamento simile ad un corpo rigido al di sopra degli isolatori, facendo sì che le non linearità si concentrino sulle pile. La risposta del ponte è valutata attraverso un'analisi non lineare nel dominio del tempo (NRHA) con input sismici relativi ad un periodo di ritorno $T_R = 475$ anni e scalati rispetto ad una misura d'intensità (IM) che nella presente tesi si riferisce allo spostamento spettrale $S_{d,target}^i(T_1)$, per ciascuno dei 3 modelli, considerando il primo periodo di isolamento, $T_1 = 2,3,4sec$. L'analisi include anche due diversi angoli di incidenza, pari a 30° e 60° rispetto all'asse longitudinale del ponte. I risultati ottenuti sono espressi da curve mediante grafici; gli stessi hanno sulle ordinate i rapporti di spostamento delle pile, considerati come parametri di domanda ingegneristica (EDP) e sulle ascisse i coefficienti d'attrito dell'isolatore sismico. Pertanto, analizzando le curve ottenute viene valutata la risposta sismica

ottimale del ponte isolato. Questa si ricava dall'effetto minore registrato a livello della pila, in termini rapporto di spostamento della stessa associato ad un determinato coefficiente d'attrito, che tende a minimizzare la risposta sismica. I risultati evidenziano che la variabilità spaziale del moto sismico è sempre dannosa rispetto alle condizioni di input uniformi, in particolar modo all'aumentare della lunghezza complessiva del ponte e del periodo di isolamento.

Indice

| | |
|---|----|
| Introduzione | 6 |
| 1. Fondamenti di ingegneria sismica | 9 |
| 1.1 Caratterizzazione dei terremoti | 9 |
| 1.2 Rischio sismico e classificazione sismica in Italia | 12 |
| 1.3 Valutazione dell'azione sismica | 15 |
| 1.3.1 Spettro di risposta elastico | 16 |
| 2. Effetti del sisma sui ponti e isolamento sismico | 23 |
| 2.1 Le strutture da ponte | 24 |
| 2.2 Danni sismici nelle strutture da ponte | 26 |
| 2.2.1 Danni alla sovrastruttura | 27 |
| 2.2.1.1 Collasso per perdita di appoggio | 27 |
| 2.2.1.2 Danneggiamento per martellamento | 29 |
| 2.2.2 Danni alla sottostruttura | 30 |
| 2.2.2.1 Collasso delle pile | 30 |
| 2.2.2.1.1 Collasso a flessione | 30 |
| 2.2.2.1.2 Collasso a taglio | 34 |
| 2.2.2.2 Collasso delle spalle | 36 |
| 2.2.3 Danni alle fondazioni | 39 |
| 2.3 Isolamento sismico in una struttura da ponte | 43 |
| 2.3.1 Modellazione degli isolatori sismici | 46 |
| 2.3.2 Isolatori elastomerici | 50 |
| 2.3.2.1 Isolatori in gomma armata a basso smorzamento (LDRB) | 51 |
| 2.3.2.2 Isolatori in gomma armata ad alto smorzamento (HDRB) | 52 |
| 2.3.2.3 Isolatori in gomma armata con nucleo in piombo (LRB) | 54 |
| 2.3.3 Isolatori a scorrimento | 57 |

| | | |
|---------|--|-----|
| 2.3.3.1 | Isolatori a scorrimento a superficie piana (SD) | 58 |
| 2.3.3.2 | Isolatori a scorrimento a superficie curva (FPS) | 59 |
| 3. | Teoria elastica di ponti isolati con dispositivi a pendolo scorrevole a singola curvatura (FPS) | 62 |
| 3.1 | Le basi teoriche dell'isolamento sismico | 62 |
| 3.2 | Isolatori sismici a pendolo scorrevole a singola curvatura (FPS) | 72 |
| 3.2.1 | Comportamento dinamico degli FPS | 75 |
| 3.2.2 | Proprietà attritive degli isolatori a pendolo scorrevole | 82 |
| 3.2.2.1 | Adesione | 84 |
| 3.2.2.2 | Ploughing (aratura) | 85 |
| 3.2.2.3 | Contaminanti | 86 |
| 3.2.2.4 | Effetti visco-elastici | 86 |
| 3.2.2.5 | Fenomeno dello stick-slip | 87 |
| 3.2.3 | Fattori che influenzano le proprietà attritive | 88 |
| 3.2.3.1 | Velocità di scorrimento (relativa) e pressione apparente | 89 |
| 3.2.3.2 | Temperatura | 91 |
| 3.2.3.3 | Effetto della permanenza dei carichi e della distanza percorsa | 93 |
| 3.2.3.4 | Effetto della variazione dell'azione assiale | 94 |
| 4. | Modello numerico e analisi strutturale | 94 |
| 4.1 | Descrizione del ponte oggetto di studio | 95 |
| 4.2 | Modello computazionale del ponte | 98 |
| 4.2.1 | Impalcato | 99 |
| 4.2.2 | Pila | 99 |
| 4.2.3 | Spalla | 105 |
| 4.2.4 | Isolatore a pendolo scorrevole | 107 |
| 4.2.5 | Analisi modale | 110 |
| 4.3 | Analisi parametrica | 110 |

| | | |
|--------------|--|------------|
| 4.3.1 | Parametri strutturali deterministici | 111 |
| 4.3.1.1 | Numero di campate | 111 |
| 4.3.1.2 | Raggio di curvatura degli FPS | 112 |
| 4.3.1.3 | Coefficiente d'attrito degli FPS | 113 |
| 4.4 | Azione sismica | 113 |
| 4.4.1 | Angolo d'incidenza | 115 |
| 4.4.2 | Storie temporali di spostamento | 117 |
| 4.5 | Effetti asincroni sugli appoggi | 120 |
| 5. | Comportamento strutturale di un ponte isolato con FPS e ottimi di attrito | 121 |
| 5.1 | Analisi non lineare della risposta nel dominio del tempo (NRHA) | 122 |
| 5.2 | Parametri di domanda ingegneristica (EDPs) | 123 |
| 6. | Conclusioni | 137 |

Introduzione

Il presente lavoro di tesi ha lo scopo di analizzare e valutare la risposta sismica di ponti a più campate in calcestruzzo armato, che sono dotati di dispositivi sismici a pendolo scorrevole a singola curvatura (FPS), prendendo in considerazione la variabilità spaziale del moto sismico al suolo (SVEGM). L'obiettivo è quello di comprendere come questa variabilità influisca sulla risposta sismica di tali strutture e di fornire degli spunti progettuali nel dimensionamento degli isolatori a pendolo scorrevole, andando a valutare gli ottimi di attrito, ovvero i valori del coefficiente d'attrito che migliorano la risposta della sottostruttura con particolare riferimento alle pile del ponte.

Il Capitolo 1 intende fornire una panoramica sui fondamenti dell'ingegneria sismica. Inizialmente, si pone l'attenzione sulla caratterizzazione dei terremoti, andando a descrivere in modo dettagliato l'evoluzione dell'evento tellurico. Successivamente, viene spiegato il concetto di rischio sismico sia dal punto di vista qualitativo che quantitativo, ponendo l'attenzione sulle componenti fondamentali coinvolte: pericolosità sismica, vulnerabilità sismica ed esposizione sismica. Quest'ultimi parametri risultano indispensabili per la classificazione sismica in Italia, in cui ad ogni punto della mappa è associata una determinata zona sismica. Infine, il capitolo illustra tutti i passi essenziali alla valutazione dell'azione sismica, andando a definire lo spettro di risposta elastico.

Il Capitolo 2 si apre con una panoramica sulle strutture da ponte, andando a dare una breve descrizione dei principali elementi strutturali. In seguito, si vanno ad analizzare gli effetti che il sisma ha sui ponti, andando ad illustrare i danni tipici riscontrati sui ponti più suscettibili di variabilità spaziale del moto sismico, differenziando i danni e i collassi registrati a livello di sottostruttura, sovrastruttura e fondazioni. Infine, il capitolo illustra i fondamenti dell'isolamento sismico applicato alle strutture da ponte, andando ad analizzare come avviene la modellazione degli isolatori sismici e illustrando le due tipologie di isolatori, ovvero elastomerici e a scorrimento. Nel presente capitolo, si sottolinea come questa strategia sia efficace nel ridurre o evitare i danni strutturali provocati dai terremoti.

Il Capitolo 3 offre una panoramica sulla teoria elastica dei ponti isolati con dispositivi a pendolo scorrevole a singola curvatura (FPS). Si apre con una presentazione delle basi teoriche e dei principi fondamentali dei sistemi isolati sismicamente, sviluppati inizialmente dal Prof. J. Kelly nel 1996. A seguire vi è una descrizione approfondita degli isolatori a pendolo scorrevole, mettendo in evidenza principalmente il loro comportamento dinamico e le loro proprietà attritive. In merito a quest'ultime, il capitolo analizza i principali fattori che influenzano il coefficiente d'attrito

dell'isolatore, ovvero la pressione apparente, la velocità di scorrimento, le variazioni di temperatura e la storia di carico. Nei riguardi di quest'ultima, verranno esposti gli effetti dovuti alla permanenza dei carichi e alla variazione di carico assiale. Infine, viene presentato un modello numerico suggerito per ponti a più campate aventi impalcati continui, che sono isolati sismicamente tramite isolatori a pendolo scorrevole.

Il Capitolo 4 descrive il ponte utilizzato nelle analisi, ovvero un ponte in calcestruzzo armato semplicemente appoggiato, situato nell'Italia centrale vicino la città dell'Aquila. Poiché mancano informazioni dettagliate in merito allo stato di fatto del ponte, soprattutto per quanto riguarda le pile, quest'ultimo sarà ipotizzato equipaggiato con un sistema di isolamento a pendolo scorrevole (FPS). Questo capitolo intende focalizzarsi sul modello numerico di ogni elemento del ponte implementato in *Opensees*, che è un software open-source per la risoluzione di problemi strutturali e geotecnici. Il modello si basa su un approccio tridimensionale unifilare con elementi elastici trave-colonna usati per modellare l'impalcato ed elementi trave-colonna con sezione a fibre basati sul metodo delle forze (*force-based*) per le pile. Inoltre, i dispositivi FPS sono modellati attraverso un elemento presente in *Opensees*, mentre l'interazione suolo-struttura delle spalle è implementata attraverso un elemento *ZeroLength* (elemento rigido a lunghezza zero) con rigidità specifica assegnata lungo le direzioni longitudinali e trasversali del ponte. Inoltre, vengono forniti i dettagli sull'analisi parametrica effettuata, che comprende le proprietà del ponte (p.e. numero totale di campate, periodo di isolamento e coefficiente d'attrito), un livello di intensità sismica e due condizioni di angolo d'incidenza. Infine, nel presente capitolo è presente un'illustrazione, in *Opensees*, della procedura di implementazione dell'eccitazione sismica considerando il caso di appoggio multiplo.

Il Capitolo 5 si concentra sulla valutazione del comportamento strutturale di due configurazioni di ponte isolato equipaggiato con dispositivi a pendolo scorrevole, con successiva valutazione degli ottimi di attrito. Sono state esaminate le configurazioni del ponte a 5 e 7 campate considerando tre diversi periodi di isolamento, analizzando la loro risposta sismica sia in condizioni di input uniforme (sisma sincrono) che a seguito di moto sismico al suolo spazialmente variabile (SVEGM) o sisma asincrono. Inoltre, nelle analisi, il coefficiente di attrito è trattato come una variabile deterministica, considerando 15 valori che vanno dal 2% al 9% con una delta d'attrito dello 0.5%. Inoltre, per garantire la convergenza tra lo spettro di risposta previsto per il sito di riferimento dell'Aquila e gli spettri medi ottenuti dalle simulazioni, sono stati generati artificialmente 30 storie temporali di accelerazione (moto del suolo) per ogni stazione (supporto/appoggio) del ponte. Sono state considerate anche due diverse condizioni di angolo d'incidenza, ovvero 30° e 60° rispetto

all'asse longitudinale del ponte. La valutazione del comportamento strutturale è composta da un totale di 10800 simulazioni tridimensionali (3D) per 1 livello di misura dell'intensità (IML). Successivamente, vengono presentati i parametri della domanda ingegneristica (EDPs), che sono stati scelti per valutare la risposta relativa alle pile ed al sistema di isolamento del ponte. A seguito di ciò, si andranno a ricavare gli ottimi di attrito considerando i diversi periodi di isolamento, ovvero si ricava il valore del coefficiente d'attrito degli FPS, associato ad un periodo di isolamento e quindi un raggio di curvatura, che minimizza la risposta delle pile in termini di rapporto di spostamento della pila stessa (pier drift ratio).

1. Fondamenti di ingegneria sismica

Questo capitolo si propone di fornire una panoramica degli aspetti più importanti legati alla sismologia. Si andranno ad introdurre i concetti fondamentali legati allo studio dei terremoti, analizzando i principali aspetti che influenzano la loro dinamica e il loro impatto sul territorio. Una particolare attenzione è volta al concetto di rischio sismico, essenziale per la determinazione delle azioni sismiche agenti sulle strutture. In un primo momento, si esploreranno le cause dei terremoti e i fenomeni fisici alla loro base. Successivamente, ci si focalizzerà sull'analisi del rischio sismico, ovvero la probabilità che un'area venga colpita da un terremoto di determinata magnitudo. Viene sottolineata l'importanza della classificazione sismica, un sistema che suddivide il territorio in punti a diversa pericolosità sismica, in base alla frequenza e alla gravità dei terremoti passati. In Italia, questa classificazione è fondamentale per definire le normative edilizie e le misure di protezione civile, con l'obiettivo di ridurre il rischio e prevenire danni gravi.

1.1 Caratterizzazione dei terremoti

Il terremoto è un fenomeno naturale dovuto alla continua evoluzione della crosta terrestre, la cui causa è spiegata nella teoria della tettonica a zolle. Secondo questa teoria la parte superiore della terra è considerata suddivisa in due strati con diverse proprietà deformative, ovvero astenosfera e litosfera. Quest'ultimo, che è lo strato superiore rigido della terra è suddiviso in placche, che non sono stazionarie, ma si muovono sulla sottostante astenosfera, uno strato caratterizzato da rocce più deformabili; pertanto, si comporta come un fluido ad elevata viscosità. I movimenti delle placche tettoniche creano nella crosta terrestre, condizioni di tensione e accumulo di energia potenziale di natura elastica. Quando la pressione raggiunge la resistenza limite della materia, che compone gli strati della crosta, l'energia elastica immagazzinata in anni di lenta deformazione viene liberata ed all'improvviso si genera una frattura, tipicamente localizzata in corrispondenza di fratture preesistenti della crosta chiamata faglie. A partire dalla frattura creatasi, l'energia viene liberata sotto forma di oscillazioni ovvero onde sismiche che si vanno a propagare in tutte le direzioni, andando a provocare rapidi movimenti del suolo, dando vita al fenomeno del terremoto. Il punto della litosfera in cui avviene il terremoto e dove inizia la propagazione della onde sismiche è l'ipocentro ovvero la sorgente sismica, e la sua proiezione sulla superficie terrestre è l'epicentro. Rispetto al sito di registrazione dell'evento sismico si possono definire due tipi di distanze; le distanze ipocentrali ed epicentrali, che rispettivamente sono la distanza tra l'ipocentro e il punto del

sito e quella tra l'epicentro e il punto del sito, mentre la distanza tra ipocentro ed epicentro è definita profondità focale (Figura 1).

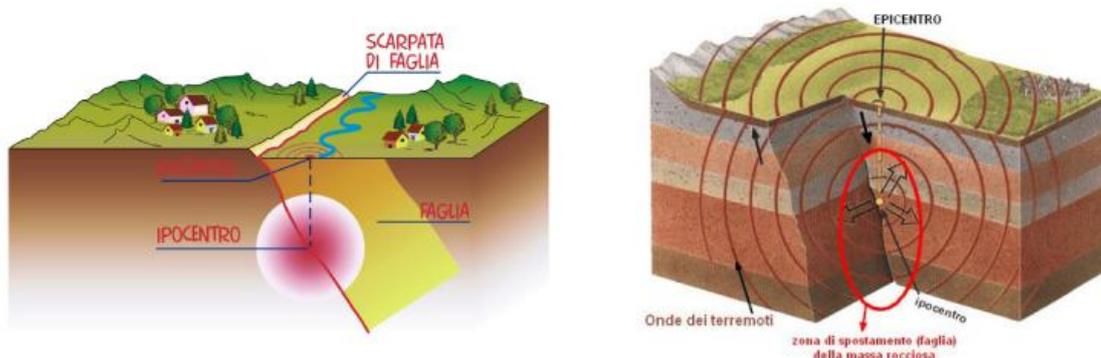


Figura 1 - Sorgente sismica e relative distanze.

Dall'ipocentro hanno origine le onde sismiche, vibrazioni del terreno che si irradiano in tutte le direzioni e che per questo sono chiamate onde di volume. Il comportamento delle rocce attraversate dalle onde sismiche permette di dividere queste ultime in due principali tipi:

- Onde longitudinali (Figura 2): anche note come primarie o onde P, che viaggiano, alla velocità compresa tra 1,5 e 8 chilometri per secondo nella crosta terrestre. Queste onde sono le prime che si registrano con il sismografo e fanno vibrare il terreno nella stessa direzione in cui si propagano, provocandone cambiamenti di volume e di forma. Attraversano sia i solidi sia i fluidi e sono responsabili del rombo cupo che talvolta si avverte all'inizio del terremoto. La velocità delle onde P può essere determinata con la seguente espressione:

$$v_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}}$$
, dove λ è la costante di Lamé, G è il modulo di elasticità tangenziale e ρ è la densità del materiale attraversato.

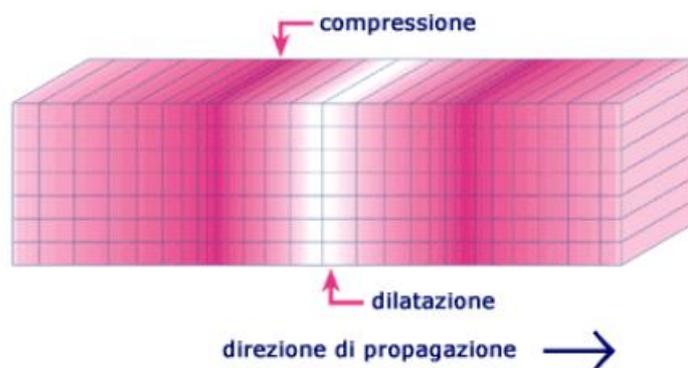


Figura 2 – Deformazioni indotte dalle onde primarie nel mezzo di propagazione.

- Onde trasversali (Figura 3): altrimenti note come secondarie o onde S, che viaggiano più lentamente, solitamente dal 60% al 70% della velocità delle onde P. Queste onde si trasmettono più lentamente e giungono ai sismografi in un momento successivo e fanno vibrare il terreno perpendicolarmente o trasversalmente alla direzione di propagazione, modificandone solo la forma. Attraversano solo i solidi e non si propagano nei fluidi. La velocità delle onde S può essere determinata con la seguente espressione: $v_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$, dove G è il modulo di elasticità tangenziale e ρ è la densità del materiale attraversato.

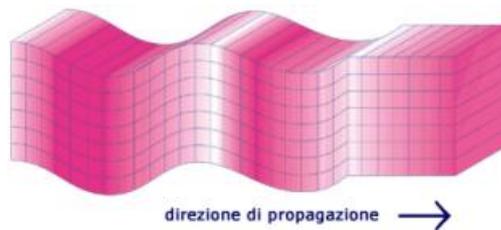


Figura 3 – Deformazioni indotte dalle onde secondarie nel mezzo di propagazione.

Le onde P ed S sono generate da due stati di vibrazione diversi, si propagano indipendentemente le une dalle altre, secondo il valore delle costanti elastiche delle rocce. Le rocce molto cementate e rigide consentono una propagazione molto veloce, mentre un sottosuolo argilloso e molle tende a rallentare il cammino delle onde. Oltre alle vibrazioni longitudinali e trasversali esistono altri tipi di onda, che percorrono la superficie del suolo senza spingersi in profondità. Ovvero, quando le onde di volume raggiungono la superficie terrestre danno origine a onde di superficie (Rayleigh e Love), che costituiscono il fenomeno che chiamiamo terremoto e che sono le responsabili dei danni prodotti. Inducono sforzi di taglio nel terreno, producono i maggiori danni in caso di sisma e la loro velocità è minore rispetto alle onde S. Anch'esse sono suddivise in due categorie:

- Onde di Rayleigh (Figura 4): somigliano a quelle che si propagano quando un sasso viene lanciato in uno stagno. Fanno vibrare il terreno secondo orbite ellittiche e retrograde rispetto alla direzione di propagazione dell'onda.

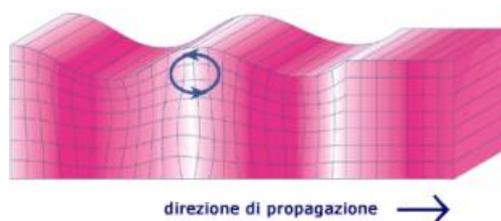


Figura 4 – Deformazioni indotte dalle onde di Rayleigh nel mezzo di propagazione.

- Onde di Love (Figura 5): fanno vibrare il terreno sul piano orizzontale. Il movimento delle particelle attraversate da queste onde è trasversale e orizzontale rispetto alla direzione di propagazione delle stesse.

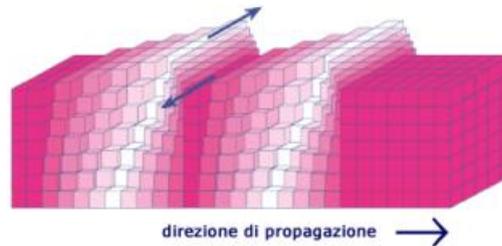


Figura 5 – Deformazioni indotte dalle onde di Love nel mezzo di propagazione.

1.2 Rischio sismico e classificazione sismica in Italia

Il rischio sismico rappresenta la misura delle perdite economiche e sociali legate ad un evento tellurico. Nel dettaglio rappresenta la misura matematica/ingegneristica per valutare il danno che, in base al tipo di sismicità, di resistenza delle costruzioni e di antropizzazione, ci si può aspettare in un dato intervallo di tempo e a seguito di un possibile evento sismico. Il rischio sismico dipende da un'interazione di parametri sismici ovvero è funzione di pericolosità, vulnerabilità ed esposizione. In particolare, è valida la seguente relazione, che matematicamente rappresenta una combinazione di 3 parametri e non una moltiplicazione:

$$R = P * V * E$$

P: Pericolosità sismica. È la probabilità che un terremoto capace di causare danni, si verifichi in un dato luogo o entro una data area ed entro un certo periodo di tempo. Rappresenta la sismicità del territorio ovvero è legata alla zona sismica in cui si trova l'edificio.

V: Vulnerabilità sismica. Consiste nella valutazione delle conseguenze del sisma ovvero è la capacità di una costruzione di rispondere alle sollecitazioni sismiche ed è misurata dal danno che la costruzione subisce a fronte di un evento di data intensità. Quanto più un edificio è vulnerabile (per esempio per scarsa manutenzione), tanto maggiori saranno le conseguenze che ci si deve aspettare in seguito alle oscillazioni cui la struttura sarà sottoposta. Rappresenta la qualità della costruzione ovvero è legata alla capacità dell'edificio di resistere al sisma.

E: Esposizione sismica. È la valutazione socio/economica delle conseguenze. Può essere definita come la possibilità che un'area subisca un danno direttamente o indirettamente in termini economici, di perdita di vite e di beni culturali a causa dall'evento sismico (insediamenti, edifici, attività economiche-produttive, infrastrutture, densità di popolazione). Rappresenta il valore della costruzione e il suo affollamento ovvero è legata ai contesti delle comunità. La classificazione sismica dell'Italia consiste nella suddivisione del territorio italiano in specifiche aree, caratterizzate da un comune rischio sismico. Sino al 2003 il territorio nazionale italiano era classificato in tre categorie sismiche dalla pericolosità decrescente. Successivamente sono stati emanati i criteri di nuova classificazione sismica del territorio nazionale, basati su studi e modelli più recenti, relativi alla pericolosità sismica del territorio, ossia sull'analisi della probabilità che il territorio venga interessato in un certo intervallo di tempo da un evento che superi una determinata soglia di intensità o magnitudo. Secondo il provvedimento del 2003 (Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n.3274 del 20 marzo 2003), tutti i comuni italiani sono stati classificati in 4 categorie principali, indicative del loro rischio sismico, calcolato in base alla PGA (*Peak Ground Acceleration*, cioè l'accelerazione di picco al suolo). Per ciascuna zona, e quindi territorio comunale, veniva fornito un valore di PGA e quindi di spettro di risposta elastico da utilizzare per il calcolo delle azioni sismiche. La macrozonazione sismica si basava sulle seguenti zone:

- Zona 1: sismicità alta (PGA oltre 0,25 g), comprende 708 comuni.
- Zona 2: sismicità medio-alta (PGA fra 0,15 e 0,25 g), comprende 2.345 comuni (in Toscana ed in Piemonte alcuni comuni sono classificati in Zona 3S, sismicità media, che prevede obbligo di calcolo dell'azione sismica identica alla Zona 2).
- Zona 3: sismicità medio-bassa (PGA fra 0,05 e 0,15 g), comprende 1.560 comuni.
- Zona 4: sismicità bassa (PGA inferiore a 0,05 g), comprende 3.488 comuni.

Tuttavia, la classificazione dei comuni è in continuo aggiornamento man mano che vengono effettuati nuovi studi territoriali dalla regione di appartenenza o per variazioni statistiche significative nel lungo periodo. Attualmente la classificazione sismica del territorio italiano in zone è rimasta esclusivamente per aspetti statistici e amministrativi. Con la normativa entrata in vigore nel 2009 (NTC08), successivamente al terremoto che interessò la città dell'Aquila, ai fini della progettazione antisismica, si usa una nuova metodologia di calcolo basata su un approccio statistico puntiforme. La valutazione del rischio sismico può avvenire per via grafica attraverso le curve di rischio con le quali è possibile correlare, per un dato periodo o una data accelerazione di picco al suolo (PGA), l'accelerazione spettrale con una certa probabilità di superamento (di solito coincidente con un periodo di 50 anni). Ogni punto del territorio italiano è caratterizzato da un

preciso valore di accelerazione di picco al suolo (PGA) in funzione di un periodo di ritorno (valore probabilistico) il quale rappresenta il tempo medio in cui un valore di intensità assegnata viene uguagliato o superato almeno una volta. Le attuali Norme Tecniche per le Costruzioni (Decreto Ministeriale del 17 gennaio 2018), che hanno sostituito quelle approvate con il decreto ministeriale del 14 gennaio 2008, hanno confermato il nuovo ruolo della classificazione sismica, basata sul rischio sismico, con lo scopo di valutare l'azione sismica ai fini della progettazione nel caso di costruzioni nuove e/o esistenti. In Italia, la INGV – Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia, ha provveduto alla realizzazione delle mappe di rischio sismico del Paese. In queste mappe è possibile trovare riferimenti per ogni sito di ogni area del Paese, riferendosi a 9 anni di frequenze medie di superamento campionate, valori di PGA e valori di accelerazione spettrale, funzione dei 9 valori di periodi di ritorno rappresentativi del sito. Sono state sviluppate mappe di rischio in termini di PGA con probabilità di superamento in 50 anni pari a: 81% , 63% , 50% , 39% , 30% , 22% , 10% , 5% e 2% , corrispondenti ai seguenti periodi di ritorno: 30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni. Il valore della pericolosità sismica di base, dunque, è definito per ogni punto del territorio nazionale (reticolo di riferimento), su una maglia quadrata di 5 km di lato, indipendentemente dai confini amministrativi comunali. Come si può vedere dalla Figura 6, in realtà le zone sono più di 4 e questo è legato al fatto che le regioni hanno un certo grado di autonomia, potendo quindi aggiungere delle sotto-zone in caso di necessità.

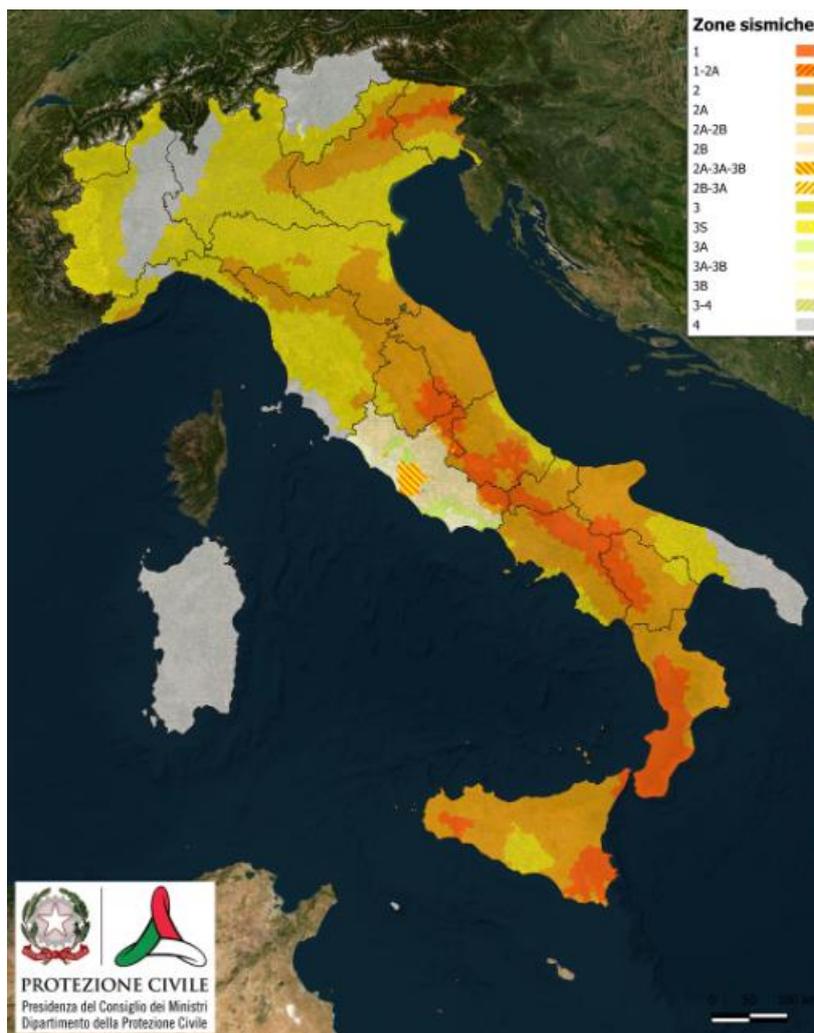


Figura 6 – Classificazione sismica italiana in termini di pericolosità sismica.

1.3 Valutazione dell'azione sismica

Il presente paragrafo introduce la principale metodologia utilizzata per analizzare l'effetto di un evento sismico su una struttura. Le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. La pericolosità sismica costituisce l'elemento di conoscenza primario per la determinazione delle azioni sismiche ed è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido (categoria A) con superficie topografica orizzontale (categoria T1), nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione ad essa corrispondente $S_e(T)$, con riferimento a prefissate probabilità di eccedenza P_{VR} , nel periodo di riferimento V_R . In alternativa è ammesso l'uso di accelerogrammi, purché correttamente commisurati alla pericolosità sismica locale dell'area della costruzione. Gli spettri

elastici indicano la risposta massima in termini di accelerazione, velocità o spostamento, a cui una struttura sarà sottoposta durante un evento sismico con una determinata probabilità di accadimento. Le forme spettrali sono definite, per ciascuna delle P_{VR} (probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R), a partire dai valori di alcuni parametri sul sito di riferimento rigido orizzontale.

1.3.1 Spettro di risposta elastico

Come descritto nel primo capitolo del presente lavoro di tesi, il territorio italiano è stato suddiviso in un reticolo avente passo pari a 5 km. Ad ogni nodo di questa “mesh”, corrispondono rispettivi parametri per la costruzione dello spettro di risposta elastica; per tale motivazione è facile intuire come, mediante interpolazione, è possibile ricavare tali parametri per un qualsiasi sito in esame, partendo dai nodi della maglia più vicini allo stesso. I parametri della pericolosità sismica coinvolti (Figura 7), secondo le ipotesi sopracitate, sono i seguenti:

a_g : accelerazione orizzontale massima del sito, espressa in $g/10$;

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 in accelerazione orizzontale, espresso in secondi.

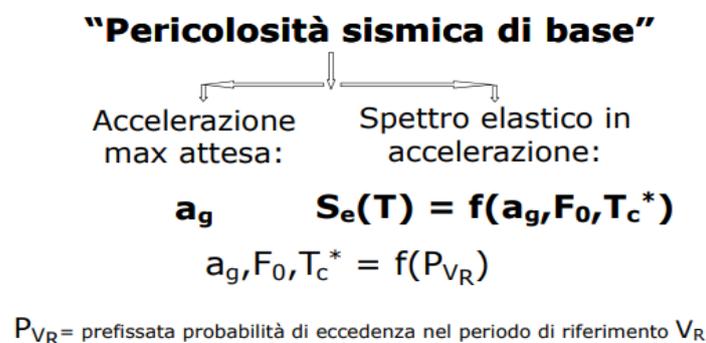


Figura 7 - Pericolosità sismica di base.

Inoltre, le azioni sismiche di progetto sono funzione di alcuni coefficienti legati all’importanza della costruzione e alle proprietà del sito. I primi dipendono dalla vita nominale di progetto V_N , dalla classe d’uso e dal periodo di riferimento per l’azione sismica V_R . La vita nominale di progetto V_N di un’opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale è previsto che l’opera, purché soggetta alla necessaria manutenzione, mantenga specifici livelli prestazionali. I valori minimi di V_N sono i seguenti (Figura 8):

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 8 - Vita nominale.

Con riferimento al valore strategico delle costruzioni, le classi d'uso indicano la destinazione d'uso dell'opera e le relative condizioni di esercizio, le quali influiscono sulla valutazione delle sollecitazioni sismiche a cui la struttura potrebbe essere esposta durante la vita operativa. Le classi sono così definite:

- Classe I: Costruzioni con presenza solo occasionale di persone, edifici agricoli;
- Classe II: Costruzioni il cui uso preveda normali affollamenti;
- Classe III: Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi;
- Classe IV: Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti.

Le azioni sismiche sulle costruzioni vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale di progetto V_N per il coefficiente d'uso C_U :

$$V_R = V_N * C_U$$

Il valore del coefficiente d'uso C_U è definito come segue (Figura 9):

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 9 - Coefficiente d'uso.

Nei confronti delle azioni sismiche, sia gli Stati limite di esercizio (SLE) che gli Stati limite ultimi (SLU) sono individuati riferendosi alle prestazioni della costruzione nel suo complesso, pertanto le P_{V_R} (probabilità di superamento nel periodo di riferimento V_R), cui riferirsi per individuare l'azione sismica agente in ciascuno degli stati limite considerati, sono le seguenti (Figura 10):

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

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

Figura 10 - Probabilità di superamento.

- SLO: stato limite di operatività;
- SLD: stato limite di danno;
- SLV: stato limite di salvaguardia della vita;
- SLC: stato limite di collasso.

Per ciascuno stato limite e relativa probabilità di eccedenza P_{VR} nel periodo di riferimento V_R si ricava il periodo di ritorno T_R del sisma utilizzando la relazione:

$$T_R = -\frac{V_R}{\ln(1 - P_{VR})} = -\frac{C_U * V_N}{\ln(1 - P_{VR})}$$

Al fine di ottenere lo spettro di risposta elastico, come detto precedentemente, bisogna tener conto di alcuni coefficienti riferiti alle proprietà del sito. Quest'ultimi, che determinano la risposta sismica locale, sono riferiti alle caratteristiche stratigrafiche e morfologiche del volume di terreno interessato dall'opera ovvero si riferiscono ad una classificazione in categorie di sottosuolo e condizioni topografiche. Queste modificano le onde sismiche in superficie, in termini di ampiezza dell'oscillazione, durata e contenuto in frequenza, come si evince dalla seguente figura (Figura 11):

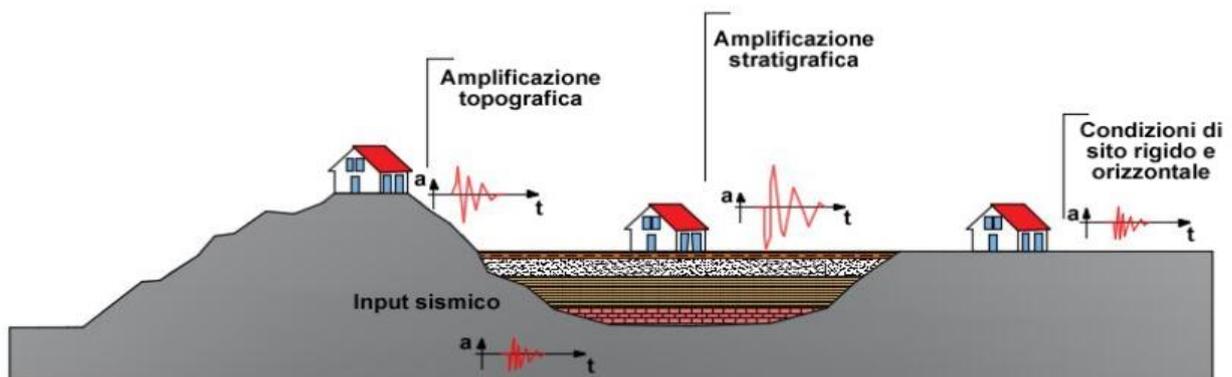


Figura 11 - Effetto dell'amplificazione stratigrafica e topografica sull'azione sismica.

Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, l'effetto della risposta sismica locale si valuta mediante specifiche analisi di risposta sismica locale. In alternativa, si può fare riferimento a un approccio semplificato che si basa sulla classificazione del sottosuolo e della topografia. Le categorie di sottosuolo previste sono cinque (A,B,C,D,ed E), ognuna delle quali rappresenta una diversa condizione del terreno, le quali conseguentemente hanno caratteristiche che influenzano differentemente la risposta della struttura al sisma. Le seguenti categorie (Figura 12) permettono l'utilizzo dell'approccio semplificato e si definiscono in funzione dei valori della velocità di propagazione delle onde di taglio, V_s :

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

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

Figura 12 - Categorie di sottosuolo.

Dal momento che la geometria del terreno circostante modifica sensibilmente la propagazione delle onde sismiche, tali condizioni possono influenzare le sollecitazioni che la struttura subisce durante un evento tellurico. Pertanto, per configurazioni superficiali semplici le categorie topografiche seguono la seguente classificazione (Figura 13):

Tab. 3.2.III – *Categorie topografiche*

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

Figura 13 - Categorie topografiche.

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione è espresso da una forma spettrale (spettro normalizzato) riferita ad uno smorzamento convenzionale del 5%, moltiplicata per il valore della accelerazione orizzontale massima a_g su sito di riferimento rigido orizzontale. Sia la forma spettrale che il valore di a_g variano al variare della probabilità di superamento nel periodo di riferimento P_{VR} . Gli spettri così definiti possono essere utilizzati per strutture con periodo fondamentale minore o uguale a 4,0 s. Per strutture con periodi fondamentali superiori lo spettro deve essere definito da apposite analisi oppure l'azione sismica deve essere descritta mediante storie temporali del moto del terreno. Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico, S_e , è definito dalle espressioni seguenti (Figura 14):

$$\begin{array}{ll}
 0 \leq T < T_B & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left[\frac{T}{T_B} + \frac{1}{\eta \cdot F_0} \left(1 - \frac{T}{T_B} \right) \right] \\
 T_B \leq T < T_C & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \\
 T_C \leq T < T_D & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C}{T} \right) \\
 T_D \leq T & S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_0 \cdot \left(\frac{T_C T_D}{T^2} \right)
 \end{array}$$

Figura 14 - Espressioni spettro elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico.

T: periodo proprio di vibrazione;

S: coefficiente correttivo che consente di passare dalle condizioni ideali alle condizioni reali. Tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche, mediante la relazione

$$S = S_S * S_T$$

S_S : coefficiente di amplificazione stratigrafica (Figura 15);

S_T : coefficiente di amplificazione topografica (Figura 16);

η : fattore che altera lo spettro elastico per coefficienti di smorzamento viscosi convenzionali ξ diversi dal 5%, mediante la relazione

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

ξ : coefficiente di smorzamento espresso in percentuale. Tale parametro misura la capacità di una struttura di dissipare energia durante un evento sismico; pertanto, è valutato sulla base dei materiali, della tipologia strutturale e del terreno di fondazione;

F_0 : fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale, ed ha valore minimo pari a 2,2;

T_C : periodo corrispondente all'inizio del tratto a velocità costante dello spettro, dato dalla relazione

$$T_C = C_C * T_C^*$$

C_C : coefficiente funzione della categoria di sottosuolo (Figura 15);

T_B : periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante, dato dalla relazione

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

T_D : periodo corrispondente all'inizio del tratto a spostamento costante dello spettro, espresso in secondi mediante la relazione

$$T_D = 4,0 * \frac{a_g}{g} + 1,6$$

Tab. 3.2.IV – Espressioni di S_S e di C_C

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

Figura 15 - Coefficienti di amplificazione stratigrafica.

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 16 - Coefficiente di amplificazione topografica.

Successivamente all'identificazione di tali parametri sopra esposti, risulta essere possibile utilizzare le formule e i rispettivi coefficienti definiti nelle NTC per determinare lo spettro di risposta elastico in accelerazione. In particolare, tale grafico, riporta sull'asse delle ascisse il periodo proprio di vibrazione della struttura e sull'asse delle ordinate l'accelerazione spettrale (normalizzata rispetto all'accelerazione orizzontale massima attesa a_g) alla quale la struttura è sottoposta durante un sisma, come si evince dalle seguenti figure (Figura 17):

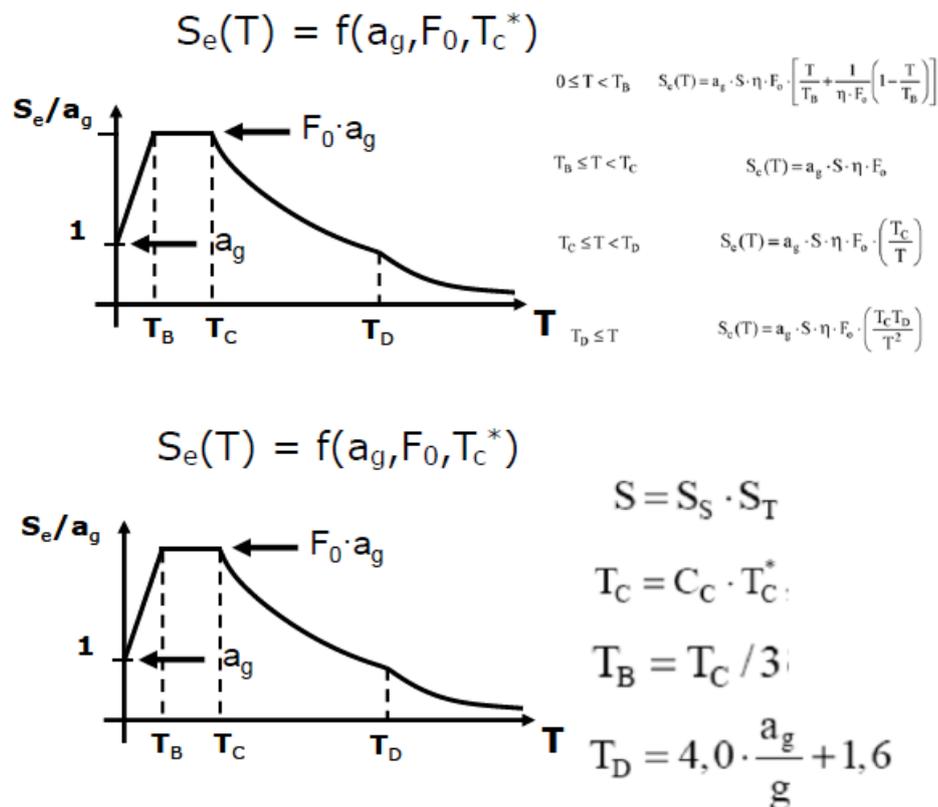


Figura 17 - Leggi e periodi caratteristici dello spettro di risposta elastico.

Dallo spettro di risposta elastico in accelerazione è possibile ricavare altri due spettri risposta elastici, rispettivamente in velocità e spostamento, moltiplicando in modo opportuno per la frequenza propria di vibrazione della struttura ω_s (Figura 18).

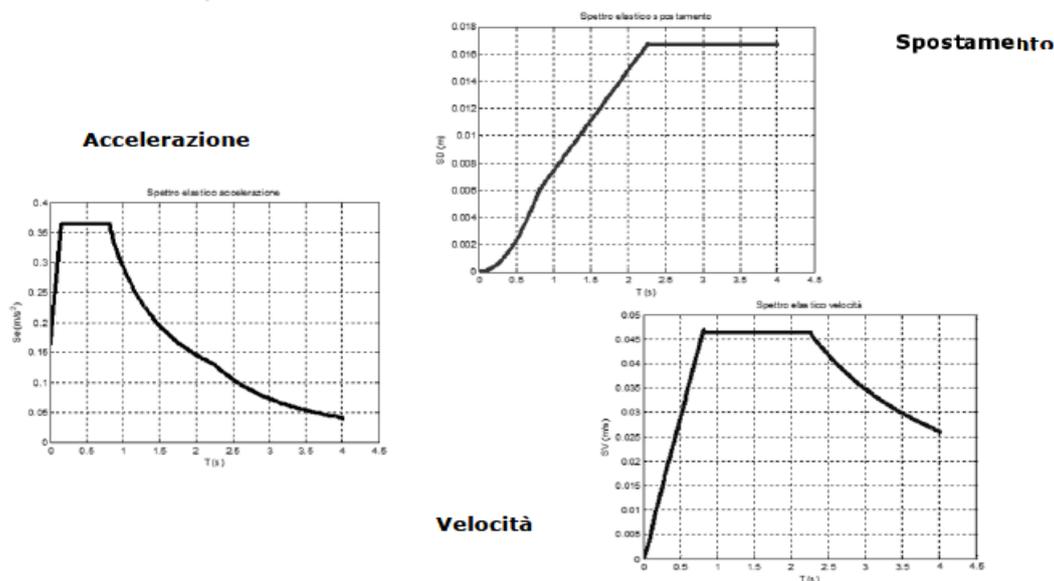


Figura 18 - Spettro di risposta elastico in accelerazione, velocità e spostamento.

2. Effetti del sisma sui ponti e isolamento sismico

Le strutture da ponte costituiscono una componente fondamentale delle infrastrutture di una nazione, facilitando lo sviluppo sociale ed economico e garantendo la mobilità di persone e merci anche nelle aree più remote. Tuttavia, sono esposti a rischi naturali, tra cui i terremoti, che possono comprometterne l'integrità o addirittura distruggerli. Nel contesto attuale del nostro Paese, caratterizzato da un incremento della domanda di traffico e dal progressivo invecchiamento delle infrastrutture, si presenta l'esigenza di valutare quali ponti necessitino di un rafforzamento e quali possano restare invariati. La sicurezza sismica della maggior parte dei ponti esistenti è, infatti alquanto incerta; i vecchi codici sismici si sono dimostrati inadeguati, come dimostrano i recenti terremoti che hanno messo a dura prova la vulnerabilità di queste strutture, già aggravata dal continuo degrado nel tempo, il quale influisce significativamente sulla loro resistenza e duttilità. La rete autostradale italiana è per lo più composta da ponti costruiti nel secondo dopoguerra, periodo in cui le forze sismiche non furono adeguatamente considerate, portando alla realizzazione di ponti inadatti ad affrontare eventi sismici. Solo negli ultimi anni è stato possibile classificare il

territorio nazionale in modo appropriato attraverso le mappe di rischio sismico precedentemente esposte. Queste considerazioni sottolineano l'importanza di progettare interventi di adeguamento per le strutture esistenti. Per contenere i costi, si tende maggiormente a consolidare e adattare sismicamente invece di ricostruire da zero, attuando opere di miglioramento e adeguamento sismico. Questo capitolo ha come scopo quello di fornire una panoramica sull'impatto che i terremoti hanno sulle strutture da ponte e di proporre delle possibili soluzioni per mitigare i danni. In un primo momento si descrivono i principali elementi costruttivi dei ponti, come le travi, le pile, le spalle e le fondazioni, evidenziando la loro funzione nel garantire la stabilità e la sicurezza strutturale. Le forze dinamiche generate da un terremoto possono compromettere queste strutture, specialmente se non progettate per resistere ai carichi sismici. Pertanto, si andranno ad analizzare i vari meccanismi di collasso che possono verificarsi nelle strutture da ponte, durante un sisma, come il danneggiamento delle pile e/o delle spalle. Si descriveranno i danni tipici causati dai terremoti del passato, volgendo l'attenzione su quelli riscontrati nelle configurazioni di ponti più suscettibili alla variabilità spaziale del moto del suolo. Infine, si illustreranno i principi di base dell'isolamento sismico applicato alle strutture da ponte, descrivendo le varie tecniche, come l'uso di isolatori elastomerici o a pendolo scorrevole, che permettono di ridurre la trasmissione delle vibrazioni sismiche alle strutture. Pertanto, dal momento che l'isolamento sismico è una strategia efficace per migliorare la resistenza dei ponti e prevenire danni gravi durante un terremoto, queste soluzioni sono cruciali per garantire la sicurezza e la funzionalità delle infrastrutture stradali e ferroviarie in zone sismiche.

2.1 Le strutture da ponte

Un ponte è un'infrastruttura tipica dell'ingegneria civile, concepita per superare ostacoli naturale o artificiale, come fiumi, mari o valli, che interrompono la continuità delle vie di comunicazione. La classificazione dei ponti può essere fatta sulla base dell'aspetto che si vuole evidenziare, come ostacolo sovrappassato, via servita (tipologia dei carichi in transito), materiale impiegato e schema statico. A seconda del tipo di ostacolo da affrontare, i ponti possono essere denominati in modi diversi: si parla di ponti quando l'ostacolo da scavalcare è un corso d'acqua, di viadotti se si tratta di una vallata (discontinuità orografica), e di cavalcavia nel caso in cui sia presente un'altra via di comunicazione da oltrepassare. Inoltre, i ponti possono essere classificati anche in base alla loro destinazione d'uso. Ad esempio, i ponti stradali sono strutture che supportano il traffico veicolare, le passerelle sono ponti dedicati al traffico pedonale e ciclo-pedonale, i ponti canale sono dedicati al trasporto dell'acqua, i ponti ferroviari sono strutture che consentono il passaggio della ferrovia e i ponti tubo sono utilizzati per il trasferimento di gas e liquidi come gasdotti e oleodotti. La

classificazione dei ponti in funzione dei materiali impiegati, verte sulla realizzazione di strutture da ponte in muratura, acciaio, calcestruzzo armato, calcestruzzo armato precompresso preteso o post-teso, legno e struttura mista acciaio-calcestruzzo. La classificazione sulla base dello schema statico è la più vicina agli strutturisti, anche se la più difficile potendo alcuni schemi rientrare in categorie diverse o potendosi combinare fra loro. La nomenclatura corrente distingue ponti a travata, ad arco, a telaio, strallati o sospesi. Le strutture da ponte sono costituite da due parti principali: la sovrastruttura, che è l'insieme dei componenti necessari per superare un ostacolo, e la sottostruttura, che ha duplice funzione, ovvero sopportare i carichi agenti sulla sovrastruttura (verticali e orizzontali) e trasferire gli stessi al suolo (Figura 19). La sovrastruttura è generalmente costituita dall'impalcato (con chiave di taglio per impalcato scatolare) e dalle travi, mentre la sottostruttura comprende il pulvino, pile, spalle e il sistema di fondazione, che dipende dalle caratteristiche del terreno, perché possono essere fondazioni superficiali (plinti) o profonde (pali). Nonostante le diverse configurazioni dei ponti oppure i diversi materiali impiegati, nel presente lavoro di tesi è stata considerata la tipologia di ponte più comunemente riscontrata in Italia, ovvero il ponte a travata in calcestruzzo armato, semplicemente appoggiato. Quest'ultime sono strutture molto semplici, in quanto hanno le campate che sono sostenute da spalle alle estremità e da pile in mezzzeria. Sono tipicamente adottati per i ponti con luci ridotte (Figura 19), in quanto la connessione tra sovrastruttura e sottostruttura è generalmente non monolitica, infatti, sono collegate da semplici appoggi o da isolatori sismici nel caso di ponti isolati. Gli isolatori sismici, come verrà descritto in seguito, sono generalmente classificati in due categorie:

- Isolatori elastomerici (ad esempio LRB, isolatori in gomma armata con nucleo di piombo)
- Isolatori a scorrimento (ad esempio FPS, isolatori a pendolo scorrevole)

Quando la sovrastruttura è composta da più campate con schema statico di semplice appoggio, generalmente è presente una discontinuità all'estremità di ognuna di esse, pertanto, c'è bisogno di un giunto di dilatazione che garantisce gli spostamenti relativi tra le campate. La causa di tali movimenti è dovuta alle variazioni di temperatura e ai fenomeni reologici (deformazione viscosa e ritiro). Per quanto riguarda la pila, i materiali più usati sono generalmente calcestruzzo armato e carpenteria metallica, mentre il tipo di sezione più utilizzata è quella circolare, in quanto ha un comportamento isotropo nei confronti delle azioni (longitudinali e trasversali), inoltre, fornisce un'ottima resistenza nei confronti dell'instabilità delle barre di armatura, a differenza delle sezioni rettangolari.

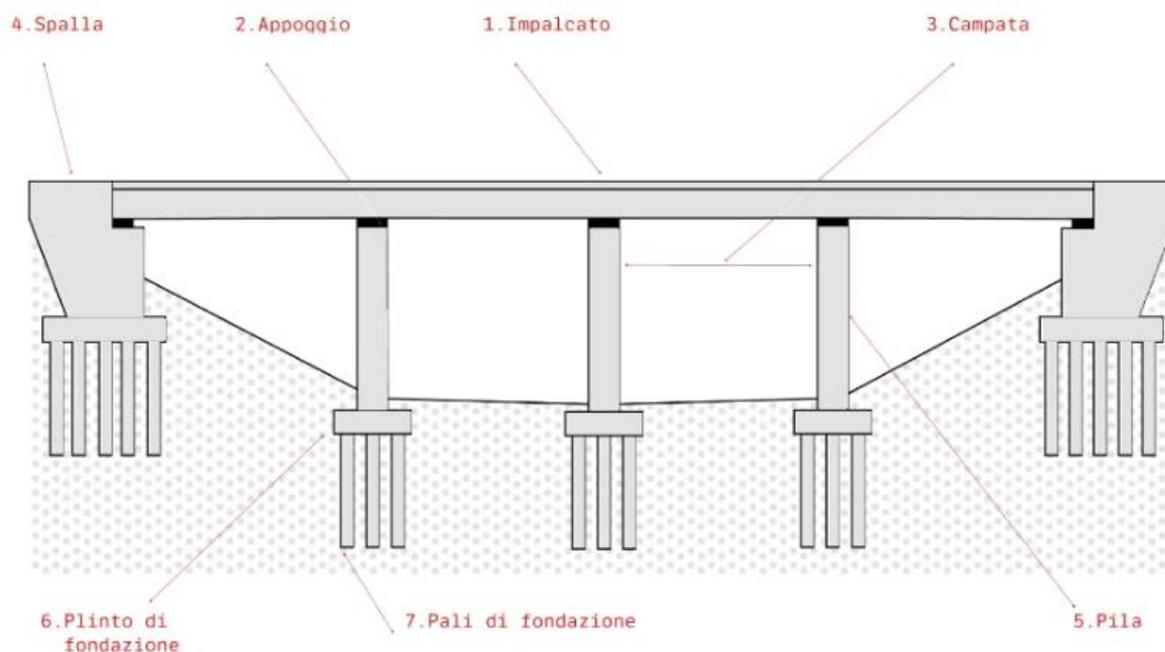


Figura 19 - Componenti di un ponte.

2.2 Danni sismici nelle strutture da ponte

Dal secondo dopoguerra, i terremoti hanno provocato ingenti danni, arrivando, in alcuni casi, a causare il completo crollo delle strutture da ponte con conseguente perdita di vite umane. Questi eventi hanno messo in evidenza la significativa vulnerabilità di specifici elementi strutturali nei ponti. In linea generale, i ponti sono progettati in modo tale che le pile siano più flessibili rispetto all'impalcato a cui sono collegate. Di conseguenza, è più probabile che le sollecitazioni sismiche si concentrino sulle pile, le quali devono possedere un'elevata duttilità per resistere alle deformazioni generate durante un terremoto. Al contrario, si presume che l'intera sovrastruttura (soletta e travi) rimanga sostanzialmente in campo elastico durante l'evento sismico, esercitando principalmente il compito di trasferire le forze orizzontali ai componenti della sottostruttura. Sulla base delle osservazioni fatte, nel seguito verranno analizzate le più frequenti tipologie di danno e meccanismi di collasso, riscontrati, nelle strutture da ponte soggette ad eventi sismici. La classificazione dei danni è la seguente:

- Danni alla sovrastruttura: collasso per perdita di appoggio dell'impalcato, danneggiamento per martellamento tra impalcati adiacenti (nei pressi dei giunti di dilatazione) e danneggiamento delle chiavi di taglio;
- Danni alla sottostruttura: collasso delle pile (rottura a flessione e taglio) e delle spalle (collegamento spalla-impalcato);
- Danni alle fondazioni.

2.2.1 Danni alla sovrastruttura

Gli impalcati non hanno generalmente funzione antisismica, pertanto i danni sono legati principalmente a errori di concezione cinematica come:

- perdita di appoggio;
- martellamenti fra parti strutturali adiacenti.

Questi rischi derivano essenzialmente dalla variabilità spaziale del moto sismico del terreno in corrispondenza dei diversi supporti del ponte (spalle e pile), pertanto, le pile adiacenti possono spostarsi fuori fase, portando a spostamenti relativi dinamici della sovrastruttura. I danneggiamenti, tipici delle sovrastrutture libere di dilatarsi longitudinalmente e trasversalmente sotto sisma, sono sempre localizzati in corrispondenza delle discontinuità dell'impalcato (giunti) e si manifestano in termini di martellamenti, perdite di appoggio e deformazioni permanenti fra le facce dei giunti. Tali danneggiamenti richiedono chiusura al traffico del ponte e interventi di ripristino non sempre agevoli. Il meccanismo di collasso, che si manifesta nella sovrastruttura soggetta al sisma, è sempre accompagnato da danneggiamenti agli apparecchi di appoggio che necessitano sempre di sostituzione. In presenza di chiavi di taglio, queste sono le prime ad essere danneggiate.

2.2.1.1 Collasso per perdita di appoggio

Il collasso per perdita di appoggio è senz'altro uno dei più pericolosi e problematici per i ponti, aventi uno schema statico semplicemente appoggiato (mancanza di iperstaticità) e sottoposti a eventi sismici con elevata intensità nella direzione longitudinale dell'impalcato. Se le mensole sulle spalle, l'impalcato o le pile non presentano una sufficiente lunghezza di appoggio nella direzione longitudinale, allora l'intera sovrastruttura può sfilarsi, provocando un improvviso collasso del ponte, in quanto durante il sisma possono esserci spostamenti relativamente elevati in corrispondenza dei supporti. Tale meccanismo può interessare ponti con pile alte e luci elevate e si può amplificare in caso di suolo soffice (fenomeno di amplificazione stratigrafica). Alcuni esempi, tipici di collasso di un ponte a causa della perdita di appoggio, sono quelli legati al ponte

Nishinomiya-ko durante il terremoto di Kobe del 1995 e al ponte San Francisco-Oakland Bay durante il terremoto di Loma Prieta del 1989 (Figura 20 e Figura 21). Gli esempi riportati mettono in evidenza come le lunghezze di sovrapposizione tra travata e appoggi siano troppo contenute per sostenere gli spostamenti imposti dal sisma alla travata ed alla pila.



Figura 20 - Nishinomiya bridge, Terremoto di Kobe, Giappone, 1995.



Figura 21 - San Francisco Oakland Bay Bridge, Terremoto nella Baia di San Francisco, California, 1989.

2.2.1.2 Danneggiamento per martellamento

Il martellamento (pounding) di un ponte è causato da spostamenti inadeguati della struttura, pertanto, a causa di ciò possono verificarsi delle distruzioni locali nella sovrastruttura. Ciò avviene tra campate adiacenti o contro le spalle, generando forze estremamente elevate che possono superare il limite di resistenza dei materiali. Se esiste dello spazio vuoto, anche relativamente piccolo, tra i vari elementi strutturali del ponte, il danno e infine il collasso potranno sopraggiungere attraverso dei colpi ripetuti. Questo fenomeno si verifica frequentemente quando i giunti di dilatazione, concepiti per gestire i movimenti relativi non vincolati, non riescono a sostenere i notevoli spostamenti generati dal sisma, pertanto, si andranno a generare delle forze di spinta elevate. Tale danno può aumentare se tra le parti strutturali adiacenti c'è un'altezza o una rigidità diversa, questo perché si influisce sul periodo fondamentale che va ad amplificare i taglianti. In altre parole, i due componenti strutturali con rigidità diverse, presentano periodi di vibrazione naturali differenti che portano ad un movimento asincrono e quindi ad un continuo mutuo contatto (Figura 22). Sebbene tali danni non compromettano la sicurezza strutturale, non portando al collasso del ponte, rappresentano comunque una problematica rilevante per i ponti, dato che sono cruciali per le reti di trasporto.



Figura 22 - Terremoto del Sichuan, Cina, 2008.

2.2.2 Danni alla sottostruttura

I danni alla sottostruttura di un ponte, in particolare alle pile e alle spalle, a seguito di un sisma, possono essere significativi. Le pile possono subire spostamenti laterali, rotazioni o fratture, dovute alle forze orizzontali generate dal terremoto, compromettendo la stabilità del ponte. Le spalle, che sostengono l'estremità del ponte, possono essere danneggiate dai movimenti del terreno, andando incontro ad un collasso parziale o totale. Questi danni riducono la sicurezza complessiva della struttura, pertanto, la progettazione antisismica è fondamentale per limitare tali danni e garantire la sicurezza del ponte dai terremoti.

2.2.2.1 Collasso delle pile

Nel presente sottoparagrafo si andranno a valutare le possibili cause di collasso della pila da ponte, andando a ricondurre la stessa allo schema statico seguente, come condizione sfavorevole (Figura 23).

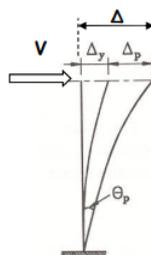


Figura 23 - Schema statico pila da ponte.

Lo studio del collasso delle pile da ponte durante un terremoto è significativo, in quanto avrà come conseguenza il crollo dell'intera struttura, soprattutto nel caso di schemi statici semplicemente appoggiati. I danni di varia entità osservati sulle pile da ponte sono generalmente dovuti al raggiungimento di:

- Capacità flessionale (difetti di duttilità flessionale);
- Capacità a taglio (difetti di resistenza a taglio).

2.2.2.1.1 Collasso a flessione

L'insufficiente resistenza a flessione dei ponti realizzati negli anni '80 è spesso attribuibile all'uso di valori convenzionali per le azioni sismiche di progetto, che si aggirano attorno al 4-10% del peso della struttura. Tuttavia, è ormai risaputo che i livelli di risposta elastica possono superare il 100% del peso stesso della struttura. Sebbene la distanza tra la progettazione e il reale livello di risposta elastica possa apparire considerevole, la differenza tra la forza reale e il livello di risposta elastica

è generalmente molto più contenuta. Questo è dovuto alla natura conservativa dell'analisi elastica adottata per la progettazione a flessione delle pile. In tal caso, nella progettazione antisismica, subentra un parametro essenziale ovvero la duttilità, definita come la capacità di un elemento strutturale di deformarsi plasticamente e quindi di dissipare energia prima del collasso. Pertanto, un componente realizzato in acciaio o calcestruzzo armato, sottoposto a deformazioni cicliche, deve possedere una sufficiente capacità di flessione per prevenire un collasso totale. Generalmente, la principale causa di collasso a flessione è dovuta all'assenza o non adeguata cura dei dettagli costruttivi della pila, che limitano la possibilità della stessa di deformarsi plasticamente (Figura 24).

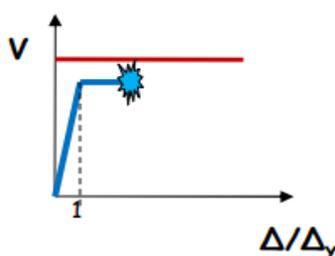


Figura 24 – Raggiungimento di un collasso di natura flessionale.

I quattro meccanismi di collasso che possono avvenire a causa di difetti di natura flessionale sono i seguenti:

- Crisi per compressione nel calcestruzzo

La mancanza di confinamento toglie duttilità al calcestruzzo compresso che raggiunge precocemente la sua deformazione limite. La rottura del conglomerato si innesca all'esterno e si estende rapidamente al nucleo della pila. In particolare, questa crisi può comportare un rischio significativo di collasso totale del ponte, poiché la sottostruttura non riesce a sopportare i carichi provenienti dalla sovrastruttura (Figura 25). È importante sottolineare che in una struttura robusta, dotata di molteplici percorsi di carico, anche se una pila subisce un grave danno dovuto ad un degrado flessionale, può accadere che altre pile o spalle meno compromessi continuino a fornire resistenza nei confronti delle azioni sismiche. Tuttavia, questa situazione non si verifica nel caso di un cedimento assiale, poiché in generale i carichi assiali seguono un unico percorso dalla sovrastruttura alla fondazione.



Figura 25 – Hanshin Expressway, Fukae Bridge, Terremoto di Kobe, Giappone, 1995.

- Crisi per instabilità delle barre longitudinali di armatura

I collassi eclatanti per instabilità delle barre longitudinali sono dovuti alla carenza di armatura trasversale, come si evince dalla Figura 26.



Figura 26 - Hanshin Expressway Pier 54, Fukae Bridge, Terremoto di Kobe, Giappone, 1995.

- Crisi per sfilamento delle barre longitudinali

Un altro problema che può verificarsi è associato al collasso per pull-out raggiunto per cedimenti della giunzione prima che la pila possa sviluppare la sua resistenza (Figura 27). Un calcolo errato della lunghezza di ancoraggio di una pila può portare a un raggiungimento precoce dello snervamento dell'acciaio. Di conseguenza, la riserva plastica non si manifesta alla base della pila, ma nella sezione in cui si registra il momento massimo. Questo fenomeno si verifica quando una pila, non adeguatamente ancorata al terreno, si comporta come una trave semplicemente appoggiata anziché come una trave incastrata, come previsto in fase di progettazione. Pertanto, l'armatura nella sezione centrale risulterà inadeguata, poiché non progettata per sostenere i livelli di carico previsti.

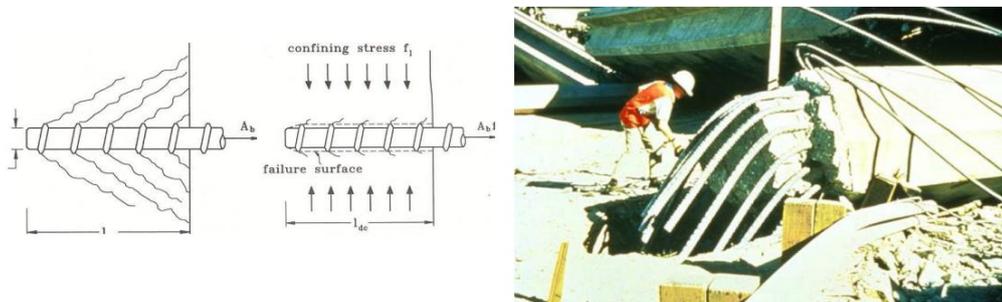


Figura 27 – Crisi per sfilamento delle barre longitudinali.

- Crisi per giunzione inadeguata delle barre longitudinali

Il collasso associato alla giunzione nella zona di sovrapposizione delle barre longitudinali è un tipico punto debole, soprattutto in presenza di carichi ciclici e principalmente in quelle zone della pila soggette a significative deformazioni ciclico-plastiche (base della pila), come si evince dalla Figura 28.

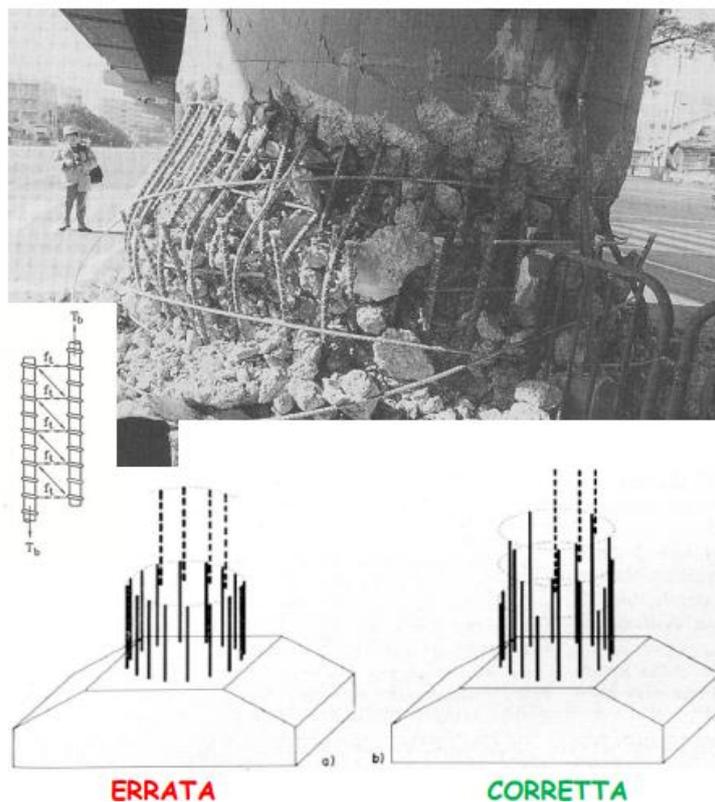


Figura 28 – Crisi per giunzione inadeguata delle barre longitudinali.

2.2.2.1.2 Collasso a taglio

I diversi meccanismi di collasso dovuti al taglio sono caratterizzati dalla loro complessità e dalla difficile interpretazione dei fenomeni di interazioni tra i vari meccanismi. Questa complessità rende più arduo controllare e/o regolare il collasso a taglio rispetto quello a flessione. Infatti, mentre quest'ultimo è influenzato da parametri di duttilità, la rottura a taglio è caratterizzata da un comportamento fragile, con crisi immediate. La crisi per taglio essendo accompagnata anche da piccoli spostamenti orizzontali, tende a ridurre la capacità assiale della pila (Figura 29). I due meccanismi di collasso che possono avvenire a causa di difetti di natura tagliante sono:

- collasso a taglio dominante (Figura 30);
- collasso per esaurimento della duttilità flessionale combinata con il superamento della resistenza a taglio (Figura 31).

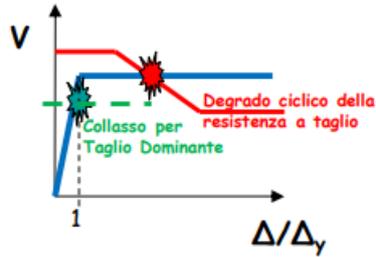


Figura 29 – Raggiungimento di collassi di natura tagliante.

Il primo dei due meccanismi di rottura per taglio è il più semplice e si verifica lato armatura, ovvero quando si verifica il collasso dell'armatura trasversale. Ciò porta alla successiva riduzione di resistenza del calcestruzzo e resistenza a carichi assiali. Mentre nel secondo caso si evince che, spesso duttilità e resistenza a taglio subiscono un degrado dovuto alle azioni cicliche soprattutto in assenza di confinamento, pertanto, si può anche verificare un collasso della cerniera plastica per eccesso della deformazione flessionale ciclica. La rottura a taglio si verifica generalmente nelle pile tozze, le quali avendo una rigidezza elevata, hanno un elevato rapporto taglio-momento, pertanto, andranno ad attrarre maggiormente elevate forze inerziali.



Figura 30 – Collasso a taglio dominante, Wu-Hsi bridge, Terremoto di Jiji, Taiwan, 1999.



Figura 31 – Collasso a taglio nella regione della cerniera plastica, Terremoto di Northridge, California, 1994.

2.2.2.2 Collasso delle spalle

Il comportamento sismico delle spalle da ponte è influenzato sia dall'interazione terreno-struttura e sia dall'interazione con la sovrastruttura. In entrambi i casi, il modello di danneggiamento delle spalle può essere schematizzato con scorrimenti e rotazioni lungo l'asse trasversale, andando a subire un incremento a causa degli effetti dinamici prodotti dal sisma. Nel primo caso si può avere un aumento di pressione passiva dovuta al riempimento di terreno, mentre nel secondo caso la sovrastruttura potrebbe trasferire alle spalle delle forze dovute al martellamento. Quest'ultimo fenomeno avviene soprattutto quando lo spazio tra la sovrastruttura e la spalla è piccolo o se viene ridotto a causa delle deformazioni termiche. Per quanto riguarda i danni prodotti da eventi sismici sulle spalle da ponte, questi non si sono rivelati quasi mai di entità tale da pregiudicare la sicurezza totale o la transitabilità dei mezzi di soccorso, in quanto il crollo di un ponte dovuto al cedimento delle spalle è piuttosto raro. A seconda del collegamento spalla-impalcato i danni possono essere di diversa entità.

- Collegamento monolitico spalla-impalcato

I danni di maggior rilievo si manifestano a seguito di un movimento del blocco costituito da spalla ed impalcato che produce elevate sollecitazioni nel nodo corrispondente (Figura 32).



Figura 32 - Danneggiamento spalla, Terremoto di Northridge, California, 1994.

- Collegamento spalla-impalcato con dispositivi di appoggio

Le due tipologie di spalla da ponte a cui si fa riferimento sono denominate passante e completa. Le spalle più vulnerabili risultano quelle passanti. Per questa tipologia succede che le azioni longitudinali dell'impalcato scaricandosi sulla spalla generano elevate spinte passive che, se non adeguatamente contrastate, possono provocare lo scivolamento del rilevato di approccio attraverso gli elementi passanti e indurre pericolose rotazioni nelle strutture della spalla, come si evince dalla seguente figura (Figura 33).

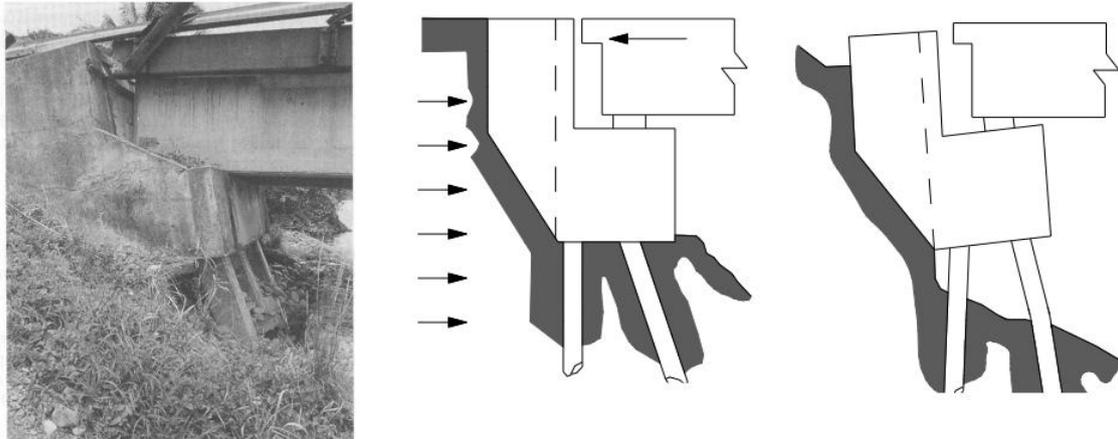


Figura 33 - Danneggiamenti spalla passante, Highway 118, Terremoto di Northridge, California, 1994.

Mentre le spalle complete sono generalmente più stabili, specie quando sono collegate con i muri andatori e con fondazione unica. Di contro queste tipologie sono particolarmente vulnerabili nei nodi muro-spalla / muro andatore. I tipi di danneggiamento possibili su spalle complete sono raffigurati di seguito (Figura 34).

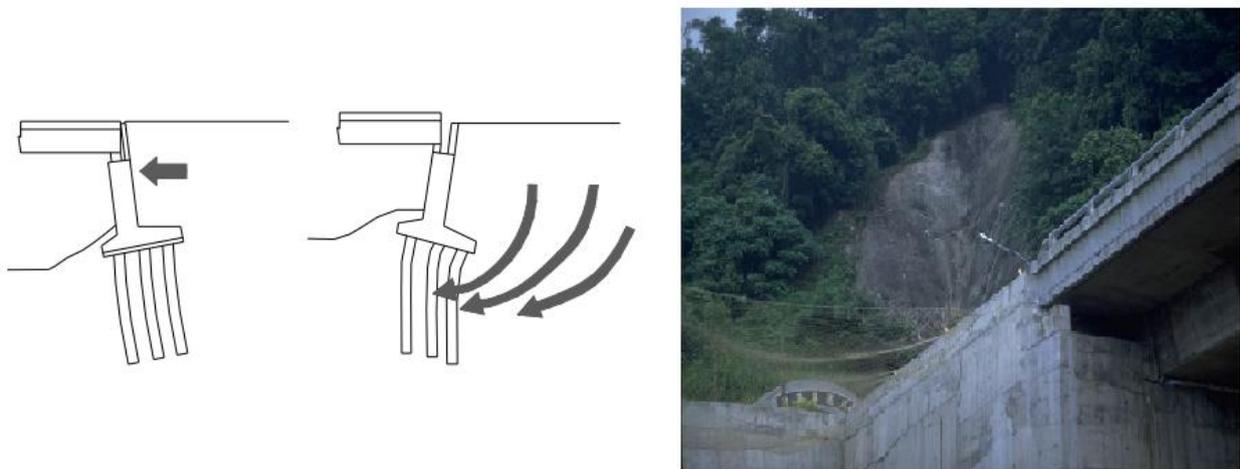


Figura 34 - Danneggiamenti spalla per cedimento del pendio, Jyi-Lu Bridge, Terremoto di Jiji, Taiwan, 1999.

Inoltre, nella tipologia di spalla completa, a seguito di sisma, è possibile avere dei cedimenti relativi fra rilevato di approccio e spalla stessa (Figura 35).



Figura 35 - Cedimenti relativi spalla-rilevato.

2.2.3 Danni alle fondazioni

Come accennato in precedenza, le spalle e le pile possono essere fondate su fondazioni superficiali o profonde. Nella progettazione di nuove strutture da ponte, basata sui moderni principi di progettazione sismica, le fondazioni dovrebbero rimanere in campo elastico sotto le azioni sismiche, mentre la progettazione delle strutture da ponte esistenti si basava su carichi orizzontali (sismici) significativamente più bassi ed inoltre ci si basava soprattutto su carichi gravitazionali. Di conseguenza non si possono escludere deformazioni anelastiche e danni al sistema di fondazione. Per quanto riguarda i danni nelle strutture di fondazione, queste possono subire cedimenti o inclinazioni, a causa delle vibrazioni sismiche che modificano la capacità portante del suolo. Le cause di danno più frequentemente riscontrate sono riferite a delle tipiche insufficienze nelle strutture da fondazione, come:

- Inadeguata resistenza a Taglio-Flessione del blocco di fondazione

L'inadeguata resistenza a flessione è dovuta alla scarsa armatura disposta sulla faccia superiore, mentre l'inadeguata resistenza a taglio è dovuta alla scarsa o nulla armatura trasversale solitamente impiegata (Figura 36).

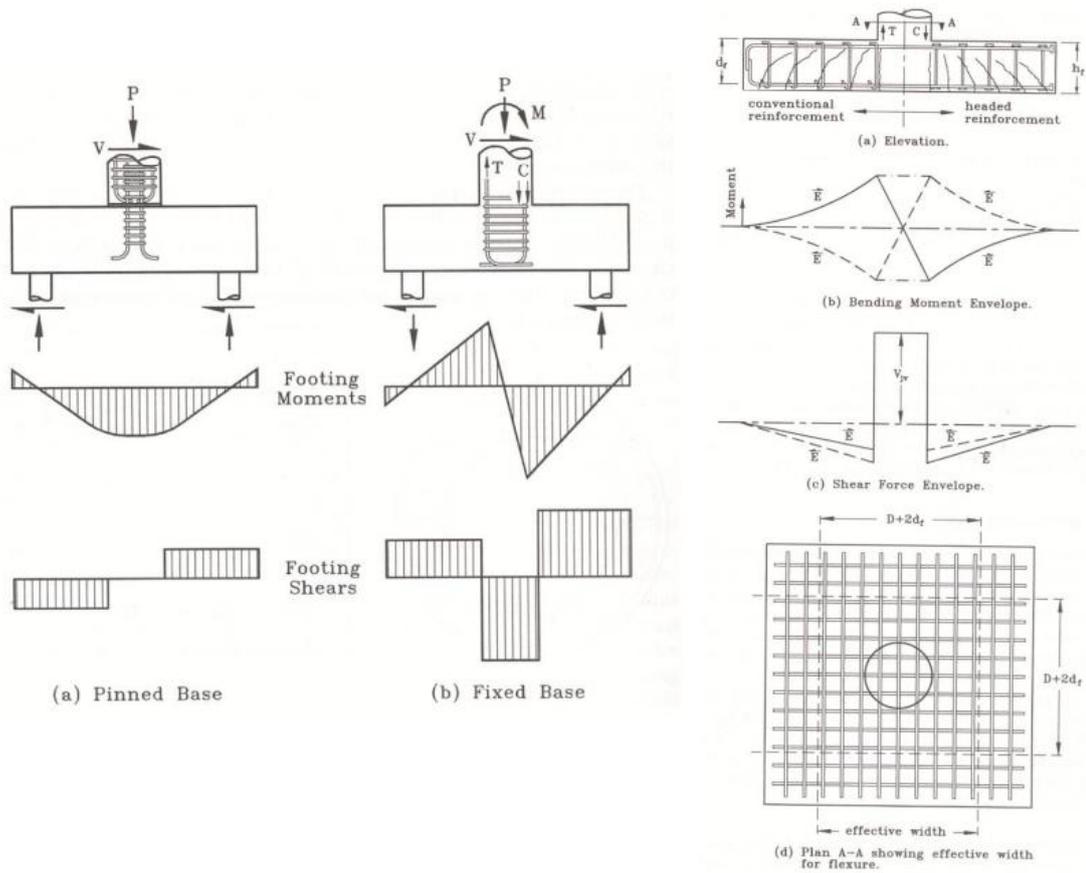


Figura 36 – Base cerniera a sinistra, base incastro a destra.

- Inadeguata resistenza a flessione della fondazione

Anche una scarsa armatura in zona tesa può produrre sotto sisma, delle deformazioni plastiche permanenti di difficile ripristino (Figura 37).

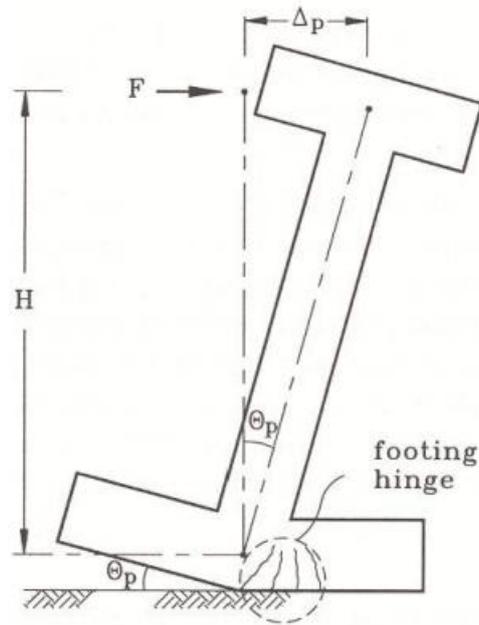


Figura 37 - Deformazioni plastiche.

- Inadeguata resistenza a taglio del nodo pila-fondazione

L'elevata concentrazione di sforzi taglianti nel nodo pila-fondazione richiede una corretta armatura d'anima (Figura 38).

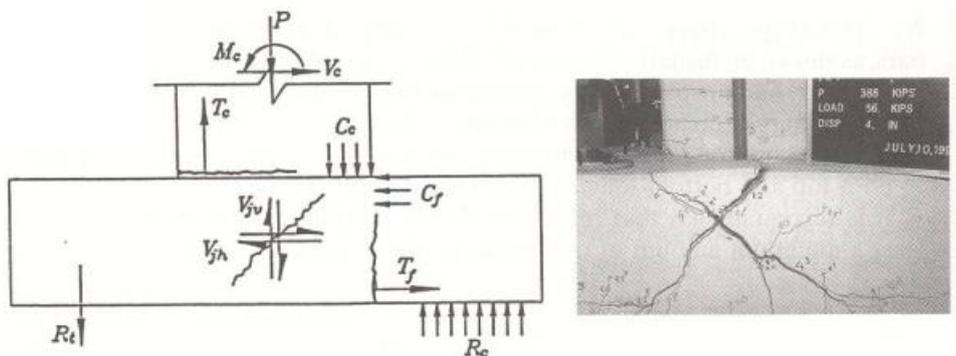


Figura 38 – Collasso a taglio nel nodo pila-fondazione.

- Inadeguata connessione fondazione-pali di fondazione
- Inadeguata resistenza a taglio-flessione dei pali di fondazione

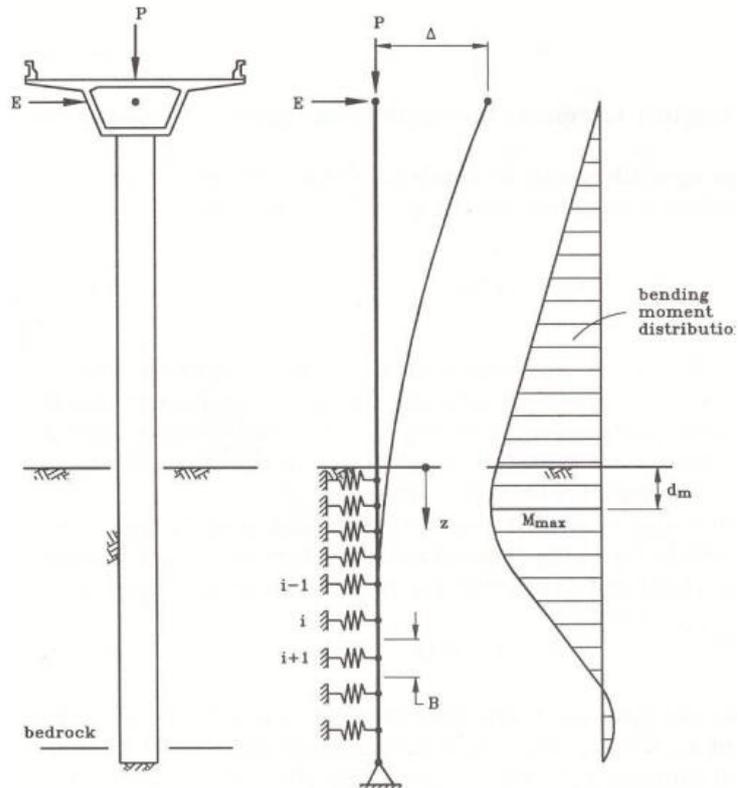


Figura 39 - Schema di funzionamento di un palo-pila.

- Scarsa analisi dell'interazione struttura-substrato fondale

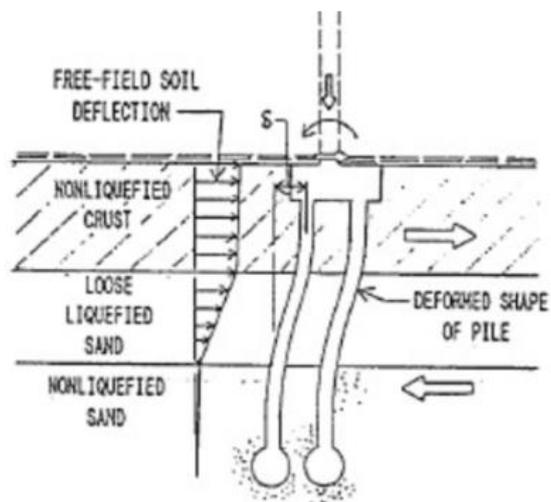


Figura 40 - Schema di un palo che attraversa uno strato soggetto a liquefazione.

2.3 Isolamento sismico in una struttura da ponte

Oggi giorno, i progressi nel campo dell'ingegneria sismica e la crescente esigenza di migliorare la risposta delle strutture agli eventi sismici hanno portato allo sviluppo di tecniche di protezione sismica cosiddette "innovative". Tra queste troviamo l'isolamento sismico, che è una tecnica di controllo passivo essendo una strategia che modifica la risposta sismica. Le tecniche di isolamento propongono un approccio alternativo per la progettazione sismica di molti ponti e allo stesso tempo offrono un'efficace strategia di adeguamento per i ponti esistenti. Il fine è soprattutto quello di avere una maggiore consapevolezza delle prestazioni degli edifici andando a mitigare i danni prodotti dal sisma e salvaguardare vite umane. Il concetto di isolamento sismico, particolarmente applicato ai ponti e viadotti, si fonda sull'intento di migliorare la risposta strutturale nei confronti delle azioni generate dal terremoto, andando a minimizzare le forze inerziali che agiscono sulla massa principale (sovrastuttura), ovvero quella dell'impalcato, in modo tale da limitare l'energia trasmessa durante un terremoto. Per raggiungere questo obiettivo, si usa questa tecnica che permette di disaccoppiare la risposta della sovrastuttura del ponte (impalcato) dalla sottostruttura (pile e fondazioni), andando a collocare dei dispositivi meccanici dotati di capacità portante e ridotta rigidezza orizzontale (isolatori), all'interfaccia tra sovrastuttura e sottostruttura; che nel caso dei ponti, ciò avviene tra impalcato e testa-pila o testa-spalla (Figura 41). In questo modo, quando si verifica un terremoto, le forze d'inerzia vengono trasmesse dalla sovrastuttura all'isolatore e non vengono scambiate con la sottostruttura, ovvero non vengono assorbite da pile e fondazioni. Pertanto, le deformazioni si concentrano principalmente sui dispositivi di isolamento sismico piuttosto che sugli elementi della sottostruttura. Mentre, in condizioni statiche si comportano come tradizionali appoggi verticali unidirezionali.

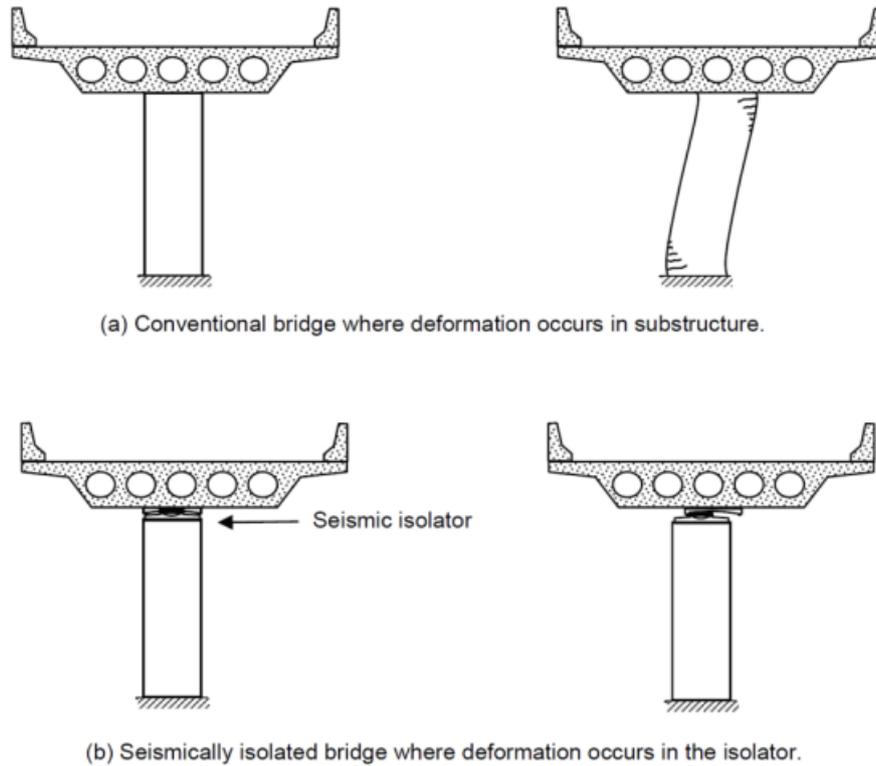


Figura 41 - Ponte ordinario (a); ponte isolato sismicamente (b).

Come mostrato negli spettri di risposta della Figura 42, la deformabilità orizzontale degli isolatori sposta la risposta di un ponte isolato verso periodi fondamentali della struttura più elevati, in quanto il criterio di base dell'isolamento sismico è quello di assorbire l'energia sismica in ingresso sotto forma di energia di deformazione. Così facendo si avranno i seguenti benefici:

- Riduzione della domanda sismica (generata dal sisma) in termini di pseudo-accelerazioni e quindi forze sismiche (forze di taglio), sulla sovrastruttura ma anche sulla sottostruttura. In tale modo si andrà a garantire una quasi staticità della struttura in elevazione che può permanere in campo elastico;
- Aumento della domanda sismica (generata dal sisma) in termini di spostamento, concentrata esclusivamente nei dispositivi di isolamento (dissipazione dell'energia in modo localizzato) che saranno sottoposti a grandi deformazioni elastiche e plastiche per tramite di ampi cicli isteretici. Spostamenti che possono essere ulteriormente controllati, aggiungendo dispositivi di smorzamento.

Inoltre, gli isolatori incrementano la capacità dissipativa del sistema, ovvero riducono la domanda per aumento dello smorzamento, andando anche a limitare gli spostamenti relativi tra la sovrastruttura e la sottostruttura, ed eventualmente riducendo i taglianti. Pertanto, all'aumento del

periodo corrisponde anche un aumento del fattore di smorzamento, come si evince dalla Figura 42. Inoltre, i dispositivi di isolamento possiedono un'adeguata rigidezza sotto i carichi di servizio, come il vento e la frenata dei veicoli, e possono sopportare senza limitazioni gli effetti ambientali come l'espansione termica, la deformazione viscosa e il ritiro. Di solito, i ponti a più campate sono caratterizzati da periodi propri compresi in un intervallo tra 0.2 e 1.2 s; mentre, con l'introduzione dei suddetti dispositivi di isolamento sismico si andrà a spostare il periodo proprio di vibrazione della struttura da 2s fino a raggiungere addirittura 5s, come si vedrà nella presente tesi. Questo garantisce un enorme vantaggio, in quanto i terremoti hanno dei periodi propri di vibrazione molto bassi, pertanto, con l'inserimento degli isolatori sismici si andrà a garantire un'enorme differenza tra il periodo proprio della struttura e quello del sisma.

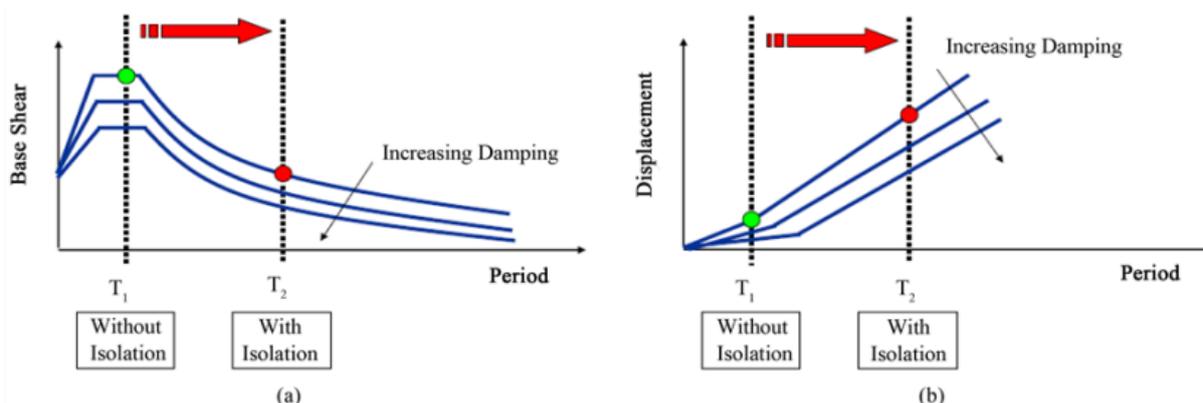


Figura 42 - Effetto dell'isolamento sismico sulle forze di taglio (a) e sugli spostamenti (b), per diversi livelli di smorzamento.

Come detto in precedenza, nel caso dei ponti isolati le forze sismiche sono ridotte, ma allo stesso tempo la sovrastruttura subirà degli spostamenti elevati, soprattutto per siti ad alto rischio sismico o in presenza di sottosuoli con scarse caratteristiche (e.g., suoli di tipo C, D ed E). Pertanto, questi spostamenti elevati dovranno essere compensati aumentando la lunghezza delle sedi e/o con giunti di dilatazione più ampi. Per questo motivo, gli isolatori sono dotati di specifici meccanismi di dissipazione dell'energia, volti ad introdurre un livello di smorzamento tale da limitare questi spostamenti eccessivi. In conclusione, ci sono diverse condizioni che portano all'utilizzo degli isolatori sismici nei ponti:

- Abbattere le forze di inerzia e quindi le sollecitazioni;
- Evitare le rotture fragili in alcune pile;

- Ridurre le accelerazioni spettrali in pile particolarmente rigide;
- Evitare la concentrazione dei danni in ponti con schemi statici differenti da quello semplicemente appoggiato;
- Aumentare la capacità di dissipazione d'energia del ponte, in modo da ridurre la domanda in termini di accelerazione e spostamento;
- Proteggere il contenuto della struttura;
- Ridurre i danni agli elementi non strutturali, con piena funzionalità anche successivamente al terremoto;
- Garantire una bassa percezione del sisma da parte degli occupanti;
- Ridurre gli spostamenti relativi.

Alcune condizioni riguardano delle tecniche di adeguamento sismico nelle strutture da ponte esistenti, mentre altre si riferiscono soprattutto alla progettazione di nuove strutture da ponte. Bisogna comunque partire dal presupposto, che solitamente, progettare un ponte isolato sembrerebbe meno complesso rispetto alla realizzazione di ponti tradizionali, poiché tutte le componenti strutturali, ad eccezione del sistema di isolamento sismico, sono concepite per operare in un regime elastico. Tuttavia, questa osservazione evidenzia come l'approccio tradizionale al Capacity design di ponti non sia adeguato a proteggere l'opera dalle vibrazioni sismiche, rendendo necessari nuovi criteri di progettazione. Quando si affronta il progetto di un ponte dotato di isolamento sismico, la geometria dell'impalcato e dei pilastri è sempre ben definita, poiché non dipendono dalla risposta della struttura alle forze sismiche, essendo che quest'ultime non sono state considerate nella progettazione. In questo contesto, la resistenza della pila e le caratteristiche del sistema di isolamento diventano quindi le uniche variabili da prendere in considerazione. Nel caso di ponti esistenti, invece, l'armatura della pila è già nota grazie agli esecutivi, pertanto, le caratteristiche dell'isolatore diventeranno le uniche variabili da analizzare. In conclusione, anche dal punto di vista economico si hanno dei vantaggi, in quanto, l'eventuale maggior costo (massimo +10%) dovuto agli isolatori sismici è compensato dall'annullarsi dei costi di riparazione.

2.3.1 Modellazione degli isolatori sismici

Ciascun tipo di dispositivo può essere modellato come combinazione in parallelo di più elementi base, come si evince dalla Figura 43.

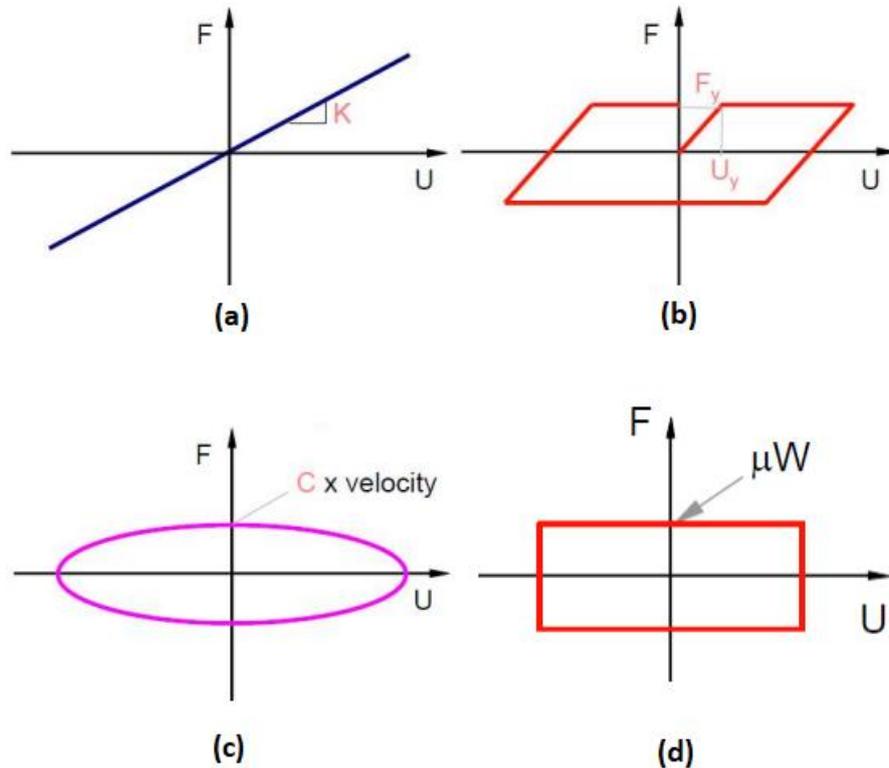


Figura 43 - Elemento a comportamento lineare (ricentraggio) (a); isteretico (b); viscoso (c); attritivo (d).

F: forza;

U: spostamento;

K: rigidezza;

F_y : forza allo snervamento;

U_y : spostamento allo snervamento;

C: coefficiente di smorzamento viscoso-lineare;

$f = \mu$: coefficiente di attrito;

W: forza peso.

Affinché sia possibile studiare il comportamento di tutti i dispositivi che verranno illustrati di seguito, si ricorrerà tuttavia a dei modelli forza-spostamento (F-d) semplificati, di tipo bilineari, che modellano i cicli in questione come rappresentato di seguito. Pertanto, per un generico isolatore sismico, in Figura 44, è rappresentata una tipica relazione forza-spostamento (legge costitutiva) semplificata di tipo bilineare che modella i cicli di carico, dove EDC (ovvero E_D) è l'energia

dissipata per ogni ciclo di carico. È un'energia che non viene recuperata durante lo scarico in quanto viene persa dal sistema sotto forma di calore, ed è rappresentata dall'area ombreggiata sottesa dalla curva bilineare che rappresenta il ciclo isteretico.

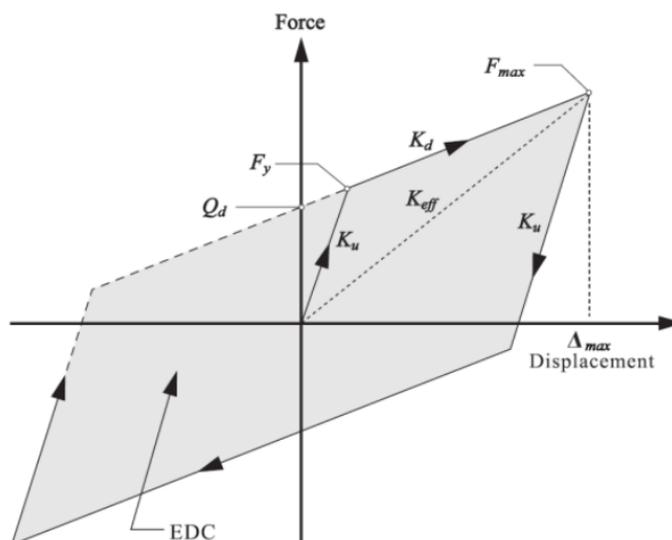


Figura 44 - Relazione forza-spostamento per un isolatore sismico.

Q_d : Resistenza caratteristica (forza di attrito $Q_d = f N_{sd}$ negli FPS);

F_y : Forza di snervamento;

F_{max} : Forza massima applicabile al dispositivo ($F_{max} = Q_d + K_d * d$ negli FPS);

K_d : Rigidezza ramo post-elastico (rigidezza di richiamo $K_d = N_{sd}/R$ negli FPS);

K_u : Rigidezza ramo elastico (anche allo scarico);

K_{eff} : Rigidezza equivalente del dispositivo (rigidezza secante);

Δ_{max} : Spostamento massimo dell'isolatore.

Con N_{sd} che rappresenta il carico verticale utilizzato per modellare il comportamento degli isolatori (FPS nella presente tesi) sotto l'azione sismica. Corrisponde abitualmente al carico verticale quasi-permanente, ossia alla massa moltiplicata per l'accelerazione di gravità, che è il carico verticale medio agente sull'isolatore durante il sisma. Talvolta vengono utilizzati modelli dinamici non lineari che prendono in considerazione la variazione del carico verticale durante il terremoto. Dalla Figura 44 appare chiaro come il dispositivo si comporta inizialmente in maniera elastica-lineare, a partire dalla sollecitazione iniziale applicata. In letteratura, per semplificare la derivazione della dissipazione di energia si utilizzano la rigidezza elastica equivalente K_{eff} e il

coefficiente di smorzamento viscoso equivalente β_e (rapporto critico di smorzamento), il quale è presente nel coefficiente di smorzamento viscoso lineare C_L secondo la seguente formulazione:

$$C_L = 2 \beta_e \omega m$$

m : massa del sistema;

ω : pulsazione del sistema.

È possibile dimostrare che l'energia dissipata da uno smorzatore viscoso lineare in ogni ciclo E_{vd} , rappresentata dall'area sottesa dalla curva forza-spostamento in Figura 45, è uguale all'energia dissipata da un generico dispositivo isteretico E_D , come si evince in Figura 44.

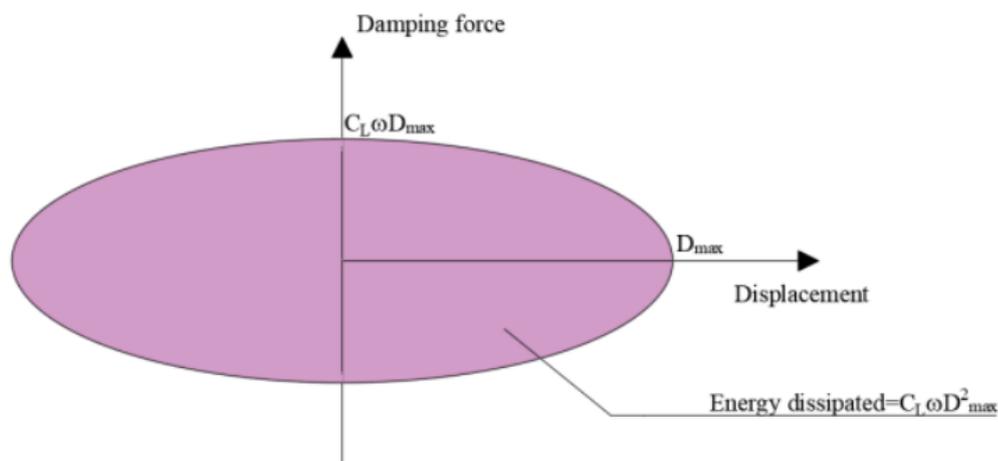


Figura 45 - Relazione forza-spostamento per uno smorzatore viscoso lineare.

Pertanto, basandosi su questa ipotesi è possibile ricavare il valore di β_e dalle seguenti equazioni:

$$E_{vd} = C_L \pi \omega D_{max}^2 = E_D$$

$$C_L = 2 \beta_e \omega m = \frac{E_D}{\pi \omega D_{max}^2}$$

$$\beta_e = \frac{E_D}{2 \pi \omega^2 m D_{max}^2} = \frac{E_D}{2 \pi k_{eff} D_{max}^2}$$

I dispositivi di protezione sismica più comunemente utilizzati variano in base a geometria e quantità di energia dissipata. A tal proposito, come precedentemente dimostrato, poiché quest'ultima risulta essere strettamente correlata al fattore di smorzamento, è comune la scelta di considerare il valore di β_e , espresso in percentuale, come metro di paragone tra i vari dispositivi. Gli isolatori sismici

generalmente adottati per strutture ordinarie o strutture da ponte, possono essere raggruppati in due categorie:

- Isolatori elastomerici;
- Isolatori a scorrimento.

2.3.2 Isolatori elastomerici

Gli isolatori elastomerici rappresentano i dispositivi più semplici in grado di fungere da isolatore per le strutture da ponte. Nascono con lo scopo di immagazzinare e dissipare l'energia prodotta dallo spostamento (generato dal sisma) sotto forma di energia elastica, ovvero accettando elevate deformazioni elastiche, per mezzo di numerosi cicli isteretici. Sono composti da un particolare materiale costituito dall'alternanza di strati di elastomero (gomma naturale, neoprene o materiali artificiali) dello spessore di 5-20 mm con lamierini di acciaio dello spessore di 2-3 mm (collegati tramite vulcanizzazione). Quest'ultimi risultano più piccoli dello strato in gomma così da essere protetti alla corrosione, ed hanno l'obiettivo di ampliare il ciclo isteretico del dispositivo e di conseguenza, la quantità di energia dissipata. Precedentemente agli isolatori rinforzati c'erano quelli non rinforzati, solo che questa soluzione causava un'eccessiva deformabilità assiale della gomma generando l'effetto "rocking", ovvero un movimento rotatorio attorno l'asse orizzontale dell'impalcato. I lamierini hanno una plurima funzione, ovvero quella di:

- esercitare un'azione di confinamento sull'elastomero limitandone la deformabilità verticale (l'abbassamento del dispositivo sotto i carichi verticali di esercizio è di circa 1-3 mm);
- incrementare la portanza ai carichi verticali;
- non influenzare la deformabilità a taglio dell'isolatore in direzione orizzontale (Figura 46).

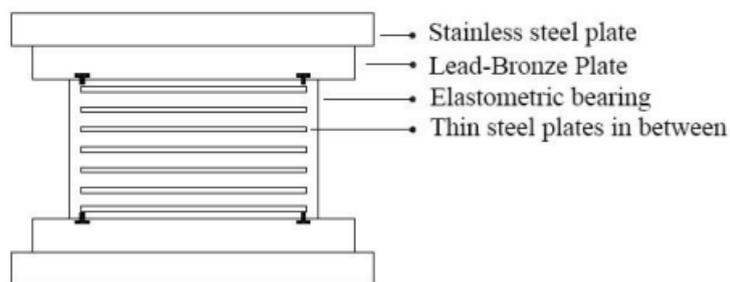


Figura 46 - Rappresentazione schematica di un isolatore elastomerico rinforzato.

Un'altra caratteristica importante tale da condizionare le prestazioni di tali dispositivi è legata al tipo di gomma (idrocarburo) con cui sono realizzati, soprattutto perché la dissipazione dell'energia

è legata alla viscosità della gomma stessa. In base a questo aspetto si possono distinguere due categorie:

- Isolatori elastomerici in gomma naturale (isoprene);
- Isolatori elastomerici in gomma sintetica (neoprene).

Nel primo caso l'isolatore è composto da strati regolari di isoprene disposti in sequenza tali da formare una catena altamente elastica. Quest'ultime possono subire allungamenti, quando viene applicata una forza esterna, fino al punto in cui le connessioni vengono interrotte. Questo comportamento si manifesta su scala macroscopica, con grandi spostamenti che la gomma è in grado di sostenere. Nel secondo caso, si hanno più vantaggi rispetto all'isoprene, come la minore tendenza all'invecchiamento, la maggiore capacità di resistenza al fuoco e la migliore impermeabilità ai gas. Non differiscono molto in aspetto dai semplici apparecchi di appoggio e di connessione impalcato-pila, ma a differenza di quest'ultimi, possono per esempio presentare un nucleo in piombo che ne aumenta la rigidità. I vantaggi di questi dispositivi riguardano soprattutto i limitati costi se rapportati alle elevate prestazioni. Essi, infatti, mantengono le proprie caratteristiche anche per eccitazioni sismiche particolarmente intense, senza danneggiamenti né agli elementi portanti (strutturali) e né a quelli portati (non strutturali). Indipendentemente dal tipo di gomma adottata, esistono essenzialmente tre tipi di isolatori elastomerici, attualmente in commercio, con valori di smorzamento differenti. Quest'ultimo, come si vedrà di seguito, per questa tipologia di isolatori, può raggiungere valori attorno al 2-30%. Sulla base di questo parametro, si possono individuare:

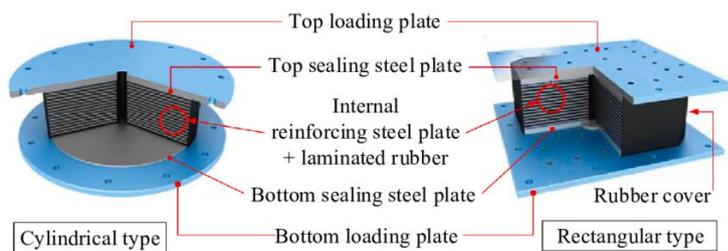
- Isolatori in gomma armata a *basso smorzamento*;
- Isolatori in gomma armata ad *alto smorzamento*;
- Isolatori in gomma armata con *nucleo di piombo*.

2.3.2.1 Isolatori in gomma armata a basso smorzamento (LDRB)

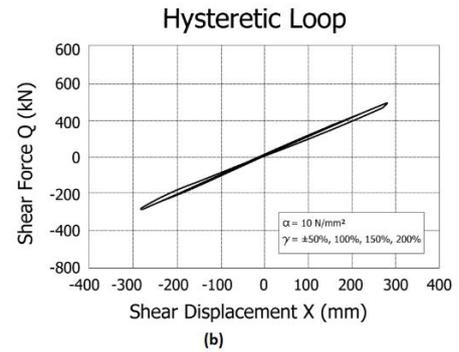
Questo tipo di isolatore può essere realizzato in gomma naturale o sintetica. La modellazione di questo dispositivo è una combinazione in parallelo di due elementi base:

- Elemento a comportamento lineare (gomma) con $K = GA/Tr$;
- Elemento a comportamento viscoso (additivi).

Il comportamento meccanico di questo isolatore è sostanzialmente elastico all'aumentare degli spostamenti, pertanto può essere modellato come lineare, mediante la rigidità equivalente ed il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente (Figura 47 (b)).



(a)



(b)

Figura 47 - LDRB (a); relazione forza-spostamento dell'LDRB (b).

I principali vantaggi di questi dispositivi sono:

- bassi costi di produzione;
- facilità di montaggio;
- caratteristiche meccaniche poco sensibili a temperatura ed invecchiamento.

Mentre, gli svantaggi sono:

- bassi valori di dissipazione energetica (l'area sottesa dalla curva di isteresi è ridotta)
- coefficiente di smorzamento viscoso equivalente molto basso ($\beta_e = 2-5\%$);
- poca rigidezza nei confronti dei carichi di servizio (e.g. vento).

A causa di quest'ultima caratteristica, sono generalmente accoppiati a dei dispositivi aggiuntivi di dissipazione dell'energia, come smorzatori viscosi o isteretici.

2.3.2.2 Isolatori in gomma armata ad alto smorzamento (HDRB)

Come già detto, questo tipo di isolatore differisce dall'LDRB solo per la composizione della gomma. Questo tipo di dispositivo è stato sviluppato per la prima volta dal Prof. Kelly nel 1995 presso l'Università di Berkeley (California). La modellazione di questo isolatore è una combinazione in parallelo di due elementi base:

- Elemento a comportamento lineare (gomma) con $K = GA/Tr$;
- Elemento a comportamento viscoso (additivi speciali).

Sono realizzati in gomma naturale solo che durante la fase di produzione vengono aggiunti degli additivi speciali (e.g. silicio e nerofumo), che conferiscono alla gomma una maggiore capacità di smorzamento ($\beta_e = 10-20\%$ ad una deformazione a taglio del 100%). Questa proprietà rende l'HDRB un dispositivo efficiente e completo che non necessita di essere accoppiato a nessun

sistema di dissipazione meccanica (come si è visto nell'LDRB), perché da solo fornisce le proprietà di flessibilità e dissipazione dell'energia (Figura 48).

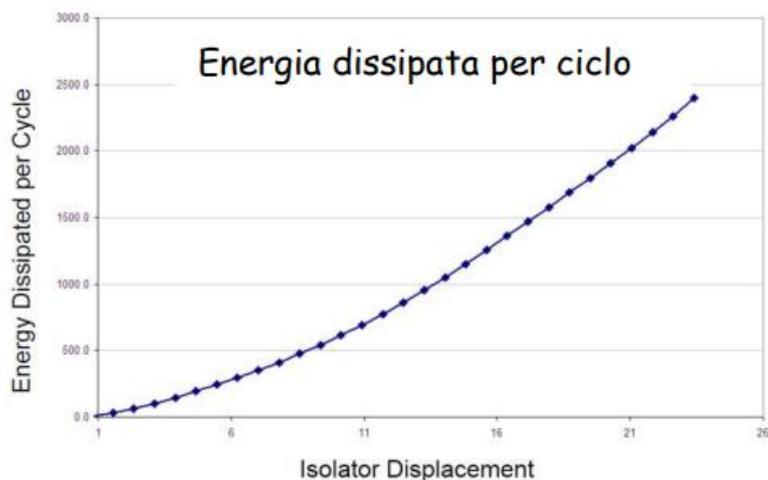
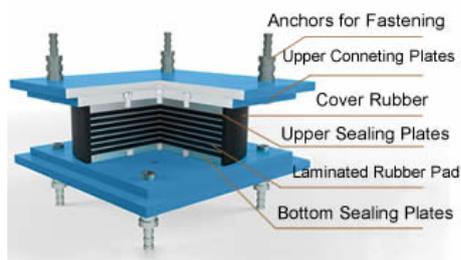


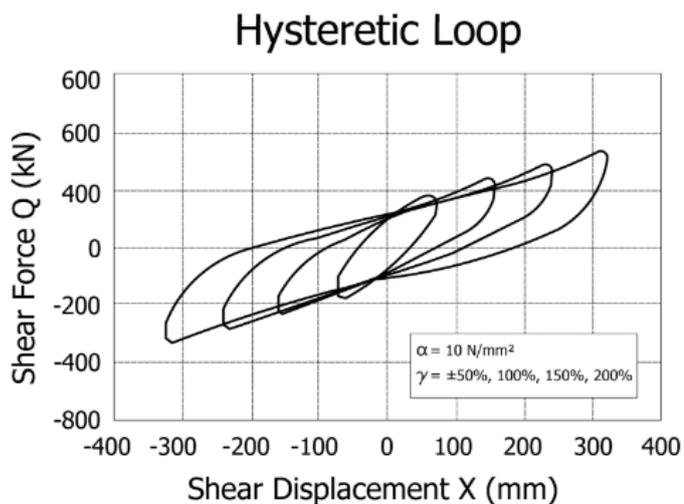
Figura 48 - Energia dissipata per ogni ciclo.

Dalla relazione forza-spostamento di Figura 49 (b) è possibile evidenziare le seguenti caratteristiche:

- Elevata rigidità laterale iniziale, che consente piccoli spostamenti a fronte dei carichi di servizio (e.g., vento), senza influenzare le capacità di dissipazione dell'energia durante il sisma;
- Dipendenza non lineare dalla velocità di deformazione;
- Le proprietà meccaniche dell'isolatore cambiano in funzione della storia di carico (e.g., effetto scragging);
- Il comportamento isteretico dipende dalle variazioni di temperatura (e.g., basse temperature generalmente causano un incremento di rigidità e resistenza caratteristica);
- Gli effetti dell'invecchiamento generalmente conferiscono un incremento di rigidità e resistenza caratteristica, anche se di una quantità modesta (e.g., 10-20% in 30 anni);
- Modesto effetto P- Δ .



(a)

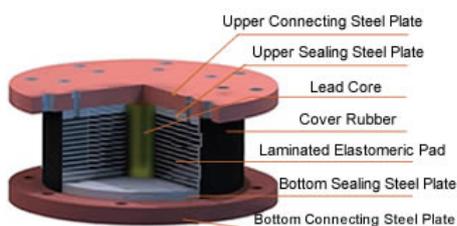


(b)

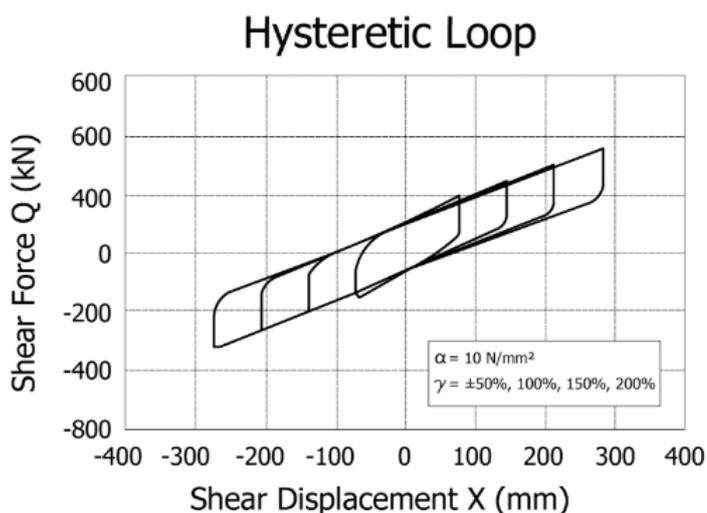
Figura 49 - HDRB (a); relazione forza-spostamento dell'HDRB (b).

2.3.2.3 Isolatori in gomma armata con nucleo in piombo (LRB)

Questo tipo di isolatore è il dispositivo più usato nelle strutture da ponte ed è stato sviluppato da Robinson e Tucker nel 1977 in Nuova Zelanda. È molto simile all'LDRB, con l'unica differenza che all'interno ha un'anima cilindrica in piombo tale da aumentare la dissipazione dell'energia (Figura 50(a)).



(a)



(b)

Figura 50 - LRB (a); relazione forza-spostamento dell'LRB (b).

Quest'ultima avviene, attraverso la plasticizzazione dell'anima in piombo che è in grado di deformarsi in campo plastico senza danneggiamento dell'anima in modo irreversibile. Infatti, dopo un ciclo ricristallizza, recuperando le condizioni iniziali. Come si evince dalla Figura 50 (b), il comportamento meccanico è di tipo bilineare, di conseguenza nella progettazione si devono usare modelli non lineari, pertanto, la modellazione di questo isolatore è una combinazione in parallelo di due elementi base:

- Elemento a comportamento elastico lineare (LDRB) con $K = GA/Tr$;
- Elemento a comportamento isteretico o elasto-plastico (nucleo di piombo) con $F_y = \tau_y * A$.

Alcune strutture da ponte isolate con questi dispositivi hanno sopportato, con risultati soddisfacenti, anche i terremoti di Northridge del 1994 e di Kobe del 1995. Dalla relazione forza-spostamento di Figura 50 (b) è possibile evidenziare i vantaggi dell'isolatore con nucleo in piombo:

- Moderate accelerazioni;
- Elevata capacità dissipativa sotto sisma;
- Adeguata rigidezza per azioni non sismiche;
- Ottima rigidezza ai carichi orizzontali di servizio (e.g., vento e frenatura);
- Coefficiente di smorzamento viscoso equivalente $\beta_e = 15-35\%$ (legato ai cicli isteretici del dispositivo);
- Modesto effetto P- Δ .

Mentre gli svantaggi sono:

- Metodi di analisi più complessi;
- Problemi di ricentraggio;
- Durabilità;
- Costi maggiori.

Dalla seguente figura (Figura 51) si evince il principale contributo dato dal nucleo in piombo e dalla gomma, i quali rispettivamente conferiscono un aumento di resistenza allo snervamento e un aumento di rigidezza post-elastica.



Figura 51 - Contributo dovuto al piombo (a); contributo dovuto alla gomma (b).

Pertanto, in merito agli isolatori elastomerici finora analizzati, dalle curve caratteristiche forza-spostamento generalmente non lineari, si ricavano per ciascun ciclo di carico alcuni parametri sintetici. Si considera l'appoggio in gomma schematizzato in Figura 52, soggetto ad una forza di taglio:

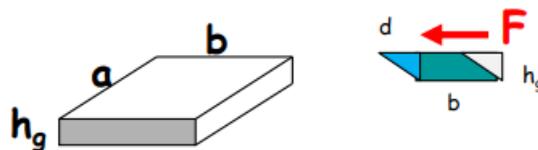


Figura 52 - Schema di una gomma soggetta ad una forza F.

a,b: misure in pianta dell'appoggio in gomma;

hg: spessore dell'appoggio in gomma;

F: forza di taglio;

d: spostamento dell'appoggio in gomma, causato dalla forza F;

G: modulo di elasticità tangenziale (e.g., circa 1 Mpa per la gomma).

È possibile ricavare la forza F dalla seguente formulazione:

$$\tau = G * \gamma$$

Con:

$$\tau = \frac{F}{A} = G * \frac{d}{h_g} = \frac{F}{a * b}$$

Pertanto, è possibile ricavare:

$$F = \left(G * \frac{a}{h_g} * b \right) * d$$

Con il termine tra parentesi tonde che rappresenta la rigidezza dell'appoggio in gomma. Da ciò è possibile ricavare i due parametri, che sinteticamente vanno a rappresentare le curve forza-spostamento degli isolatori elastomerici, come si evince dalla Figura 53.

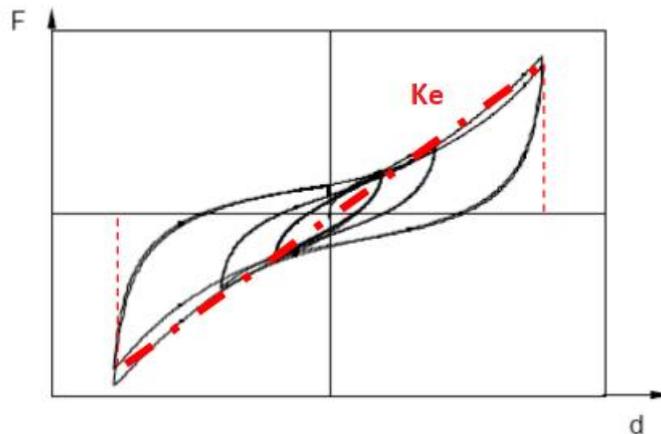


Figura 53 - Esempio di relazione forza-spostamento di un isolatore elastomerico.

Pertanto, a seguito dell'applicazione della forza F , in corrispondenza dello spostamento massimo d_{max} , si andrà a ricavare il primo parametro fondamentale, che è la rigidità equivalente K_e con lo spessore effettivo associato t_e :

$$K_e = G * \frac{A}{t_e}$$

Mentre, il secondo parametro è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente β_e , che rappresenta il rapporto tra l'energia dissipata in un ciclo completo di carico E_D e $2\pi F d_{max}$:

$$\beta_e = \frac{E_D}{2 * \pi * F * d_{max}} = \frac{E_D}{2 * \pi * K_{eff} * d_{max}^2}$$

2.3.3 Isolatori a scorrimento

Gli isolatori a scorrimento (o quelli a rotolamento) sono costituiti da appoggi a scorrimento (acciaio-teflon) o a rotolamento (su rulli o sfere), caratterizzati da bassi valori delle resistenze di attrito. Lo scopo degli isolatori a scorrimento è quello di immagazzinare e dissipare l'energia

prodotta dallo spostamento sotto forma di energia potenziale, sfruttando l'attrito tra le superfici di scorrimento relativo. Inoltre, richiedono generalmente la presenza di dispositivi ausiliari con funzioni dissipative e/o ricentranti e/ di vincolo. Gli isolatori a scorrimento possono essere di due tipi:

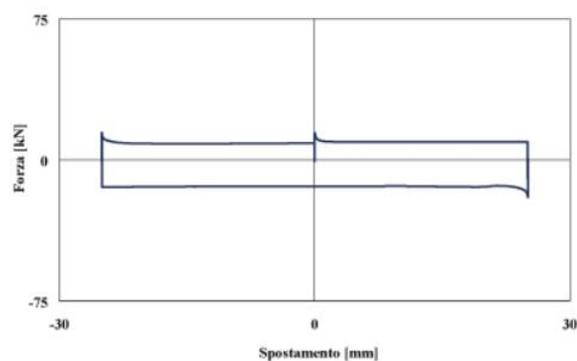
- Isolatori a scorrimento a superficie piana (generalmente adottati negli edifici);
- Isolatori a scorrimento a superficie curva (generalmente adottati nei ponti).

2.3.3.1 Isolatori a scorrimento a superficie piana (SD)

Gli isolatori a scorrimento a superficie piana sono apparecchi di appoggio unidirezionali o multidirezionali, generalmente composti da due piastre di forma circolare o quadrata che scorrono l'una sull'altra, che rappresentano le superfici di scorrimento aventi basso attrito. Dovendo generalmente consentire ampi movimenti a 360°, sono caratterizzati da un elemento di scorrimento di notevoli dimensioni. Di seguito, in Figura 54, è riportato un tipico isolatore a scorrimento a superficie piana, con annesso il suo comportamento meccanico rappresentato dalla curva sperimentale forza-spostamento.



(a)



(b)

Figura 54 - SD (a); relazione forza-spostamento dell'SD (b).

I materiali impiegati, solitamente acciaio inossidabile e PTFE (teflon), sono scelti appositamente per sviluppare un basso attrito. Di conseguenza, il coefficiente di attrito dinamico è compreso tra il 5% ed il 20% e si riduce drasticamente fino a circa l'1-2%, nel caso di superfici lubrificate. In quest'ultimo caso il loro contributo alle forze orizzontali è quasi sempre trascurabile, pertanto, questi dispositivi a scorrimento sono utilizzati in combinazione con altri dispositivi antisismici, come i dissipatori isteretici in acciaio e/o dissipatori viscosi o dispositivi di vincolo dinamico (shock transmitters), in grado di migliorare la rigidezza e di svolgere funzioni di ricentraggio e

dissipazione. Per semplicità di progettazione e modellazione, nel caso di superfici lubrificate, si trascura la dissipazione di energia e si utilizzano i dispositivi solo per sopportare i carichi verticali, lasciandoli liberi di muoversi non contrastando gli spostamenti orizzontali. Il coefficiente di attrito è fortemente influenzato da fattori quali la velocità di scorrimento, la temperatura e la pressione di contatto. Pertanto, a causa della variabilità dell'attrito e dell'incertezza delle condizioni ambientali, non si andranno a considerare le forze di attrito e la dissipazione di energia ad esse associata. Invece, si va a fare affidamento sulla deformabilità laterale dei dispositivi di isolamento ai fini della mitigazione sismica. Tuttavia, come detto precedentemente questi dispositivi non hanno né alte capacità di ricentraggio e né buone capacità di ripristinare le forze, subendo quindi spostamenti permanenti significativi, pertanto, generalmente si usano gli isolatori a scorrimento a superficie curva (FPS). Di seguito alcuni vantaggi legati all'utilizzo degli isolatori a scorrimento a superficie piana:

- Resistenza al carico di servizio;
- Elevato smorzamento.

Mentre, per quanto riguarda gli svantaggi, si hanno:

- Elevate accelerazioni di piano;
- Proprietà funzione della velocità;
- Assenza di forze di ricentraggio.

2.3.3.2 Isolatori a scorrimento a superficie curva (FPS)

Nel presente sottoparagrafo viene fornita una breve introduzione sulle caratteristiche e sui principi di funzionamento degli isolatori a pendolo scorrevole a superficie curva. Mentre, nel prossimo capitolo questi dispositivi verranno esaminati in modo dettagliato, in quanto si tratta del sistema di isolamento sismico scelto nel caso di studio della presente tesi. Si andrà a considerare il caso di un ponte autostradale esistente, che serve in questa tesi come ponte banco di prova per analizzare la risposta sismica in condizioni di variabilità spaziale del moto sismico. Gli isolatori a scorrimento a superficie curva, o isolatori a pendolo scorrevole (Friction pendulum system), sono dei dispositivi che permettono spostamenti relativi tra sovrastruttura e sottostruttura attraverso una o più superfici emisferiche di scorrimento. Questi apparecchi prendono il proprio nome dal meccanismo a pendolo che ne regola il funzionamento. Quest'ultimo è costituito da un pattino, che è un'articolazione circolare in acciaio inox generalmente rivestito in PTFE (teflon), che si muove su una superficie sferica concava in acciaio inossidabile, la quale innesca il sistema a pendolo. Inoltre, questi isolatori sismici possono essere realizzati a semplice superficie curva (FPS) o a doppia superficie curva

(DFPS). La scelta del materiale di scorrimento è essenziale per dare agli isolatori a scorrimento a superficie curva un comportamento ottimale in termini di:

- Capacità portante;
- Coefficiente d'attrito e conseguente dissipazione d'energia;
- Stabilità del ciclo isteretico forza-spostamento sia con la temperatura che durante cicli ripetuti;
- Durabilità;
- Resistenza all'usura.

Per quanto riguarda i vantaggi inerenti all'utilizzo degli FPS come dispositivi di isolamento sismico, troviamo:

- Resistenza al carico di servizio;
- Moderato-alto smorzamento;
- Riduzione della risposta torsionale.

Mentre, gli svantaggi sono i seguenti:

- Proprietà funzione della velocità.

Di seguito, è riportato un grafico in cui è rappresentata la legge d'attrito tipica per gli isolatori a scorrimento a superficie curva ed anche la schematizzazione dello stesso (Figura 55 (a) e (b)):

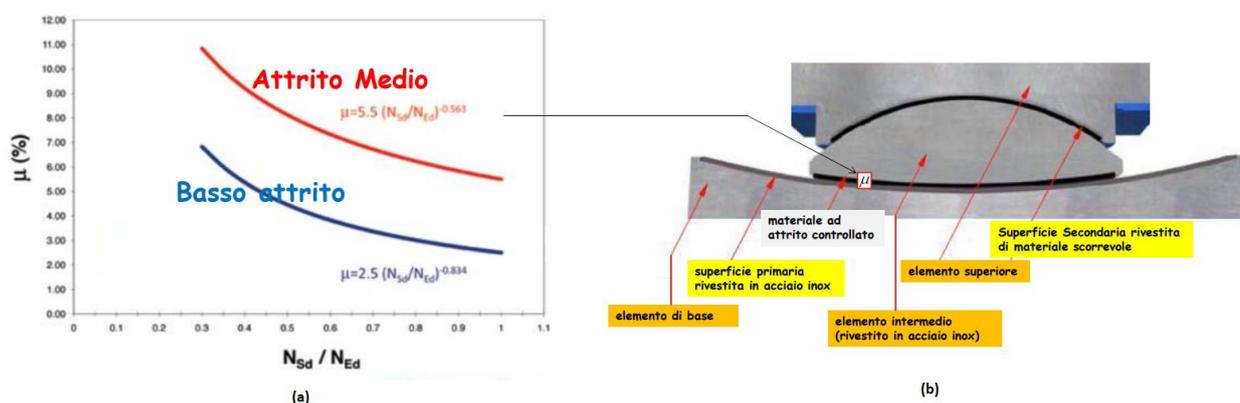


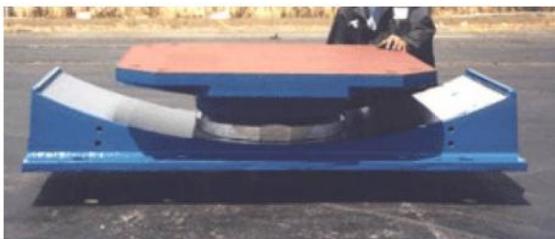
Figura 55 - Leggi d'attrito tipica degli FPS (a); schema tipico degli FPS (b).

Basandosi sulla precedente figura, è possibile affermare che questi dispositivi sono dotati di una duplice funzione:

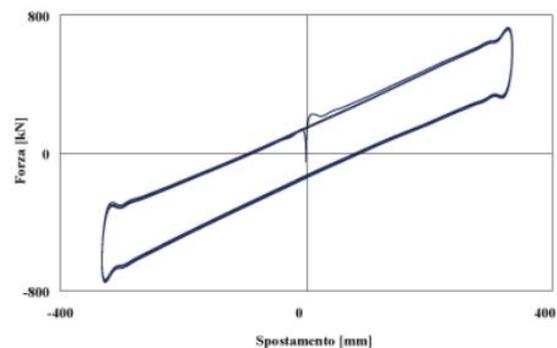
- Funzione dissipativa: garantita da una superficie non lubrificata, regolata con materiale ad attrito controllato. Si ha una capacità di dissipazione dell'energia basata sull'attrito, che è presente durante lo scorrimento del pattino sulla superficie scorrevole;
- Funzione ricentrante: garantita dalla gravità e dalla particolare configurazione della superficie di scorrimento. Questo meccanismo di ricentraggio sfrutta la forza gravità, secondo il principio di funzionamento del pendolo.

Pertanto, si può affermare che il sistema funziona esplicitando una forza di attrito e una forza di ricentraggio. La prima risulta essere dovuta allo scorrimento relativo delle superfici grazie al pattino, mentre la seconda nasce a causa della superficie concava, infatti, durante il moto c'è un continuo scambio di energia cinetica ed energia potenziale che cerca di portare la massa dell'oscillatore nella sua posizione stabile iniziale. Come si evince dalla Figura 56 (b), il comportamento meccanico è di tipo bilineare, pertanto, i parametri del legame costitutivo dipendono dal raggio di curvatura e dal coefficiente di attrito. La modellazione di questi isolatori è una combinazione in parallelo dei seguenti elementi base:

- Elemento a comportamento elastico lineare (pendolo semplice) con $K = W/R$;
- Elemento a comportamento attritivo (dissipatore ad attrito).



(a)



(b)

Figura 56 - FPS a singola curvatura (a); relazione forza-spostamento dell'FPS (b).

In conclusione, le caratteristiche più importanti di questi isolatori a scorrimento sono le seguenti:

- Il raggio di curvatura della superficie sferica scorrevole e quindi la lunghezza del pendolo stesso, controlla la rigidità e il periodo fondamentale di vibrazione della struttura (periodo naturale di isolamento);

- Il periodo di isolamento è indipendente dalla massa della sovrastruttura, quindi, non c'è nessuna torsione attorno all'asse verticale durante un sisma (centro di massa coincidente con il centro di rigidità);
- Il coefficiente di attrito della superficie di scorrimento è responsabile della dissipazione di energia, in quanto determina lo smorzamento viscoso equivalente;
- La risposta dinamica dell'isolatore è legata al suo comportamento attritivo;
- Sono autocentranti dopo un evento sismico.

3. Teoria elastica di ponti isolati con dispositivi a pendolo scorrevole a singola curvatura (FPS)

Questo capitolo mira a descrivere in toto l'isolamento sismico basato su una teoria elastica. Inizialmente si andranno ad introdurre i principi di base dei sistemi isolati sismicamente, originariamente sviluppati dal Prof. J. Kelly nel 1996. A seguire, verranno descritti in modo approfondito gli isolatori a pendolo scorrevole a singola curvatura (FPS), andando ad analizzare in modo specifico il loro comportamento dinamico, le loro proprietà attrittive e i fattori che influenzano quest'ultime. Infine, verrà presentato un modello numerico riferito alle strutture da ponte a campate continue isolate sismicamente mediante dispositivi a pendolo scorrevole.

3.1 Le basi teoriche dell'isolamento sismico

Il presente paragrafo è basato sull'analisi teorica dell'isolamento sismico sviluppata dal Prof. J. Kelly nel 1996 presso l'Università di Berkeley (California). Analogamente al caso delle strutture a base fissa, in cui la teoria è basata sull'analisi di un sistema ad un solo grado di libertà, nei sistemi isolati alla base lo studio è svolto considerando un modello a due gradi di libertà (2GDL). Il primo grado di libertà è considerato a livello dell'isolamento, mentre il secondo a livello della sovrastruttura. La teoria sviluppata dal Prof. J. Kelly presuppone che il sistema 2GDL segua l'ipotesi di comportamento elastico lineare. Essendo che molti dei dispositivi di isolamento sono intrinsecamente non lineari, si può ritenere, come ha sottolineato anche il Prof. J. Kelly, che la teoria sia solo un'approssimazione del reale comportamento dinamico delle strutture isolate,

rendendo necessaria l'applicazione di varie tecniche di linearizzazione. La schematizzazione del sistema a base isolata considerando un modello a 2GDL è rappresentato di seguito in Figura 57.

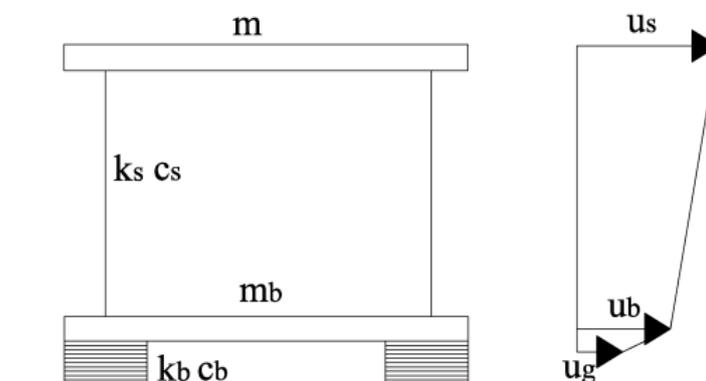


Figura 57 - Modello a 2GDL di un sistema a base isolata.

I parametri meccanici e cinematici che governano il comportamento dinamico di questo modello a 2GDL sono i seguenti:

m : massa della sovrastruttura;

k_s : rigidezza della sovrastruttura;

c_s : smorzamento della sovrastruttura;

m_b : massa del basamento della struttura sopra il sistema di isolamento;

k_b : rigidezza del sistema di isolamento;

c_b : smorzamento del sistema di isolamento;

u_g : spostamento del terreno;

u_s : spostamento orizzontale assoluto a livello della sovrastruttura;

u_b : spostamento orizzontale assoluto a livello del sistema di isolamento.

Applicando la seconda legge di Newton sia alla massa della sovrastruttura che alla massa del basamento, si ottengono le seguenti equazioni del moto (espresse in termini di spostamenti assoluti):

$$m\ddot{u}_s + c_s(\dot{u}_s - \dot{u}_b) + k_s(u_s - u_b) = 0$$

$$m\ddot{u}_s + m_b\ddot{u}_b + c_b(\dot{u}_b - \dot{u}_g) + k_b(u_b - u_g) = 0$$

Per un lavoro più agevole, si introducono gli spostamenti relativi v_s e v_b , rappresentati dalle seguenti formulazioni:

$$v_s = (u_s - u_b)$$

$$v_b = (u_b - u_g)$$

v_s : spostamento relativo tra la sovrastruttura e il sistema di isolamento;

v_b : spostamento relativo tra il sistema di isolamento e il terreno.

Sostituendo le due precedenti formulazioni nelle due equazioni del moto e mettendo in evidenza i termini relativi all'accelerazione al suolo, si ottengono due equazioni in due incognite (2GDL):

$$m\ddot{v}_b + m\ddot{v}_s + c_s\dot{v}_s + k_s v_s = -m\ddot{u}_g$$

$$(m + m_b)\ddot{v}_b + m\ddot{v}_s + c_b\dot{v}_b + k_b v_b = -(m + m_b)\ddot{u}_g$$

A seguito di questo sistema di due equazioni, è possibile fare alcune considerazioni. Ovvero, nel caso in cui lo spostamento relativo v_s risultasse nullo, la seconda equazione del moto diventerebbe:

$$(m + m_b)\ddot{v}_b + c_b\dot{v}_b + k_b v_b = -(m + m_b)\ddot{u}_g$$

Quest'ultima rappresenta l'equazione del moto di un sistema con massa totale $M = m + m_b$ appoggiato sul sistema di isolamento, ovvero di un oscillatore semplice costituito dall'intera massa vincolata al sistema di isolamento. Analogamente, nel caso in cui lo spostamento relativo v_b risultasse nullo, la seconda equazione del moto diventerebbe:

$$m\ddot{v}_s + c_s\dot{v}_s + k_s v_s = -m\ddot{u}_g$$

Quest'ultima rappresenta l'equazione del moto generalizzata di un sistema a base fissa a 1GDL, ovvero di un oscillatore semplice costituito dalla sola sovrastruttura assunta come fissa alla base. A seguito di queste considerazioni è possibile riscrivere le precedenti due equazioni del moto di un sistema a 2GDL secondo una notazione matriciale:

$$\begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{v}_b \\ \ddot{v}_s \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \dot{v}_b \\ \dot{v}_s \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \begin{pmatrix} v_b \\ v_s \end{pmatrix} = - \begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix} \begin{pmatrix} 1 \\ 0 \end{pmatrix} \ddot{u}_g$$

Oppure, in forma compatta:

$$[M]\{\ddot{v}\} + [C]\{\dot{v}\} + [K]\{v\} = -[M]\{r\}\ddot{u}_g$$

A questo punto, è possibile introdurre le seguenti quantità:

$\omega_s = \sqrt{\frac{k_s}{m}}$: pulsazione naturale della struttura a base fissa;

$\omega_b = \sqrt{\frac{k_b}{M}}$: pulsazione naturale del sistema di isolamento;

$\xi_s = \frac{c_s}{2m\omega_s}$: rapporto di smorzamento viscoso della sovrastruttura;

$\xi_b = \frac{c_b}{2M\omega_b}$: rapporto di smorzamento viscoso del sistema di isolamento.

Inoltre, di seguito sono presenti alcune ipotesi fondamentali che riguardano gli ordini di grandezza delle proprietà del sistema di isolamento e della sovrastruttura:

- $\omega_s \gg \omega_b$;
- $\varepsilon = \left(\frac{\omega_b}{\omega_s}\right)^2 = \frac{k_b \times m}{(m+m_b) \times k_s} = \left(\frac{T_s}{T_b}\right)^2 \ll 1$: rapporto di isolamento dell'ordine di 10^{-2} ;
- $m_b < m$: stesso ordine di grandezza;
- ξ_b e ξ_s : stesso ordine di grandezza di ε ;
- $\gamma = \frac{m}{m+m_b} = \frac{m}{M} < 1$: rapporto di massa.

Infine, è possibile esprimere le due precedenti equazioni del moto in forma adimensionale, andando a dividere la prima per m e la seconda per $M = m + m_b$, ricavando:

$$\frac{m}{m} \ddot{v}_b + \frac{m}{m} \ddot{v}_s + \frac{c_s}{m} \dot{v}_s + \frac{k_s}{m} v_s = -\frac{m}{m} \ddot{u}_g$$

$$\frac{(m+m_b)}{M} \ddot{v}_b + \frac{m}{M} \ddot{v}_s + \frac{c_b}{M} \dot{v}_b + \frac{k_b}{M} v_b = -\frac{(m+m_b)}{M} \ddot{u}_g$$

Si ottiene:

$$\ddot{v}_b + \ddot{v}_s + 2\xi_s \omega_s \dot{v}_s + \omega_s^2 v_s = -\ddot{u}_g$$

$$\ddot{v}_b + \gamma \ddot{v}_s + 2\xi_b \omega_b \dot{v}_b + \omega_b^2 v_b = -\ddot{u}_g$$

È possibile scrivere queste due equazioni in forma matriciale:

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

Andando ad annullare i termini riferiti allo smorzamento e alla forzante sismica, è possibile risolvere un problema agli autovalori andando a ricavare le frequenze naturali del sistema. Pertanto, il sistema di equazioni può essere scritto in forma matriciale, come segue:

$$\begin{bmatrix} 1 & \gamma \\ 1 & 1 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \ddot{v}_b \\ \ddot{v}_s \end{pmatrix} + \begin{bmatrix} \omega_b^2 & 0 \\ 0 & \omega_s^2 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} v_b \\ v_s \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

È possibile riscriverlo nella seguente forma:

$$[A]\{\ddot{v}\} + [B]\{v\} = \{0\}$$

Con:

$$\{v\} = [\Phi]\{q\};$$

Φ : autovettore;

q : coordinate principali.

Si va a riscrivere la precedente equazione nel seguente modo:

$$(-\omega^2[A] + [B])\{\Phi\} = 0$$

In questo modo è possibile ricavare le pulsazioni naturali del sistema, in quanto si va a risolvere un problema agli autovalori, come segue:

$$\det(-\omega^2[A] + [B]) = 0$$

Ciò porta alla seguente equazione caratteristica:

$$\omega^4(1 - \gamma) - \omega^2(\omega_s^2 + \omega_b^2) + (\omega_s^2\omega_b^2) = 0$$

La soluzione della precedente equazione consiste nelle seguenti radici (ω_1^2 e ω_2^2):

$$\omega_1^2, \omega_2^2 = \frac{1}{2(1 - \gamma)} \left\{ (\omega_s^2 + \omega_b^2) \pm \sqrt{(\omega_s^2 + \omega_b^2)^2 - 4(1 - \gamma)(\omega_s^2\omega_b^2)} \right\}$$

Isolando il termine sotto radice, si ricava la seguente formulazione:

$$\sqrt{(\omega_s^2 + \omega_b^2)^2 - 4(1 - \gamma)(\omega_s^2\omega_b^2)} = (\omega_s^2 - \omega_b^2) \sqrt{1 + \frac{4\gamma(\omega_s^2\omega_b^2)}{(\omega_s^2 - \omega_b^2)^2}}$$

Considerando solamente il termine all'interno della radice a destra dell'uguale e andando ad espanderlo in serie di binomio, si può scrivere:

$$\sqrt{(\omega_s^2 + \omega_b^2)^2 - 4(1 - \gamma)(\omega_s^2\omega_b^2)} \approx (\omega_s^2 - \omega_b^2) \left(1 + \frac{2\gamma\omega_s^2\omega_b^2}{(\omega_s^2 - \omega_b^2)^2} \right)$$

Andando a sostituire questo termine all'interno delle due radici dell'equazione caratteristica, si ricavano i seguenti autovalori (soluzioni):

$$\omega_1^2 = \frac{\omega_b^2}{(1-\gamma)} \left[1 - \frac{\gamma \omega_s^2}{(\omega_s^2 - \omega_b^2)} \right]$$

$$\omega_2^2 = \frac{\omega_s^2}{(1-\gamma)} \left[1 + \frac{\gamma \omega_b^2}{(\omega_s^2 - \omega_b^2)} \right]$$

Considerando l'ipotesi scritta precedentemente ($\omega_s \gg \omega_b$), le due soluzioni possono essere scritte come segue:

$$\omega_1 \approx \omega_b$$

$$\omega_2 = \frac{\omega_s}{\sqrt{(1-\gamma)}} \sqrt{\left[1 + \frac{\gamma \omega_b^2}{(\omega_s^2)} \right]} \approx \frac{\omega_s}{\sqrt{(1-\gamma)}}$$

La prima pulsazione naturale ω_1 è la pulsazione del sistema di isolamento, la quale è leggermente influenzata dalla presenza della sovrastruttura (il fattore di modifica è dell'ordine di ε). La seconda pulsazione naturale ω_2 è la pulsazione della sovrastruttura, la quale è significativamente influenzata dalla presenza della massa del basamento sopra il sistema di isolamento. Una volta determinati gli autovalori (pulsazioni naturali) è possibile determinare i due autovettori (φ_1^T e φ_2^T), ovvero la prima e la seconda forma modale, le quali è possibile dimostrare essere uguali alle seguenti espressioni matematiche:

$$\varphi_1^T = \{1, \varepsilon\}$$

$$\varphi_2^T = \left\{ 1, -\frac{(1 - (1 - \gamma)\varepsilon)}{\gamma} \right\}$$

I primi due modi di vibrare della struttura in esame, isolata alla base, sono illustrati nella Figura 58.

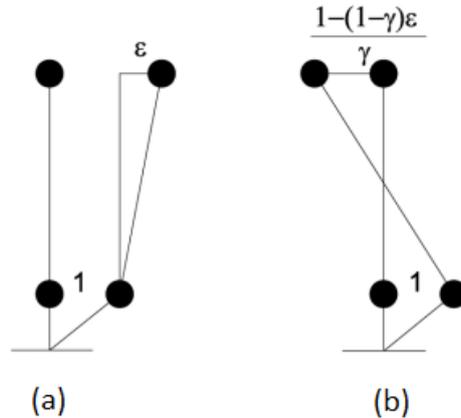


Figura 58 - Prima (a) e seconda (b) forma modale di un sistema a 2GDL a base isolata.

Si può osservare che la prima forma modale è approssimativamente uguale alla deformazione di una struttura rigida su un sistema di isolamento flessibile posto alla base. Mentre nella seconda forma modale si registrano deformazioni sia nel sistema di isolamento che nella sovrastruttura, con uno spostamento in cima alla struttura che è fuori fase rispetto alla base (isolatore), ma dello stesso ordine di grandezza. La seconda forma modale sembra essere il modo di vibrazione di due masse che vibrano liberamente nello spazio attorno al centro di massa del sistema di isolamento. Il risultato soddisfacente di questo comportamento è che il secondo modo di vibrare non è responsabile di valori di taglio alla base elevati, anche per alti valori di accelerazione. Usando il metodo della sovrapposizione modale, è possibile scrivere gli spostamenti relativi v_b e v_s come combinazione lineare delle coordinate principali $q_1(t)$ e $q_2(t)$, come segue:

$$v_b(t) = q_1(t)\varphi_{11} + q_2(t)\varphi_{21}$$

$$v_s(t) = q_1(t)\varphi_{12} + q_2(t)\varphi_{22}$$

Dal momento che $q_1(t)$ e $q_2(t)$ sono le coordinate principali nello spazio modale, queste consentono di riscrivere il sistema di equazioni del moto in modo disaccoppiato, come segue:

$$\ddot{q}_1 + 2\xi_1\omega_1\dot{q}_1 + \omega_1^2q_1 = -g_1\ddot{u}_g$$

$$\ddot{q}_2 + 2\xi_2\omega_2\dot{q}_2 + \omega_2^2q_2 = -g_2\ddot{u}_g$$

Nel precedente sistema compaiono due quantità, ovvero g_j e ξ_j , che rappresentano, rispetto al j -esimo modo di vibrare, quanto segue:

$$g_j = \frac{\varphi_j^T M I}{\varphi_j^T M \varphi_j} : \text{coefficiente di partecipazione modale};$$

$$\xi_j = \frac{1}{2\omega_j} \frac{\varphi_j^T C \varphi_j}{\varphi_j^T M \varphi_j} : \text{rapporto di smorzamento modale}.$$

Considerando la precedente ipotesi rispetto al rapporto di isolamento ε , è possibile dimostrare che per il primo ed il secondo modo di vibrare valgono le seguenti relazioni:

$$g_1 = 1 - \gamma\varepsilon$$

$M_1^* \approx M$: massa modale nel primo modo di vibrare;

$$\xi_1 \approx \xi_b \left(1 - \frac{3}{2}\gamma\varepsilon\right)$$

$$g_2 = \gamma\varepsilon$$

$M_2^* = M \frac{(1-\gamma)[1-2\varepsilon(1-\gamma)]}{\gamma}$: massa modale nel secondo modo di vibrare;

$$\xi_2 \approx \frac{\xi_s + \gamma\xi_b\sqrt{\varepsilon}}{\sqrt{1-\gamma}}$$

Le precedenti relazioni mettono in luce l'efficacia dell'isolamento sismico nel ridurre gli effetti sulla sovrastruttura. Il coefficiente di partecipazione modale associato al secondo modo di vibrare è dell'ordine di ε , pertanto, potrebbe risultare molto piccolo se le pulsazioni naturali ω_b e ω_s risulterebbero notevolmente differenti. Inoltre, la pulsazione naturale della struttura nel secondo modo di vibrare ω_2 è spostata verso valori più elevati rispetto alla pulsazione naturale della struttura a base fissa ω_s , il che significa che la struttura isolata sarà al di fuori del campo d'azione di un forte sisma, ovvero di un evento tellurico che genera grandi accelerazioni sulla struttura a base fissa. Inoltre, come spiegato ampiamente nel precedente capitolo, un'importante caratteristica relativa all'isolamento sismico è la dissipazione d'energia. Una struttura isolata con dispositivi in gomma naturale fornisce un grado di smorzamento dell'ordine del 10-20% di quello critico, mentre nel caso di una struttura non isolata risulta dell'ordine del 5% di quello critico. Inoltre, è possibile dedurre che il rapporto di smorzamento modale del primo modo di vibrare coincide quasi con il rapporto di smorzamento del sistema di isolamento. Invece, nel secondo modo di vibrare, il rapporto di smorzamento modale è composto dallo smorzamento della sovrastruttura che viene incrementato dallo smorzamento del sistema di isolamento. In particolare, il prodotto $\xi_b\sqrt{\varepsilon}$ potrebbe avere un peso rilevante nello smorzamento complessivo del sistema isolato, soprattutto

se lo smorzamento della sovrastruttura ξ_s è piccolo, come generalmente accade. Valutando g_1, g_2, ξ_1, ξ_2 è possibile conoscere la risposta (in termini di spostamenti modali) della struttura isolata a 2GDL, soggetta ad una storia temporale di accelerazione al suolo \ddot{u}_g , attraverso l'integrale di Duhamel:

$$q_1(t) = -\frac{g_1}{\omega_1} \int_0^t \ddot{u}_g(t-\tau) e^{-\xi_1 \omega_1 \tau} \sin \omega_1(t-\tau) d\tau$$

$$q_2(t) = -\frac{g_2}{\omega_2} \int_0^t \ddot{u}_g(t-\tau) e^{-\xi_2 \omega_2 \tau} \sin \omega_2(t-\tau) d\tau$$

Oppure si può andare a ricavare direttamente il valore massimo di q_1 e q_2 usando gli spettri di risposta in termini di spostamento, per un'accelerazione al suolo \ddot{u}_g a una pulsazione ω_1 e ω_2 e per un rapporto di smorzamento ξ_1 e ξ_2 :

$$q_{1max} = g_1 S_d(\omega_1, \xi_1)$$

$$q_{2max} = g_2 S_d(\omega_2, \xi_2)$$

Una volta ottenuto il valore massimo delle coordinate principali, è possibile stimare il corrispondente valore massimo degli spostamenti relativi v_b e v_s , utilizzando la legge di combinazione SRSS:

$$v_{bmax} = \sqrt{(q_{1max} \varphi_{11})^2 + (q_{2max} \varphi_{21})^2}$$

$$v_{smax} = \sqrt{(q_{1max} \varphi_{12})^2 + (q_{2max} \varphi_{22})^2}$$

Dalle precedenti formulazioni ricavate e dall'utilizzo dei valori spettrali, è possibile ottenere il seguente valore massimo degli spostamenti relativi:

$$v_{bmax} = \sqrt{(1-\gamma\varepsilon)^2 [S_d(\omega_1, \xi_1)]^2 + \gamma^2 \varepsilon^2 [S_d(\omega_2, \xi_2)]^2}$$

$$v_{smax} = \varepsilon \sqrt{(1-\gamma\varepsilon)^2 [S_d(\omega_1, \xi_1)]^2 + [(1-\gamma)\varepsilon - 1]^2 [S_d(\omega_2, \xi_2)]^2}$$

Dove generalmente i secondi termini all'interno delle radici quadrate, possono essere trascurati, dal momento che gli spostamenti legati alle alte frequenze ω_2 sono più piccoli degli spostamenti legati alle basse frequenze ω_1 , ovvero vale la seguente disuguaglianza:

$$S_d(\omega_2, \xi) \ll S_d(\omega_1, \xi);$$

Pertanto, il termine $\varepsilon^2[S_d(\omega_2, \xi_2)]$ può essere trascurato e il valore massimo degli spostamenti relativi assume la seguente forma:

$$v_{bmax} \approx (1 - \gamma\varepsilon)[S_d(\omega_1, \xi_1)]$$

$$v_{smax} \approx \varepsilon\sqrt{[S_d(\omega_1, \xi_1)]^2 + [S_d(\omega_2, \xi_2)]^2}$$

Il coefficiente di taglio, ovvero il valore dell'accelerazione che moltiplicato per la massa dà il valore del taglio alla base della sovrastruttura, è espresso dalla seguente formulazione:

$$C_s = \max \left| \frac{k_s v_s}{m} \right| = \omega_s^2 v_{smax} = \varepsilon\sqrt{[S_a(\omega_1, \xi_1)]^2 + [S_a(\omega_2, \xi_2)]^2}$$

Se $\varepsilon \ll 1$, si ha:

- $\omega_1 \approx \omega_b$;
- $g_1 \approx 1$;
- $\xi_1 \approx \xi_b$;

Pertanto, si ricavano le seguenti formulazioni semplificate:

$$v_{bmax} \approx S_d(\omega_b, \xi_b)$$

$$v_{smax} \approx \varepsilon S_d(\omega_b, \xi_b)$$

$$C_s \approx S_a(\omega_b, \xi_b)$$

Per piccoli valori di ε e per gli spettri di risposta usuali, è possibile affermare che:

- Il sistema di isolamento può essere progettato per uno spostamento massimo pari a $S_d(\omega_b, \xi_b)$;
- La sovrastruttura può essere progettata per un coefficiente di taglio pari a $S_a(\omega_b, \xi_b)$;
- Lo spostamento interpiano risulta proporzionale a ε ed allo spostamento massimo alla base $S_d(\omega_b, \xi_b)$, e si riduce al diminuire del rapporto fra il periodo della struttura a base fissa e quella isolata ed all'aumentare dello smorzamento del sistema di isolamento.

Gli spettri di risposta possono essere utilizzati direttamente per la progettazione sia della sovrastruttura che del sistema di isolamento. Gli spettri della normativa per strutture isolate sono identici a quelli delle strutture non isolate, cambia solo il valore di T_D che da 2,0s passa a 2,5s. Nel paragrafo successivo è presente un approfondimento inerente alle principali caratteristiche fisiche e dinamiche dei dispositivi sismici a pendolo scorrevole a singola curvatura (FPS), in quanto

l'obiettivo principale di questo lavoro di tesi è quello di applicare i principi teorici appena esplicitati, dei sistemi isolati alla base, alle strutture da ponte dotate di questi apparecchi sismici.

3.2 Isolatori sismici a pendolo scorrevole a singola curvatura (FPS)

I dispositivi FPS (friction pendulum system), sono particolari isolatori sismici sviluppati e prodotti originariamente dalla Earthquake Protection Systems (California). Sono degli appoggi ad attrito (Figura 59) che utilizzano la legge fisica del moto del pendolo per incrementare il periodo di vibrazione della struttura (fino a 4 secondi o più) indipendentemente dalla massa isolata.

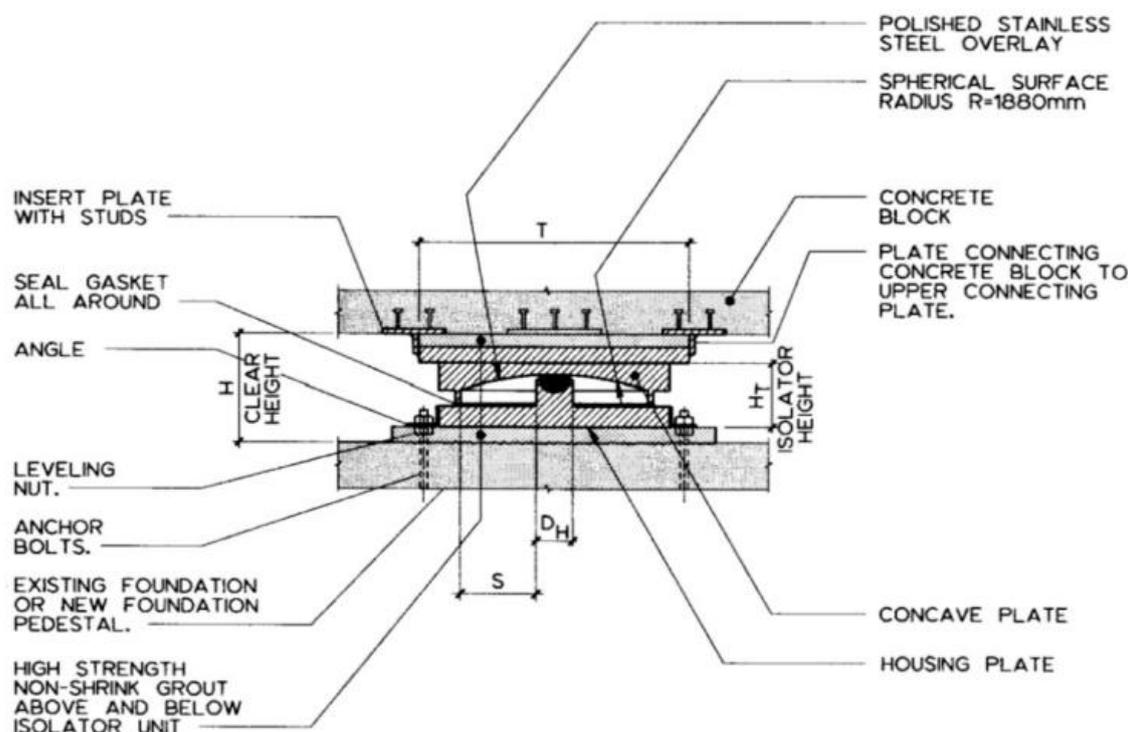


Figura 59 - Vista in sezione di un isolatore FPS a pendolo inverso.

I componenti principali degli isolatori a pendolo scorrevole comprendono una superficie di scorrimento emisferica in acciaio inossidabile su cui si muove un cursore articolato ad attrito, in genere rivestito con un materiale a basso attrito come il PTFE (Figura 59). Il sistema viene attivato solo quando le forze orizzontali superano il valore di attrito di primo distacco o iniziale. Una volta iniziato il moto, il dispositivo sviluppa una forza laterale di risposta pari alla somma di due contributi: una forza attrattiva che si oppone al moto lungo lo sviluppo della superficie di

pattinaggio e una forza di richiamo elastico. Come anticipato in precedenza, esistono sostanzialmente due tipi di FPS (Figura 60), simili nel funzionamento ma diversi nella geometria:

- FPS (Figura 60(a)): presenta una superficie emisferica di scorrimento (una sola curvatura principale) incorporata alla sovrastruttura e un'articolazione collegata alla sottostruttura;
- DFPS (Figura 60(b)): presenta due superfici emisferiche di scorrimento (due curvature principali) incorporate sia nella sovrastruttura che nella sottostruttura e un cursore posizionato in mezzeria tra le due superfici di scorrimento.

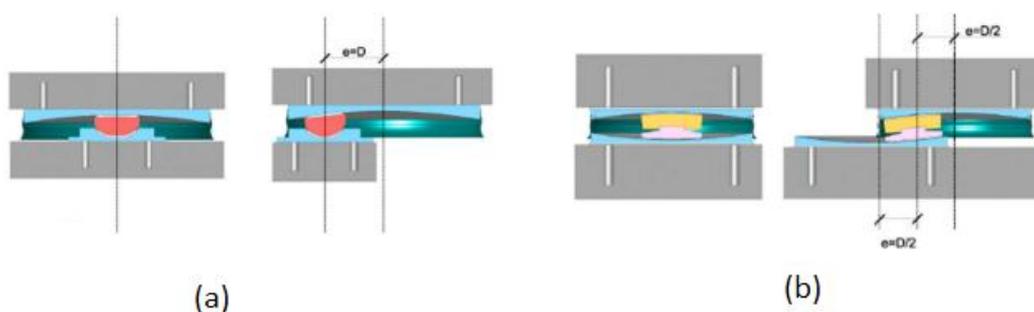


Figura 60 - FPS (a); DFPS (b).

Gli FPS, usati nel presente lavoro di tesi, sono caratterizzati da ulteriori caratteristiche, oltre quelle esplicitate nel sottoparagrafo 2.3.3.2:

- Una superficie di scorrimento, il cui raggio di curvatura comanda il periodo di oscillazione e ospita lo spostamento orizzontale del pattino;
- Una seconda superficie sferica che funge da base per il pattino in grado di garantire le rotazioni;
- Una componente intermedia in acciaio con due superfici convesse in grado di deformarsi e adattarsi agli altri due elementi.

Il dispositivo può, inoltre, essere installato sotto-sopra, cioè con le componenti poste in ordine inverso a quelle di Figura 56(a), ovvero con la curvatura principale nella parte inferiore (FPS a pendolo). I DFPS sono caratterizzati da due superfici scorrevoli concave contrapposte in acciaio inossidabile separate da un cursore articolato a doppio attrito dotato di un materiale a basso attrito. Le superfici concave superiore e inferiore, che ospitano spostamenti orizzontali e rotazioni, possono avere raggi di curvatura diversi R_1 , R_2 e diversi coefficienti di attrito f_1 , f_2 , oppure avere entrambe le caratteristiche uguali. A seconda del vantaggio che si vuole avere, i casi in cui si utilizza il sistema a doppio pendolo DFPS, sono i seguenti:

- Necessità di soddisfare lo spostamento massimo D (riconducibile all'isolatore FPS), andando a ridurre notevolmente le dimensioni in pianta del dispositivo stesso (Figura 60(b)). In questo caso ogni singola superficie di scorrimento è progettata per ospitare solo metà dello spostamento orizzontale totale ricavabile nell'FPS, ovvero $D/2$. Infatti, è possibile apprezzare come l'FPS abbia dimensioni notevolmente più grandi del DFPS. In questo caso, il vantaggio risiede anche nel dimezzare l'eccentricità del carico verticale (effetto $P-\Delta$ basso), che risulta essere la metà dello spostamento massimo, ovvero $D/2$, mentre nell'FPS esso è uguale a D ;
- Necessità di soddisfare grandi richieste di spostamento senza variare le dimensioni dell'isolatore (Figura 61). Lo spostamento massimo è il doppio dello spostamento massimo dell'isolatore FPS, ovvero $2D$. In questo caso ogni singola superficie di scorrimento è progettata per ospitare lo spostamento orizzontale totale ricavabile nell'FPS, ovvero D . Infatti, è possibile apprezzare come l'FPS abbia dimensioni simili al DFPS. In questo caso, l'eccentricità del carico verticale risulta essere lo spostamento massimo D (effetto $P-\Delta$ alto).

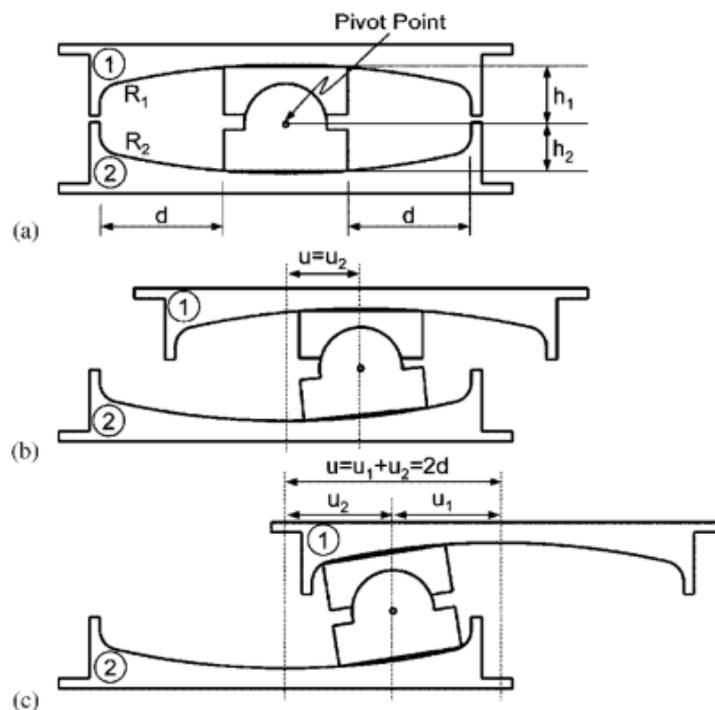


Figura 61 - Isolatore a pendolo scorrevole a doppia curvatura (DFPS).

Dalla Figura 61 è evidente che il cursore a doppio attrito è necessario per assecondare i movimenti differenziali lungo le due superfici concave scorrevoli. In particolare, quando la resistenza di attrito f_2 viene superata sulla superficie inferiore, il movimento viene avviato prima sulla superficie

inferiore, mentre la superficie superiore rimane fissa rispetto al cursore (Figura 61(b)). Non appena la resistenza di attrito f_l viene raggiunta anche sulla superficie di scorrimento superiore, si verifica la situazione descritta nella Figura 61(c), con l'isolatore che può spostarsi di una distanza totale di $2D$. Come detto in precedenza, i materiali più usati per la realizzazione delle superfici sferiche di scorrimento sono:

- Acciaio inossidabile;
- Politetrafluoroetilene (PTFE o teflon).

L'utilizzo del PTFE è particolarmente conveniente grazie al suo basso costo di manutenzione, infatti, va a deteriorarsi solo quando il sistema è in moto. Inoltre, come dimostrato tramite studi, l'elevata capacità dissipativa degli isolatori a pendolo scorrevole e la loro resistenza ai carichi di esercizio, risultano essere dipendenti unicamente dall'attrito, strettamente connesso alla velocità relativa tra le due superfici di scorrimento. In particolare, con l'utilizzo di questi materiali è possibile raggiungere dei coefficienti d'attrito che variano dal 3% al 12%, come dimostrato dagli studi svolti da Constantinou (1987) e Mokha (1990), come si vedrà di seguito. Nell'arco della trattazione si farà riferimento ai ponti multi-campata a impalcato continuo, isolati tramite l'utilizzo degli FPS a superficie curva, per i quali si individueranno un insieme di parametri rappresentativi della risposta dinamica da ottimizzare. Lo scopo di questa tesi sarà quello di trovare gli ottimi di attrito che vanno a minimizzare la risposta delle pile da ponte. Ovvero si vuole trovare il valore di progetto del coefficiente di attrito del friction pendulum, al variare delle proprietà geometriche (raggio di curvatura) del dispositivo, che consente di conseguire livelli prestazionali compatibili con gli obiettivi imposti dalla normativa (minimizzare gli effetti delle pile).

3.2.1 Comportamento dinamico degli FPS

Il principio di funzionamento in regime di moto del sistema pendolare ad attrito, come originariamente sviluppato da Zayas nel 1990, ha come scopo quello di valutare il comportamento dinamico degli FPS, andando a valutare il periodo di isolamento e il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente. Si considera una struttura rigida con peso W sostenuta da un dispositivo FPS spostato orizzontalmente di d sulla superficie sferica concava di raggio R . In questa configurazione le forze che agiscono sul pattino (articolazione sferica), come illustrato nello schema di funzionamento di Figura 62, sono le seguenti:

W : carico verticale ovvero il peso della sovrastruttura ($m+m_b$) agente sul cursore;

F : forza laterale che agisce sul cursore (forza inerziale);

F_f : forza di attrito che agisce lungo la tangente alla superficie di scorrimento (Q_d);

S : forza di contatto (reazione) che agisce normalmente al cursore e alla superficie di scorrimento, dovuta al peso della sovrastruttura;

t_1 : forze di trazione agenti lungo la superficie del cursore, il cui effetto viene considerato facente parte delle forze di attrito F_f , pertanto non compaiono esplicitamente nelle equazioni di equilibrio.

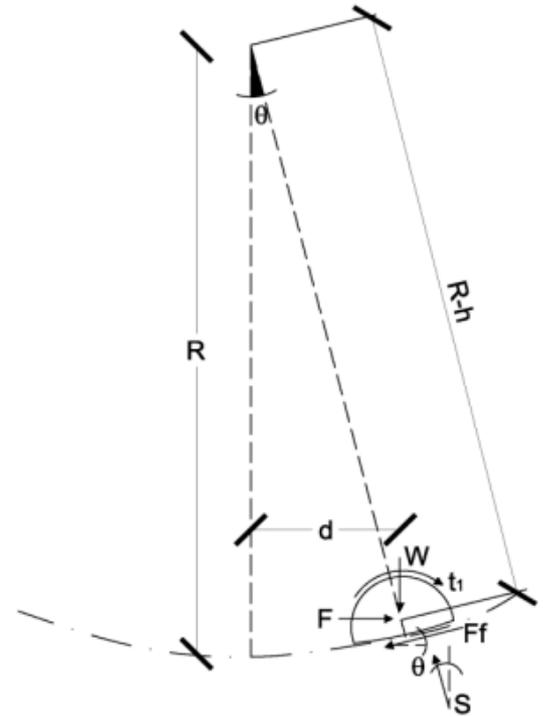


Figura 62 - Schematizzazione del comportamento dinamico di un FPS.

Dallo schema di corpo libero delle forze coinvolte durante il moto, è possibile scrivere le equazioni di equilibrio sia in direzione verticale che orizzontale:

$$W - S \cos \vartheta + F_f \sin \vartheta = 0$$

$$F + S \sin \vartheta - F_f \cos \vartheta = 0$$

Attraverso delle considerazioni geometriche, lo spostamento del cursore sulla superficie di scorrimento (massimo spostamento laterale registrato dall'isolatore) è:

$$d = R \sin \vartheta$$

Con R raggio di curvatura effettivo dell'isolatore, ovvero raggio di curvatura della superficie sferica, valutato come distanza dal centro del cursore al centro di curvatura della superficie concava

di scorrimento. Di seguito sono riportati i valori tipici delle caratteristiche geometriche e meccaniche che entrano in gioco nel comportamento dinamico dell'FPS:

$$R : 0.5\text{m} - 6\text{m};$$

$$f : 3\% - 9\%;$$

$$d_{max} : (5\% - 10\%) R.$$

Combinando le tre equazioni precedentemente scritte, è possibile ottenere la forza orizzontale F necessaria per spostare l'isolatore, ovvero la forza massima orizzontale (F_{max} nel par. 2.3.1.), di una quantità d , definito spostamento massimo di progetto:

$$F = W \tan \vartheta + \frac{F_f}{\cos \vartheta} = \frac{Wd}{R \cos \vartheta} + \frac{F_f}{\cos \vartheta}$$

Considerando l'ipotesi di piccole oscillazioni, è possibile assumere che:

$$\cos \vartheta \cong 1, \sin \vartheta \cong \vartheta \cong \tan \vartheta \cong \frac{1}{R};$$

Le due componenti della forza verticale W , ortogonale e tangente alla superficie di scorrimento, diventano:

$$W \cos \vartheta \cong W$$

$$W \sin \vartheta \cong \frac{W}{R}$$

Pertanto, l'espressione della forza orizzontale che agisce sull'isolatore si semplifica in:

$$F = \frac{W}{R} d + F_f$$

Dove F_f (Q_d nel par. 2.3.1.) è la forza di attrito che agisce lungo la direzione tangente alla superficie di scorrimento con segno uguale alla componente di W tangente alla superficie di scorrimento, ed è funzione del coefficiente di attrito μ e della componente di W ortogonale alla superficie di scorrimento, ovvero $W \cos \vartheta \cong W$. Pertanto, è possibile scrivere il contributo dissipativo/attritivo:

$$F_f = fW \cos \vartheta$$

Questa forza non è costante, ma varia con il variare di diverse grandezze, tra le quali le più significative sono sicuramente la velocità di scorrimento e la pressione di contatto. Sostituendo la forza di attrito nella formulazione precedente si ricava:

$$F \cong \frac{W}{R}d + fW$$

Si può inoltre ottenere l'espressione dello spostamento lungo la superficie di scorrimento in funzione del coefficiente di attrito:

$$d = \frac{F_f}{W}R = fR$$

Dalla formula si ricava anche il dominio ammissibile in cui si realizza un equilibrio stabile:

$$d \leq fR$$

Ovvero per spostamenti inferiori a fR il sistema non sarà in grado di ricentrarsi, trovandosi in una configurazione di equilibrio stabile, mentre si ricentrerà per spostamenti superiori. Tale concetto è il motivo per il quale si usano materiali a basso coefficiente d'attrito come il Teflon al fine di rendere il più probabile il ricentraggio. Il primo termine dell'espressione di F è associato alla forza di ricentraggio (contributo elastico/pendolare) dovuta al sollevamento della massa durante il moto, ovvero a causa del movimento a pendolo che ha l'isolatore. Pertanto, è possibile ricavare la rigidezza orizzontale del pendolo:

$$k = \frac{W}{R} = K_d$$

Successivamente, si ricava il periodo naturale del dispositivo, che sarà uguale al periodo proprio del sistema (struttura) isolato, non considerando il secondo termine di F ovvero l'attrito:

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

L'espressione ricavata per il periodo di isolamento (periodo di oscillazione) dimostra come la frequenza naturale di una struttura, isolata con dispositivi FPS, non dipende dalla massa portata ma dipende esclusivamente dal raggio di curvatura R della superficie di scorrimento emisferica dell'isolatore, uguale al raggio in pianta dell'isolatore, e dall'accelerazione di gravità g . Si tratta di un'intuizione significativa perché dimostra che adottando un sistema FPS è possibile ottenere un periodo di isolamento indipendente dalla massa della sovrastruttura. Pertanto, tale caratteristica,

rende gli FPS particolarmente adatti nell'isolamento di qualsiasi tipologia di sovrastruttura, in quanto qualsiasi massa verrà posta sull'isolatore non comporterà una modifica del valore del periodo proprio dell'FPS. Nei successivi paragrafi, verrà dimostrato che, essendo il comportamento dell'isolatore influenzato da diversi fattori quali la pressione apparente, la velocità di scorrimento e la temperatura, la sua risposta è generalmente non lineare. Ciò significa che, nel caso si utilizzi un metodo di analisi elastico, è necessario introdurre alcune proprietà lineari equivalenti considerando appunto un sistema elastico equivalente, al fine di eseguire una corretta valutazione delle proprietà del dispositivo andando ad effettuare una scelta adeguata dei valori. Generalmente le proprietà coincidono con la rigidezza equivalente dell'isolatore K_{eff} (rigidezza secante) e il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente β_e dell'isolatore. In particolare, il primo termine si ottiene dal rapporto tra la forza massima F ed il rispettivo spostamento d dell'isolatore:

$$K_{eff} = \frac{W}{R} + \frac{fW}{d}$$

Quest'equazione dimostra che la rigidezza equivalente è superiore alla rigidezza orizzontale del pendolo, precedentemente esposta. Mentre, il rispettivo periodo di vibrazione naturale, ovvero il periodo di isolamento associato alla rigidezza equivalente K_{eff} , è:

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K_{eff}}} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{\frac{W}{R} + \frac{fW}{d}}} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{\left(\frac{1}{R} + \frac{f}{d}\right) Mg}} = 2\pi \sqrt{\frac{Rd}{g(d + fR)}}$$

Da cui si evince che il periodo di isolamento non dipende dalla massa della sovrastruttura, ma dipende soltanto dal raggio di curvatura R dell'FPS, dal coefficiente di attrito f dell'FPS (f_{din} in quanto è un'analisi E-L equivalente), dall'accelerazione di gravità g e dallo spostamento massimo laterale d registrato dall'isolatore. Se il sistema è rappresentato da un modello elastico lineare equivalente, si evince che il periodo proprio associato, T_{eff} , differisce da T per un massimo del 14%. Pertanto, il divario della risposta dinamica della struttura tra il modello lineare e non lineare risulta trascurabile. Però in mancanza dei requisiti necessari per utilizzare il modello lineare equivalente, in accordo con la normativa italiana NTC2018, si deve eseguire un'analisi non lineare per tener conto sia delle diverse fasi che delle differenti rigidezze, come si evince dal diagramma forza-spostamento, che rappresenta il comportamento del sistema. In Figura 63 viene mostrato un tipico diagramma di isteresi per un sistema di isolamento a scorrimento, dove sull'asse delle ordinate è riportata la forza totale F sviluppata dall'isolatore, che è in condizioni di moto, e sulle ascisse lo spostamento d indotto sul sistema di isolamento.

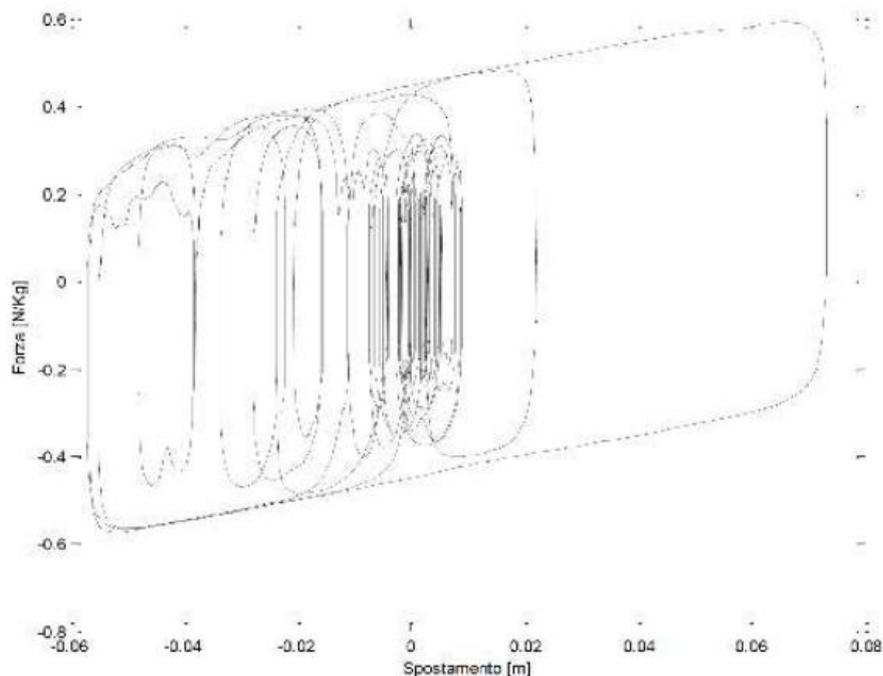


Figura 63 - Diagramma isteretico reale di un isolatore FPS.

Come detto in precedenza, la forza $F = F_p + F_f$ deriva da una sovrapposizione di due differenti azioni, ovvero una derivante dell'effetto pendolo associato all'azione di ricentraggio prodotta dal peso W , F_p , e l'altra dalla forza di attrito che si sviluppa in corrispondenza dell'interfaccia, F_f . La Figura 63 mostra la tipica forma a parallelogramma determinata da una prima fase, detta di *sticking*, nella quale il comportamento è analogo a quello di un corpo rigidamente connesso al suolo. In questa fase di elevata rigidezza, il moto evolve su di una retta quasi verticale e oltrepassata la massima forza d'attrito disponibile si innesca il movimento a pendolo, caratterizzato da una minore rigidezza (retta inclinata). Superata questa fase, quando poi il moto si inverte si assiste ad un azzeramento istantaneo del coefficiente d'attrito e quindi della forza ad esso associata. In questa fase, il pendolo per riprendere il moto nella direzione opposta deve rivincere l'attrito che aveva già superato nella fase iniziale e di conseguenza nel ciclo di isteresi prima di percorrere il tratto inclinato nella direzione opposta a quella iniziale, si considera un tratto verticale pari a due volte la massima forza d'attrito disponibile F_f , che solitamente in letteratura è indicata come Q_d , ovvero forza caratteristica (resistenza). Il legame costitutivo (semplificato) dei dispositivi di isolamento del tipo FPS in condizioni di moto e con riferimento alla risposta nel piano orizzontale è idealizzato come bilineare, basato su tre parametri Q_d, K_u, K_d , in accordo con lo schema riportato in Figura 44 (par.2.3.1.), e definito dalla relazione:

$$F = \frac{W}{R}d + f_{din}W$$

f_{din} : coefficiente di attrito dinamico ad alta velocità;

La rigidezza K_d è spesso definita come rigidezza secondaria per distinguerla dalla rigidezza iniziale K_u che il dispositivo presenta prima di sviluppare il moto. Quest'ultima è stimabile sia dai cicli di isteresi che empiricamente come multiplo della rigidezza K_d (in letteratura $K_u = 51K_d$). Infatti, gli isolatori presentano una rigidezza teoricamente infinita fino alla rottura dei legami di attrito, ovvero in corrispondenza dell'inizio dello scorrimento, ed è per questo che molte volte il primo tratto del ciclo di isteresi viene assunto pseudo-verticale, proprio a richiamare l'idea di una rigidezza K_u tendente ad infinito prima dell'inizio del moto. Fino al valore di attrito iniziale (F_f), allora, il sistema si comporta in modo quasi rigido, pertanto, sottostruttura e sovrastruttura sono tra loro rigidamente vincolate, infatti, il comportamento nel complesso è analogo a quello di una struttura non isolata. Successivamente, nel momento in cui si supera la soglia di attrito di primo distacco (soglia d'attrito statico) si innesca il moto pendolare e la rigidezza risulta K_d , con la forza che aumenta proporzionalmente alla rigidezza stessa e con il coefficiente d'attrito che diminuisce a causa del moto. Rispetto alla Figura 44, è possibile fornire un legame costitutivo più semplificato, come si evince dalla Figura 64, in cui è presente il ciclo di isteresi forza-spostamento idealizzato per l'isolatore a pendolo scorrevole, dotato di una quantità generica di attrito f .

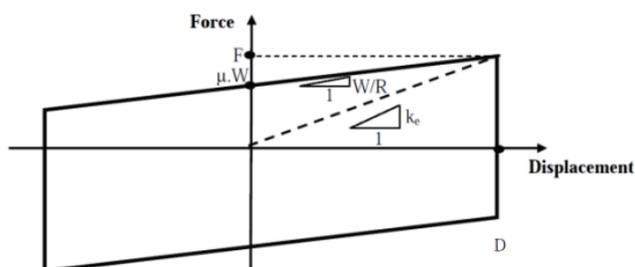


Figura 64 - Comportamento isteretico semplificato di un FPS (legame forza-spostamento).

Si evince che, quando il movimento viene invertito, la forza di attrito scende improvvisamente a zero, pertanto, per avviare il moto in direzione opposta, la superficie di scorrimento deve vincere la stessa forza di attrito statica F_f , in modo tale che il segmento verticale nella Figura 64 all'inversione del moto di scorrimento sia pari a $2F_f$, pertanto, il pendolo dovrà sviluppare una forza che è il doppio della forza d'attrito statica. Durante un terremoto le tre fasi, appena esplicitate, si ripeteranno in modo ciclico generando i cicli isteretici, come si evince dalla Figura 63. Un altro importante parametro che può definire il comportamento di un isolatore a pendolo scorrevole è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente. Poiché l'area sottesa dal ciclo di isteresi di Figura 64 è uguale all'energia dissipata da un generico dispositivo isteretico, ovvero uguale a:

$$E_D = 4F_f d = 4fWd$$

Utilizzando l'equivalenza stabilita tra l'energia dissipata dallo smorzamento viscoso e l'energia dissipata dal generico dispositivo isteretico, come discusso nel sottoparagrafo 2.3.1., si ottiene la seguente relazione:

$$\beta_e = \frac{E_D}{2 \pi K_{eff} d^2} = \frac{4\mu W d_{max}}{2 \pi \left(\frac{fW}{d} + \frac{W}{R} \right) d^2} = \frac{2}{\pi} \left(\frac{f}{f + \frac{d}{R}} \right)$$

β_e : 15% - 35%.

È evidente che lo smorzamento viscoso equivalente è funzione del coefficiente di attrito ($f = f_{din}$), del raggio di curvatura e della domanda di spostamento. Quest'ultimo può essere inteso come lo spostamento richiesto allo stato limite di interesse (ad esempio, allo SLV, ovvero stato limite di salvaguardia della vita, usato per le strutture isolate). Ne consegue che il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente da adottare in un'analisi elastica dipende da uno specifico stato limite e, quindi, potrà assumere differenti valori in funzione della domanda di spostamento, nel sito di interesse. Per ogni parte strutturale, la verifica si riferisce ad un preciso stato limite:

- Sovrastruttura: SLV;
- Sottostruttura: SLV;
- Sistema di isolamento: SLC.

A valle di questa introduzione sul comportamento dinamico degli isolatori a pendolo scorrevole, bisogna analizzare più nel dettaglio gli aspetti che governano il fenomeno dell'attrito. Nei seguenti paragrafi si passeranno in rassegna le proprietà attrittive degli FPS e i fattori che le influenzano.

3.2.2 Proprietà attrittive degli isolatori a pendolo scorrevole

L'attrito è una forza che esercita una resistenza al moto di un corpo, ovvero è una forza dissipativa che si oppone al movimento relativo tra due qualsiasi superfici rigide, due fluidi o due generici materiali che entrano in contatto scorrendo l'uno sull'altro. Infatti, l'attrito è una forza che deriva dalle forze tangenziali scambiate tra le superfici a contatto. Nel tempo sono stati studiati diversi tipi di attrito, come quello radente, viscoso, su rivestimento e interno. In questo sottoparagrafo si va a considerare il primo dei quattro, ovvero quello radente o secco in quanto si sviluppa tra due superfici non bagnate. Questo tipo di attrito può essere schematizzato come una forza che si oppone

al moto di scorrimento fra due superfici rigide poste a contatto. Ovviamente, ciò è influenzato dal tipo di contatto, dalla geometria dei corpi coinvolti nel moto, dalla velocità di scorrimento e dalle caratteristiche intrinseche dei materiali adoperati. L'attrito radente scaturisce, quindi, dalla caratterizzazione macroscopica delle superfici a contatto, considerate come asperità. Per avere un equilibrio all'interfaccia di scorrimento, durante lo scorrimento la forza normale N (forza di compressione tra le due superfici parallele) deve essere uguale alla somma di tutte le forze generate da ogni asperità. La deformazione di ognuna di esse è inizialmente elastica per poi spostarsi in campo plastico, nel momento in cui la forza tangenziale F supera la resistenza a taglio del materiale, come si evince dalla Figura 65.

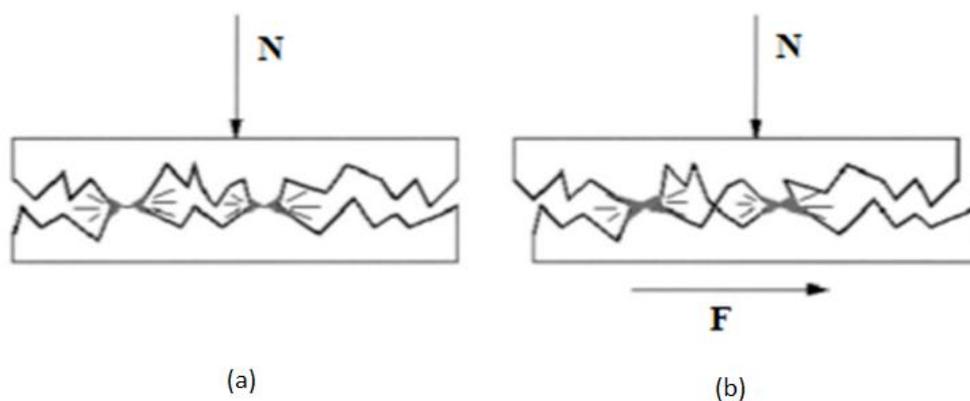


Figura 65 - Schema base di attrito tra due superfici; equilibrio (a), scorrimento (b).

Questa teoria si basa su uno dei modelli più diffusi in ambito scientifico ed ingegneristico, ovvero la legge di attrito di Coulomb, che consente il calcolo dell'attrito radente. Questa legge è inutile per i dispositivi a scorrimento, in quanto descrive il comportamento assumendo un attrito costante durante il moto, mentre, nei paragrafi precedenti è già stato spiegato che il coefficiente di attrito è fortemente dipendente dalla velocità relativa di scorrimento e dalla tensione di compressione. Tornando alla trattazione dell'attrito radente, durante lo scorrimento si sviluppa una relazione tra la forza F_f e la forza N , secondo la seguente relazione:

$$F_f = fN$$

F_f : forza di attrito che mutuamente viene scambiata dalle superfici. Essa agisce lungo la tangente all'interfaccia di scorrimento in direzione opposta alla forza di taglio applicata, ovvero opposta alla direzione del moto;

f : coefficiente d'attrito (valore costante), basato su considerazioni empiriche relative al contatto tra i corpi;

N : forza normale scambiata tra le superfici, quindi agente perpendicolarmente all'interfaccia.

Questa teoria si basa su tre ipotesi che sono state convalidate sperimentalmente:

- La forza di attrito totale è indipendente dalla superficie apparente di contatto;
- La forza di attrito totale è proporzionale alla forza normale totale che agisce sui solidi scorrevoli a contatto;
- Quanto la velocità di scorrimento relativa è bassa, il coefficiente di attrito è indipendente dalla velocità stessa.

L'attrito radente si può manifestare in due regimi differenti, pertanto, si possono riconoscere due tipi principali di forze di attrito:

- Forza di attrito statico: si verifica tra superfici solide all'inizio del movimento o all'inversione di esso, ovvero si manifesta tra due superfici a riposo l'una rispetto all'altra.
- Forza di attrito dinamico (di scorrimento o cinematico): si verifica quando le superfici a contatto sono in movimento relativo, ovvero si manifesta tra due superfici in movimento l'una rispetto all'altra.

Questi due tipi di attrito sono caratterizzati da differenti coefficienti di attrito, denominati $f_{statico}$ e $f_{dinamico}$, dove solitamente il primo ha un valore più alto del secondo. Alla scala macroscopica di interesse ingegneristico, si possono riconoscere tre fenomeni generali tra due superfici di scorrimento:

- Componente di adesione;
- Componente di ploughing (aratura) nella zona di ringrosso;
- Presenza di contaminanti o detriti da usura, agenti come terzo corpo lungo la superficie di scorrimento.

Pertanto, può essere utile analizzare i meccanismi che regolano il fenomeno dell'attrito su scala macroscopica, al fine di avere un'idea più precisa su questo argomento. Le principali sono state compiute da Bowden e Tabor (1950, 1964, 1973).

3.2.2.1 Adesione

Quando due corpi solidi entrano in contatto tra di loro, prima dell'applicazione del carico normale, formano dei legami atomici attraverso i loro punti di contatto che sono rappresentati dalle asperità. Dopo l'applicazione del carico, le asperità si deformano plasticamente e si formano specifiche aree

di contatto, chiamate giunzioni, e la somma delle loro aree costituisce la reale area di contatto definita *area effettiva*, che risulta più piccola dell'*area apparente* (Figura 66).

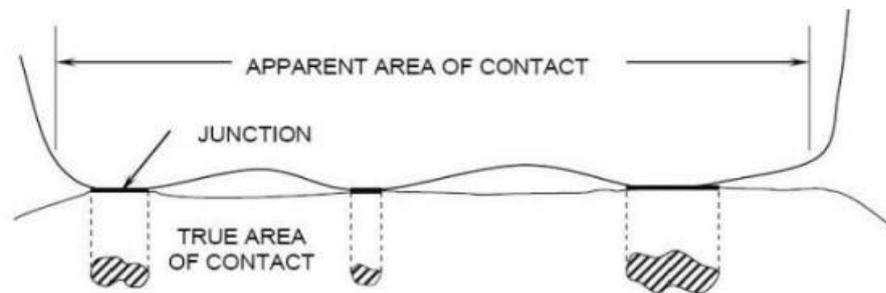


Figura 66 - Asperità, giunzioni, area di contatto effettiva e apparente nell'interfaccia di scorrimento.

Il meccanismo dell'adesione è dominante per interfacce che scorrono l'una sull'altra caratterizzate da superfici pulite. Le giunzioni sono caratterizzate da forze d'interfaccia, che rappresentano appunto l'adesione, dovute alla creazione di legami interfacciali acciaio-carbonio, che si instaurano tra le superfici metalliche pulite ed il teflon. La presenza di una forza tangenziale può aumentare l'area delle giunzioni, con conseguente aumento degli sforzi di taglio e diminuzione della forza normale. Ne consegue che la forza di attrito dovuta all'adesione può essere scritta come:

$$F_{fa} = sA_r$$

s : resistenza a taglio delle giunzioni;

A_r : area di contatto effettiva.

La forza di attrito più elevata si sviluppa nei casi in cui l'area di contatto reale è uguale all'area di contatto apparente. Il meccanismo di adesione è alla base della differenza tra coefficiente di attrito statico e dinamico, infatti, non appena si innesca lo scorrimento, l'area di contatto reale tende a ridursi e la resistenza al taglio delle giunzioni tende ad annullarsi.

3.2.2.2 Ploughing (aratura)

Tutte le superfici sono caratterizzate da rugosità ed asperità che subiscono deformazioni elastiche o plastiche durante lo scorrimento, a causa delle sollecitazioni che il contatto comporta. Pertanto, la componente ploughing dell'attrito (contributo positivo) è dovuta alla dissipazione di energia che avviene durante la plasticizzazione delle asperità. Tuttavia, sommando questo fenomeno per tutti i punti di contatto si può dedurre che l'effetto complessivo, e quindi la forza di attrito legata alla rugosità, tende ad annullarsi. Il fenomeno che riguarda il ploughing può essere facilmente spiegato facendo riferimento a una rugosità dura e non sferica su una superficie morbida e piana. Se si applica una forza assiale, le asperità situate sulla superficie più dura si attaccano alla superficie

sottostante più morbida e scavano nella superficie andando a formare delle aree di contatto, le giunzioni. Introducendo una forza tangenziale, accade che gli spigoli vivi sulla superficie dura, muovendosi orizzontalmente, trascinino con sé parte del materiale morbido sottostante, producendo una sorta di solco lungo la traiettoria percorsa. I detriti tendono ad accumularsi sul bordo di aratura e quindi è necessaria una forza di attrito maggiore per superare i detriti accumulati sul percorso di scorrimento. Il fenomeno, ovvero la componente di ploughing dell'attrito, deriva dall'effetto di trascinamento da parte delle asperità nei confronti del materiale più soffice sottostante, pertanto, tende ad aumentare con l'aumentare della lunghezza di scorrimento.

3.2.2.3 Contaminanti

Questo aspetto è principalmente legato ai contaminanti o ai detriti da usura che possono influire sul coefficiente di attrito. Non sempre si tratta di un effetto negativo, perché ad esempio, i contaminanti possono accumularsi su superfici ad altissima rugosità (ploughing) e ridurne l'asperità, aumentando l'area di contatto reale. Ciò aumenterebbe la forza di attrito statico. D'altra parte, se i contaminanti hanno una forma rotonda e sono fatti di materiale resistente, riducono il coefficiente di attrito facilitando lo scorrimento.

3.2.2.4 Effetti visco-elastici

Gli isolatori analizzati nel presente lavoro di tesi sono realizzati anche mediante polimeri, ad esempio il Teflon (PTFE), il quale comportamento viscoelastico dipende dalla viscosità del materiale, che a sua volta dipende dalla temperatura e dalla velocità di deformazione. In altre parole, i materiali viscoelastici presentano caratteristiche sia elastiche che viscosi. Infatti, grazie alla componente viscosa, svolgono un'ulteriore dissipazione di energia. Questo perché se un materiale più duro tende a scorrere su di un materiale con caratteristiche viscoelastiche si ha dissipazione aggiuntiva di energia in virtù di quelle stesse caratteristiche.

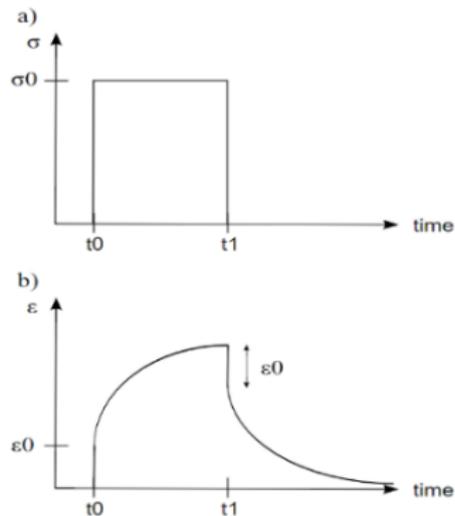


Figura 67 - Legge tensione tempo (a), legge deformazione-tempo viscoelastica (b).

3.2.2.5 Fenomeno dello stick-slip

Il fenomeno dello stick-slip consiste in fasi di blocco e di scorrimento in sequenza, ben comune in molte situazioni ordinarie e responsabile di vari fenomeni, come il cigolio di una porta. Si verifica nei meccanismi lubrificati ed è dovuto a due cause:

- Il coefficiente di attrito dinamico è inferiore a quello statico $f_{statico} > f_{dinamico}$;
- Il sistema può immagazzinare energia in forma elastica. La natura del fenomeno consiste nell'immagazzinamento dell'energia elastica nella fase statica e nel rilascio della stessa in quella dinamica, a causa delle forze agenti sul sistema. Ciò determina un'oscillazione della forza, a scatti. È un comportamento oscillatorio tipico dei sistemi meccanici elastici che contengono forze d'attrito e può verificarsi solo in presenza di una naturale variazione del coefficiente d'attrito.

Pertanto, il movimento di stick-slip è un fenomeno che si verifica ogni volta che il coefficiente di attrito dinamico è inferiore a quello statico (Figura 68).

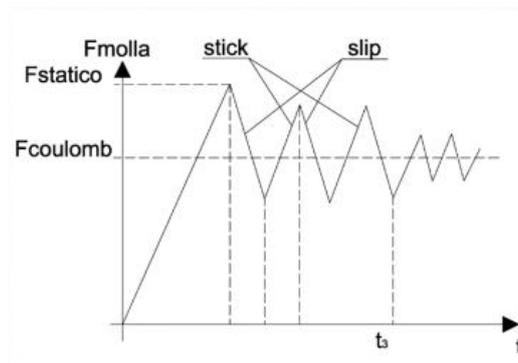


Figura 68 - Fenomeno dello stick-slip.

Prima dell'inversione del moto, la forza di attrito statico, che è generalmente maggiore di quella dinamica, viene nuovamente mobilitata. Ciò provoca un movimento irregolare di stick-slip con la forza di attrito che diminuisce all'aumentare dello spostamento e poi aumenta di nuovo quando la velocità di scorrimento inizia a salire. Il comportamento che si registra su un diagramma taglio-spostamento è il seguente:

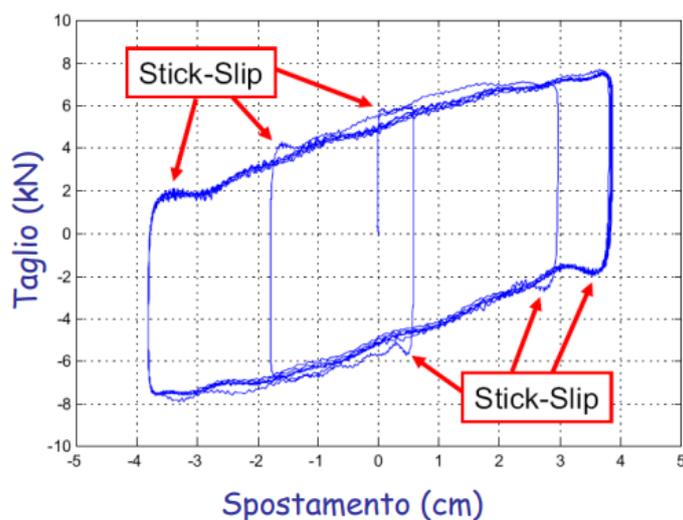


Figura 69 - Fenomeno dello stick-slip in un diagramma taglio-spostamento.

3.2.3 Fattori che influenzano le proprietà attritive

La determinazione del coefficiente di attrito è piuttosto complessa, poiché è influenzata da diversi aspetti, come la pressione apparente, la velocità di scorrimento, la temperatura, la storia del carico, ecc. Per uno studio migliore del comportamento sismico dei dispositivi a pendolo scorrevole è necessario definire le proprietà del fenomeno dell'attrito con riferimento alle varie fasi del moto. A tale scopo è utile fare una distinzione, come già detto nel sottoparagrafo precedente, tra coefficiente

di attrito dinamico e coefficiente di attrito statico. Una vasta campagna di indagini sperimentali ha permesso di estrapolare alcune espressioni analitiche che descrivono la dipendenza, del coefficiente di attrito dalla velocità relativa di scorrimento tra le superfici, dalla temperatura, dallo sforzo apparente di compressione e dalla storia di carico.

3.2.3.1 Velocità di scorrimento (relativa) e pressione apparente

All'inizio del moto, in condizioni quasi statiche, le interfacce presentano un valore piuttosto elevato del coefficiente di attrito f dovuto principalmente alla componente di adesione. Inoltre, l'interfaccia delle superfici di scorrimento è ricoperta da un sottile strato di PTFE cristallino e orientato, più facile da deformare a taglio rispetto al materiale di attrito stesso. A velocità molto basse è sufficiente una piccola quantità di forza per tranciare lo strato e questo è il motivo per cui l'attrito si riduce a un valore minimo f_{min} . Tuttavia, il coefficiente di attrito radente dinamico aumenta all'aumentare della velocità di scorrimento e raggiunge un valore massimo costante f_{max} a velocità quasi pari a 100 mm/sec. Questo comportamento è dovuto principalmente all'aumento dell'area di contatto reale durante il movimento, che avviene a livello dei materiali di attrito e non a livello dello strato sottile, mentre anche l'accumulo di detriti dal materiale più morbido sulla superficie del materiale più duro contribuisce all'aumento dell'attrito. La Figura 70 illustra la dipendenza del coefficiente di attrito dalla velocità di scorrimento e dalla pressione apparente.

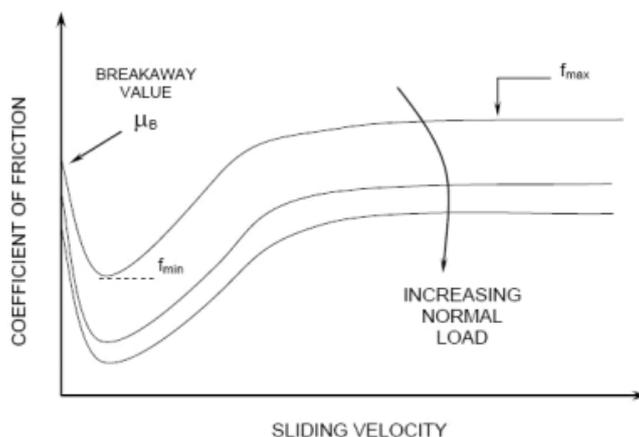


Figura 70 - Relazione tra coefficiente d'attrito, velocità di scorrimento e pressione.

Più in dettaglio dopo lo scorrimento iniziale, il coefficiente di attrito diminuisce fino a raggiungere il valore minimo f_{min} e poi aumenta in modo progressivo con l'aumentare della velocità, raggiungendo infine, a grandi velocità, il valore massimo costante f_{max} . Inoltre, l'aumento del carico normale (pressione apparente) ha l'effetto di ridurre il coefficiente di attrito, con un grado di

riduzione che inizia a diminuire quando il carico normale raggiunge un certo valore limite; valore in cui il coefficiente di attrito dinamico raggiunge un valore costante. Mentre, l'elevato valore del coefficiente di attrito statico (per velocità di scorrimento pari a 0 mm/s), μ_b , è dovuto al fenomeno dell'adesione, in cui due corpi a contatto formano giunzioni caratterizzate da elevate forze di interfaccia a causa dei legami chimici. All'inizio dello scorrimento, un sottile film di PTFE orientato e cristallino (spesso poche centinaia di Angstrom), si deposita sulla superficie di acciaio inossidabile riducendo il valore del coefficiente di attrito da μ_b a f_{min} , a causa della bassa resistenza al taglio che tale materiale possiede. Al crescere della velocità di scorrimento, anche il coefficiente di attrito cresce, fino a raggiungere il valore massimo pari a f_{max} , che può arrivare a 5-6 volte il valore di f_{min} . In particolare, il divario tra i valori minimi e massimi del coefficiente di attrito dinamico ($\delta = f_{max} - f_{min}$) è maggiore quando la tensione di compressione di contatto è più bassa. La temperatura ha invece una bassa influenza sul δ . In generale, per un valore fisso della pressione di contatto apparente e per velocità intermedie, il coefficiente di attrito radente (di scorrimento), per i dispositivi FPS (realizzati con componenti indeformabili in acciaio e PTFE), dipende dalla velocità di scorrimento, viene modellato secondo la seguente relazione (legge di Mokha e Constantinou, 1990):

$$f = \mu = f_{max} - (f_{max} + f_{min})e^{-\alpha|v|}$$

f_{max} : valore massimo del coefficiente d'attrito del dispositivo, raggiunto alle alte velocità di scorrimento (200-800 mm/s);

f_{min} : valore minimo del coefficiente d'attrito del dispositivo, raggiunto alle basse velocità di scorrimento (160-400 mm/s);

v : velocità di scorrimento (relativa) del pattino;

α : è un coefficiente che rappresenta l'inverso della velocità di scorrimento caratteristica del pattino (20-30 s/m per dispositivi con interfaccia acciaio inox-PTFE). Questo coefficiente ha il compito di controllare la variazione del coefficiente d'attrito, perciò, regola la transizione da valori minimi di velocità a valori massimi di velocità.

La precedente relazione non tiene in considerazione il decadimento iniziale del coefficiente d'attrito. La Figura 71 mostra due curve basate sulla precedente relazione, la quale descrive adeguatamente i risultati sperimentali precedentemente riportati e mostra come il parametro α influenza l'andamento del coefficiente d'attrito adimensionalizzato rispetto a quello massimo f_{max} , per due differenti valori del rapporto $\frac{f_{max}}{f_{min}} = 2.5$ e 5 , con $\alpha = 20$ s/m e 100 s/m.

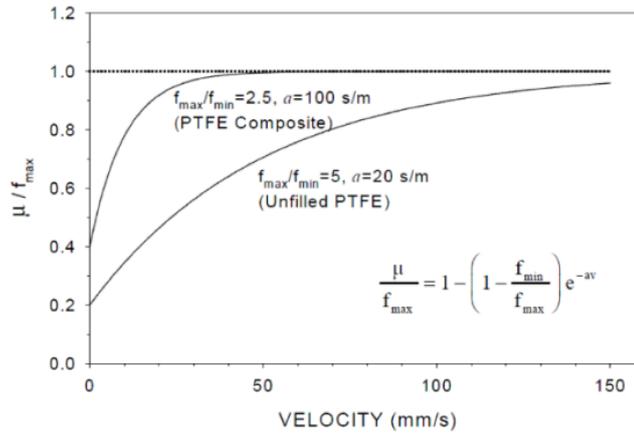


Figura 71 - Effetto del parametro α sulla variazione del coefficiente d'attrito con la velocità.

Si nota come una velocità di scorrimento (relativa) maggiore di circa 150 mm/s è sufficiente per ottenere il valore massimo del coefficiente d'attrito (di scorrimento radente), per tutti i materiali a base di PTFE a temperature normali. Pertanto, si può affermare che:

- Il coefficiente d'attrito aumenta rapidamente con la velocità di scorrimento, fino al raggiungimento del valore di circa 150 mm/s, oltre il quale il coefficiente d'attrito rimane costante, indipendentemente dalla temperatura ambiente e dalla pressione (tensione di compressione) sul dispositivo. Negli eventi sismici si raggiungono velocità di scorrimento di 200-800 mm/s, quindi, viene sempre assicurato il valore di f_{max} , pertanto, la modellazione del coefficiente d'attrito dinamico basata sulla legge di Constantinou risulta valida per la gran parte delle applicazioni sismiche;
- Il coefficiente d'attrito per dispositivi con interfaccia acciaio-PTFE diminuisce al crescere del carico applicato (tensione di compressione) sul piano (superficie) di scorrimento. Il tasso di riduzione dipende dalla velocità di scorrimento e dalla temperatura dell'aria;
- Il divario tra il valore minimo e massimo del coefficiente d'attrito incrementa con la riduzione della pressione di contatto (tensione di compressione).

3.2.3.2 Temperatura

Gli effetti della temperatura sui dispositivi a pendolo scorrevole possono risultare dannosi, soprattutto per quanto riguarda il coefficiente d'attrito statico (di distacco), μ_b , e il coefficiente d'attrito dinamico alle basse velocità di scorrimento, f_{min} . Nella Figura 72 è riportato il comportamento del coefficiente di attrito in funzione della temperatura. In esso si evidenzia

l'effetto sostanziale che la temperatura ha sui coefficienti, μ_b e f_{min} , e l'effetto limitato sul coefficiente di attrito dinamico f_{max} . Pertanto, si possono trarre le seguenti conclusioni:

- Il coefficiente d'attrito all'inizio del moto, μ_b , è praticamente uguale al coefficiente d'attrito dinamico alle basse velocità, f_{min} ;
- Gli effetti della temperatura sui dispositivi in teflon (PTFE) compositi sono generalmente minori di quelli sui dispositivi in teflon (PTFE) non riempiti;
- Il coefficiente d'attrito diminuisce all'aumentare della temperatura ambiente, con un tasso di riduzione maggiore se si passa da basse temperature a medie, piuttosto che da medie ad alte (riscaldamento). Inoltre, dipende dalla velocità di scorrimento, mentre è indipendente dalla tensione di compressione di contatto. Alle velocità d'interesse nelle applicazioni sismiche, il tasso di riduzione è dell'ordine di 0,15-0,3%/°C. Pertanto, questo fenomeno è legato agli effetti generati dal riscaldamento.

Riguardo quest'ultimo punto, il flusso di calore generato dall'attrito è proporzionale al coefficiente d'attrito stesso, alla pressione media ed alla velocità di scorrimento. Dopo l'inizio del movimento di scorrimento, si verifica un riscaldamento per attrito e la temperatura aumenta bruscamente in proporzione alla velocità di scorrimento. Le temperature elevate che risultano da questo calore possono portare all'accumulo di detriti e ad una modesta riduzione del coefficiente d'attrito. Questa riduzione si verifica nonostante i diversi componenti che contribuiscono alla forza d'attrito; ognuno dei quali reagisce in modo diverso all'aumento della temperatura. Come si vede nella Figura 72, con la diminuzione della temperatura (raffreddamento), il valore d'attrito aumenta sostanzialmente all'inizio del movimento, ma con l'aumento della velocità di scorrimento il grado di aumento tende a diminuire.

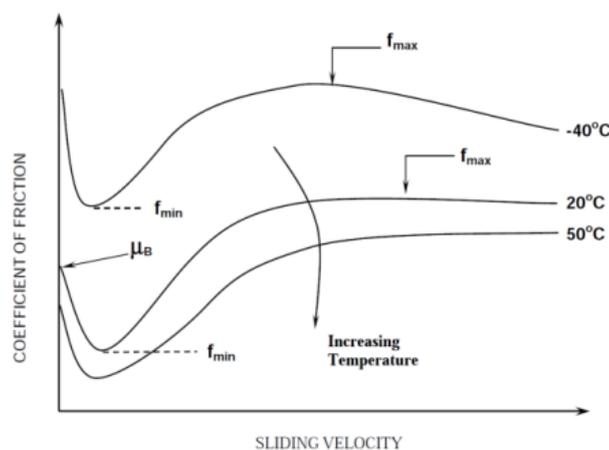


Figura 72 - Influenza della temperatura sul coefficiente d'attrito.

3.2.3.3 Effetto della permanenza dei carichi e della distanza percorsa

Poiché il teflon è un materiale con proprietà viscoelastiche, ci si aspetterebbe che l'effetto dovuto ai carichi permanenti, sull'area di contatto effettiva e quindi sull'attrito, sia tanto maggiore quanto maggiore è il tempo trascorso sotto l'azione di tali carichi. Quello che invece emerge da sperimentazioni condotte nel 1991 da Mokha è che il valore del coefficiente d'attrito statico risulta essere lo stesso per un carico che agisce sia per 0,5 ore che per 594 giorni. Sono state eseguiti molti altri test e tutti hanno dimostrato che l'oscillazione del valore del coefficiente d'attrito non può essere attribuita alla durata di applicazione del carico (cicli di carico). D'altra parte, i test condotti su campioni precedentemente sottoposti ad altri cicli di test hanno mostrato un valore del coefficiente d'attrito statico marcatamente inferiore dopo un primo ciclo di carico, testimoniando la prova che un sottile film di PTFE si deposita sulla superficie in acciaio dopo un primo ciclo. Pertanto, i risultati sperimentali (Constantinou et al., Mokha et al.) indicano che, quando si considera la variabilità naturale delle proprietà d'attrito ottenute da diversi campioni o da prove diverse sullo stesso campione e si considerano i probabili errori di misura, il coefficiente di attrito statico tra le superfici in acciaio inox-PTFE non è influenzato dalla permanenza del carico. Generalmente, il coefficiente di attrito dinamico alle alte velocità, f_{max} , diminuisce con l'aumentare della distanza percorsa, passando per esempio da un valore iniziale del 12,5% al 10%, anche dopo 40 m; mentre, raggiunta la soglia dei 300 metri, mostra nuovamente un aumento. Per quanto riguarda il coefficiente di attrito dinamico a bassa velocità, f_{min} , presenta fluttuazioni nell'intervallo 0-40 m. Pertanto, si può osservare che il coefficiente d'attrito tende a diminuire durante cicli di carico alle alte velocità a causa delle proprietà viscoelastiche del Teflon (riduzione di circa 25-30%). Considerando altre sperimentazioni, come quelle di Buckle del 2006, il quale ha riferito che, per le prove su larga scala effettuate sugli isolatori a pendolo scorrevole, le quali comportano 3-5 cicli di spostamento, il coefficiente d'attrito relativo al primo ciclo è generalmente superiore del 20% rispetto al coefficiente medio di attrito degli altri cicli. Di conseguenza, il coefficiente medio di attrito è considerato il valore progettuale obiettivo secondo le specifiche AASHTO.

3.2.3.4 Effetto della variazione dell'azione assiale

Gli isolatori FPS nascono come dispositivi di vincolo verticale di tipo unilaterale, ovvero che lavorano solo a compressione. Di ciò si deve tenere in considerazione nella fase di progettazione perché se il dispositivo fosse assoggettato ad azioni di progetto di trazione, potrebbe subire danni all'interfaccia di scorrimento e/o fuoriuscire dall'articolazione della propria sede di alloggiamento. Inoltre, la permanenza in compressione è tra le altre cose un requisito fondamentale per l'utilizzo di metodi di analisi di tipo lineare.

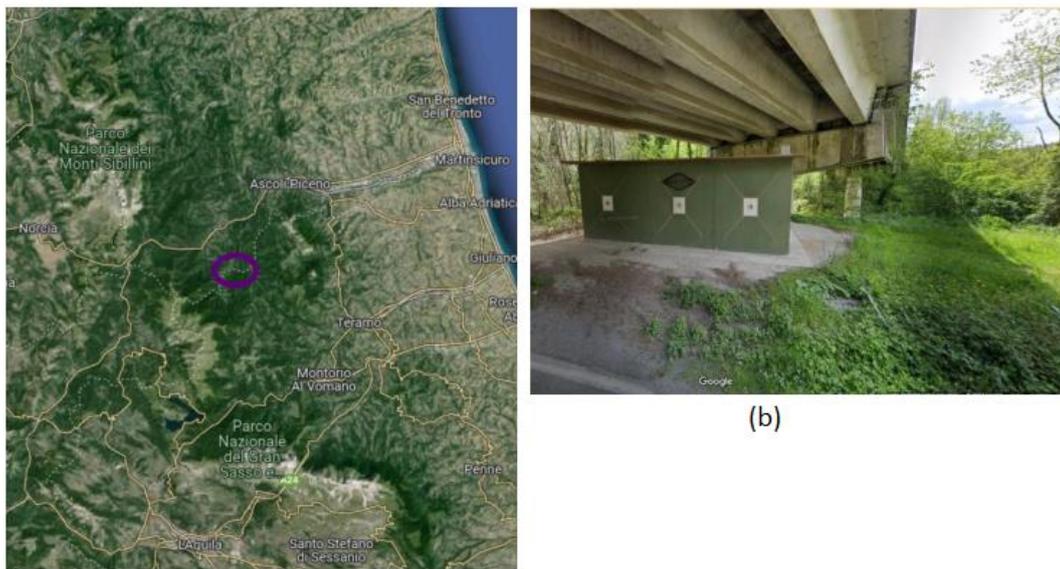
4. Modello numerico e analisi strutturale

A seguito della generazione di storie temporali, spettro compatibili, di accelerazione sismica spazialmente variabili (SVEGM) definite nello studio svolto da Amendola (2024), si mira ad una descrizione del ponte oggetto di studio nella presente tesi con successiva analisi strutturale dovuta alle storie temporali di accelerazione. Per capire con maggiore esattezza la risposta dinamica del ponte, l'analisi strutturale viene eseguita sia per la condizione SVEGM (variabilità spaziale del moto sismico del terreno) ovvero considerando il moto sismico asincrono, che per quella uniforme, ovvero considerando il moto sismico sincrono. In questo capitolo viene descritto il ponte adottato nell'analisi, ovvero un ponte esistente in calcestruzzo armato ubicato nell'Italia centrale, vicino al sito dell'Aquila. A causa della mancanza di dettagli sismici di progettazione, principalmente per quanto riguarda l'elemento strutturale pila, il ponte sarà adeguato sismicamente con un sistema di isolamento sismico attraverso l'utilizzo di dispositivi a pendolo scorrevole (es., sistema FPS). Il presente capitolo include un approfondimento sul modello numerico del ponte e di ogni suo componente, attraverso l'implementazione in *Opensees*, un software open-source per i problemi strutturali e geotecnici. Il modello utilizza un approccio tridimensionale unifilare, con elementi elastici trave-colonna usati per modellare l'impalcato ed elementi trave-colonna con sezione a fibre basati sul metodo delle forze (*force-based*) per le pile. Inoltre, i dispositivi FPS sono modellati attraverso un elemento presente in *Opensees*, mentre l'interazione suolo-struttura delle spalle è implementata attraverso un elemento *ZeroLength* (elemento rigido a lunghezza zero) con rigidità specifica assegnata lungo le direzioni longitudinali e trasversali del ponte. Inoltre, vengono forniti i dettagli relativi all'analisi parametrica effettuata, che comprende le proprietà del ponte (p.e. numero totale di campate, periodo di isolamento e coefficiente d'attrito), un livello di intensità sismica e due condizioni di angolo d'incidenza. Infine, nel presente capitolo è presente

un'illustrazione, in *Opensees*, della procedura di implementazione dell'eccitazione sismica considerando il caso di appoggio multiplo.

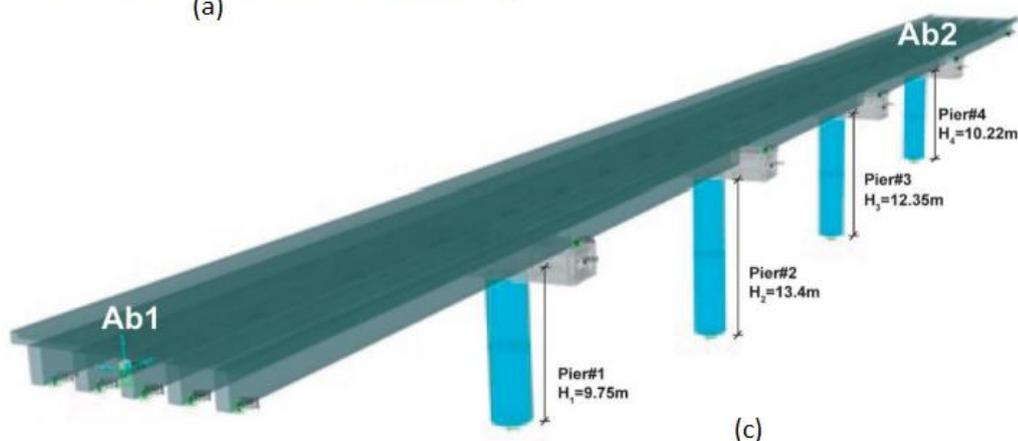
4.1 Descrizione del ponte oggetto di studio

Il ponte utilizzato come banco di prova per l'analisi è un ponte esistente in calcestruzzo armato (Figura 74), costruito nel 1979 e situato nell'Italia centrale, al confine tra le regioni Marche e Abruzzo, in un'area in cui l'accelerazione di progetto di picco al suolo corrispondente a un periodo di ritorno $T_R = 475$ anni (stato limite SLV come per NTC18) è 0,3 g. Le informazioni inerenti alle proprietà geometriche e meccaniche (materiali) del ponte oggetto di studio, state fornite per gentile concessione del Dott. Volkan Ozsarac della Scuola Universitaria Superiore IUSS Pavia. I valori di resistenza dei materiali devono essere considerati come valori attesi, dal momento che sono stati ottenuti mediante prove di laboratorio.



(a)

(b)



(c)

Figura 73 - Sito (a), vista dalla strada (b), modello del ponte a 5 campate estratto da SAP2000 (c).

La sovrastruttura si estende per una lunghezza totale di 163,0 m ed è costituita da cinque travi in semplice appoggio, con una lunghezza media di 32,0 m e una sezione del ponte larga 12,5 m, comprendenti cinque travi in calcestruzzo armato a forma di I e una soletta superiore di calcestruzzo armato di 27,0 cm (Figura 75).

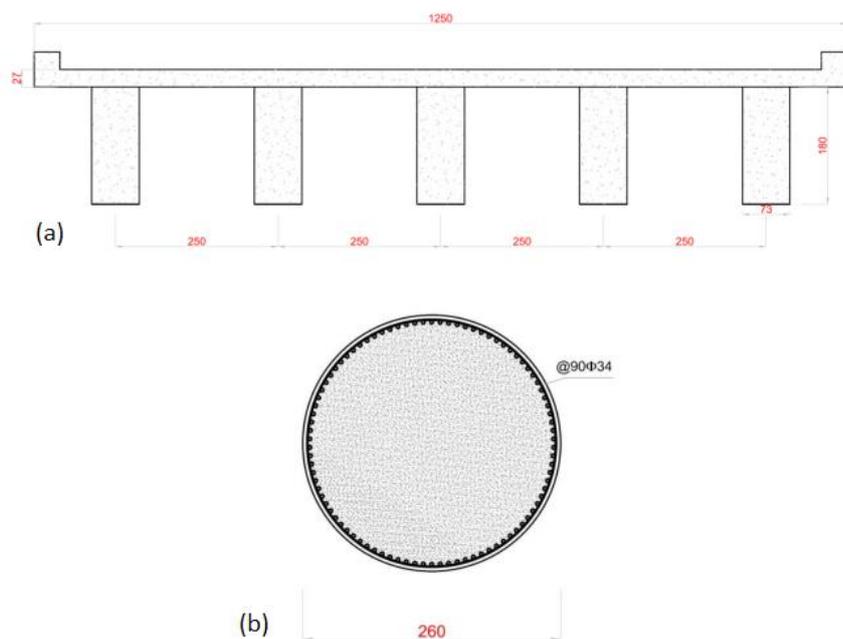


Figura 74 - Geometria impalcato (a), sezione della pila (b).

La sottostruttura del ponte è costituita da sottili isolatori elastomerici non rinforzati (70x50x2cm) posizionati su ciascuna delle travi, un pulvino con una sezione cava rettangolare e larghezza di 11,0 m e quattro pile in calcestruzzo armato con altezze rispettivamente di $H_1=9,75$ m, $H_2=13,4$ m, $H_3=12,35$ m e $H_4=10,22$ m, tutte caratterizzate da una sezione circolare con diametro di 2,6 m ed una resistenza a compressione del calcestruzzo di 29,1 MPa ed un rapporto di armatura longitudinale dell'1,6% ($90\phi 34$), con una tensione di snervamento di 420,2 MPa (Figura 75). L'armatura trasversale è costituita da staffe circolari con un passo netto di 44 cm per un rapporto totale di armatura trasversale dello 0,055%. Il ponte a ciascuna estremità è supportato da spalle non inclinate larghe 12 m e alte 3,5 m con cinque isolatori elastomerici collocati sul muro frontale della spalla. Sono presenti due chiavi di taglio monolitiche non isolate sono presenti sia sui pulvini che sul muro frontale delle spalle, al fine di limitare il movimento del ponte nella direzione trasversale a 5 cm. Nella direzione longitudinale, il ponte è vincolato ad ogni estremità dai muri paraghiaia delle spalle. Per quanto riguarda il sistema di fondazione, sia le pile che le spalle sono supportate da fondazioni su pali, anche se non sono forniti ulteriori dettagli riguardanti le caratteristiche geometriche dei pali, pertanto, le pile e le spalle saranno considerate completamente vincolate alla base. Date le principali proprietà meccaniche e geometriche del ponte di prova, a causa della mancanza di dettagli sismici, come la mancanza di confinamento fornito dalle staffe, si suppone che sia stato effettuato un intervento di adeguamento sismico mediante una tecnica di controllo

passivo, ovvero l'isolamento sismico attraverso l'utilizzo di dispositivi a pendolo scorrevole. In particolare, sono stati utilizzati gli isolatori a pendolo scorrevole (FPS), i quali sono installati al posto degli isolatori elastomerici non rinforzati, mantenendo uguale numero e spaziatura, sia sui pulvini che sulle pareti frontali delle spalle. Inoltre, nel contesto dell'intervento di adeguamento con gli isolatori a pendolo è essenziale consentire spostamenti lungo la direzione trasversale, da parte degli isolatori stessi. A tal fine, le chiavi di taglio sono rimosse sia dai pulvini che dalle spalle. Nel prossimo paragrafo viene fatta una panoramica del modello numerico adottato per tutti i componenti strutturali del ponte, oggetto di studio, isolato sismicamente mediante FPS. Questo modello sarà migliorato, al fine di consentire una valutazione più realistica possibile della risposta sismica del ponte a seguito di una variabilità spaziale del moto sismico al suolo a causa del terremoto.

4.2 Modello computazionale del ponte

Un modello tridimensionale ad elementi finiti non lineari (FE) del ponte isolato, oggetto di studio, è implementato utilizzando *OpenSeesPy*, che è una libreria Python per *OpenSees*, il software open-source per la creazione di modelli FE sia in ingegneria strutturale che geotecnica. Il modello numerico adottato è illustrato in Figura 76 e nei seguenti sottoparagrafi vi è una descrizione dettagliata dell'approccio di modellazione impiegato per ciascuno dei componenti del ponte. Per sfruttare un ambiente di visualizzazione migliore, la geometria del modello è inizialmente implementata in SAP2000, mentre, successivamente i dati di connettività (telaio e nodi strutturali) saranno importati in *OpenSeesPy* al fine di assegnare a ciascun componente le proprietà specifiche.

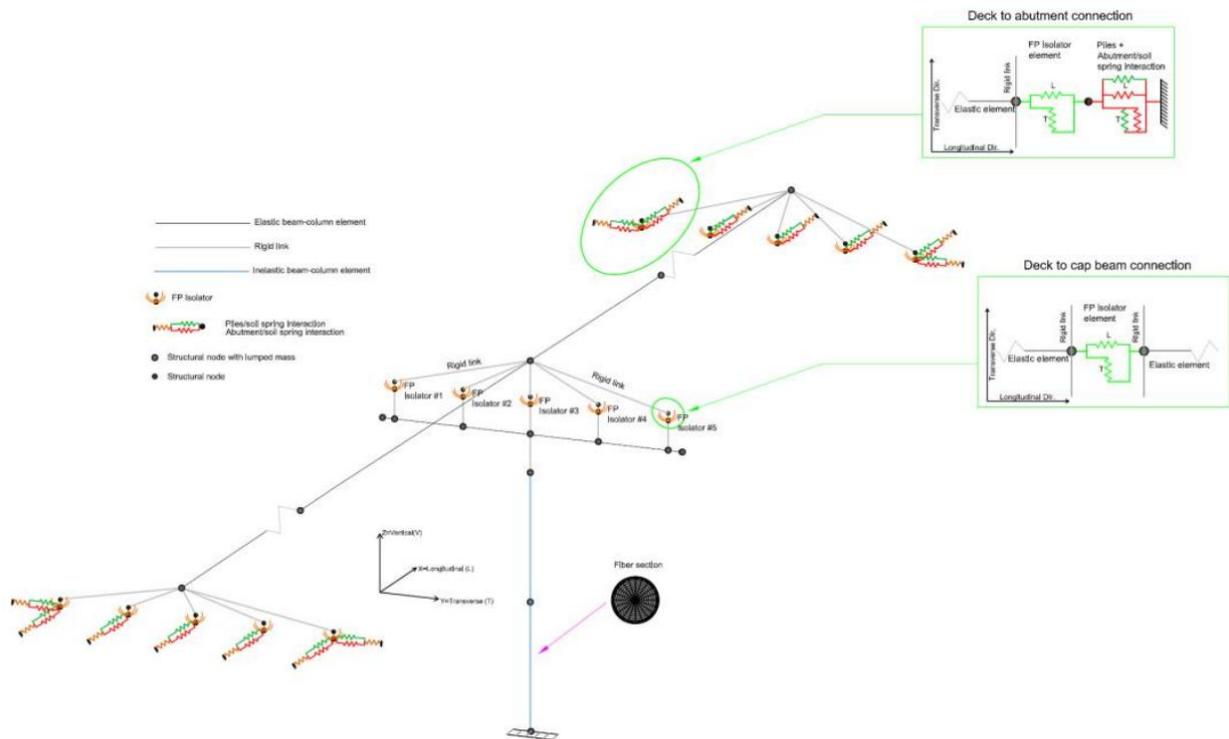


Figura 75 - Modello numerico adottato per il ponte banco di prova.

4.2.1 Impalcato

La sovrastruttura del ponte è generalmente progettata per rimanere in campo elastico sotto le azioni sismiche. A seguito di ciò, l'impalcato del ponte isolato è modellato utilizzando cinque elementi elastici trave-colonna per ogni campata. Le proprietà della sezione, rappresentate nella Figura 75 (a), sono assegnate agli elementi strutturali insieme alle proprietà medie dei materiali. La densità di massa dell'impalcato (per unità di lunghezza) è considerata e assegnata a ciascun elemento per la determinazione della matrice di massa condensata (masse concentrate).

4.2.2 Pila

Nell'approccio di modellazione adottato, l'inelasticità del ponte è considerata unicamente nelle pile e nei dispositivi FPS. Di conseguenza, come si evince dalla Figura 77, per ciascuna pila vengono utilizzati due elementi trave-colonna con sezioni a fibre, alla Eulero-Bernoulli, basati sul metodo delle forze.

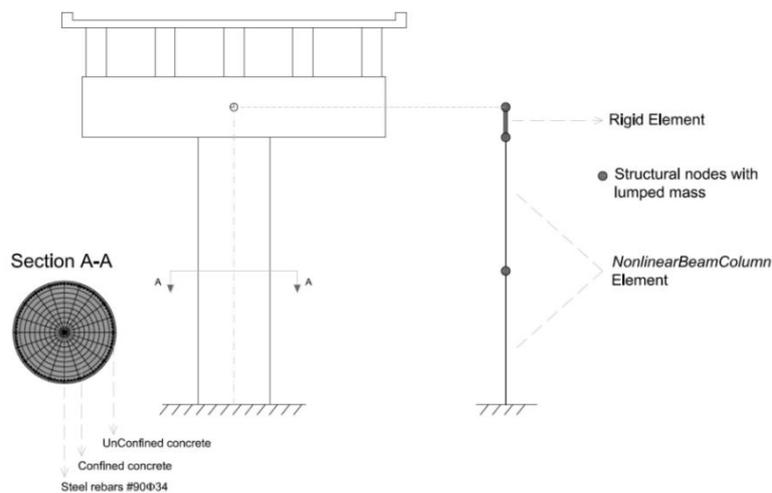


Figura 76 - Modello pila da ponte: dettagli di modellazione.

La non linearità geometrica è inclusa nel modello degli elementi pila tramite gli effetti P-Delta. Questo tipo di elemento permette la definizione dettagliata di una sezione a fibre che può essere discretizzata in:

- Fibre di calcestruzzo non confinato;
- Fibre di calcestruzzo confinato;
- Fibre individuali per modellare ogni barra di armatura in acciaio

Nello specifico, per la sezione a fibre considerata nel lavoro di tesi, sono state usate 90 fibre per le barre di armatura in acciaio, mentre l'area confinata è stata discretizzata in 200 fibre (Figura 78(a)).

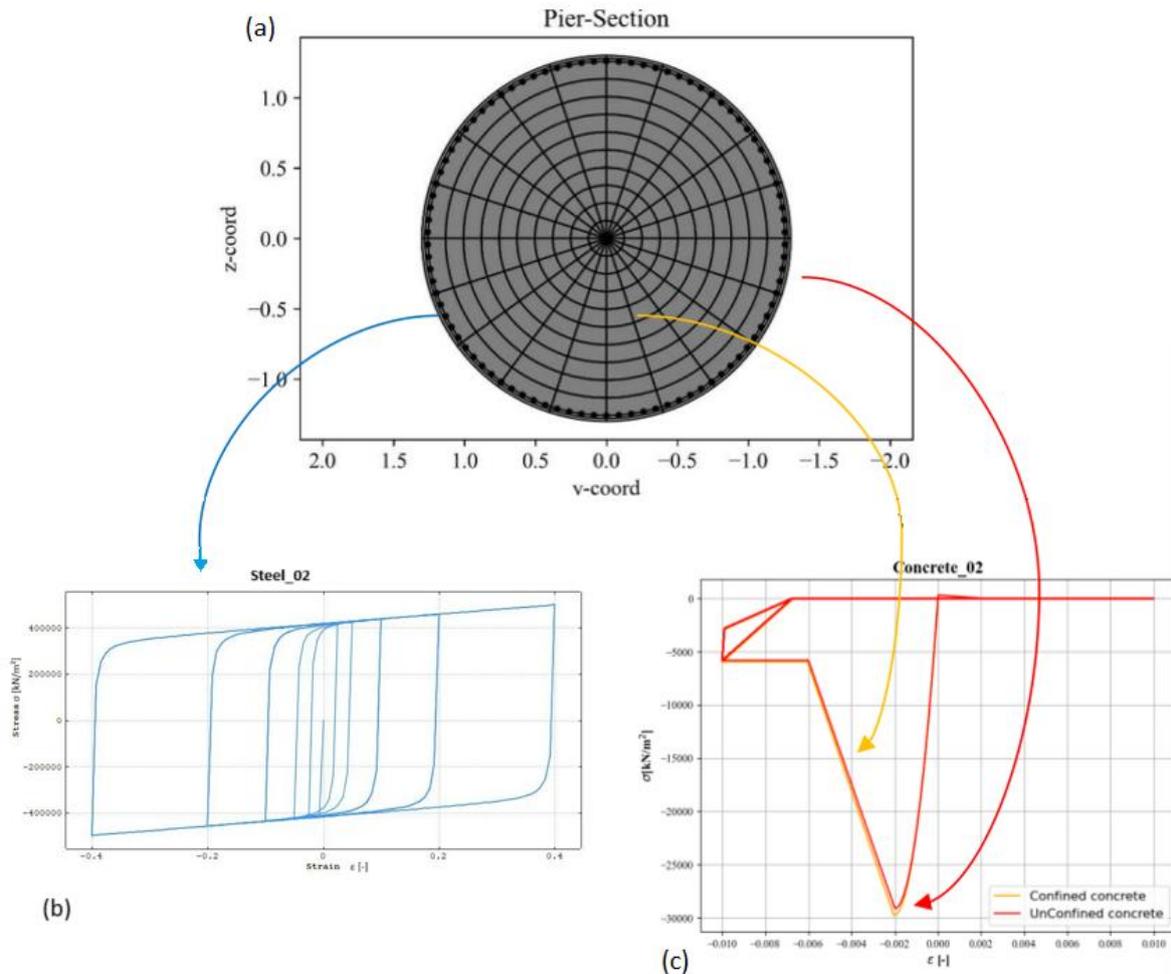


Figura 77 - Modello pila: discretizzazione della sezione a fibre (a), legge isteretica tensione-deformazione del materiale usato per le fibre inerenti le barre d'armatura (b), legge isteretica tensione-deformazione del materiale usato per le fibre di calcestruzzo confinato e non confinato (c).

Il comportamento delle fibre di calcestruzzo è definito utilizzando il materiale *Concrete02* in *OpenSees* che implementa un materiale in calcestruzzo uniaassiale secondo il modello Kent-Scott-Park con l'aggiunta di una resistenza a trazione e di un ramo di softening con comportamento lineare (Figura 78(c)). Nel caso del calcestruzzo non confinato, la resistenza media a compressione è uguale a $f_c = 29.1 \text{ MPa}$ e la deformazione corrispondente è uguale a $\epsilon_c = 0.002$. Secondo la definizione del materiale *Concrete02*, la pendenza iniziale in compressione è pari a:

$$E_c = \frac{2f_c}{\epsilon_c}$$

La resistenza ultima (a rottura) a compressione del calcestruzzo non confinato è pari a $f_u = 0.2f_c = 5.82 \text{ MPa}$, mentre la deformazione ultima del calcestruzzo non confinato è pari a $\epsilon_u = 0.006$. Il parametro λ richiesto nella definizione del materiale *Concrete02* che si riferisce ai cicli di carico e

scarico in compressione è fissato ad un valore pari a 0,1. Per quanto riguarda la resistenza a trazione del calcestruzzo, essa viene calcolata utilizzando la relazione proposta da Collins e Mitchell nel 1991:

$$f_{ct} = 0.56\sqrt{f_c}$$

La rigidezza E_{ts} del ramo di softening della tensione è approssimativamente uguale alla resistenza a trazione del calcestruzzo divisa per la deformazione raggiunta nel momento in cui si ha una tensione pari a zero. Quest'ultima è considerato uguale alla deformazione ε_c a cui si raggiunge la massima resistenza a compressione, pari a 0,002. Nel caso di fibre di calcestruzzo confinato, la resistenza media a compressione e la deformazione media sono ottenute con le seguenti equazioni:

$$f_{cc} = k_{fc,Mander} f_c$$

$$\varepsilon_{cc} = k_{fc,Mander} \varepsilon_c$$

Dove $k_{fc,Mander}$ è il fattore di amplificazione proposto da Mander nel 1988 per tener conto dell'effetto di confinamento nella risposta tensione-deformazione del calcestruzzo. È possibile definirlo con la seguente formulazione:

$$k_{fc,Mander} = \left(2.254 \sqrt{1 + 7.94 \frac{f_e}{f_c}} - 2 \frac{f_e}{f_c} - 1.254 \right)$$

Dove f_e è la tensione di confinamento, ottenuta come segue:

$$f_e = 0.5k_e\rho_v f_{yh}$$

Nel quale f_{yh} è la tensione di snervamento dell'armatura trasversale e k_e è il coefficiente di efficacia del confinamento, ottenuto come segue:

$$k_e = \left(1 - \frac{s_h}{2D_0} \right)^2 \left(1 - \frac{A_{sl}}{\pi \frac{D_0^2}{4}} \right)$$

Con D_0 chiamato diametro del nucleo di calcestruzzo, s_h definito passo delle staffe e A_{sl} chiamata area totale di armatura longitudinale. Per quanto concerne ρ_v , questo è definito dal rapporto tra il volume delle staffe e il volume del nucleo di calcestruzzo confinato:

$$\rho_v = \frac{A_{sh}\pi D_0}{\pi \frac{D_0^2}{4} S_h} = \frac{4A_{sh}}{D_0 S_h}$$

Per quanto riguarda la definizione del materiale considerato per le fibre d'acciaio, viene scelta una legge uniassiale di tensione-deformazione facendo riferimento al modello Giuffrè-Menegotto-Pinto con incrudimento isotropico (*Steel02* in *Opensees*) per modellare sia l'armatura longitudinale che trasversale (Figura 78(b)). Nella definizione del materiale, ci sono vari parametri necessari che devono essere forniti, come la tensione di snervamento che ha il seguente valore $f_y = 420 \text{ MPa}$, un modulo elastico iniziale tangente pari a $E_s = 200000 \text{ MPa}$ ed un rapporto di incrudimento pari a $b = 0,001$. Quest'ultimo risulta essere uguale al rapporto tra il modulo post-snervamento tangente e il modulo elastico iniziale tangente. Inoltre, nella definizione dello *Steel02*, bisogna definire altri tre parametri che controllano la transizione dal ramo elastico a quello plastico. I valori sono $RO = 18$, $cR1 = 0.925$ e $cR2 = 0.15$. La deformazione ultima è limitata a 0,1 attraverso il materiale *MinMax* di *Opensees*. Per quanto riguarda la regola di quadratura adottata nella formulazione basata sulle forze (metodo delle forze), considerando che lo schema di integrazione (trave) di Gauss-Lobatto comunemente usato, può portare ad una perdita di obiettività nel caso di un comportamento di softening da parte della sezione (la risposta degli elementi non è unica in quanto dipende dal numero dei punti di integrazione), in questo studio è stato usato lo schema di integrazione modificato di Gauss-Radau, a due punti, preferibile per la definizione del modello matematico della pila. Secondo questo modello, la posizione dei punti di integrazione ed il loro peso sono i seguenti:

$$\xi = \left\{ 0.8 \frac{l_{pI}}{3}, L - 8 \frac{l_{pJ}}{3}, L \right\}$$

$$\omega = \{l_{pI}, 3l_{pI}, 3l_{pJ}, l_{pJ}\}$$

l_{pI} : lunghezza della cerniera plastica all'estremità dell'elemento I;

l_{pJ} : lunghezza della cerniera plastica all'estremità dell'elemento J.

Dato che sono le regioni in cui si presume che il comportamento plastico sia confinato. Con questo schema di integrazione modificato adottato è possibile integrare in modo esatto le distribuzioni di curvatura lineari e la lunghezza caratteristica delle cerniere plastica nel ramo softening è uguale alla lunghezza della cerniera plastica relativa al modello. Vale la pena sottolineare che nel contesto della regola di quadratura modificata a due punti di Gauss-Radau, per l'elemento interno si utilizza

la stessa fibra sezionale inelastica adottata per le regioni delle cerniere plastiche. La lunghezza della cerniera in plastica deriva dalla relazione empirica proposta da Paulay e Priestley nel 1992:

$$L_p = 0.08L + L_{sp} \text{ (kN, mm)}$$

$$L_{sp} = 0.022f_y d_l$$

L_{sp} : lunghezza di penetrazione della deformazione;

f_y : tensione di snervamento;

d_l : diametro delle barre di armatura longitudinali;

L : lunghezza dell'elemento.

Un ulteriore dettaglio di modellazione è rappresentato dall'elemento rigido attaccato al nodo superiore dell'elemento trave-colonna basato sulla forza. Questo viene fatto con lo scopo di modellare la porzione della pila incorporata nel pulvino che ha una lunghezza uguale alla distanza tra il centroide del pulvino e la parte superiore della pila (Figura 77). La densità di massa della pila (per unità di lunghezza) è considerata e assegnata a ciascun elemento per la determinazione della matrice di massa concentrata. In Figura 79 (a) e (b) la relazione momento-curvatura è calcolata secondo le proprietà meccaniche della sezione della pila, precedentemente definite. Coerentemente con un'analisi momento-curvatura, la forza assiale P che agisce su ciascuna pila viene recuperata mediante un'analisi elastica lineare statica sotto carico gravitazionale.

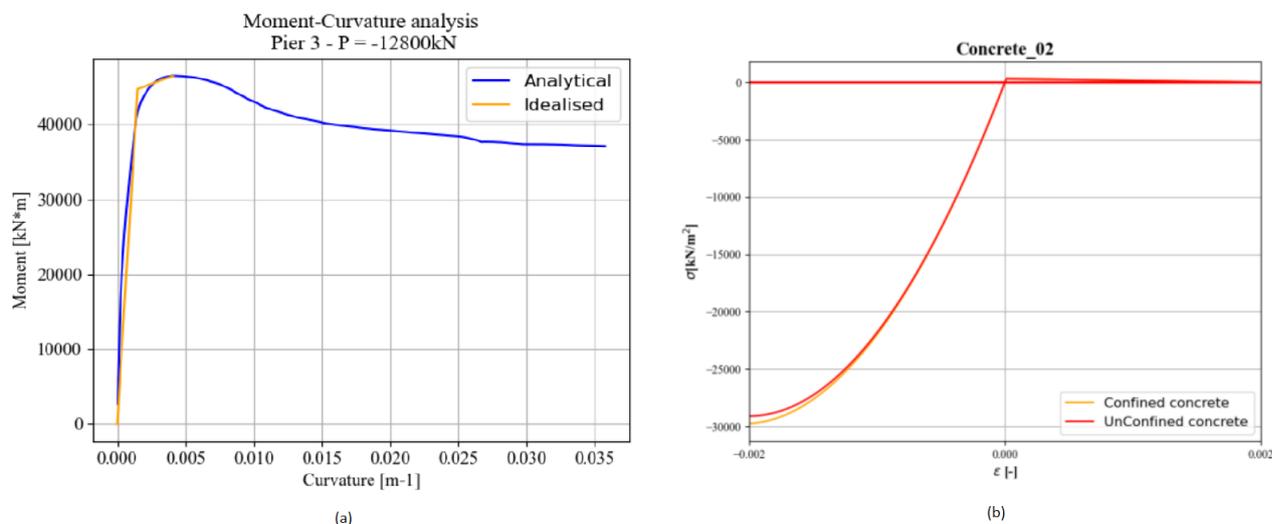


Figura 78 - Analisi momento-curvatura per la pila3 (a), comportamento calcestruzzo confinato e non confinato (b).

4.2.3 Spalla

L'approccio di modellazione della spalla è coerente con le linee guida e le raccomandazioni del dipartimento dei trasporti della California (Caltrans). Di conseguenza, si ritiene che contribuiscano alla rigidità del ponte sia in direzione longitudinale che trasversale. In particolare, la resistenza della spalla da ponte nella direzione longitudinale è fornita dalla pressione passiva del terreno, offerta dall'interazione riempimento di terreno-muro paraghiaia e interazione pali-terreno. D'altra parte, si presume che se la spalla viene tirata via dal terreno di riempimento, non viene offerta alcuna resistenza, il che significa che non viene presa in considerazione la pressione attiva del terreno. Pertanto, nella direzione attiva l'unico contributo è quello fornito dai pali. Nella direzione trasversale si suppone che rigidità e resistenza della spalla siano dovute all'interazione parete laterale-terreno di riempimento e interazione pali-terreno. Nel modello numerico del ponte (Figura 76), l'interazione spalla/terreno ai due punti finali del ponte, sia in direzione longitudinale che trasversale, è modellata attraverso l'adozione di un elemento *ZeroLength* in *Opensees* collegato a ciascuna estremità del ponte, da un lato, e completamente bloccato dall'altro. L'interazione pali-terreno e l'interazione muro paraghiaia/parete laterale-terreno, si presume che agiscano come molle in parallelo sia nella direzione longitudinale che trasversale e come tali, assegnate separatamente all'elemento *ZeroLength*. Per modellare questa doppia interazione parallela della molla, si assegna a ciascuna delle due molle un materiale uniassiale parallelo in *Opensees*, con lo scopo di considerare in ciascuna direzione il contributo offerto dai pali e dalle componenti della spalla (muro paraghiaia e parete d'ala). L'interazione muro paraghiaia-terreno è calcolata utilizzando una legge elastica perfettamente plastica con resistenza a trazione nulla, come il materiale *ElasticPPPGap* in *Opensees* con un gap in compressione pari a zero. La rigidità e la resistenza ultima necessarie per la definizione del materiale sono ottenute secondo le linee guida fornite dal Caltrans e sono le seguenti:

$$k_{\text{muro paraghiaia-terreno}} = w_{\text{muro paraghiaia}} (5.5h_{\text{muro paraghiaia}} + 20)R_{sk} \quad (kN/m)$$

$$F_{\text{muro paraghiaia-terreno}} = w_{\text{muro paraghiaia}} \left(\frac{5.5h_{\text{muro paraghiaia}}^{2.5}}{1+2.37h_{\text{muro paraghiaia}}} \right) R_{sk} \quad (kN)$$

$k_{\text{muro paraghiaia-terreno}}$: rigidità muro paraghiaia-terreno;

$F_{\text{muro paraghiaia-terreno}}$: resistenza ultima muro paraghiaia-terreno;

$w_{\text{muro paraghiaia}}$: larghezza del muro paraghiaia della spalla;

$h_{\text{muro paraghiaia}}$: altezza del muro paraghiaia della spalla;

Con $h_{muro\ paraghiaia}$ che ha un limite inferiore di 0.6m ed un limite superiore di 3m. Il terzo termine, R_{sk} , è il fattore di riduzione dovuto all'inclinazione ed è dato dalla seguente equazione:

$$R_{sk} = e^{-\frac{\vartheta_{sk}}{45}}$$

Con $\vartheta_{sk} \leq 66^\circ$, che rappresenta l'angolo d'inclinazione ed è nullo per il ponte isolato oggetto di studio. In funzione delle caratteristiche geometriche delle spalle del ponte banco di prova, ovvero:

$$w_{muro\ paraghiaia} = 12,0 \text{ m}$$

$$h_{muro\ paraghiaia} = 3,5 \text{ m}$$

Definite queste caratteristiche geometriche, la rigidezza e la resistenza dell'insieme muro paraghiaia-terreno sono calcolate rispetto alle precedenti formulazioni e i valori sono rispettivamente pari a:

$$k_{muro\ paraghiaia-terreno} = 517106 \text{ kN/m}$$

$$F_{muro\ paraghiaia-terreno} = 12331 \text{ kN}$$

Per quanto riguarda la direzione trasversale, all'interazione parete laterale-terreno viene assegnata una legge elastica perfettamente plastica. La rigidezza e la resistenza sono calcolate a partire da quelle inerenti alla direzione longitudinale, appena calcolate, opportunamente modificate utilizzando fattori correttivi riferiti all'efficacia della parete ($C_L = 2/3$) e ai coefficienti di partecipazione ($C_w = 4/3$) secondo Maroney e Chai, assumendo che la lunghezza della parete d'ala sia pari al 50% della larghezza della parete paraghiaia. Pertanto, è stato usato un materiale *ElasticPP* in *Opensees* per la direzione trasversale con rigidezza e resistenza ultima, dati dalle seguenti equazioni:

$$k_{parete\ laterale-terreno} = C_L C_w 0.5 k_{muro\ paraghiaia-terreno}$$

$$F_{parete\ laterale-terreno} = C_L C_w 0.5 F_{muro\ paraghiaia-terreno}$$

rispettivamente pari a:

$$k_{parete\ laterale-terreno} = 229824 \text{ kN/m}$$

$$F_{parete\ laterale-terreno} = 5480 \text{ kN}$$

Questa volta, per la direzione trasversale, la legge costitutiva è definita sia in trazione che in compressione. Come notato prima, si presume che i pali della spalla agiscano in direzione attiva o

passiva. Si utilizza ancora qua un materiale *ElasticPP* in *Opensees* e si seguono le raccomandazioni del dipartimento Caltrans, il quale per la rigidezza e la resistenza ultima del palo, consiglia di utilizzare:

$$k_{palo-terreno} = 7005 \text{ kN/m/palo}$$

$$F_{palo-terreno} = 199 \text{ kN/palo}$$

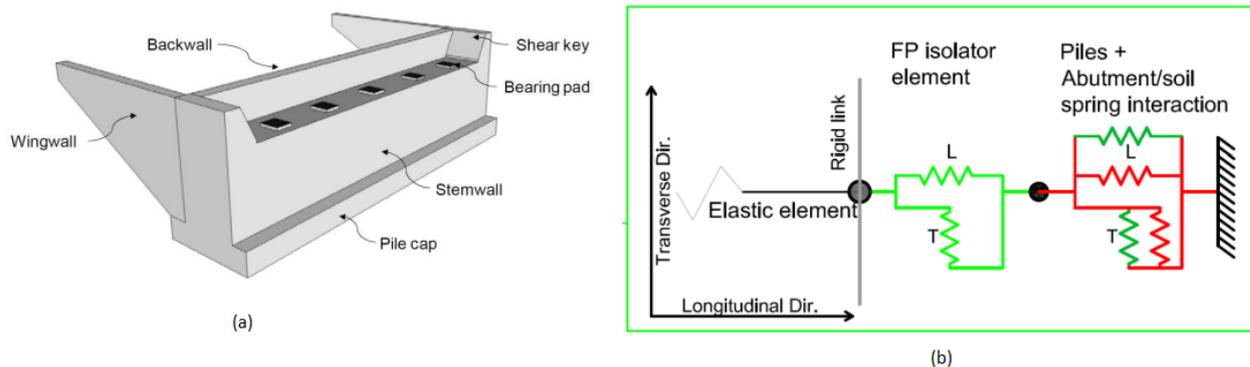


Figura 79 - Geometria spalla (a), modello numerico spalla (b).

4.2.4 Isolatore a pendolo scorrevole

Per quanto riguarda gli isolatori a pendolo scorrevole, come già detto, essi vengono introdotti al posto degli isolatori elastomerici per isolare sismicamente il ponte. Cinque FPS sono stati modellati sia sui pulvini che sulle due spalle. Il modello numerico di tali elementi è stato implementato adottando l'elemento *SingleFrictionPendulumBearing* della libreria *Opensees* (Figura 81).

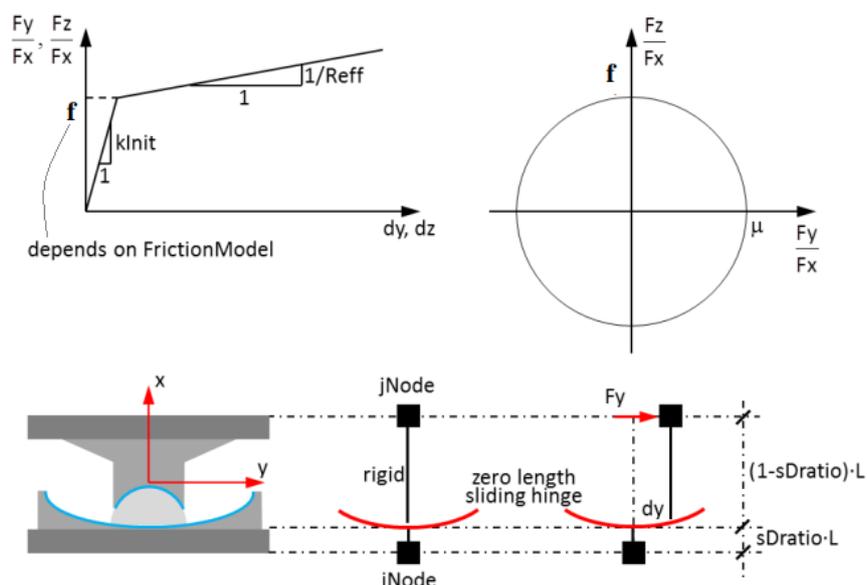


Figura 80 - Isolatore FPS (elemento di Opensees).

Secondo la definizione dell'elemento, il nodo i rappresenta la superficie di scorrimento concava e il nodo j il cursore articolato. In uno spazio 3D, la definizione dell'isolatore assume una relazione forza di taglio-deformazione sia nella direzione longitudinale che trasversale. Lungo la direzione verticale, per evitare il comportamento di sollevamento viene adottato un materiale *Elastic-NoTension* in *Opensees*. Inoltre, tre materiali elastici uniassiali sono ben definiti per modellare i momenti lungo la direzione longitudinale e trasversale (momenti flettenti) e lungo la direzione verticale (momento torcente). In particolare, un valore molto basso di 1kN è assegnato alla rigidità elastica iniziale per descrivere il comportamento meccanico degli isolatori a pendolo senza resistenza alla flessione. La distanza tra il nodo i e il nodo j coincide con l'altezza dell'isolatore ed è supposta pari a 25 cm. Per definire completamente il comportamento di taglio-deformazione dell'elemento isolatore è necessario inserire la rigidità elastica iniziale k_{init} e il raggio di curvatura effettivo R della superficie di scorrimento concava. Inoltre, deve essere fornito un adeguato modello attrito-scorrimento. Come specificato nel sottoparagrafo 3.2.3, si potrebbe presumere che questo modello segua una legge dipendente dalla velocità, basata sul valore del coefficiente d'attrito alle alte velocità f_{max} e alle basse velocità f_{min} . La rigidità elastica iniziale lungo le due direzioni orizzontali è definita come segue:

$$k_{init} = \frac{fW_{iso}}{d_y}$$

f : coefficiente d'attrito, valutato secondo il modello funzione della velocità;

W_{iso} : peso che agisce sul singolo isolatore;

d_y : spostamento dell'FPS, al quale l'isolatore cambia il suo comportamento da una legge dipendente dall'attrito a una legge dipendente dal pendolo. In questo studio d_y è considerato uguale a 1 mm.

Una risposta tipica forza-spostamento lungo la direzione longitudinale, del ponte oggetto di studio, è fornita nella Figura 82, per un FPS con un raggio di curvatura R rispettivamente di 1,0m ($T_1 = 2sec$) e 4,0m ($T_2 = 4sec$).

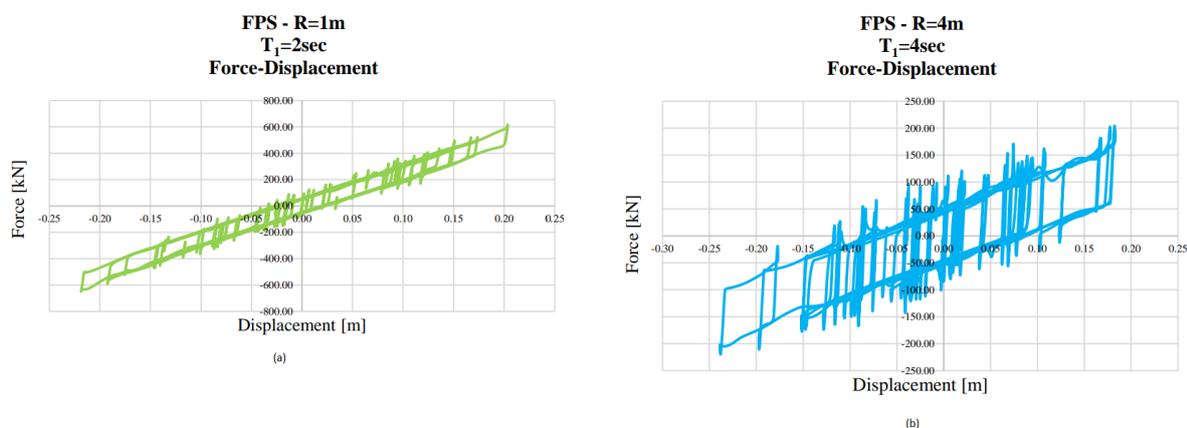


Figura 81 - Relazione forza-spostamento di un FPS: raggio $R=1m$ (a), raggio $R=4m$ (b).

Per quanto riguarda il collegamento dell'isolatore con gli altri componenti del ponte, occorre fare una distinzione tra gli isolatori dei pulvini e quelli delle spalle. All'estremità del pulvino, il nodo j di ciascun isolatore è collegato all'estremità della campata del ponte mediante cinque collegamenti rigidi (Figura 83 (a)).

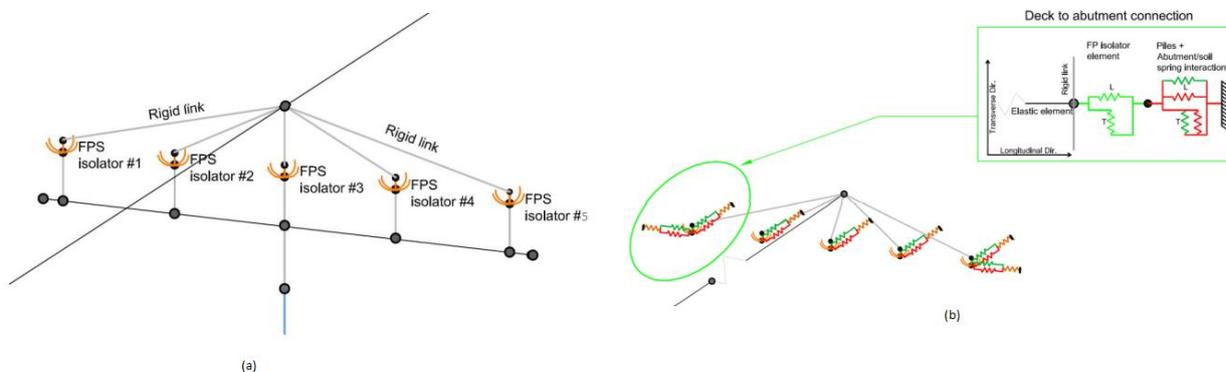


Figura 82 - Modellazione dell'FPS per un generico pulvino (a), modellazione dell'FPS per la spalla (b).

Invece, alle spalle, è previsto un collegamento rigido aggiuntivo che va a connettere il nodo i e l'estremità libera della molla della spalla. Questo tipo di approccio alla modellazione presuppone che la rigidità dell'isolatore lungo la direzione trasversale e longitudinale sia in serie con le molle della spalla/terreno, come illustrato in dettaglio nella Figura 83 (b).

4.2.5 Analisi modale

Dopo aver definito il modello del ponte e completato l'analisi statica sotto carichi gravitazionali, viene eseguita un'analisi modale per ricavare autovettori ed autoperiodi. I periodi naturali e le frequenze per il ponte isolato a 5 campate con $R=1,0m$ ($T_1 = 2sec$), considerando dell'eccitazioni sismiche sincrone e asincrone, sono riassunti nella Tabella 4.1, con le prime tre forme modali mostrate nella Figura 84.

| Modo | Massa modale partecipante (%) | Periodo naturale (sec) | Frequenza naturale (Hz) |
|------|-------------------------------|------------------------|-------------------------|
| 1 | 85.7807 | 0.985473 | 1.01474 |
| 2 | 88.426 | 0.897105 | 1.1147 |
| 3 | 91.4852 | 0.729582 | 1.37065 |

Tabella 4-1 – Proprietà derivanti dall'analisi modale del ponte oggetto di studio, con $R=1,0m$ ($T_1=2sec$).

Il primo modo di vibrare è lungo la direzione trasversale (asse globale Y), il secondo modo di vibrare è lungo la direzione longitudinale (asse globale X) mentre il terzo modo di vibrare è un modo torsionale.

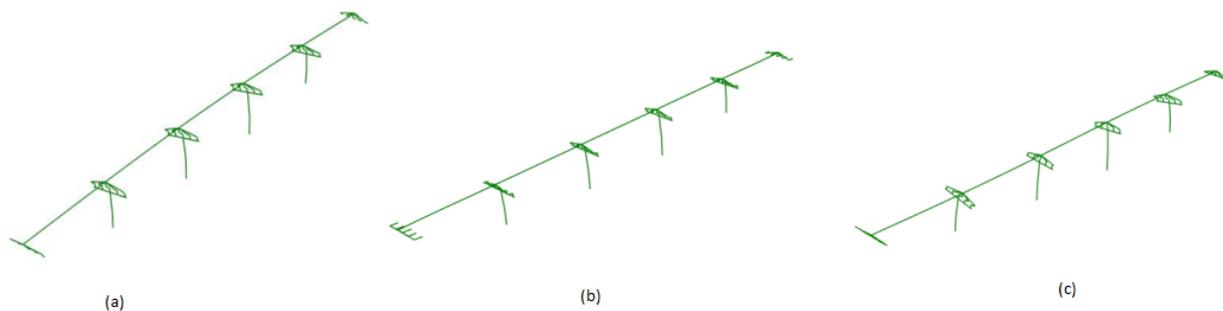


Figura 83 - Forme modali del ponte isolato oggetto di studio, con $R=1m$ ($T_1=2sec$): primo modo (a), secondo modo (b), terzo modo (c).

4.3 Analisi parametrica

Poiché l'obiettivo principale di questo lavoro di tesi è quello di valutare la risposta sismica dei ponti dotati di FPS considerando la variabilità spaziale del moto sismico del suolo, lo stesso ponte isolato descritto sopra viene considerato con un maggior numero di campate (cioè 7 campate). Inoltre, le proprietà più influenti degli isolatori a pendolo scorrevole (cioè raggio di curvatura e coefficiente

d'attrito) sono trattate come parametri deterministici, mentre nello studio svolto da Amendola (2024) l'attrito è stato trattato come variabile casuale.

4.3.1 Parametri strutturali deterministici

Come appena detto, sono prese in considerazione due diverse lunghezze complessive del ponte oggetto di studio: il ponte esistente di 5 campate con 163m di lunghezza e un ponte più lungo di 7 campate che copre una lunghezza totale di 229m. Inoltre, sono stati considerati tre periodi di isolamento dell'FPS $T_1 = 2,3,4sec$ (e raggi di curvatura associati), con il risultato di un totale di 6 modelli strutturali deterministici del ponte, con l'obiettivo di eseguire un'analisi parametrica completa.

4.3.1.1 Numero di campate

La variazione spaziale del moto sismico al suolo interessa in modo particolare i ponti che si estendono su lunghe distanze, poiché le fondazioni delle pile sono più soggette a terremoti con differenze di ampiezza e di fase. Considerando questo aspetto, nell'analisi è stata presa in considerazione una seconda configurazione strutturale del ponte isolato di prova, duplicando due volte sia la quarta campata (lunghezza di 33,0 m) che l'appoggio sinistro della pila (12,35 m), in modo da ottenere un ponte isolato con una lunghezza totale di 229 m. Questa scelta dà un buon equilibrio tra il modello di un ponte sufficientemente più lungo di quello reale, utile ad esplorare in che misura esso è molto più influenzato da SVEGM, e il tempo richiesto dalla generazione di diversi sismi artificiali a ciascun appoggio del ponte. Una vista estrusa del ponte modellato in SAP2000 (come per il ponte a 5 campate, la prima fase della procedura di modellazione è l'implementazione in SAP2000) è mostrata nella Figura 85, che riporta anche la dimensione delle pile, mentre le dimensioni delle campate sono descritte dettagliatamente nella Tabella 4.2.

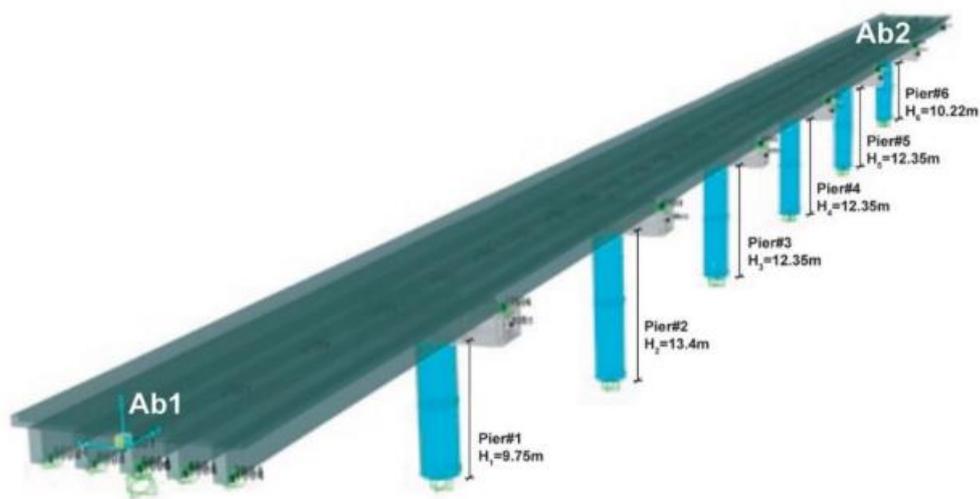


Figura 84 - Modello del ponte a 7 campate e dimensioni delle pile.

| Campata 1 | Campata 2 | Campata 3 | Campata 4 | Campata 5 | Campata 6 | Campata 7 |
|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 32m | 33m | 33m | 33m | 33m | 33m | 32m |

Tabella 4-2 - Dimensione delle campate del ponte a 7 campate.

4.3.1.2 Raggio di curvatura degli FPS

Come già sottolineato in precedenza, uno dei parametri chiave dell'isolatore a pendolo scorrevole è il raggio di curvatura della superficie scorrevole in quanto governa il periodo del ponte isolato T_1 , il quale è espresso dalla seguente formulazione $T_1 = 2\pi\sqrt{R/g}$. È evidente che il raggio di curvatura è un parametro chiave della progettazione per raggiungere il livello desiderato del grado di isolamento sismico. In questo studio, sono presi in considerazione tre diversi valori del raggio di curvatura, ovverosia tre diversi valori del periodo di isolamento per le configurazioni dei ponti di prova a 5 e 7 campate. Pertanto, nelle analisi verranno considerati i seguenti valori:

| R (m) | T_1 (sec) |
|-------|-------------|
| 1 | 2 |
| 2.25 | 3 |
| 4 | 4 |

Tabella 4-3 - Raggi di curvatura della superficie di scorrimento degli FPS e i rispettivi periodi d'isolamento.

4.3.1.3 Coefficiente d'attrito degli FPS

Il comportamento dell'isolatore FPS è fortemente influenzato dal coefficiente d'attrito. Come accennato nel sottoparagrafo 3.2.2 il fenomeno dell'attrito non segue necessariamente la legge dell'attrito di Coulomb (attrito costante durante lo scorrimento) ma dipende piuttosto da diversi meccanismi che possono influenzare il suo valore ed in questi troviamo pressione, temperatura e velocità di scorrimento. Sulla base dei risultati sperimentali di Mokha e Constantinou, in questo studio il coefficiente d'attrito è assunto dipendente dalla velocità, secondo la seguente equazione:

$$f = \mu = f_{max} - (f_{max} + f_{min})e^{-\alpha|v|}$$

Anche se il valore massimo del coefficiente di attrito f_{max} (cioè il coefficiente di attrito relativo alle grandi velocità) è un parametro casuale a causa dell'incertezza nel suo valore statistico soprattutto in condizioni dinamiche come dimostrato negli studi svolti da Mokha e Constantinou, in questo lavoro di tesi, si assume f_{max} come valore deterministico. Pertanto, si considerano 15 campioni del coefficiente di attrito f_{max} , che vanno dal 2% al 9%. Secondo diversi studi, il valore di α della precedente equazione è fissato pari a 30, mentre il coefficiente di attrito a basse velocità f_{min} è correlato a f_{max} con il seguente rapporto:

$$\frac{f_{max}}{f_{min}} = 3$$

4.4 Azione sismica

Seguendo la procedura descritta nello studio svolto da Amendola (2024), sono state generate trenta diverse storie temporali di accelerazione multi-variabili quasi stazionarie e spettro-compatibili $f_j^{(i)}(t)$; $j=1, 2, \dots, 6$ nel caso del ponte a 5 campate, 6 appoggi per il ponte, e $j=1, 2, \dots, 8$ per il ponte a 7 campate, 8 appoggi per il ponte. Come accennato nel capitolo 4 dello studio svolto da Amendola, gli spettri delle trenta funzioni di campionamento generate sono abbinati, secondo il procedimento adottato, agli spettri della risposta elastica target dell'Aquila (Italia). L'Aquila è stata scelta come sito di riferimento per la valutazione del rischio sismico a causa della sua vicinanza al ponte di prova e della sua elevata sismicità. In particolare, a seguito del terremoto dell'Aquila del 6 aprile 2009 ($M_w=6,3$), questo sito è stato oggetto di un'ampia ricerca in termini di caratterizzazione geotecnica. In questo studio si utilizzano i dati raccolti da Ferraro (2016) data l'assenza di informazioni specifiche sulle proprietà del suolo nel sito del ponte. Di conseguenza, un

profilo del sottosuolo di categoria B ($360 \frac{m}{s} \leq V_s \leq 800 \frac{m}{s}$) è assunto sotto ogni pila del ponte. Inoltre, a seguito dello studio di Lupoi (2009), sui ponti isolati che tengono conto della variabilità spaziale del moto del suolo, si presume che il terreno sotto le spalle sia di categoria A ($V_s \geq 800 \frac{m}{s}$). Questa ipotesi rappresenta la terza causa principale della variabilità spaziale, ovvero la differenza nelle condizioni del suolo tra due diversi punti di appoggio. Gli spettri di risposta elastici sono poi calcolati per il sito dell'Aquila e per due diverse categorie di suolo (A e B) e l'insieme degli spettri delle trenta funzioni campionate generate sono abbinati agli spettri elastici, per ogni appoggio del ponte (pile e spalle). Nel contesto della metodologia PBEE (Performance based earthquake engineering) del PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center), occorre determinare la risposta strutturale in presenza di livelli crescenti di intensità. A tal fine, nel presente lavoro di tesi è stato considerato 1 livello di misura dell'intensità (IML) secondo le NTC2018, corrispondente ad un periodo di ritorno di 475 anni con una probabilità di superamento in 50 anni, del 10%. Nella Tabella 4.4 è riportato il valore di PGA per il sito dell'Aquila (terreno rigido di categoria A) corrispondente al già menzionato valore di periodo di ritorno:

| T_R (anni) | P_{VR} in 50 anni (%) | PGA (g) |
|-----------------------------|--------------------------------------|----------------|
| 475 | 10 | 0.261 |

Tabella 4-4 - Valore di PGA per il sito dell'Aquila (terreno A) per 1 IML.

Poi, in Figura 86 è rappresentato lo spettro di rischio uniforme per il sito dell'Aquila (suolo A e $\xi=2\%$) corrispondente ad un periodo di ritorno di 475 anni, secondo le NTC2018:

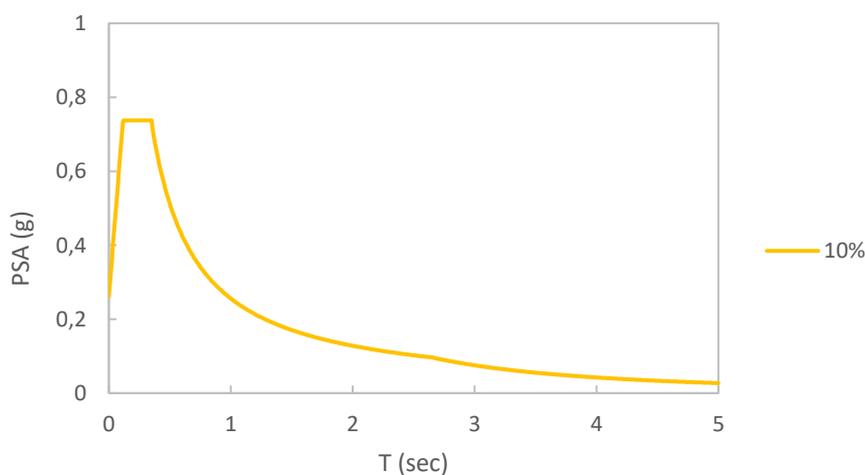


Figura 85 - Spettro di risposta elastico per l'Aquila (suolo A) corrispondente ad un periodo di ritorno $T_R=475$ anni.

Una volta generate le storie temporali di accelerazione, per ciascun appoggio del ponte (pile e spalle), che includono sia gli effetti della variabilità spaziale che la compatibilità dello spettro per ogni periodo di ritorno e categoria di suolo, queste sono scalate in modo che il loro corrispondente spettro elastico sia uguale all'accelerazione spettrale target riferita al periodo del ponte isolato e per il livello d'intensità 7, $S_{d,target}^i(T_1)$, essendo $T_1 = 2,3,4sec$. Lo spostamento spettrale $S_d(\xi_1, T_1)$, al periodo di isolamento T_1 e per il rapporto smorzamento intrinseco $\xi_1 = 2\%$ è scelta come misura di intensità (IM) in ragione delle sue caratteristiche di sufficienza, efficienza e robustezza. Lo spettro di risposta viene scalato rispetto $S_{d,target}^i(T_1)$, in corrispondenza dei primi periodi di isolamento associati alle 3 configurazioni strutturali, ovvero $T_1 = 2,3,4sec$, e quindi dei tre raggi di curvatura, $R = 1,2.25,4m$. Per dare un'idea su come avviene la scalatura degli spettri di risposta si considera lo studio svolto da Amendola (2024). Pertanto, di seguito in Figura 87, sono rappresentati gli spettri di risposta scalati rispetto a $S_{a,target}^i(T_1)$, con $T_1 = 2sec$ e $T_1 = 3sec$, per le trenta storie temporali di accelerazione campionate, nel caso della spalla destra (Ab2) del ponte a 7 campate, di Figura 85, considerando la categoria di suolo A e per $T_R = 2475anni$.

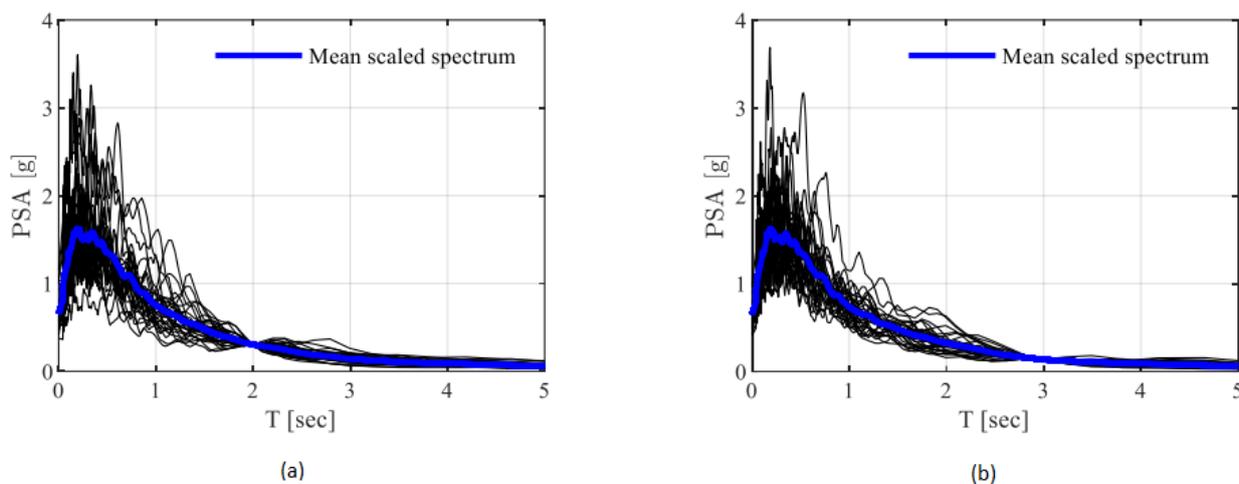


Figura 86 - Spettri di risposta scalati, generati da storie temporali di accelerazione. Spetto di risposta scalato rispetto: $S_{a,target}^i(T_1)$, con $T_1=2sec$ (a), $T_1=3sec$ (b).

4.4.1 Angolo d'incidenza

Nella procedura proposta, le storie temporali di accelerazione sono ipotizzate rappresentative di un movimento del terreno caratterizzato da dei fronti d'onda sismica che arriva al sito del ponte con un certo angolo d'incidenza che rimane costante rispetto ai diversi appoggi del ponte (pile e spalle)

come schematicamente rappresentato in Figura 88 e Figura 89, per il caso di angolo d'incidenza di 30° .

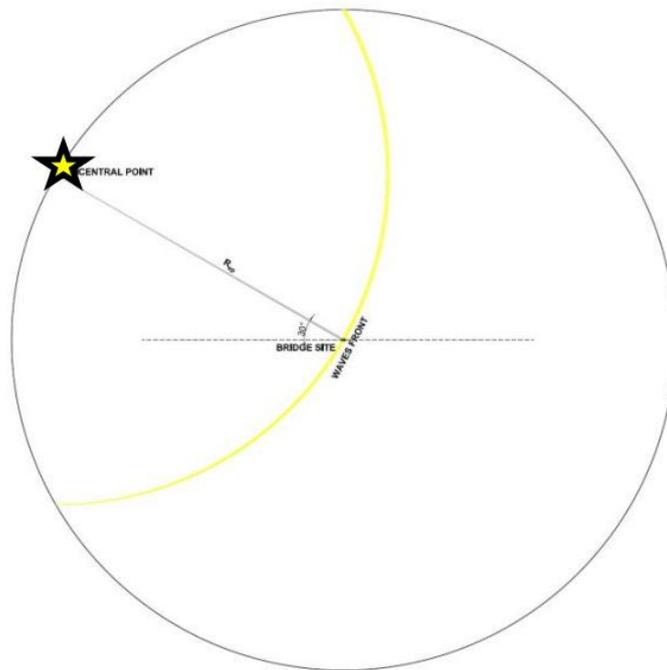


Figura 87 - Fronte d'onda sismica per un angolo d'incidenza di 30° .

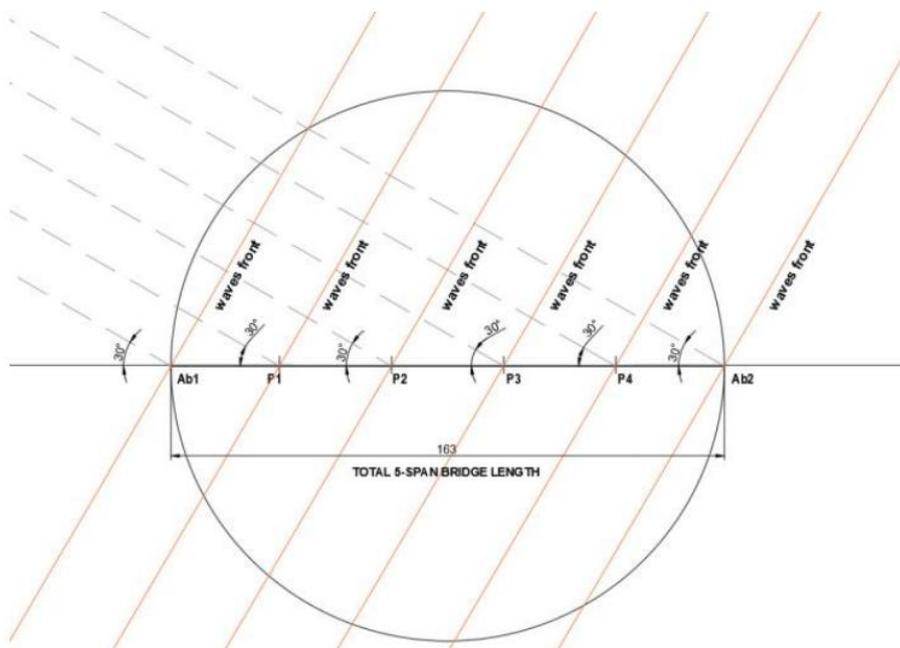


Figura 88 - Fronte d'onda sismica per un angolo d'incidenza di 30° .

Nel presente lavoro di tesi sono stati ipotizzati due diversi angoli di incidenza, ovvero 30° e 60° , e successivamente sono state ottenute due componenti dell'azione sismica lungo la direzione longitudinale e trasversale del ponte andando a moltiplicare le storie temporali di accelerazione generati, una volta per $\cos/\sin (30^\circ)$ e una volta per $\cos/\sin (60^\circ)$. Riassumendo, per ciascuna configurazione strutturale e periodo di isolamento del ponte saranno effettuate due serie diverse di analisi, a seconda dell'angolo d'incidenza considerato (30° e 60°). Per un angolo d'incidenza pari a 30° , l'azione sismica risulta quasi allineata all'asse longitudinale del ponte mentre per un angolo d'incidenza di 60° si ha una storia temporale di accelerazione quasi ortogonale, pertanto, l'azione sismica risulta quasi ortogonale.

4.4.2 Storie temporali di spostamento

Nelle analisi da effettuare e in seguito alla raccomandazione del manuale *Opensees*, gli effetti asincroni sugli appoggi vengono applicati ai diversi appoggi del ponte sotto forma di storie temporali di accelerazione. Queste sono calcolate a partire dalle rispettive storie temporali di accelerazione mediante la necessaria correzione di riferimento. Per valutare gli effetti combinati delle tre cause principali che determinano la variabilità spaziale del movimento al suolo lungo gli appoggi del ponte (cioè, la perdita di coerenza, il ritardo temporale dei treni d'onda e le condizioni locali del suolo), le storie temporali di spostamento del ponte a 7 campate, per esempio nel caso di $T_R = 2475$ anni dallo studio di Amendola (2024), sono riportate tutte insieme nella Figura 90.

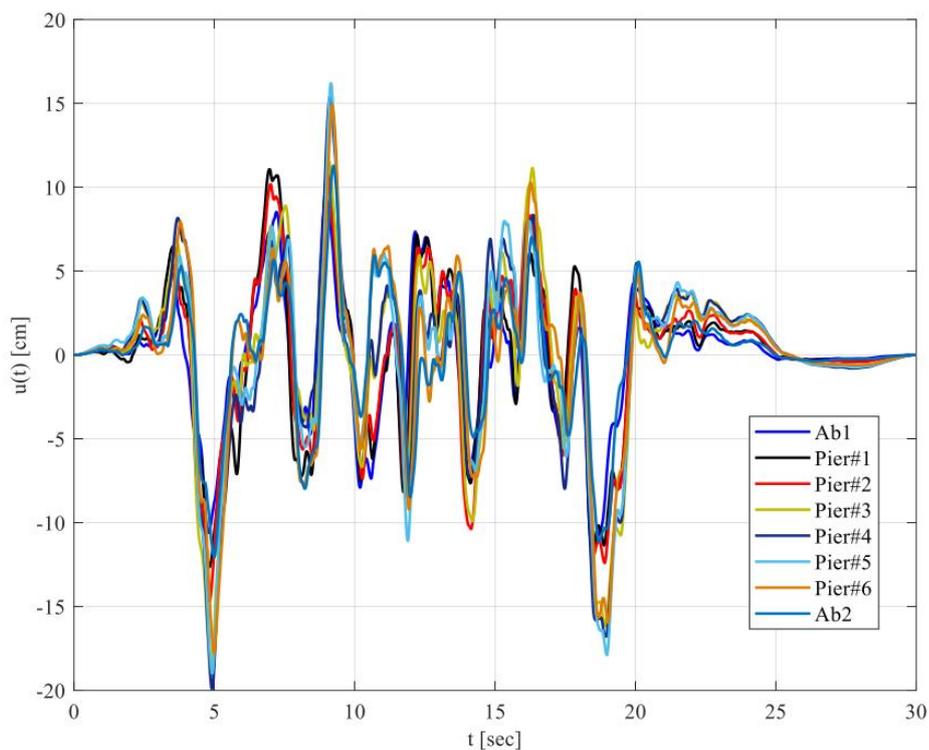


Figura 89 - Storie temporali di spostamento agli 8 appoggi del ponte a 7 campate per un $T_1=2\text{sec}$ e un periodo di ritorno medio $T_R=2475$ anni.

Inoltre, per evidenziare il ritardo tra i diversi appoggi dalla Figura 91 alla Figura 93 sono mostrate le storie temporali di spostamento, rispettivamente per: Spalla1-Pila1 (a 32 m di distanza), Pila1-Pila6 (a 165 m di distanza) e Spalla1-Spalla2 (a 230 m di distanza). Le figure mostrate di seguito fanno riferimento, come la Figura 90, allo studio svolto da Amendola (2024), pertanto risultano degli esempi nei riguardi del presente lavoro di tesi, in quanto quest'ultimo si basa su un $T_R=475$ anni, mentre nel lavoro svolto da Amendola (2024) ci si riferisce ad un $T_R=2475$ anni.

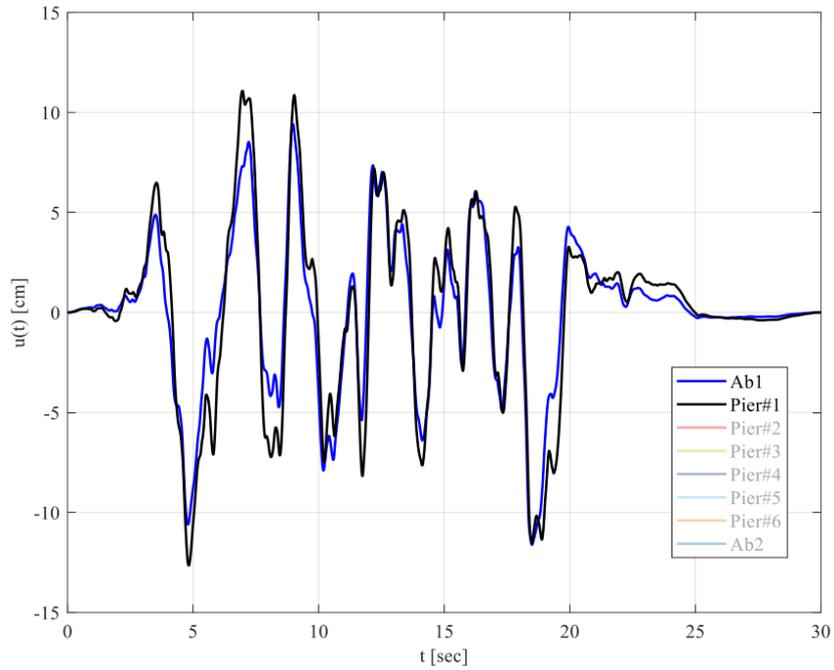


Figura 90 - Storie temporali di spostamento alla Spalla1 e alla Pila1 del ponte a 7 campate per un $T1=2\text{sec}$ e per un $TR=2475$ anni.

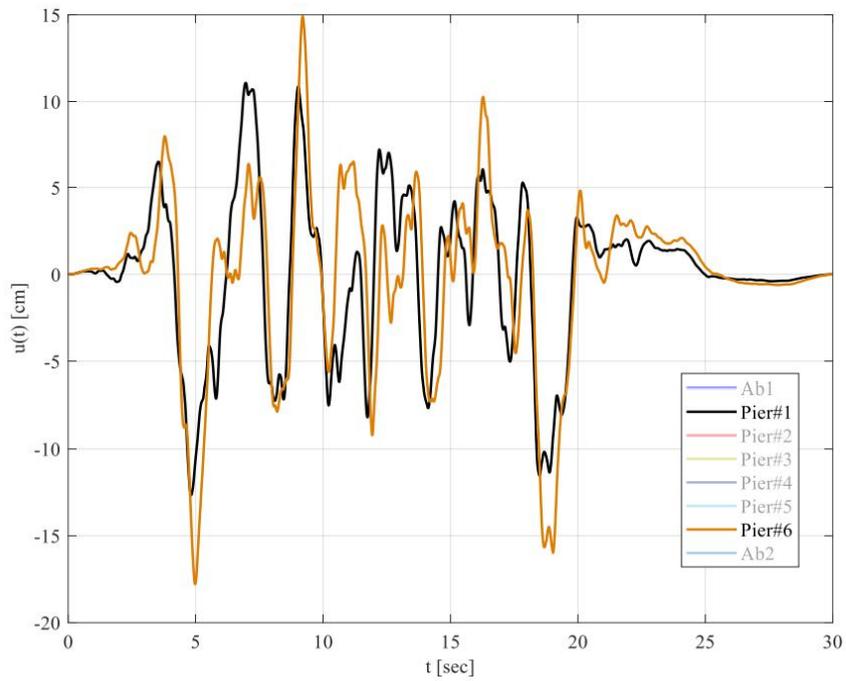


Figura 91 - Storie temporali di spostamento alla Pila1 e alla Pila6 del ponte a 7 campate per un $T1=2\text{sec}$ e per un $TR=2475$ anni.

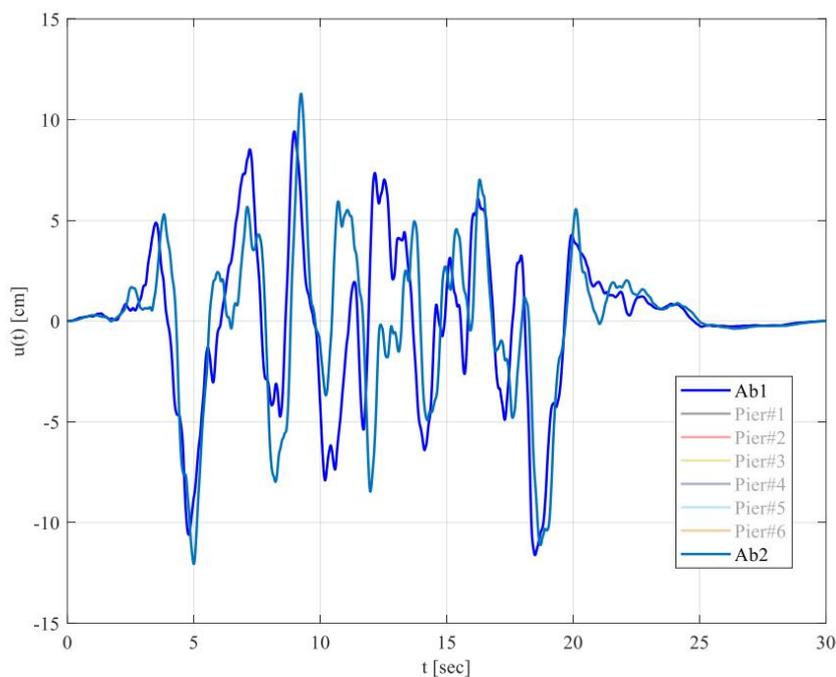


Figura 92 - Storie temporali di spostamento alla Spalla1 e alla Spalla2 del ponte a 7 campate per un $T1=2\text{sec}$ e per un $TR=2475$ anni.

4.5 Effetti asincroni sugli appoggi

La variabilità spaziale del moto al suolo, ovvero il moto sismico asincrono, è implementata in *Opensees* attraverso il modello di *Multisupport Excitation* che consente l'applicazione di movimenti di terreno simili o diversi a ciascun nodo vincolato (supporti del ponte). Il modello, a differenza di quello più utilizzato per l'eccitazione uniforme, ovvero *Uniform Excitation* usato per il moto sismico sincrono, richiede che il movimento al suolo sia inserito preferibilmente come spostamento piuttosto che come accelerazione. Inoltre, nel caso del modello *Multisupport Excitation*, le risposte ai nodi sono fornite in termini di valori assoluti e non relativi come nel caso di *Uniform Excitation*. Più in dettaglio, il modello *Multisupport Excitation* dipende da una serie di comandi aggiuntivi richiesti da *Opensees*, che sono il comando *Imposed motion* e il comando *Ground Motion*. Il primo viene utilizzato per specificare il movimento al suolo da applicare a ciascun nodo vincolato (supporti del ponte) mentre il secondo viene utilizzato per specificare la storia temporale dei movimenti al suolo. Nel presente caso di studio, per ogni ponte analizzato, viene creato un modello *Multisupport Excitation* in cui il comando *Imposed motion* si applica alle spalle e alle pile, che sono forzati a muoversi in direzione trasversale e longitudinale secondo il movimento al suolo specificato tramite il comando *Ground Motion*. Questi moti al suolo si riferiscono alle serie temporali lungo la direzione longitudinale e trasversale ottenute, come

spiegato in precedenza, per i due diversi angoli d'incidenza. Per confrontare la risposta dei ponti, oggetto di studio, nel caso di un'eccitazione in ingresso uniforme viene impiegato uno schema aggiuntivo. Questo schema adotta il modello *Multisupport Excitation* di *Opensees*, con la differenza che il movimento del suolo, specificato attraverso il comando *Ground Motion*, è sempre lo stesso per tutti gli appoggi (spalle e pile) e precisamente è quello generato alla prima spalla di sinistra (Ab1) sia per il caso del ponte 5 campate che per il ponte a 7 campate.

5. Comportamento strutturale di un ponte isolato con FPS e ottimi di attrito

Il presente capitolo si concentra sulla valutazione del comportamento strutturale (risposta) delle due configurazioni di ponte isolato dotato di dispositivi a pendolo scorrevole, con successiva valutazione degli ottimi di attrito. Come detto in precedenza, si esaminano le configurazioni del ponte a 5 e 7 campate considerando tre diversi periodi di isolamento, analizzando la loro risposta sismica sia sotto condizioni in ingresso uniformi (sisma sincrono) che a seguito di moto sismico al suolo spazialmente variabile (SVEGM) o sisma asincrono. Inoltre, nelle analisi, il coefficiente di attrito è trattato come una variabile deterministica, considerando 15 valori che vanno dal 2% al 9% con una delta d'attrito dello 0.5%. Inoltre, per garantire la convergenza tra lo spettro di risposta previsto per il sito di riferimento dell'Aquila e gli spettri medi ottenuti dalle simulazioni, vengono generati artificialmente 30 storie temporali di accelerazione (moto del terreno) per ogni stazione (supporto/appoggio) del ponte. Si considerano anche due diverse condizioni di angolo d'incidenza, ovvero 30° e 60° rispetto all'asse longitudinale del ponte. La valutazione del comportamento strutturale è composta da un totale di 10800 simulazioni tridimensionali (3D) per 1 livello di misura dell'intensità (IML). I parametri della domanda ingegneristica (EDPs), scelti per valutare la risposta relativa alle pile ed al sistema di isolamento del ponte, sono presentati in seguito. Pertanto, si andranno a ricavare gli ottimi di attrito considerando i diversi periodi di isolamento, ovvero si ricava il valore del coefficiente d'attrito degli FPS, associato ad un periodo di isolamento e quindi un raggio di curvatura, che minimizza la risposta delle pile in termini di rapporto di spostamento della pila stessa (pier drift ratio).

5.1 Analisi non lineare della risposta nel dominio del tempo (NRHA)

Sulla base dei parametri strutturali deterministici considerati e presentati nel capitolo precedente (es. numero di campate, periodi di isolamento e coefficiente d'attrito) ne consegue che 6 diversi ponti banco di prova sono correttamente definiti combinando due diverse configurazioni strutturali (es. ponte con diverso numero di campate) con tre valori del raggio di curvatura (sottoparagrafo 4.3.1). Viene calcolata la risposta dei sei modelli strutturali del ponte, sopra citati, considerando 15 valori deterministici del coefficiente di attrito, utilizzando come input 30 moti al suolo simulati che rappresentano sia il moto sismico uniforme (sincrono) che il moto sismico asincrono (SVEGM/asincrono), con due diverse condizioni di angolo d'incidenza. Pertanto, sono state eseguite un insieme totale di 10800 simulazioni 3D, ovvero delle analisi non lineari della risposta nel dominio del tempo (NRHA) per un valore del livello di misura dell'intensità (IML). Inoltre, all'interno di questa serie di 10800 simulazioni, ci sono sia quelle eseguite per il caso di eccitazione uniforme (sincrono) sia per il caso di eccitazione non uniforme (asincrono). Nel primo caso si è ipotizzato che il moto del terreno, in ingresso, coincida con l'andamento temporale generato al primo appoggio del ponte, che coincide con la prima spalla (Ab1). Questo approccio consente un confronto diretto della risposta del ponte sotto eccitazione uniforme e sotto variabilità spaziale del movimento del suolo. Le analisi non lineari delle risposte temporali sono eseguite in *OpenSees* mediante una *transient analysis* che adotta uno schema di integrazione implicito a gradini temporali come sviluppato da Newmark nel 1959. Il metodo è accurato al secondo ordine ed è incondizionatamente stabile se si utilizza l'algoritmo di accelerazione media costante. Inoltre, per risolvere le equazioni non lineari dell'equilibrio strutturale si utilizza l'algoritmo di iterazione di Krylov-Newton proposto nel 2010. Ad ogni passo di tempo dell'analisi, la convergenza è controllata tramite la norma dello spostamento incrementale, con una tolleranza di 10^{-8} m e 200 iterazioni per ogni passo dell'analisi. Quest'ultimo viene eseguito in un tempo pari a 0,01 secondi mentre la durata dell'analisi è impostata pari a 30 secondi, tanto quanto la lunghezza del tempo delle storie temporali simulate di movimento al suolo. Per quanto riguarda il modello di smorzamento, nell'analisi viene adottato il classico modello di smorzamento proporzionale di Rayleigh (*Rayleigh damping*), che è una combinazione di smorzamento proporzionale alla massa e smorzamento proporzionale alla rigidezza secondo la seguente equazione:

$$[C] = a_0[M] + a_1[K]$$

C: matrice di smorzamento del sistema ponte;

M: matrice di massa del sistema ponte;

K: matrice di rigidità del sistema ponte;

a_0, a_1 : coefficienti.

Possono essere determinati una volta che i rapporti di smorzamento ξ_m e ξ_n sono stati assegnati a due modi generici m e n con frequenze circolari ω_m e ω_n , mediante la seguente equazione:

$$\begin{pmatrix} a_0 \\ a_1 \end{pmatrix} = 2 \frac{\omega_m \omega_n}{(\omega_n^2 - \omega_m^2)} \begin{vmatrix} \omega_n & \omega_m \\ -1 & -1 \end{vmatrix} \begin{pmatrix} \xi_m \\ \xi_n \end{pmatrix}$$

Infine, dopo aver determinato i coefficienti a_0 e a_1 è possibile valutare lo smorzamento ξ_i del modo i -esimo con frequenza circolare ω_i , attraverso la seguente relazione:

$$\xi_i = \frac{a_0}{2} \frac{1}{\omega_i} + \frac{a_1}{2} \omega_i$$

La precedente equazione mostra come il coefficiente di smorzamento secondo il modello di Rayleigh sia la somma di due termini; il primo è il termine proporzionale alla massa, che diminuisce con la frequenza circolare ω e il secondo è la controparte proporzionale alla rigidità che aumenta linearmente rispetto alla frequenza. Tuttavia, seguendo l'approccio proposto da Priestley (2008), viene considerato solo lo smorzamento proporzionale della rigidità tangente, poiché sembra essere un approccio più realistico nel caso di un sistema soggetto a una grande domanda di inelasticità. Dato questo presupposto, nella precedente equazione rimane solo il termine proporzionale alla rigidità:

$$\xi_i = \frac{a_1}{2} \omega_i$$

Il coefficiente a_1 è calcolato invertendo l'equazione appena scritta, supponendo che al primo periodo di vibrazione del ponte isolato venga assegnato uno smorzamento viscoso intrinseco del 2%.

5.2 Parametri di domanda ingegneristica (EDPs)

Vari parametri di risposta sono registrati durante l'esecuzione dell'analisi non lineare per quantificare il danno a livello delle componenti strutturali del ponte. Queste componenti comprendono le spalle, l'impalcato, le pile in calcestruzzo armato e gli isolatori a pendolo scorrevole (FPS). Più in dettaglio, la risposta degli isolatori FPS (cinque in totale) posti sulle due

spalle e su ogni pulvino del ponte è registrata calcolando, in termini assoluti, lo spostamento massimo relativo tra il nodo j dell'isolatore e il nodo i dell'isolatore (Figura 81):

$$u_{b,max} = \max_t(|u_b(t)|)$$

Sia secondo la direzione longitudinale del ponte (direzione X), ovvero:

$$u_{b,x,max} = \max_t(|u_{b,x}(t)|)$$

Che secondo la direzione trasversale (direzione Y), ovvero:

$$u_{b,y,max} = \max_t(|u_{b,y}(t)|)$$

Inoltre, la somma vettoriale degli spostamenti in X e Y viene calcolata per ogni fase del tempo dell'analisi mediante la seguente equazione:

$$u_{b,vet}(t) = \sqrt{u_{b,x}^2(t) + u_{b,y}^2(t)}$$

Lo spostamento vettoriale massimo nel tempo è:

$$u_{b,vet,max} = \max_t(u_{b,vet}(t))$$

Viene registrato e adottato come parametro di domanda supplementare relativo ai dispositivi a pendolo scorrevole. Inoltre, solo il massimo degli spostamenti $u_{b,x,max}$, $u_{b,y,max}$ e $u_{b,vet,max}$, tra i cinque dispositivi FPS posti su ogni supporto del ponte (pile e spalle), è registrato ed assunto come parametro di domanda ingegneristica (EDP). Per quanto riguarda le pile da ponte in calcestruzzo armato, i parametri di risposta monitorati comprendono sia parametri a livello di elemento (cioè, rapporto di spostamento delle pile) che parametri a livello di sezione (cioè, duttilità in curvatura delle pile). In particolare, la duttilità in curvatura, μ_φ , della sezione della pila alla base dell'elemento (coincide con il punto di integrazione più vicino al nodo completamente vincolato) viene calcolata durante l'analisi non lineare nel dominio del tempo. Questo parametro è calcolato sia nella direzione longitudinale che trasversale, secondo il seguente rapporto:

$$(\mu_\varphi(t))_{x,y} = \frac{\varphi(t)}{\varphi_y} = \frac{(\varphi(t))_{x,y}}{\varphi_y}$$

Dove $\varphi(t) = (\varphi(t))_{x,y}$ è la curvatura della sezione sia in direzione X che in direzione Y e φ_y è la curvatura di snervamento nominale di riferimento definita come segue:

$$\varphi_y = \frac{2.25\varepsilon_y}{D}$$

Dove ε_y è la deformazione longitudinale di snervamento dell'armatura in acciaio e D diametro della sezione della pila. Come per il caso degli spostamenti degli FPS anche la duttilità in curvatura è registrata come valore assoluto massimo di risposta nel tempo:

$$(\mu_{\varphi,max})_{x,y} = \max_t \left(\left| \frac{(\varphi(t))_{x,y}}{\varphi_y} \right| \right)$$

La duttilità in curvatura in termini di somma vettoriale delle curvature lungo la direzione longitudinale e trasversale è ottenuta anche utilizzando la seguente relazione:

$$\mu_{\varphi,vet}(t) = \sqrt{\mu_{\varphi,x}^2(t) + \mu_{\varphi,y}^2(t)}$$

Il massimo nel tempo di questa quantità è registrato come parametro della domanda della pila:

$$\mu_{\varphi,vet,max} = \max_t (\mu_{\varphi,vet}(t))$$

In linea con questo approccio, i rapporti di spostamento sia in direzione longitudinale che trasversale sono monitorati per ogni pila del ponte. I rapporti di spostamento sono registrati come valore assoluto massimo nel tempo (ovvero durante l'analisi nel dominio del tempo):

$$(\delta_{max})_{x,y} = \max_t \left(\left| \frac{(u_p(t))_{x,y}}{H_i} \right| \right)$$

Con $i=1, \dots, N_{pier}$, essendo N_{pier} il numero delle pile.

Il parametro di risposta monitorato $(u_p(t))_{x,y}$ è lo spostamento relativo tra il nodo superiore della pila e il nodo inferiore della pila, espresso in funzione del tempo sia in direzione X che Y. Mentre, H_i è l'altezza della pila i -esima del ponte, dove i varia da 1 al numero di pile N_{pier} , che è uguale a 4 nel caso della configurazione a 5 campate e 6 nel caso della configurazione a 7 campate. La somma vettoriale dello spostamento è:

$$\delta_{vet}(t) = \sqrt{\delta_x^2(t) + \delta_y^2(t)}$$

Il valore massimo viene quindi registrato nel tempo per essere adottato come parametro di domanda aggiuntivo della pila:

$$\delta_{vet,max} = \max_t (\delta_{vet}(t))$$

Altri parametri di risposta monitorati sono i valori assoluti massimi di risposta dell'accelerazione dell'impalcato nel tempo, sia in direzione X che Y o in termini di somma vettoriale. Le forze e le

deformazioni della molla in corrispondenza della spalla sono monitorate anche nella direzione X e Y. Pertanto, dopo aver eseguito le analisi dinamiche non lineari spettro compatibili ovvero le NRHA, sono stati costruiti dei piani cartesiani in cui è rappresentato il parametro di domanda ingegneristica (EDP) sopra menzionato, scelto come parametro di riferimento nel presente lavoro di tesi. Questi piani cartesiani illustrano la relazione tra i valori del coefficiente d'attrito sull'asse orizzontale e i corrispondenti valori del parametro di domanda ingegneristica (EDP) sull'asse verticale. Essi rappresentano la risposta strutturale del ponte, in funzione del periodo di isolamento e della configurazione del ponte, nonché dello scenario di moto al suolo, includendo i due angoli di incidenza del moto del suolo e considerando sia la variabilità spaziale del moto al suolo (asincrono) che quella uniforme (sincrono). Tra i parametri di domanda ingegneristica (EDP) presentati nella sezione precedente, sono stati analizzati solo i risultati in termini di somma vettoriale massima ($\delta_{vet,max}$) del rapporto di spostamento delle pile. Dalla Figura 94 alla Figura 97, sono mostrate le curve dei valori medi della somma vettoriale massima del rapporto di spostamento delle pile $\delta_{vet,max}$, riferite alla configurazione di struttura da ponte a 5 campate. Inoltre, queste curve sono riferite ai 3 periodi di isolamento considerati nell'analisi parametrica, ovvero $T_1 = 2,3,4sec$. Ogni grafico è riferito ad una diversa pila del ponte, ed al suo interno si trovano due grafici riferiti alla risposta considerando un angolo di incidenza di 30° e 60° . Ogni grafico presenta delle curve inerenti al caso di eccitazione uniforme (sisma sincrono) ed al caso di variabilità spaziale del moto sismico al suolo (sisma asincrono). Quindi considerando e combinando i 3 periodi di isolamento e le 2 tipologie di evento tellurico, per ogni grafico si avranno 6 curve.

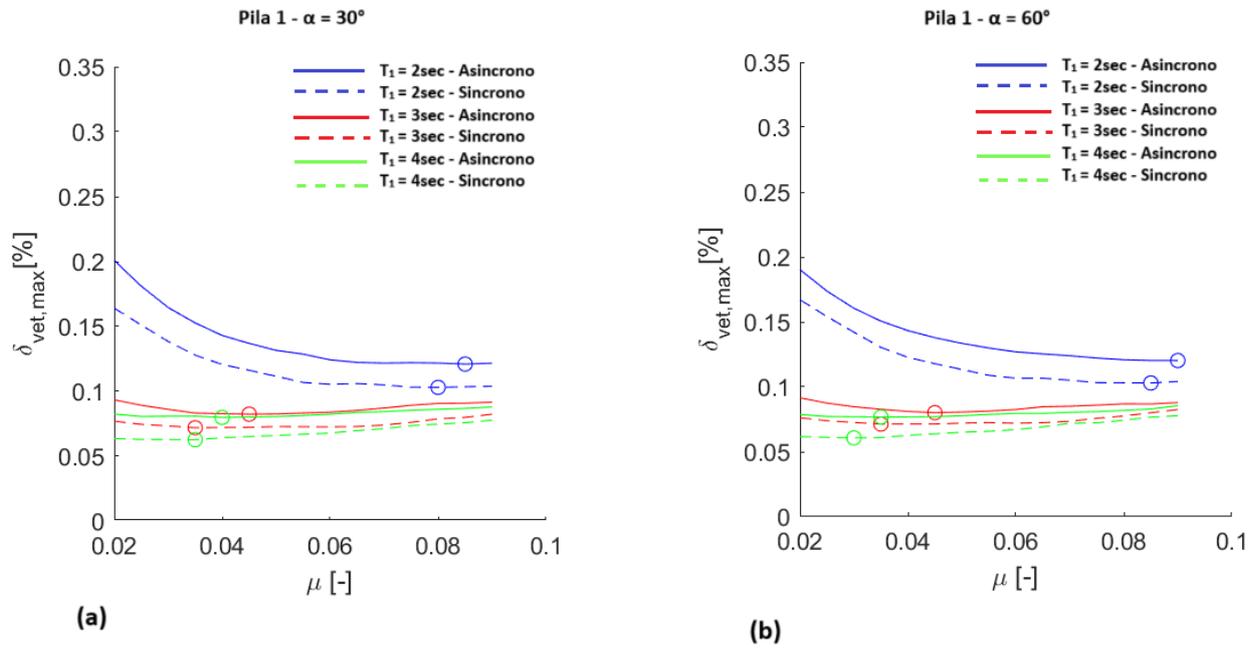


Figura 93 - Andamento del rapporto di spostamento della pila 1 in funzione del coefficiente d'attrito: $\alpha=30^\circ$ (a), $\alpha=60^\circ$ (b).

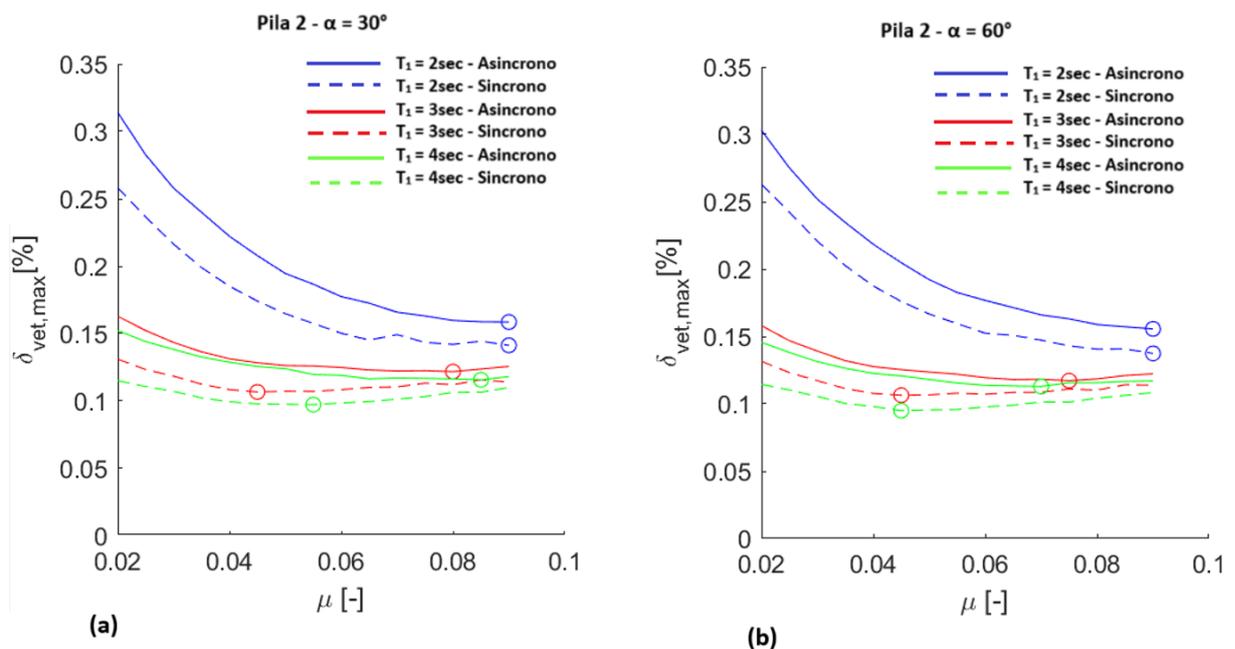


Figura 94 - Andamento del rapporto di spostamento della pila 2 in funzione del coefficiente d'attrito: $\alpha=30^\circ$ (a), $\alpha=60^\circ$ (b).

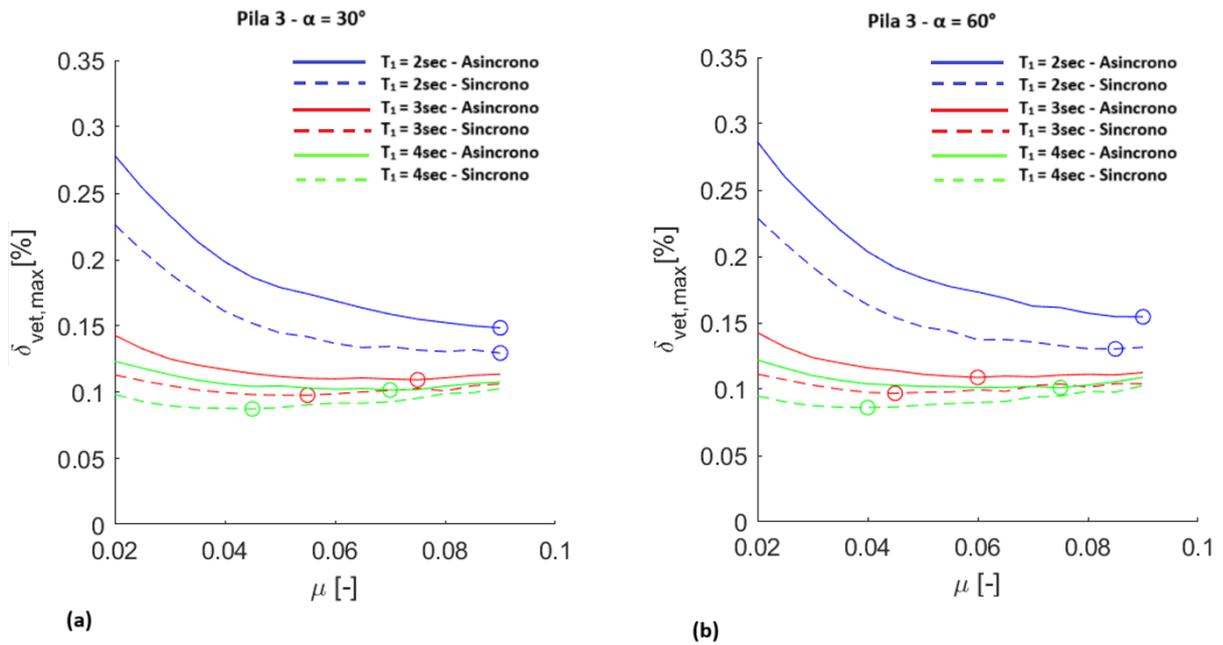


Figura 95 - Andamento del rapporto di spostamento della pila 3 in funzione del coefficiente d'attrito: $\alpha=30^\circ$ (a), $\alpha=60^\circ$ (b).

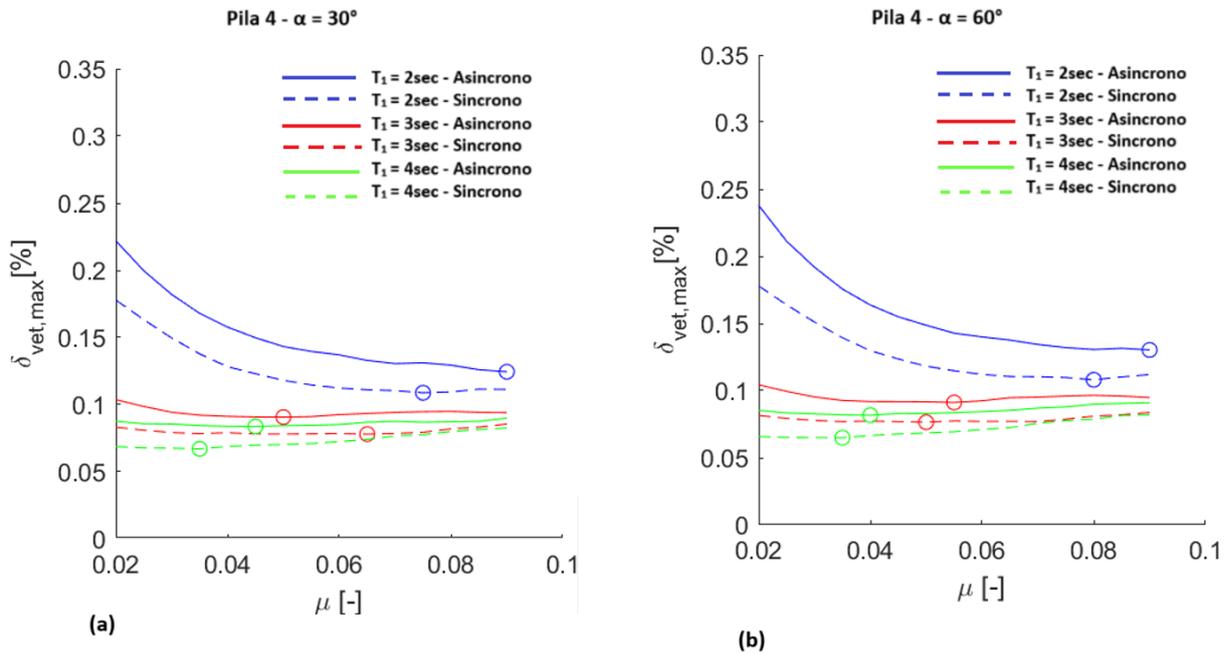


Figura 96 - Andamento del rapporto di spostamento della pila 4 in funzione del coefficiente d'attrito: $\alpha=30^\circ$ (a), $\alpha=60^\circ$ (b).

Come si evince all'interno di tutti i grafici, sia per $\alpha=30^\circ$ che per $\alpha=60^\circ$, la risposta del ponte in termini di $\delta_{vet,max}$, rispetto la condizione di sisma sincrono è più bassa rispetto alla condizione di sisma asincrono (SVEGM). Un'altra caratteristica comune in tutti i grafici, è che all'aumentare del

periodo di isolamento c'è una riduzione della risposta, mentre all'aumentare del coefficiente d'attrito si ha prima una riduzione e poi un aumento di $\delta_{vet,max}$, raggiungendo un minimo, che sarà il valore di coefficiente che ottimizza la risposta del ponte. In particolare, considerando il ponte a 5 campate nella sua totalità, ovvero tutte e 4 le pile, sono stati evidenziati valori di $\delta_{vet,max}$ sempre minori dello 0.32%. Mentre, non si raggiunge mai la minima risposta per un coefficiente d'attrito minore del 3%. Entrando nello specifico, nella Figura 94 si evince che per $T_1 = 2sec$, all'aumentare dell'angolo d'incidenza, ovvero da 30° a 60° , aumenta il coefficiente d'attrito in cui si registra la minima risposta in termini di $\delta_{vet,max}$. Per $T_1 = 3sec$ il coefficiente d'attrito in cui si registra la minima risposta rimane invariato, mentre per $T_1 = 4sec$ il coefficiente d'attrito si riduce. Nella Figura 95 si evince che per $T_1 = 2sec$, all'aumentare dell'angolo d'incidenza, ovvero da 30° a 60° , il coefficiente d'attrito in cui si registra la minima risposta in termini di $\delta_{vet,max}$, rimane invariato. Mentre sia per $T_1 = 3sec$ che per $T_1 = 4sec$, il coefficiente d'attrito si riduce. Nella Figura 96 si evince che sia per $T_1 = 2sec$ che per $T_1 = 3sec$, all'aumentare dell'angolo d'incidenza, ovvero da 30° a 60° , il coefficiente d'attrito in cui si registra la minima risposta in termini di $\delta_{vet,max}$, si riduce. Per $T_1 = 4sec$, il coefficiente d'attrito si riduce solo nel caso di sisma sincrono, mentre per il sisma asincrono il coefficiente aumenta. Infine, nella Figura 97 si evince che per tutti e 3 i periodi di isolamento, ovvero $T_1 = 2,3,4sec$, all'aumentare dell'angolo d'incidenza, ovvero da 30° a 60° , il coefficiente d'attrito in cui si registra la minima risposta in termini di $\delta_{vet,max}$, aumenta. Dalla Figura 98 alla Figura 103, sono mostrate le curve dei valori medi della somma vettoriale massima del rapporto di spostamento delle pile $\delta_{vet,max}$, riferite alla configurazione di struttura da ponte a 7 campate. Inoltre, queste curve sono riferite ai 3 periodi di isolamento considerati nell'analisi parametrica, ovvero $T_1 = 2,3,4sec$. Ogni grafico è riferito ad una diversa pila del ponte, ed al suo interno si trovano due grafici riferiti alla risposta considerando un angolo di incidenza di 30° e 60° . Ogni grafico presenta delle curve inerenti al caso di eccitazione uniforme (sisma sincrono) ed al caso di variabilità spaziale del moto sismico al suolo (sisma asincrono). Quindi considerando e combinando i 3 periodi di isolamento e le 2 tipologie di evento tellurico, per ogni grafico si avranno 6 curve.

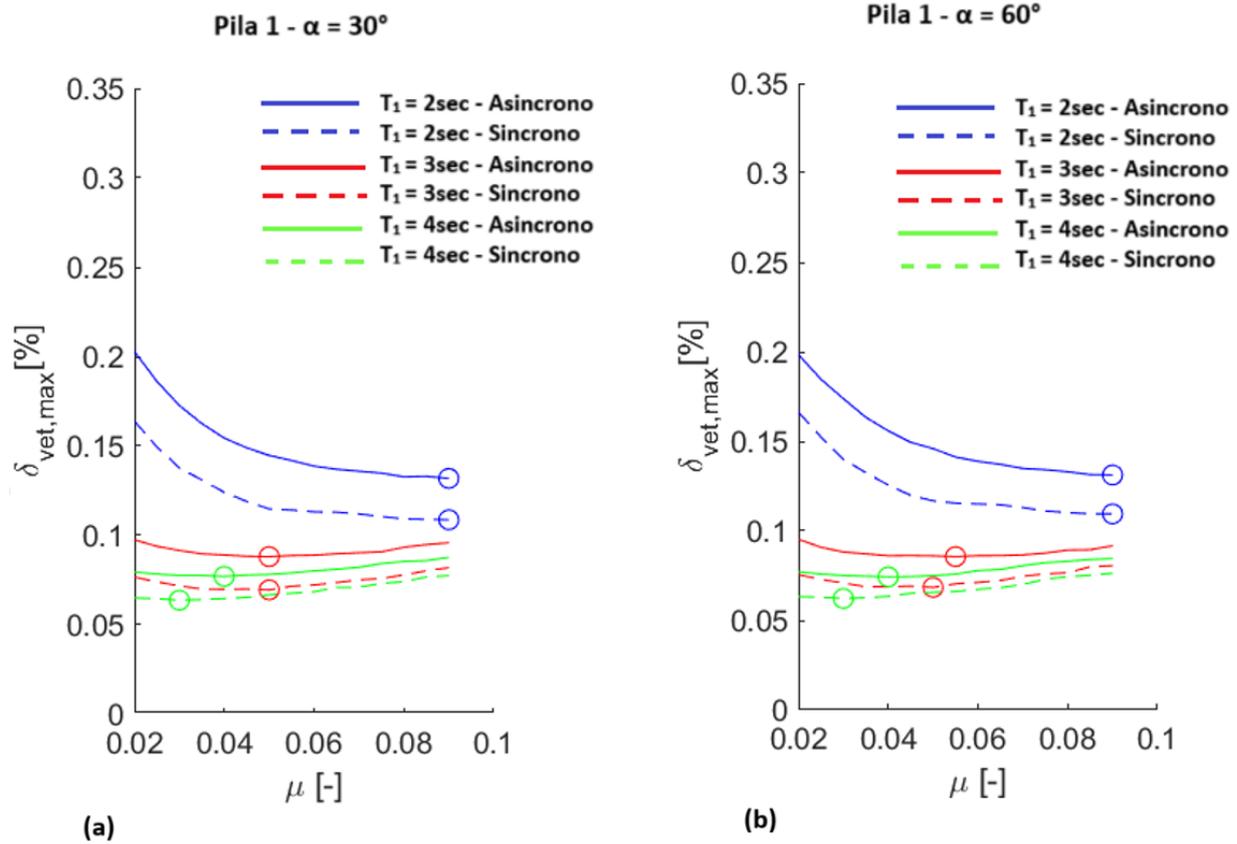


Figura 97 - Andamento del rapporto di spostamento della pila 1 in funzione del coefficiente d'attrito: $\alpha=30^\circ$ (a), $\alpha=60^\circ$ (b).

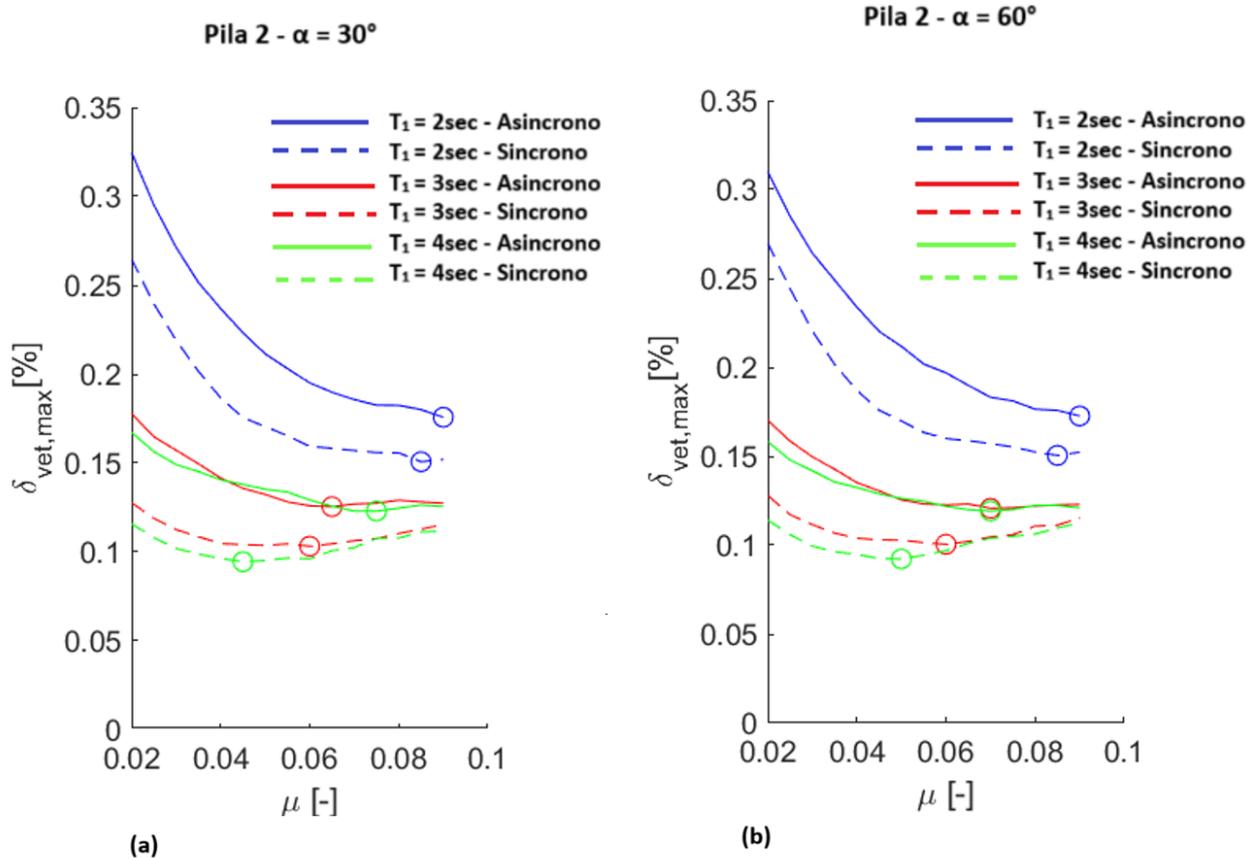


Figura 98 - Andamento del rapporto di spostamento della pila 2 in funzione del coefficiente d'attrito: $\alpha=30^\circ$ (a), $\alpha=60^\circ$ (b).

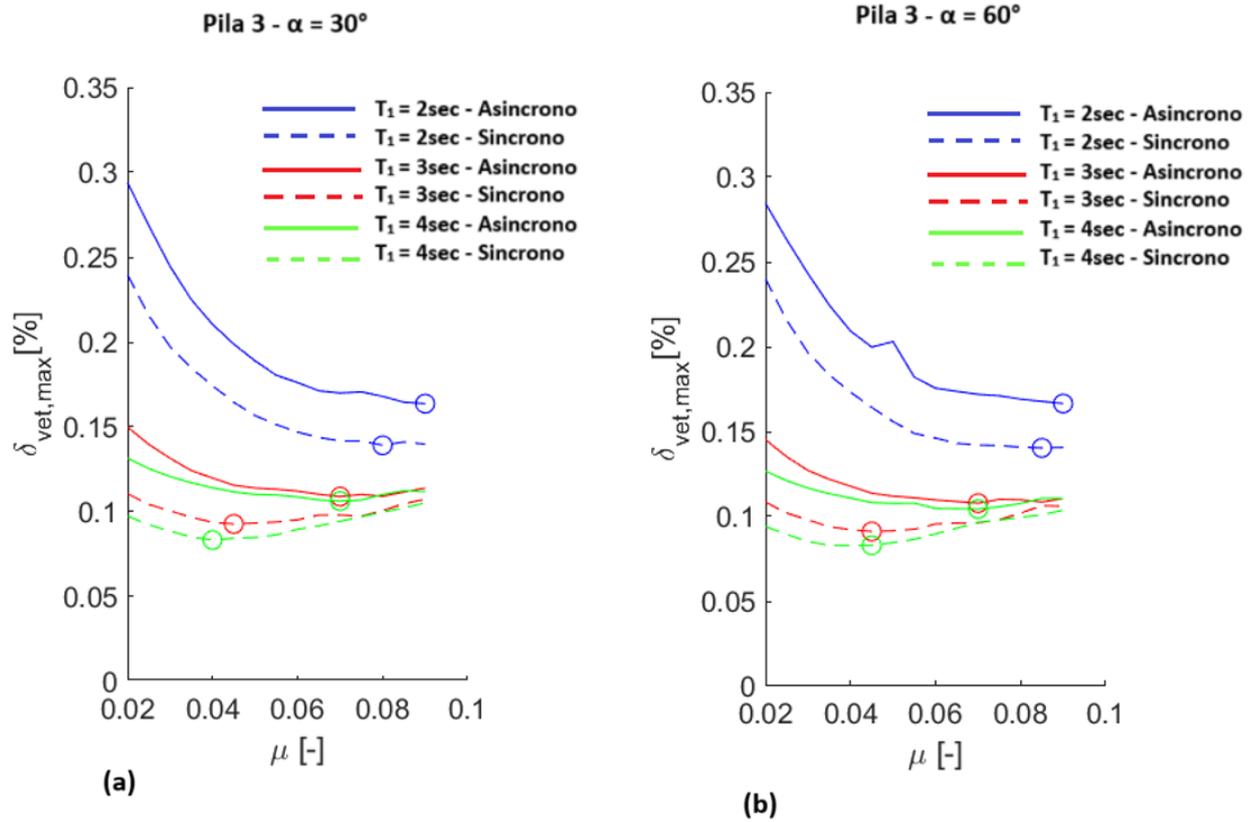


Figura 99 - Andamento del rapporto di spostamento della pila 3 in funzione del coefficiente d'attrito: $\alpha=30^\circ$ (a), $\alpha=60^\circ$ (b).

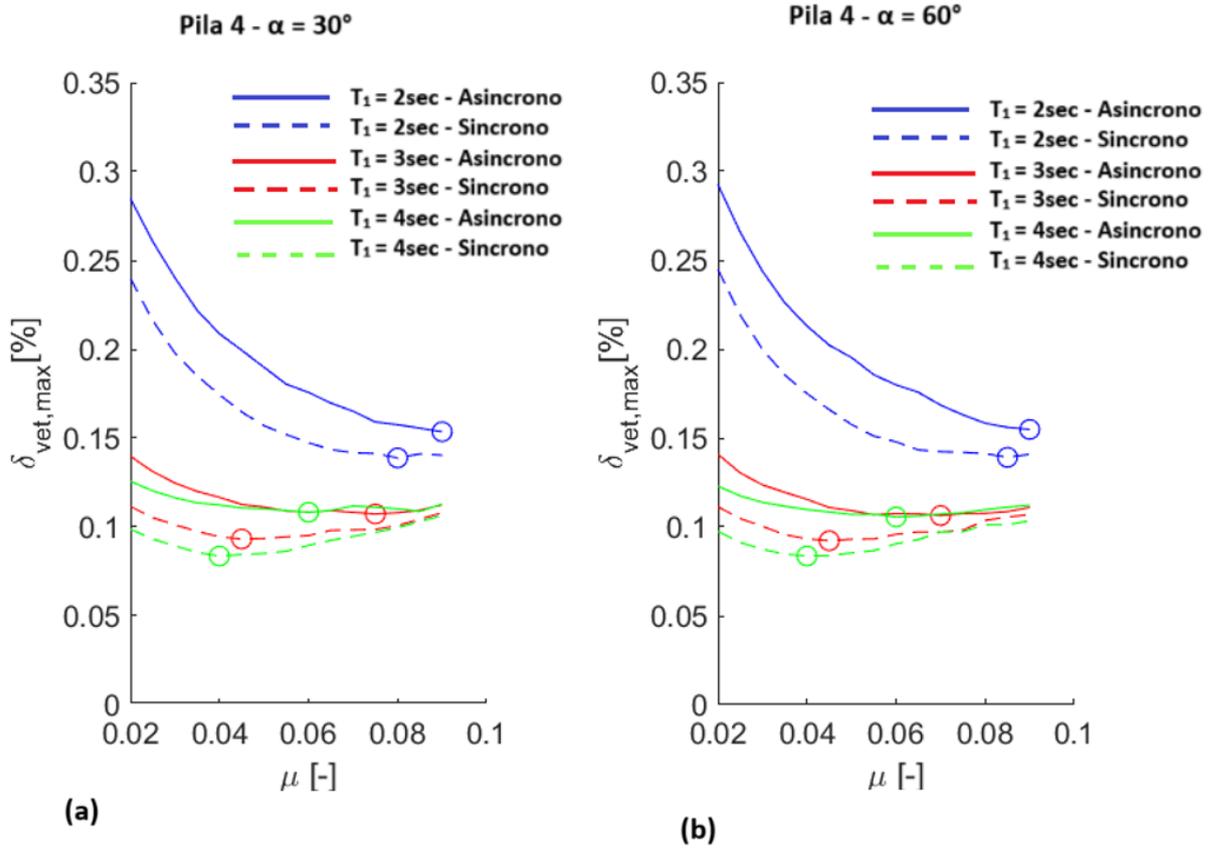


Figura 100 - Andamento del rapporto di spostamento della pila 4 in funzione del coefficiente d'attrito: $\alpha=30^\circ$ (a), $\alpha=60^\circ$ (b).

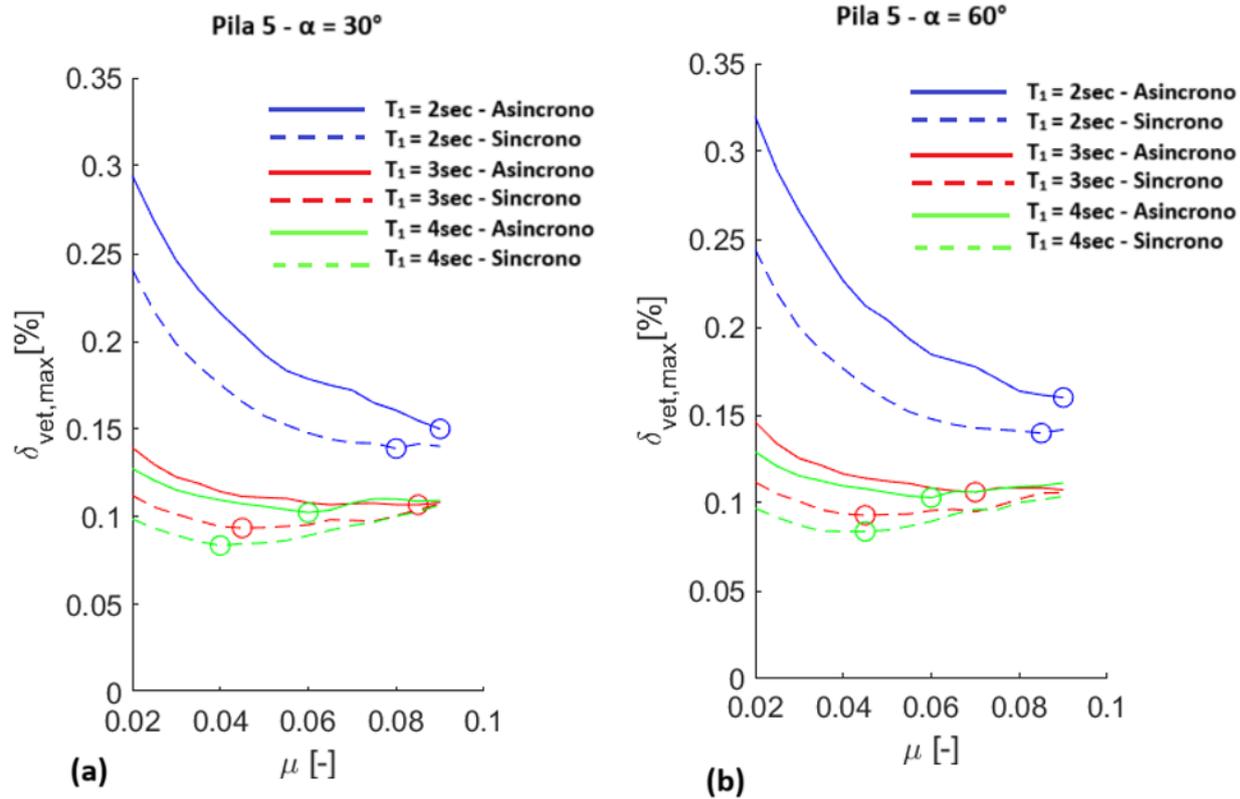


Figura 101 - Andamento del rapporto di spostamento della pila 5 in funzione del coefficiente d'attrito: $\alpha=30^\circ$ (a), $\alpha=60^\circ$ (b).

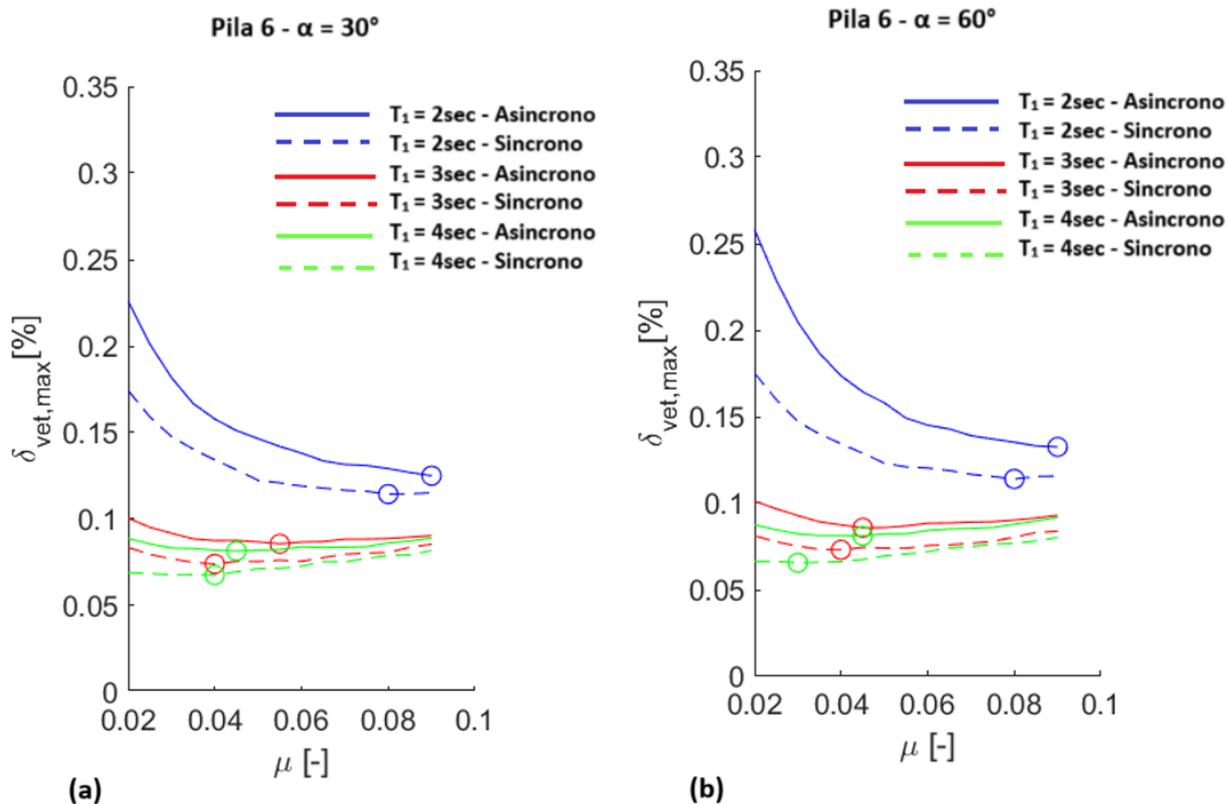


Figura 102 - Andamento del rapporto di spostamento della pila 6 in funzione del coefficiente d'attrito: $\alpha=30^\circ$ (a), $\alpha=60^\circ$ (b).

Come si evince all'interno di tutti i grafici, sia per $\alpha=30^\circ$ che per $\alpha=60^\circ$, la risposta del ponte in termini di $\delta_{vet,max}$, rispetto la condizione di sisma sincrono è più bassa rispetto alla condizione di sisma asincrono (SVEGM). Un'altra caratteristica comune in tutti i grafici, è che all'aumentare del periodo di isolamento c'è una riduzione della risposta, mentre all'aumentare del coefficiente d'attrito si ha prima una riduzione e poi un aumento di $\delta_{vet,max}$, raggiungendo un minimo, che sarà il valore di coefficiente che ottimizza la risposta del ponte. In particolare, considerando il ponte a 7 campate nella sua totalità, ovvero tutte e 6 le pile, sono stati evidenziati valori di $\delta_{vet,max}$ sempre minori dello 0.33%. Mentre, non si raggiunge mai la minima risposta per un coefficiente d'attrito minore del 3%. Entrando nello specifico, nella Figura 98 si evince che per $T_1 = 2sec$, all'aumentare dell'angolo d'incidenza, ovvero da 30° a 60° , il coefficiente d'attrito in cui si registra la minima risposta in termini di $\delta_{vet,max}$, rimane invariato. Mentre sia per $T_1 = 3sec$ che per $T_1 = 4sec$ il coefficiente d'attrito si riduce. Nella Figura 99 si evince che per $T_1 = 2sec$, all'aumentare dell'angolo d'incidenza, ovvero da 30° a 60° , il coefficiente d'attrito in cui si registra la minima risposta in termini di $\delta_{vet,max}$, rimane invariato. Per $T_1 = 3sec$ il coefficiente d'attrito aumenta,

mentre per $T_1 = 4sec$, il coefficiente d'attrito si riduce. Nella Figura 100 si evince che per $T_1 = 2sec$, all'aumentare dell'angolo d'incidenza, ovvero da 30° a 60° , il coefficiente d'attrito in cui si registra la minima risposta in termini di $\delta_{vet,max}$, aumenta. Per $T_1 = 3sec$, il coefficiente d'attrito rimane costante e per $T_1 = 4sec$ il coefficiente d'attrito aumenta. Nella Figura 101 si evince che per $T_1 = 2sec$, all'aumentare dell'angolo d'incidenza, ovvero da 30° a 60° , il coefficiente d'attrito in cui si registra la minima risposta in termini di $\delta_{vet,max}$, aumenta. Per $T_1 = 3sec$, il coefficiente d'attrito si riduce e per $T_1 = 4sec$ il coefficiente d'attrito rimane costante. Nella Figura 102 si evince che per $T_1 = 2sec$, all'aumentare dell'angolo d'incidenza, ovvero da 30° a 60° , il coefficiente d'attrito aumenta. Per $T_1 = 3sec$, il coefficiente d'attrito si riduce e per $T_1 = 4sec$ il coefficiente d'attrito aumenta nuovamente. Infine, nella Figura 103 si evince che per $T_1 = 2sec$, all'aumentare dell'angolo d'incidenza, ovvero da 30° a 60° , il coefficiente d'attrito in cui si registra la minima risposta in termini di $\delta_{vet,max}$, rimane invariato. Mentre sia per $T_1 = 3sec$ che per $T_1 = 4sec$ il coefficiente d'attrito si riduce. Sia per il ponte a 5 campate che a 7 campate, nella maggior parte dei casi, all'aumentare dell'angolo d'incidenza, ovvero da 30° a 60° , si registra una riduzione dell'ottimo di attrito, ovvero il coefficiente in cui si registra la minima risposta in termini di $\delta_{vet,max}$. Inoltre, la risposta è anche influenzata dalle due configurazioni strutturali considerate nell'analisi, mostrando rapporti di spostamento maggiori per la configurazione a 7 campate rispetto al ponte a 5 campate, ovviamente considerando il livello di misura di intensità riferito al periodo di ritorno del sisma $T_R = 475anni$.

6. Conclusioni

Lo scopo di questa tesi di laurea è quello di analizzare come la variabilità spaziale del moto sismico al suolo (SVEGM) influisce sulla risposta sismica di ponti autostradali convenzionali, isolati mediante dispositivi a pendolo scorrevole (FPS). Il ponte oggetto di studio, situato vicino l'Aquila (Italia), è una struttura esistente a 5 campate semplicemente appoggiate ed è stato ipotizzato come isolato sismicamente con isolatori a pendolo scorrevole. Per valutare come la variabilità spaziale del moto sismico al suolo incide sulla lunghezza totale del ponte, è stata considerata anche configurazione di ponte a 7 campate. Entrambe le configurazioni sono state implementate nel software agli elementi finiti Opensees, adottando un modello tridimensionale unifilare, che incorpora elementi elastici e non elastici. All'interno di Opensees è stata condotta una serie completa di analisi non lineari nel dominio del tempo (NRHA), considerando il coefficiente di attrito dell'isolatore sismico FPS come un parametro deterministico insieme a tre diversi raggi di curvatura (ovvero periodi di isolamento). Queste analisi sono state eseguite sia per il caso di condizioni di input uniformi (sisma sincrono) sia per la variabilità spaziale del moto al suolo (SVEGM) ovvero sisma asincrono. Sono stati considerati anche due diversi angoli di incidenza di 30° e 60° rispetto all'asse longitudinale del ponte. È stato considerato un solo livello di misura di intensità (IM), ovvero riferita ad un periodo di ritorno del sisma $T_R = 475\text{anni}$, che corrisponde allo Stato Limite di Salvaguardia della Vita (SLV). Infine, le storie temporali simulate sono state scalate rispetto lo spostamento spettrale, in corrispondenza del primo periodo di isolamento ($T_1 = 2,3,4\text{sec}$). Le analisi condotte hanno permesso di valutare gli ottimi di attrito, ovvero il coefficiente d'attrito che tende ad ottimizzare la risposta sismica di ponti isolati con dispositivi a pendolo scorrevole, tenendo in considerazione la variabilità spaziale del moto al suolo (SVEGM). L'ottimizzazione della risposta consiste nel migliorare la risposta della sottostruttura, ovvero minimizzarla, con particolare riferimento alle pile del ponte. Ciò è stato possibile attraverso l'utilizzo di un parametro di domanda ingegneristico (EDP), attraverso cui è stato possibile analizzare la risposta strutturale in campo sismico e valutare gli ottimi di attrito. Nel presenta lavoro di tesi il parametro di riferimento è stato il rapporto di spostamento della pila, ovvero $\delta_{vet,max}$ ($\delta_{pierdriftratio}$), al fine di minimizzare la risposta della pila. L'obiettivo di questo lavoro di tesi è duplice:

1. Esplorare l'influenza dello SVEGM sulla risposta sismica di ponti isolati sismicamente con dispositivi FPS. Mentre l'influenza dello SVEGM sui ponti semplicemente appoggiati è stata studiata ampiamente in passato, il suo effetto sui ponti sismicamente isolati, in

particolare quelli dotati di dispositivi FPS, resta poco esplorato. L'isolamento sismico è cruciale per proteggere le pile dei ponti e ciò causa dubbi circa la sua efficacia quando si prendono in considerazione gli effetti asincroni del movimento sismico al suolo. Per affrontare questo compito, sono state effettuate analisi deterministiche complete, che incorporano tutti i parametri deterministici, ovvero il numero delle campate del ponte, il periodo di isolamento e il coefficiente di attrito degli FPS. Queste analisi hanno confrontato la risposta sismica delle pile di un ponte in condizioni di sisma uniforme e spazialmente variabile, considerando due diverse condizioni d'angolo d'incidenza.

2. Fornire dei valori di coefficiente d'attrito, utili nel predimensionamento e nella progettazione sismica degli isolatori FPS adottati soprattutto nell'adeguamento sismico dei ponti stradali convenzionali, tenendo conto degli effetti negativi del SVEGM. Questo risultato è stato ottenuto secondo 2 diversi scenari di moto sismico in input (sisma sincrono o asincrono), 3 periodi di isolamento, 2 configurazioni di ponte (a 5 e a 7 campate) e 2 angoli d'incidenza.

Le principali conclusioni di questo studio di tesi possono essere riassunte come segue:

- Al variare della natura del sisma, passando dalla condizione di variabilità spaziale del moto al suolo (SVEGM) a sisma sincrono, l'ottimo di attrito tende a ridursi. A titolo di esempio, si può affermare che la riduzione media di tale coefficiente, per il ponte a 5 campate è circa pari all'1,3%, mentre per il ponte a 7 campate è circa pari all'1,5%.
- All'aumentare del periodo di isolamento del dispositivo a pendolo scorrevole (FPS), in un range che va da $T_1 = 2sec$ a $T_1 = 4sec$ con un $\Delta T_1 = 1sec$, l'ottimo di attrito tende a ridursi.

Di seguito, vengono riportati i valori medi di coefficiente di attrito che minimizzano la risposta della sottostruttura, ovvero delle pile, in funzione del periodo di isolamento (o raggio di curvatura) dell'FPS, con riferimento al numero di campate del ponte e all'angolo di incidenza del sisma.

| CAMPATE | [numero] | 5 | | | | | |
|----------|----------|-----|------|-----|-----|------|-----|
| | | 30 | | | 60 | | |
| α | [°] | | | | | | |
| R | [m] | 1 | 2,25 | 4 | 1 | 2,25 | 4 |
| T_1 | [sec] | 2 | 3 | 4 | 2 | 3 | 4 |
| μ | [%] | 8,6 | 5,6 | 5,1 | 8,8 | 5,1 | 4,6 |

| CAMPATE | [numero] | 7 | | | | | |
|----------------------------|----------|-----|------|-----|-----|------|-----|
| α | [°] | 30 | | | 60 | | |
| R | [m] | 1 | 2,25 | 4 | 1 | 2,25 | 4 |
| T₁ | [sec] | 2 | 3 | 4 | 2 | 3 | 4 |
| μ | [%] | 8,6 | 5,7 | 4,9 | 8,8 | 5,5 | 4,9 |

Futuri studi e miglioramenti di questo lavoro di tesi potrebbero essere mirati ad analizzare una gamma più ampia di lunghezze complessive del ponte, oppure mirare alla considerazione di altri angoli d'incidenza o di altri periodi di isolamento (o raggi di curvatura) dell'FPS. La decisione di limitare lo studio a un ponte a 7 campate stabilisce un equilibrio tra la significatività dei risultati ottenuti con l'SVEGM e gli sforzi computazionali necessari, in quanto il tempo necessario aumenta con l'aumentare degli appoggi del ponte. Inoltre, l'esplorazione e la valutazione di come diverse condizioni locali del suolo influenzano la risposta isolata del ponte, potrebbe fornire preziose informazioni sugli effetti che la variabilità spaziale del moto sismico al suolo ha sui ponti dotati di isolatori sismici.

Bibliografia

1. C.S.LL.PP. Aggiornamento Delle “Norme Tecniche per Le Costruzioni”. Gazzetta Ufficiale Della Repubblica Italiana. 2018.
2. European CEN. Standard EN 1998-2. Eurocode 8: design of structures for earthquake resistance—Part 2: Bridges. Brussels: CEN; 2005.
3. FipMec website: <https://www.fipmec.it/it/prodotti/dispositivi-antisismici/>.
4. China-gnma website: <https://www.china-gnma.com/products/natural-rubber-bearing.html>.
5. Bridgebearings website: <https://www.bridgebearings.org/product/high-damping-rubber-bearing.html>.
6. Berkley website: <https://nisee.berkeley.edu/elibrary/>.
7. Softing: http://www.softing.it/files/modellazione_isolatori_tutorial.pdf.pdf.
8. M. Bozza, Base-isolation e isolatori elastomerici, adepron.it.
9. Priestley, MJN, Seible, F, and Calvi, GM. Seismic Design and Retrofit of Bridges, Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons; 1996.
10. Li, S, Dezfuli, FH, Wang, JQ, Alam, MS. Seismic vulnerability and loss assessment of an isolated simply-supported highway bridge retrofitted with optimized superelastic shape memory alloy cable restrainers. *Bulletin of Earthquake Engineering*; 18:3285-3316; 2020.
11. Bimschas, M. Report: Displacement-based seismic assessment of existing bridges in regions of moderate seismicity. ETH Library; Zurich; 2010.
12. Buckle, I, Constantinou, M, Dicleli, M, Ghasemi, H. Seismic isolation of highway bridges; 2006.
13. G. Amendola e P. Castaldo, «Optimal DCFP bearing properties and seismic performance assessment in nondimensional form for isolated bridges,» WILEY, 2021.
14. I. Flood, «Towards the next generation of artificial neural networks for civil engineering,» ELSEVIER, 2008.
15. Fenz, DM, Constantinou, MC. Behavior of the double concave Friction Pendulum bearing. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 35:1403-1424; 2006.
16. Kim, YS, Yun, CB. Seismic response characteristics of bridges using double concave friction pendulum bearings with tri-linear behavior. *Engineering Structures*;29(11):3082-3093; 2007.
17. Castaldo, P, Amendola, G. Optimal DCFP bearing properties and seismic performance assessment in nondimensional form for isolated bridges. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 50(9), 2442-2461; 2021.
18. Buckle, I, Constantinou, M, Dicleli, M, Ghasemi, H. Seismic isolation of highway bridges; 2006.
19. Christopoulos, C, Filiatrault, A. Principles of Passive Supplemental Damping and Seismic Isolation. IUSS Press: Pavia, Italy; 2022.
20. Zayas, VA, Low, SS, Mahin, SA. A simple pendulum technique for achieving seismic isolation. *Earthquake Spectra*; 6:317-33; 1990.
21. Kelly, JM. Theory and Practice of Seismic-Isolation Design; Earthquake Engineering Research Center University of California at Berkeley; 1996.
22. Kelly, JM, Naeim, F. Design of Seismic Isolated Structures: From Theory to Practice; John Wiley & Sons Copyright; 1999.
23. Constantinou, MC, Whittaker, AS, Kalpakidis, Y, Fenz, DM, Warn, GP. Performance of seismic isolation hardware under service and seismic loading. Technical Report MCEER 07-0012; 2007.
24. Mokha, A, Constantinou, MC, Reinhorn, AM. Teflon bearings in base isolation. I: Testing. *Journal of Structural Engineering*; 116(2):438–454; 1990.

25. Constantinou, MC, Mokha, A, Reinhorn, AM. Teflon bearings in base isolation. II: Modeling. *Journal of Structural Engineering*; 116(2):455–474; 1990
26. M. Dolce, D Cardone, F. Croatto (2005), “FRICTIONAL BEHAVIOR OF STEEL – PTFE INTERFACES FOR SEISMIC ISOLATION”, Springer, *Bulletin of Earthquake Engineering*.
27. Mokha, Constantinou, Reinhorn (1991). “TEFLON BEARINGS IN BASE ISOLATION. II. TESTING”, *J. Struct. Eng.*
28. AASHTO. LRFD Bridge Design Specifications, 8th Edition. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C; 2019.
29. Mokha, Constantinou, Reinhorn (1990). “TEFLON BEARINGS IN BASE ISOLATION. I. MODELLING”, *J. Struct. Eng.*”.
30. Castaldo, P, Ripani, M, Lo Piore, R. Influence of soil conditions on the optimal sliding friction coefficient for isolated bridges. *Soil Dynamics Earthquake Engineering*; 111:131-148; 2018.
31. Jangid, RS. Seismic response of isolated bridges. *Journal of Bridge Engineering*; 9(2):156-166; 2004.
32. Jangid, RS. Stochastic response of bridges seismically isolated by friction pendulum system. *Journal of Bridge Engineering*;13(4):319-330; 2008.
33. Ozsarac, V, Furinghetti, M, Monteiro, R. Seismic risk assessment of aging existing reinforced concrete bridges accounting for uncertainty in bearing properties. *Engineering Structures*; 2023.
34. Ozsarac, V. Integrated Evaluation of Earthquake-Induced Economic Losses for Multi-Span Reinforced Concrete Bridges. PhD Dissertation; 2023.
35. Spacone, E, La, R, Filippou, FC. A Beam Element for Seismic Damage Analysis, Engineering, Earthquake Engineering Research Center Berkeley, CA; 1992.
36. Mohd, H, Mohd, Y. Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Structures under Monotonic and Cycling Loads, PhD dissertation, University of California, Berkeley; 1994.
37. Kent, DC, Park, R. Flexural Members with Confined Concrete. *Journal of the Structural Division. ASCE* 97 (ST7); 1971.
38. Collins, MP, Mitchell, D. Prestressed concrete structures, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ; 1991.
39. Opensees.berkeley website:
<https://opensees.berkeley.edu/OpenSees/manuals/comparisonManual/toc245426.htm>.
40. Mander, JB, Priestley, MJN, Park, R. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No.8, pp. 1804–1826; 1988.
41. Priestley, MJN, Seible, F, Calvi, GM. *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons; 1996.
42. Paulay, T, Priestley, MJN. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*; 1992.
43. Caltrans. *Seismic Design Criteria Version 2.0*. Sacramento: California Department of Transportation; 2019.
44. Maroney, BH, Chai, YH. Seismic design and retrofitting of reinforced concrete bridges. *Proceedings of 2nd International Workshop, Earthquake Commission of New Zealand, Queenstown, New Zealand*; 1994.
45. Harichandran, RS, Vanmarcke, EH. Stochastic variation of earthquake ground motion in space and time. *Journal of Engineering Mechanics (ASCE)*, 112: 15474.[http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)07339399\(1986\)112:2\(154\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)07339399(1986)112:2(154)); 1986.
46. Castaldo, P, Amendola, G. Optimal sliding friction coefficients for isolated viaducts and bridges. *Structural Control and Health Monitoring*. 28(12); 2021.

47. Castaldo, P, Amendola, G, Palazzo, B. Seismic fragility and reliability of structures isolated by friction pendulum devices: seismic reliability-based design (SRBD). *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*; 46(3):425-446; 2017.
48. Amendola, G. Seismic reliability of 3D isolated bridges accounting for spatial variability of earthquake ground motions; 2024.
49. Ferraro, A, Grasso, S, Maugeri, M, and Totani, F. Seismic response analysis in the southern part of the historic center of the city of L'Aquila (Italy). *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*; 88:256-264; 2016.
50. Lupoi, A. The response of isolated bridges accounting for spatial variability of ground motion. *Journal of Earthquake Engineering*,13:814–34. <http://dx.doi.org/10.1080/3632460802645106>; 2009.
51. Tothong, P, Luco, N. Probabilistic seismic demand analysis using advanced ground motion intensity measures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 36(13), 1837–1860; 2007.
52. Newmark, NM. A Method of Computation for Structural Dynamics. *Journal of the Engineering Mechanics Division, American Society of Civil Engineers*, Vol. 85, No.3, pp. 67–94; 1959.
53. Scott, MH, Fenves, GL. Krylov Subspace Accelerated Newton Algorithm: Application to Dynamic Progressive Collapse Simulation of Frames. *Journal of Structural Engineering, American Society of Civil Engineers*, Vol. 136, No.5, pp. 473–480; 2010.
54. Priestley, MJN, and Grant, DN. Viscous damping in seismic design and analysis. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 9, No.SPEC. ISS. 2, pp. 229–255; 2005.
55. Priestley, MJN, Calvi, MC, and Kowalsky, MJ. *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, IUSS Press, Pavia; 2007.

Indice delle tabelle

| | |
|--|-----|
| <i>Tabella 4-1 – Proprietà derivanti dall'analisi modale del ponte oggetto di studio, con $R=1,0m$ ($T_1=2sec$).</i> | 110 |
| <i>Tabella 4-2 - Dimensione delle campate del ponte a 7 campate.</i> | 112 |
| <i>Tabella 4-3 - Raggi di curvatura della superficie di scorrimento degli FPS e i rispettivi periodi d'isolamento.</i> | 112 |
| <i>Tabella 4-4 - Valore di PGA per il sito dell'Aquila (terreno A) per 1 IML.</i> | 114 |

Indice delle figure

| | |
|---|----|
| <i>Figura 1 - Sorgente sismica e relative distanze.</i> | 10 |
| <i>Figura 2 – Deformazioni indotte dalle onde primarie nel mezzo di propagazione.</i> | 10 |
| <i>Figura 3 – Deformazioni indotte dalle onde secondarie nel mezzo di propagazione.</i> | 11 |
| <i>Figura 4 – Deformazioni indotte dalle onde di Rayleigh nel mezzo di propagazione.</i> | 11 |
| <i>Figura 5 – Deformazioni indotte dalle onde di Love nel mezzo di propagazione.</i> | 12 |
| <i>Figura 6 – Classificazione sismica italiana in termini di pericolosità sismica.</i> | 15 |
| <i>Figura 7 - Pericolosità sismica di base.</i> | 16 |
| <i>Figura 8 - Vita nominale.</i> | 17 |
| <i>Figura 9 - Coefficiente d'uso.</i> | 17 |
| <i>Figura 10 - Probabilità di superamento.</i> | 18 |
| <i>Figura 11 - Effetto dell'amplificazione stratigrafica e topografica sull'azione sismica.</i> | 18 |
| <i>Figura 12 - Categorie di sottosuolo.</i> | 19 |
| <i>Figura 13 - Categorie topografiche.</i> | 19 |
| <i>Figura 14 - Espressioni spettro elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico.</i> | 20 |
| <i>Figura 15 - Coefficienti di amplificazione stratigrafica.</i> | 21 |
| <i>Figura 16 - Coefficiente di amplificazione topografica.</i> | 22 |
| <i>Figura 17 - Leggi e periodi caratteristici dello spettro di risposta elastico.</i> | 22 |
| <i>Figura 18 - Spettro di risposta elastico in accelerazione, velocità e spostamento.</i> | 23 |
| <i>Figura 19 - Componenti di un ponte.</i> | 26 |
| <i>Figura 20 - Nishinomiya bridge, Terremoto di Kobe, Giappone, 1995.</i> | 28 |
| <i>Figura 21 - San Francisco Oakland Bay Bridge, Terremoto nella Baia di San Francisco, California, 1989.</i> | 28 |
| <i>Figura 22 - Terremoto del Sichuan, Cina, 2008.</i> | 29 |
| <i>Figura 23 - Schema statico pila da ponte.</i> | 30 |
| <i>Figura 24 – Raggiungimento di un collasso di natura flessionale.</i> | 31 |
| <i>Figura 25 – Hanshin Expressway, Fukae Bridge, Terremoto di Kobe, Giappone, 1995.</i> | 32 |
| <i>Figura 26 - Hanshin Expressway Pier 54, Fukae Bridge, Terremoto di Kobe, Giappone, 1995.</i> | 32 |
| <i>Figura 27 – Crisi per sfilamento delle barre longitudinali.</i> | 33 |

| | |
|--|----|
| Figura 28 – Crisi per giunzione inadeguata delle barre longitudinali. _____ | 34 |
| Figura 29 – Raggiungimento di collassi di natura tagliante. _____ | 35 |
| Figura 30 – Collasso a taglio dominante, Wu-Hsi bridge, Terremoto di Jiji, Taiwan, 1999. _____ | 35 |
| Figura 31 – Collasso a taglio nella regione della cerniera plastica, Terremoto di Northridge, California, 1994. _____ | 36 |
| Figura 32 - Danneggiamento spalla, Terremoto di Northridge, California, 1994. _____ | 37 |
| Figura 33 - Danneggiamenti spalla passante, Highway 118, Terremoto di Northridge, California, 1994. _____ | 38 |
| Figura 34 - Danneggiamenti spalla per cedimento del pendio, Jyi-Lu Bridge, Terremoto di Jiji, Taiwan, 1999. _____ | 38 |
| Figura 35 - Cedimenti relativi spalla-rilevato. _____ | 39 |
| Figura 36 –Base cerniera a sinistra, base incastro a destra. _____ | 40 |
| Figura 37 - Deformazioni plastiche. _____ | 41 |
| Figura 38 – Collasso a taglio nel nodo pila-fondazione. _____ | 41 |
| Figura 39 - Schema di funzionamento di un palo-pila. _____ | 42 |
| Figura 40 - Schema di un palo che attraversa uno strato soggetto a liquefazione. _____ | 42 |
| Figura 41 - Ponte ordinario (a); ponte isolato sismicamente (b). _____ | 44 |
| Figura 42 - Effetto dell'isolamento sismico sulle forze di taglio (a) e sugli spostamenti (b), per diversi livelli di smorzamento. _____ | 45 |
| Figura 43 - Elemento a comportamento lineare (ricentraggio) (a); isteretico (b); viscoso (c); attritivo (d). _____ | 47 |
| Figura 44 - Relazione forza-spostamento per un isolatore sismico. _____ | 48 |
| Figura 45 - Relazione forza-spostamento per uno smorzatore viscoso lineare. _____ | 49 |
| Figura 46 - Rappresentazione schematica di un isolatore elastomerico rinforzato. _____ | 50 |
| Figura 47 - LDRB (a); relazione forza-spostamento dell'LDRB (b). _____ | 52 |
| Figura 48 - Energia dissipata per ogni ciclo. _____ | 53 |
| Figura 49 - HDRB (a); relazione forza-spostamento dell'HDRB (b). _____ | 54 |
| Figura 50 - LRB (a); relazione forza-spostamento dell'LRB (b). _____ | 54 |
| Figura 51 - Contributo dovuto al piombo (a); contributo dovuto alla gomma (b). _____ | 56 |
| Figura 52 - Schema di una gomma soggetta ad una forza F. _____ | 56 |
| Figura 53 - Esempio di relazione forza-spostamento di un isolatore elastomerico. _____ | 57 |
| Figura 54 - SD (a); relazione forza-spostamento dell'SD (b). _____ | 58 |
| Figura 55 - Leggi d'attrito tipica degli FPS (a); schema tipico degli FPS (b). _____ | 60 |
| Figura 56 - FPS a singola curvatura (a); relazione forza-spostamento dell'FPS (b). _____ | 61 |
| Figura 57 - Modello a 2GDL di un sistema a base isolata. _____ | 63 |
| Figura 58 - Prima (a) e seconda (b) forma modale di un sistema a 2GDL a base isolata. _____ | 68 |
| Figura 59 - Vista in sezione di un isolatore FPS a pendolo inverso. _____ | 72 |
| Figura 60 - FPS (a); DFPS (b). _____ | 73 |
| Figura 61 - Isolatore a pendolo scorrevole a doppia curvatura (DFPS). _____ | 74 |
| Figura 62 - Schematizzazione del comportamento dinamico di un FPS. _____ | 76 |
| Figura 63 - Diagramma isteretico reale di un isolatore FPS. _____ | 80 |
| Figura 64 - Comportamento isteretico semplificato di un FPS (legame forza-spostamento). _____ | 81 |

| | |
|--|-----|
| Figura 65 - Schema base di attrito tra due superfici; equilibrio (a), scorrimento (b). | 83 |
| Figura 66 - Asperità, giunzioni, area di contatto effettiva e apparente nell'interfaccia di scorrimento. | 85 |
| Figura 67 - Legge tensione tempo (a), legge deformazione-tempo viscoelastica (b). | 87 |
| Figura 68 - Fenomeno dello stick-slip. | 88 |
| Figura 69 - Fenomeno dello stick-slip in un diagramma taglio-spostamento. | 88 |
| Figura 70 - Relazione tra coefficiente d'attrito, velocità di scorrimento e pressione. | 89 |
| Figura 71 - Effetto del parametro α sulla variazione del coefficiente d'attrito con la velocità. | 91 |
| Figura 72 - Influenza della temperatura sul coefficiente d'attrito. | 92 |
| Figura 74 - Sito (a), vista dalla strada (b), modello del ponte a 5 campate estratto da SAP2000 (c). | 96 |
| Figura 75 - Geometria impalcato (a), sezione della pila (b). | 97 |
| Figura 76 - Modello numerico adottato per il ponte banco di prova. | 99 |
| Figura 77 - Modello pila da ponte: dettagli di modellazione. | 100 |
| Figura 78 - Modello pila: discretizzazione della sezione a fibre (a), legge isteretica tensione-deformazione del materiale usato per le fibre inerenti le barre d'armatura (b), legge isteretica tensione-deformazione del materiale usato per le fibre di calcestruzzo confinato e non confinato (c). | 101 |
| Figura 79 - Analisi momento-curvatura per la pila3 (a), comportamento calcestruzzo confinato e non confinato (b). | 104 |
| Figura 80 - Geometria spalla (a), modello numerico spalla (b). | 107 |
| Figura 81 - Isolatore FPS (elemento di Opensees). | 108 |
| Figura 82 - Relazione forza-spostamento di un FPS: raggio $R=1m$ (a), raggio $R=4m$ (b). | 109 |
| Figura 83 - Modellazione dell'FPS per un generico pulvino (a), modellazione dell'FPS per la spalla (b). | 109 |
| Figura 84 - Forme modali del ponte isolato oggetto di studio, con $R=1m$ ($T_1=2sec$): primo modo (a), secondo modo (b), terzo modo (c). | 110 |
| Figura 85 - Modello del ponte a 7 campate e dimensioni delle pile. | 112 |
| Figura 86 - Spettro di risposta elastico per l'Aquila (suolo A) corrispondente ad un periodo di ritorno $T_R=475$ anni. | 114 |
| Figura 87 - Spettri di risposta scalati, generati da storie temporali di accelerazione. Spetto di risposta scalato rispetto: S_a , target T_1 , con $T_1=2sec$ (a), $T_1=3sec$ (b). | 115 |
| Figura 88 - Fronte d'onda sismica per un angolo d'incidenza di 30° . | 116 |
| Figura 89 - Fronte d'onda sismica per un angolo d'incidenza di 30° . | 116 |
| Figura 90 - Storie temporali di spostamento agli 8 appoggi del ponte a 7 campate per un $T_1=2sec$ e un periodo di ritorno medio $T_R=2475$ anni. | 118 |
| Figura 91 - Storie temporali di spostamento alla Spalla1 e alla Pila1 del ponte a 7 campate per un $T_1=2sec$ e per un $T_R=2475$ anni. | 119 |
| Figura 92 - Storie temporali di spostamento alla Pila1 e alla Pila6 del ponte a 7 campate per un $T_1=2sec$ e per un $T_R=2475$ anni. | 119 |
| Figura 93 - Storie temporali di spostamento alla Spalla1 e alla Spalla2 del ponte a 7 campate per un $T_1=2sec$ e per un $T_R=2475$ anni. | 120 |

| | |
|---|-----|
| Figura 94 - Andamento del rapporto di spostamento della pila 1 in funzione del coefficiente d'attrito: $\alpha=30^\circ$ (a), $\alpha=60^\circ$ (b). | 127 |
| Figura 95 - Andamento del rapporto di spostamento della pila 2 in funzione del coefficiente d'attrito: $\alpha=30^\circ$ (a), $\alpha=60^\circ$ (b). | 127 |
| Figura 96 - Andamento del rapporto di spostamento della pila 3 in funzione del coefficiente d'attrito: $\alpha=30^\circ$ (a), $\alpha=60^\circ$ (b). | 128 |
| Figura 97 - Andamento del rapporto di spostamento della pila 4 in funzione del coefficiente d'attrito: $\alpha=30^\circ$ (a), $\alpha=60^\circ$ (b). | 128 |
| Figura 98 - Andamento del rapporto di spostamento della pila 1 in funzione del coefficiente d'attrito: $\alpha=30^\circ$ (a), $\alpha=60^\circ$ (b). | 130 |
| Figura 99 - Andamento del rapporto di spostamento della pila 2 in funzione del coefficiente d'attrito: $\alpha=30^\circ$ (a), $\alpha=60^\circ$ (b). | 131 |
| Figura 100 - Andamento del rapporto di spostamento della pila 3 in funzione del coefficiente d'attrito: $\alpha=30^\circ$ (a), $\alpha=60^\circ$ (b). | 132 |
| Figura 101 - Andamento del rapporto di spostamento della pila 4 in funzione del coefficiente d'attrito: $\alpha=30^\circ$ (a), $\alpha=60^\circ$ (b). | 133 |
| Figura 102 - Andamento del rapporto di spostamento della pila 5 in funzione del coefficiente d'attrito: $\alpha=30^\circ$ (a), $\alpha=60^\circ$ (b). | 134 |
| Figura 103 - Andamento del rapporto di spostamento della pila 6 in funzione del coefficiente d'attrito: $\alpha=30^\circ$ (a), $\alpha=60^\circ$ (b). | 135 |