

3.243 Comportamento dinamico degli FPSequation.3.2.2 3.1954 Ade-  
sioneequation.3.2.19 Package amsmath Error:  
llowed only in math modeSee the amsmath package documentation for explana-  
tion.You're in trouble here. Try typing <return> to proceed.If that doesn't  
work, type X <return> to quit.d4.170 Equazioni del moto e normalizzazioneee-  
quation.4.2.1  $\mu_d$ 4.1172 *Equazioni del moto e normalizzazione*equation.4.2.11  $\xi_d \xi_p \omega_d \omega_p \psi_d \psi_d \psi_d \psi_d$



# POLITECNICO DI TORINO

Laurea Magistrale in Ingegneria Civile e ambientale



Tesi di Laurea Magistrale

## EFFETTI BIDIREZIONALI NELLA PROTEZIONE SISMICA DEI PONTI CON FPS

Relatore

Dott. Ing. Paolo Castaldo

Corelatore

Prof. Dott. Ing. Giuseppe Andrea Ferro

Candidato

Raffaele Cucuzza

Anno Accademico 2019/2020



# Indice

|                                                                               |           |
|-------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| <b>Introduzione</b>                                                           | <b>1</b>  |
| <b>1 Valutazione del rischio e affidabilità sismica</b>                       | <b>3</b>  |
| 1.1 Rischio sismico . . . . .                                                 | 4         |
| 1.1.1 Valutazione della pericolosità sismica . . . . .                        | 7         |
| 1.1.2 Valutazione della vulnerabilità sismica . . . . .                       | 9         |
| 1.1.2.1 Metodi empirici . . . . .                                             | 11        |
| 1.1.2.2 Metodi analitici . . . . .                                            | 12        |
| 1.1.2.3 Metodi basati su giudizi di esperti . . . . .                         | 12        |
| 1.2 Affidabilità sismica . . . . .                                            | 12        |
| 1.2.1 Valutazione dell'affidabilità sismica . . . . .                         | 13        |
| <b>2 Rischio sismico per i ponti</b>                                          | <b>15</b> |
| 2.1 Danni sismici nei ponti . . . . .                                         | 17        |
| 2.1.1 Collasso per spostamento . . . . .                                      | 17        |
| 2.1.1.1 Collasso per sfilamento . . . . .                                     | 18        |
| 2.1.1.2 Danneggiamento per martellamento . . . . .                            | 18        |
| 2.1.2 Collasso della pila . . . . .                                           | 19        |
| 2.1.2.1 Collasso a flessione . . . . .                                        | 19        |
| 2.1.2.2 Inadeguata duttilità a flessione . . . . .                            | 21        |
| 2.1.2.3 Errore nel dimensionamento della lunghezza di<br>ancoraggio . . . . . | 21        |
| 2.1.2.4 Collasso a taglio . . . . .                                           | 22        |

|          |                                                                                   |           |
|----------|-----------------------------------------------------------------------------------|-----------|
| 2.2      | Conseguenza del collasso . . . . .                                                | 23        |
| 2.3      | Costi di ricostruzione . . . . .                                                  | 25        |
| 2.4      | L'isolamento sismico come strategia di adeguamento sismico . .                    | 25        |
| 2.4.1    | Teoria del controllo delle vibrazioni . . . . .                                   | 27        |
| 2.4.2    | Strategia di controllo delle vibrazioni . . . . .                                 | 29        |
| <b>3</b> | <b>Sistemi isolati con FPS e isolamento nei ponti</b>                             | <b>35</b> |
| 3.1      | Principi di isolamento sismico . . . . .                                          | 36        |
| 3.2      | Friction Pendulum System (FPS) . . . . .                                          | 40        |
| 3.2.1    | Comportamento dinamico degli FPS . . . . .                                        | 43        |
| 3.2.1.1  | Modellazione lineare degli FPS . . . . .                                          | 49        |
| 3.2.2    | Meccanica dei dispositivi a scorrimento in presenza di attrito . . . . .          | 51        |
| 3.2.2.1  | Adesione . . . . .                                                                | 53        |
| 3.2.2.2  | Plowing . . . . .                                                                 | 54        |
| 3.2.2.3  | Effetti visco-elastici . . . . .                                                  | 54        |
| 3.2.2.4  | Il fenomeno dello stick-slip . . . . .                                            | 54        |
| 3.2.3    | Indagini sperimentali su isolatori attritivi a superficie curva                   | 55        |
| 3.2.3.1  | Dipendenza della velocità di scorrimento . . . .                                  | 56        |
| 3.2.3.2  | Dipendenza dalla temperatura . . . . .                                            | 59        |
| 3.2.3.3  | Effetto della permanenza dei carichi e della distanza percorsa . . . . .          | 60        |
| 3.2.3.4  | Effetti della variazione dell'azione assiale sulle performance sismiche . . . . . | 61        |
| 3.2.4    | Modellazione del coefficiente di attrito dinamico . . . . .                       | 62        |
| <b>4</b> | <b>Modellazione 2D di ponti isolati con FPS</b>                                   | <b>65</b> |
| 4.1      | Introduzione al problema e linee generali . . . . .                               | 66        |
| 4.2      | Equazioni del moto e normalizzazione . . . . .                                    | 69        |
| 4.3      | Modellazione in ambiente MATLAB & Simulink . . . . .                              | 76        |
| 4.3.1    | Parametri del modello . . . . .                                                   | 77        |

|          |                                                             |            |
|----------|-------------------------------------------------------------|------------|
| 4.3.2    | Modellazione: effetti traslazionali . . . . .               | 78         |
| 4.3.3    | Modellazione: effetti rotazionali . . . . .                 | 84         |
| 4.4      | Modellazione in ambiente SAP2000 . . . . .                  | 92         |
| 4.5      | Validazione del modello e confronto dei risultati . . . . . | 94         |
| <b>5</b> | <b>Studio parametrico</b>                                   | <b>103</b> |
| 5.1      | Risultati ottenuti in ambiente Matlab & Simulink . . . . .  | 103        |
| 5.1.1    | Parametri e range di controllo . . . . .                    | 104        |
| 5.1.2    | Statistiche del modello . . . . .                           | 106        |
| 5.2      | Ottimi di attrito e leggi di regressione . . . . .          | 109        |





# Elenco delle figure

|      |                                                                                                              |    |
|------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 1.1  | Illustrazione grafica dell'equazione 1.4 . . . . .                                                           | 6  |
| 1.2  | Mappa di rischio sismico in termini di PGA con probabilità di<br>superamento del 10% in 50 anni. . . . .     | 9  |
| 1.3  | Curve di fragilità per specifici livelli di danno. . . . .                                                   | 11 |
| 2.1  | Gravi danni sismici riportati da un viadotto in seguito al terremoto di Northridge, 1994. . . . .            | 17 |
| 2.2  | Collasso per sfilamento. . . . .                                                                             | 18 |
| 2.3  | Collasso per pounding. . . . .                                                                               | 19 |
| 2.4  | Collasso dell'impalcato dovuto alla rottura della pila durante il terremoto di Northridge, 1994. . . . .     | 20 |
| 2.5  | Diagramma di interazione di una colonna. . . . .                                                             | 21 |
| 2.6  | Ribaltamento del viadotto dovuto al collasso della pila, terremoto di Kobe, 1995. . . . .                    | 22 |
| 2.7  | Collasso a taglio. . . . .                                                                                   | 23 |
| 2.8  | Schema input-output classico per una struttura convenzionale .                                               | 27 |
| 2.9  | Schema anello a ciclo aperto . . . . .                                                                       | 28 |
| 2.10 | Schema anello a ciclo chiuso . . . . .                                                                       | 28 |
| 2.11 | Schema di una struttura con sistema di controllo passivo (Rahman, Ong, Chong, Julai, & Khoo, 2015) . . . . . | 29 |
| 2.12 | Differenza di comportamento di strutture con diversi sistemi di protezione . . . . .                         | 30 |

|      |                                                                                                                                  |    |
|------|----------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 2.13 | Schema di una struttura con sistema di controllo attivo (Rahman, Ong, Chong, Julai, & Khoo, 2015) . . . . .                      | 31 |
| 2.14 | Schema di una struttura con sistema di controllo semi-attivo (Rahman, Ong, Chong, Julai, & Khoo, 2015) . . . . .                 | 32 |
| 2.15 | Schema di una struttura con sistema di controllo ibrido (Rahman, Ong, Chong, Julai, Khoo, 2015) . . . . .                        | 33 |
| 2.16 | Strategie di controllo delle vibrazioni . . . . .                                                                                | 34 |
| 3.1  | Strategie di minimizzazione della domanda sismica con l'impiego di isolatori . . . . .                                           | 38 |
| 3.2  | Strategie di minimizzazione della domanda sismica con l'impiego di isolatori (Norme Tecniche per le Costruzioni, 2008) . . . . . | 38 |
| 3.3  | Vista in sezione di un isolatore FPS . . . . .                                                                                   | 41 |
| 3.4  | Funzionamento dispositivi Friction Pendulum (FPS) . . . . .                                                                      | 42 |
| 3.5  | Legge costitutiva bi-lineare degli isolatori. . . . .                                                                            | 43 |
| 3.6  | Diagramma di isteresi isolatore a scorrimento FPS. . . . .                                                                       | 45 |
| 3.7  | Dinamica di un isolatore a singola curvatura. . . . .                                                                            | 46 |
| 3.8  | Dettagli di un isolatore. . . . .                                                                                                | 47 |
| 3.9  | Schema base di attrito fra due superfici. . . . .                                                                                | 52 |
| 3.10 | Vista di un'interfaccia, area di contatto effettiva e area apparente. . . . .                                                    | 53 |
| 3.11 | Fenomeno dello stick- slip. . . . .                                                                                              | 55 |
| 3.12 | Dipendenza dalla velocità di scorrimento e dalla pressione. . . . .                                                              | 57 |
| 3.13 | Effetto del parametro $\alpha$ sulla variazione del coefficiente di attrito con la velocità. . . . .                             | 58 |
| 3.14 | Effetto della temperatura sulla variazione del coefficiente di attrito con la velocità. . . . .                                  | 60 |
| 3.15 | Effetto del parametro $\alpha$ sul coefficiente di attrito in accordo con la legge di Costantinou. . . . .                       | 63 |
| 4.1  | Schema generale del ponte in studio . . . . .                                                                                    | 66 |
| 4.2  | Modello matematico che si intende studiare [17]. . . . .                                                                         | 67 |

|      |                                                                                                                          |    |
|------|--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|----|
| 4.3  | Comportamento sforzi – deformazione dell’FPS [17] . . . . .                                                              | 69 |
| 4.4  | Risoluzione di un’equazione differenziale di 2° grado con schema<br>a blocchi in ambiente Matlab-Simulink. . . . .       | 77 |
| 4.5  | Modello da implementare in ambiente Matlab Simulink dell’in-<br>terazione pila – spalla a 6+1 GDL. . . . .               | 81 |
| 4.6  | Modello implementato in ambiente Matlab Simulink dell’intera-<br>zione pila – spalla a 2+1 GDL. . . . .                  | 82 |
| 4.7  | Confronto impalcato step fisso - variabile per $T_d = 2, T_p =$<br>$0.05, \lambda = 0.1$ . . . . .                       | 83 |
| 4.8  | Confronto pila step fisso pila - variabile per $T_d = 2, T_p =$<br>$0.05, \lambda = 0.1$ . . . . .                       | 83 |
| 4.9  | Confronto impalcato step fisso - variabile per $T_d = 2, T_p =$<br>$0.2, \lambda = 0.2$ . . . . .                        | 84 |
| 4.10 | Confronto pila step fisso - variabile per $T_d = 2, T_p = 0.2, \lambda = 0.2$ .                                          | 84 |
| 4.11 | Modello implementato in ambiente Matlab Simulink dell’intera-<br>zione pila – spalla a 8+1 GDL. . . . .                  | 85 |
| 4.12 | Modello da implementare in ambiente Matlab & Simulink del-<br>l’interazione pila – spalla a 8+1 <i>GDL</i> . . . . .     | 85 |
| 4.13 | Allontanamento dello <i>slider</i> dalla condizione di equilibrio $P_0$ . .                                              | 87 |
| 4.14 | Modello implementato in ambiente Matlab & Simulink dell’inte-<br>razione pila – spalla a 6+1 GDL. . . . .                | 90 |
| 4.15 | Modello implementato in ambiente SAP2000, i <i>GDL</i> in testa<br>all’isolatore si muovono rigidamente insieme. . . . . | 93 |
| 4.16 | Allontanamento dello <i>slider</i> dalla condizione di equilibrio $P_0$ . .                                              | 94 |
| 4.17 | Confronto risultati spostamento pila in direzione X- $f_{max} = 0.1$ ,<br>$f_{min} = 0.05$ . . . . .                     | 95 |
| 4.18 | Confronto risultati spostamento impalcato in direzione X- $f_{max} =$<br>$0.1, f_{min} = 0.05$ . . . . .                 | 95 |
| 4.19 | Confronto risultati spostamento pila in direzione X- $f_{max} = 0.03$ ,<br>$f_{min} = 0.01$ . . . . .                    | 96 |

|      |                                                                                                                                                                                                                               |     |
|------|-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 4.20 | Confronto risultati spostamento impalcato in direzione X- $f_{max} = 0.03, f_{min} = 0.01$ . . . . .                                                                                                                          | 96  |
| 4.21 | Confronto risultati spostamento pila in direzione Y- $f_{max} = 0.1, f_{min} = 0.05$ . . . . .                                                                                                                                | 96  |
| 4.22 | Confronto risultati spostamento impalcato in direzione Y- $f_{max} = 0.1, f_{min} = 0.05$ . . . . .                                                                                                                           | 97  |
| 4.23 | Confronto risultati spostamento pila in direzione Y- $f_{max} = 0.03, f_{min} = 0.01$ . . . . .                                                                                                                               | 97  |
| 4.24 | Confronto risultati spostamento impalcato in direzione Y- $f_{max} = 0.03, f_{min} = 0.01$ . . . . .                                                                                                                          | 97  |
| 4.25 | Confronto risultati rotazione pila- $f_{max} = 0.1, f_{min} = 0.05$ . . . .                                                                                                                                                   | 98  |
| 4.26 | Confronto risultati rotazione pila- $f_{max} = 0.03, f_{min} = 0.01$ . . . .                                                                                                                                                  | 98  |
| 4.27 | Confronto risultati forze di richiamo isteretiche in direzione X-impalcato - $f_{max} = 0.1, f_{min} = 0.05$ . . . . .                                                                                                        | 99  |
| 4.28 | Confronto risultati forze di richiamo isteretiche in direzione X-impalcato - $f_{max} = 0.03, f_{min} = 0.01$ . . . . .                                                                                                       | 99  |
| 4.29 | Confronto risultati forze di richiamo isteretiche in direzione X-pila - $f_{max} = 0.1, f_{min} = 0.05$ . . . . .                                                                                                             | 99  |
| 4.30 | Confronto risultati forze di richiamo isteretiche in direzione X-pila - $f_{max} = 0.03, f_{min} = 0.01$ . . . . .                                                                                                            | 100 |
| 4.31 | Convergenza al crescere dei <i>GDL</i> pila . . . . .                                                                                                                                                                         | 100 |
| 4.32 | Convergenza al crescere dei <i>GDL</i> impalcato . . . . .                                                                                                                                                                    | 100 |
| 5.1  | Terremoti utilizzati e loro caratteristiche. . . . .                                                                                                                                                                          | 105 |
| 5.2  | Spettro di risposta elastica delle pseudo accelerazioni per (a) registrazioni non scalate e (b) registrazioni scalate con misura di intensità SD ( $T_b$ ) = 0.311 m ( $S_{pa} = 0.139$ g) per un periodo pari a 3 s. . . . . | 106 |
| 5.3  | Differenza di comportamento di strutture con diversi sistemi di protezione . . . . .                                                                                                                                          | 110 |

|     |                                                                                      |     |
|-----|--------------------------------------------------------------------------------------|-----|
| 5.4 | Differenza di comportamento di strutture con diversi sistemi di protezione . . . . . | 110 |
| 5.5 | Differenza di comportamento di strutture con diversi sistemi di protezione . . . . . | 111 |
| 5.6 | Differenza di comportamento di strutture con diversi sistemi di protezione . . . . . | 111 |
| 5.7 | Differenza di comportamento di strutture con diversi sistemi di protezione . . . . . | 111 |
| 5.8 | Differenza di comportamento di strutture con diversi sistemi di protezione . . . . . | 112 |



# Introduzione

Questa ricerca nasce dalla necessità di condurre uno studio sulle prestazioni sismiche di ponti a travata isolati con FPS (Friction Pendulum System), superando l'analisi monodimensionale per approdare ad una modellazione 3D più raffinata dei dispositivi in esame. I ponti hanno da sempre avuto un ruolo strategico non solo per il sistema di traffico del nostro Paese ma per l'impatto economico e sociale che questo determina. Più di recente, invece, si è osservato come, durante un terremoto (Kawashima, 2000), queste opere debbano garantire la migliore operatività permettendo alle squadre di soccorso di raggiungere rapidamente i siti colpiti dal sisma. I danni di un ponte, infatti, non solo ostacolano o addirittura bloccano i percorsi di recupero delle squadre ma comportano importanti dispendi di tempo ed elevati costi. La progettazione tradizionale dei ponti si focalizzava di fornire un'adeguata resistenza e duttilità cioè permettere alla struttura di rispondere in maniera efficace all'input sismico. Questo risultato veniva raggiunto progettando spalle molto rigide, in grado di assorbire tutti gli spostamenti, e pile notevolmente armate in modo da conferire un'adeguata duttilità. Sfortunatamente, si è osservato, come terremoti di media intensità ma lungo periodo costringevano ad importanti opere di manutenzione delle pile e dell'impalcato o addirittura alla sostituzione di tutto o di una parte del singolo elemento. Recentemente, lo sviluppo di nuove tecnologie ha permesso la nascita di una nuova branca della sismica interamente dedicata all'isolamento e alla prevenzione sismica capace di rivoluzionare le basi del "seismic design". Le strutture infatti non dovevano possedere grandi duttilità o importanti flessibilità poiché l'intero spostamento

dell'elemento veniva assorbito da un dispositivo progettato appositamente per assorbire grandi deformazioni a taglio. Risulta, quindi, comprensibile come l'intera ricerca si sia mossa nel trovare dispositivi sempre più performanti e ad un basso costo, facilmente installabili e resistenti agli sforzi e al tempo. Da queste considerazioni nasce il desiderio di analizzare, nel suddetto lavoro, oltre al comportamento traslazionale degli FPS anche quello rotazionale valutando una sorta di rigidezza rotazionale del dispositivo capace di assorbire i momenti torsionali che la pila trasferirebbe all'impalcato. Inoltre, particolare attenzione è stata riservata al problema dell'interazione spalla-pila, partendo da schemi statici semplici, già analizzati in altri lavori, per poi approdare a sistemi a più pile in modo da indagare l'influenza del tipo di schema costruttivo sulle prestazioni degli FPS. Lo studio si pone come obiettivo di valutare la risposta sismica in termini di spostamenti e forze agenti sia, sulle differenti componenti del ponte (impalcato, spalla e pila) che sui diversi schemi statici analizzati individuando anche gli ottimi di attrito che minimizzano i differenti percentili della risposta sismica della pila al variare dei principali parametri dinamici del sistema strutturale. Infine, vengono proposte opportune leggi di regressione per il dimensionamento degli isolatori e delle differenti componenti di un ponte al variare delle caratteristiche dinamiche del complesso strutturale.



# Capitolo 1

## Valutazione del rischio e affidabilità sismica

La progettazione sismica strutturale ha subito una costante evoluzione, soprattutto, dai primi anni dell'ultimo secolo. Inizialmente, osservando i danni strutturali causati dai terremoti agli inizi del 20<sup>th</sup> secolo (Kanto, Long Beach, Napier), la sollecitazione sismica veniva espressa mediante forze laterali proporzionali alle masse in gioco, contrastate da forze di richiamo elastico. Già a partire dagli anni '90 la progettazione strutturale incominciava a considerare l'influenza del periodo proprio o naturale di una struttura nel calcolo delle forze di inerzia, nonostante le analisi strutturali rimanevano ancorate al concetto di risposta strutturale elastica. Considerazioni sulla duttilità sono state introdotte negli anni '60 e '70 come conseguenza di prove sperimentali ed empiriche con le quali è stato possibile constatare come strutture, correttamente modellate e dettagliatamente definite, fossero in grado di sopportare taglianti sismici al suolo superiori a quelli predetti dall'analisi elastica. Gradualmente, la ricerca e con essa la tecnica delle costruzioni, si è resa consapevole dell'importanza della resistenza strutturale per un edificio, nella misura in cui questa favorisca la riduzione di spostamenti o deformazioni. Da queste considerazioni è, quindi, nata l'idea di legare il potenziale danno e quindi la valutazione della vulnerabilità strutturale alle deformazioni piuttosto che alla resistenza, incentivando la

realizzazione di strutture più snelle ma più performanti all'azione sismica.

## 1.1 Rischio sismico

Conoscere la sismicità di una zona significa avere informazioni sulla frequenza e la forza di un terremoto e quindi essere capaci di classificarla in funzione delle proprie caratteristiche geo-fisiche. Se si conoscono la frequenza e l'energia di un terremoto di una determinata zona e si attribuisce un valore di probabilità di un evento sismico con una certa magnitudo che si verifica per un determinato intervallo di tempo, si può calcolare la cosiddetta Pericolosità Sismica (P). Il valore più significativo identifica l'evento sismico stocasticamente favorito per quel periodo di ritorno. Gli effetti di un terremoto non dipendono solo dall'intensità o, in generale, dalle caratteristiche dell'evento ma anche dalla resistenza degli edifici all'azioni sismiche o a forze orizzontali. Definiamo, quindi, Vulnerabilità (V) il potenziale danno che un edificio può subire. Più un edificio è Vulnerabile maggiore sarà la severità del danno strutturale il quale può essere attribuito a diversi fattori come il tipo di struttura, da un *capacity design* inadeguato, dai materiali di scarsa qualità, dai metodi e sistemi di costruzione o dalla mancata manutenzione. Infine, l'ultimo fattore utile per il calcolo del Rischio sismico (R) con il quale si è in grado di misurare l'importanza dell'oggetto esposto al rischio in relazione alle principali caratteristiche dell'ambiente costruito è l'Esposizione (E). Questo consiste nell'individuazione, sia come numero che come valore, degli elementi componenti il territorio o la città, il cui stato, comportamento e sviluppo può venire alterato dall'evento sismico (il sistema insediativo, la popolazione, le attività economiche, i monumenti, i servizi sociali). Tale perdita o danneggiamenti viene quantificata in termini di costo per riportare il sistema allo stato antecedente al terremoto. Il Rischio sismico (R) è calcolato come una combinazione dei tre termini sopra indicati (P, V ed E) e misura il danno che ci si aspetta in un dato intervallo di tempo, basato sulle caratteristiche del sisma in esame, di resistenza dell'edificio e grado di urbanizzazione dell'area

(qualità e quantità di attività esposte).

Tale definizione viene sintetizzata dall'equazione (1.1):

$$R = P \times V \times E \quad (1.1)$$

Se l'esposizione viene trascurata, il rischio è definito come la probabilità di collasso ,in un intervallo di tempo, dove la funzione di stato limite  $Z$  è negativa se la condizione di stato limite è raggiunta o superata. La probabilità che la funzione  $Z$  sia negativa rappresenta la probabilità di fallimento ( $P_f$ ). Nell'ambiente sismico, tale funzione può essere espressa attraverso il confronto tra due variabili: la domanda sismica ( $D$ ), cioè la prestazione richiesta alla struttura durante l'azione sismica e la capacità della struttura ( $C$ ), ovvero la risposta dinamica della struttura. Quindi la probabilità di collasso può essere espressa come la:

$$P_f = P[Z \leq 0] = P[C \leq 0] \quad (1.2)$$

La valutazione del rischio sismico risulta non sempre così immediata specialmente per la forte interazione tra la Pericolosità Sismica ( $P$ ) e la Vulnerabilità ( $V$ ) nella zona (si parla di rischio specifico del sito) o dell'area (si parla di rischio complessivo) in esame e soprattutto dalle diverse grandezze misurate non sempre compatibili fra di loro. Per quantificare ( $R$ ), anche in queste condizioni, bisogna indagare come ( $P$ ) e ( $V$ ) interagiscono nel tempo. Uno dei modelli più utilizzati che tiene conto di questi fattori è il modello di Poisson. Per valutare la probabilità di fallimento  $P_f$  è necessario separare la risposta della struttura dalla domanda sismica valutata per via stocastica (Cornell A., 2004):

$$P_f = \sum_a P[C \leq D \mid IM = a] \cdot P[IM = a] \quad (1.3)$$

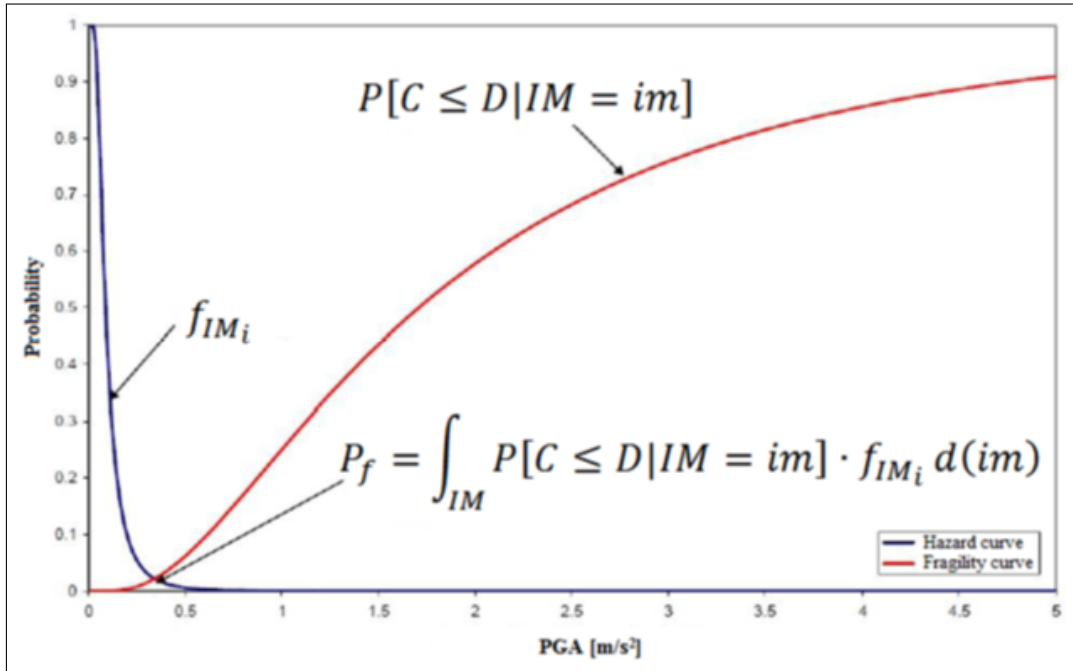
Dove il primo termine indica la probabilità condizionata di fallimento, per un assegnato valore di intensity measure ( $IM$ ), i.e., la fragilità (Vulnerabilità), mentre il secondo termine identifica la probabilità che un terremoto, con  $IM$

esattamente uguale ad  $a$ , si verifichi, i.e., la Pericolosità sismica del sito. IM è una grandezza che misura l'intensità di un terremoto in termini di parametri di picco come la PGA (Pseudo-ground-acceleration) e lo spettro di risposta. Nonostante venga spesso utilizzata la formulazione discretizzata proposta da Cornell, bisogna osservare come tutti i parametri suddetti debbano essere integrati nell'intervallo di durata dell'evento sismico. L'equazione 1.4 potrà essere quindi riscritta come segue:

$$\lambda_f = \sum_{IM} \lambda_i \cdot \int P[C \leq D | IM = im] \cdot f_{IM_i} d(im) \quad (1.4)$$

L'equazione (1.4) identifica, attraverso l'integrale del prodotto tra fragilità o Vulnerabilità e pericolosità sismica il numero medio di eventi necessari al collasso della struttura (Figura (1.4)) Sotto le ipotesi di Poisson, la probabilità di fallimento in un intervallo di tempo  $[t, t + \Delta t]$  può essere stimata come segue:

$$P_f[t + \Delta t] = 1 - e^{-\lambda_f \Delta t} \quad (1.5)$$



**Figura 1.1:** Illustrazione grafica dell'equazione 1.4

L'equazione (3.1) rappresenta l'unica relazione quantitativa tra la Perico-

losità Sismica (derivante da un terremoto con un assegnato valore di IM, di frequenza e di tempo di ritorno) e il rischio sismico (ossia la probabilità di fallimento di un terremoto, con un assegnato valore di IM, per un preciso intervallo di tempo di esposizione e per un dato valore di Vulnerabilità). Questa è stata ottenuta dall'interazione tra la Pericolosità e la Vulnerabilità nel dominio del tempo e dello spazio, non trascurando l'interazione fisica tra di essi. In letteratura, esiste una relazione tra l'accelerazione al suolo e i livelli di danno rappresentate dalle Curve di fragilità. Queste evidenziano una relazione tra il livello di danno e l'entità della perdita economica.

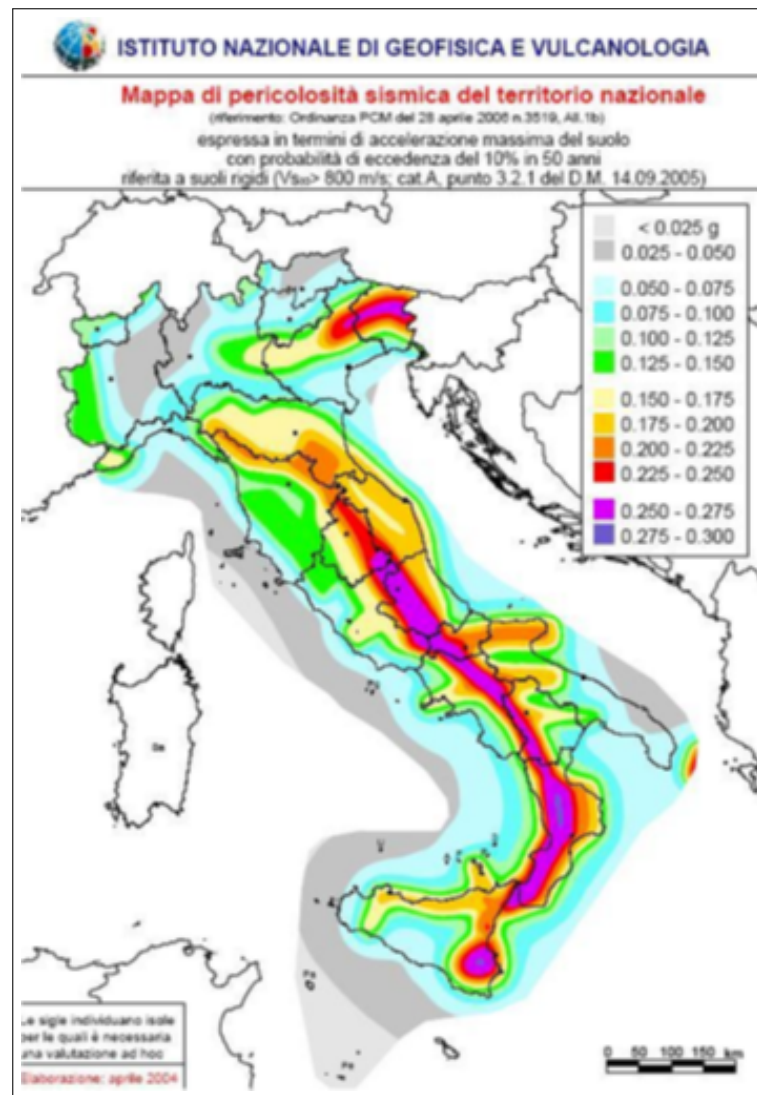
Concludendo, il rischio sismico è quindi valutato attraverso la stima di quattro parametri: probabilità, livello di severità (misure di tipo economico o fisico), misurazioni spaziali e temporali.

### **1.1.1 Valutazione della pericolosità sismica**

Negli ultimi anni, sono stati condotti studi di pericolosità sismica con lo scopo di condurre una classificazione sismica di macro e micro-zonazione (rispettivamente riferite ad indagini su zone locali o estese). In questa direzione, la valutazione del rischio sismico (o pericolosità sismica) consiste nell'individuazione di aree specifiche interessate da un fenomeno di amplificazione dinamica volte ad una strategica pianificazione dello sviluppo urbano di una città. Più nello specifico, la valutazione del rischio può coinvolgere lo studio di un sito bene definito, individuando costruzioni con un basso livello di sicurezza, ad alto rischio o di importanza strategica (centrali nucleari, installazioni militari, scuole, ospedali, ecc.). Lo studio, in questo caso, si pone l'obiettivo di valutare la probabilità che ha un terremoto nell'avere una magnitudine superiore al valore di soglia. Sfruttando queste importanti informazioni è possibile scegliere in maniera attenta un'area piuttosto che un'altra. Distinguiamo tra Pericolosità sismica di tipo deterministico o probabilistico. Il metodo deterministico è basato sullo studio del danno rilevato durante eventi sismici passati relativi

ad uno specifico sito. L'obiettivo del metodo è quello di ricostruire scenari di danno realistici col fine di stimare il tempo di ritorno di un terremoto di uguale intensità. Sfortunatamente, il grosso problema del metodo è la difficoltà di reperire le informazioni necessarie riguardo la sismicità locale e i suoi effetti. Un metodo alternativo è quello probabilistico il quale permette di stimare la pericolosità sismica come la probabilità che un evento, con determinate caratteristiche geofisiche, ha di ripetersi in un dato intervallo di tempo. Il modello probabilistico più diffuso è quello di Cornell attraverso il quale viene individuata la zona responsabile del sisma (zona di genesi sismica), la stima del suo livello di attività sismica e il calcolo degli effetti causati da quelle zone nell'area di influenza in relazione alla sua distanza dall'epicentro. La valutazione del rischio sismico può avvenire per via grafica attraverso le curve di rischio attraverso il quale è possibile correlare, per un dato periodo o una data accelerazione di picco del suolo (PGA), l'accelerazione spettrale con una certa probabilità di superamento (di solito coincidente con un periodo di 50 anni). In Italia, la INGV- istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (Meletti e Montaldo, 2007) ha provveduto alla realizzazione delle mappe di rischio del Paese (mappe interattive di pericolosità sismica <http://esse1-gis.mi.ingv.it>). In queste mappe è possibile trovare riferimenti per ogni sito di ogni area del Paese, riferendosi a 10 anni di frequenze medie di superamento e campionate e altrettanti valori di PGA e valori di accelerazione spettrale, funzione di 10 valori di periodi strutturali rappresentativi del sito.

Nello specifico, 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% and 2% corrispondenti ai seguenti periodi di ritorno: 30, 50, 72, 101, 140, 201, 475, 975 e 2475 anni. Ad ogni ciclo vengono generate curve di rischio che rappresentano la media (50th percentile), il 16<sup>th</sup> e l'84<sup>th</sup> percentile della distribuzione dei valori di PGA.



**Figura 1.2:** Mappa di rischio sismico in termini di PGA con probabilità di superamento del 10% in 50 anni.

### 1.1.2 Valutazione della vulnerabilità sismica

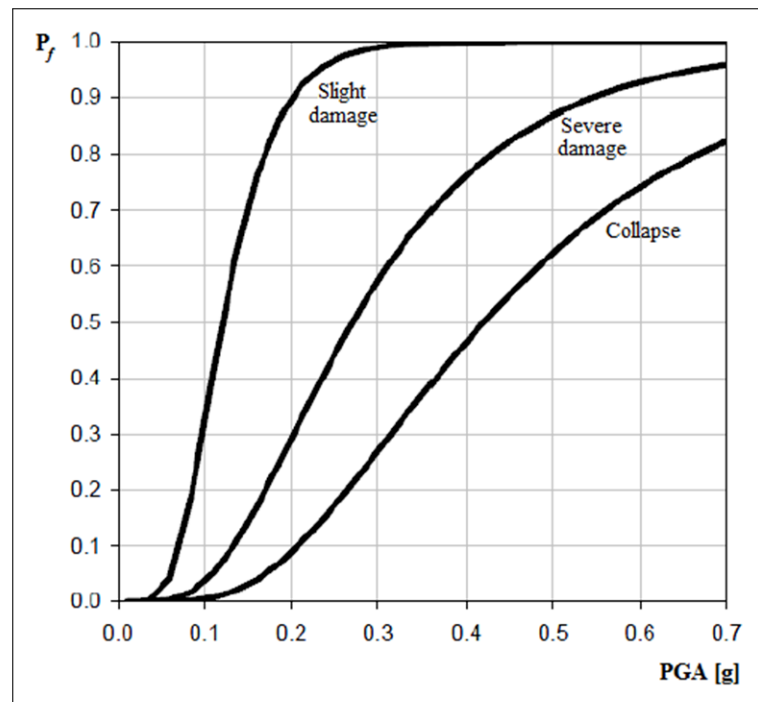
Se la vulnerabilità rappresenta il potenziale di danno per persone, edifici ed attività colpite da un evento sismico allora è possibile distinguere tre tipi di vulnerabilità sismica:

- Vulnerabilità diretta, la propensione di un singolo elemento ad essere danneggiato per effetto di un terremoto;
- Vulnerabilità indotta, la propensione a subire una crisi a causa del crollo di un singolo elemento fisico o complesso;
- Vulnerabilità differita, effetti che si verificano dopo il terremoto.

Nello sviluppo del suddetto lavoro di tesi si farà riferimento alla vulnerabilità diretta in quanto si è interessati agli effetti che i terremoti di progetto provocano direttamente sul complesso strutturale. Essendo la vulnerabilità strettamente legata all'intensità del terremoto e al livello di danno del sistema strutturale risulta importante definire un valore di intensity measure (IM) e vari livelli di danno. Il primo può essere valutato attraverso diversi parametri, includendo accelerazioni di picco come la PGA o la pseudo-accelerazione spettrale calcolata per il periodo di vibrazione fondamentale della struttura. Qualsiasi sia il valore di IM scelto, esso può descrivere la capacità di danneggiamento di abitazioni o complessi strutturali in maniera semplice ed efficace. Al contrario, stimare la severità di un terremoto in funzione dei livelli di danno è di solito molto più complesso. Eseguendo un'analisi strutturale è possibile valutare il danno in funzione di valori di soglia di spostamento e resistenza definiti rispettivamente dagli SLE e SLU. Al termine del processo di valutazione della Vulnerabilità sismica è possibile definire una curva di fragilità o vulnerabilità in grado di correlare il danno strutturale alla IM. In termini stocastici, la fragilità identifica la probabilità di superamento di uno determinato stato limite, una volta fissato un valore di intensità sismica. Quindi, attraverso le curve di fragilità, è possibile individuare l'intensità dell'azione sismica necessaria a causare un dato livello di risposta strutturale o danno. La figura 1.4 mostra un esempio di curve di fragilità, corrispondenti a predeterminati livelli di danno, in funzione delle accelerazioni di picco al suolo. Esistono vari approcci per valutare la fragilità sismica: i due principali sono basati su metodi empirici e analitici. Ad una prima analisi, i metodi suddetti possono essere così distinti:

- Metodi empirici, basati sulla base di dati disponibili sui danni causati da un terremoto passato;
- Metodi analitici;
- Metodi basati su giudizi di esperti.





**Figura 1.3:** Curve di fragilità per specifici livelli di danno.

#### 1.1.2.1 Metodi empirici

Il seguente metodo è il più diffuso e realistico, infatti è basato su analisi statistiche di danno causati da un terremoto, in accordo con i dati di eventi passati relativi ad una stessa area (Rossetto & Elnashai, 2003). Sfortunatamente, l'accuratezza del metodo può non essere sempre adatta o efficace a causa di un numero insufficiente di osservazioni (specialmente se riferiti a strutture in calcestruzzo armato). Inoltre, non è possibile plottare curve di fragilità legate ad una particolare costruzione, ma solo a classi strutturali. I metodi empirici, infatti, si basano sulla definizione di classi caratterizzate da indicatori tipologici o funzionali (Di Pasquale, Orsini, & Romeo, 2005), come tipologia costruttiva, piano morfologico, altezza, anno di costruzione. Ogni classe viene associata ad una probabilità di danno o ad una curva di fragilità. Le ipotesi formulate per generare le suddette curve di Vulnerabilità o matrici di danno vengono successivamente verificate da modelli statistici di danno dovuto a terremoti (a posteriori analysis)

### 1.1.2.2 Metodi analitici

Questo approccio è di solito applicato per la stima della vulnerabilità di una singola struttura, di cui si dispone di un buon livello di conoscenza. Le curve di fragilità possono essere generate implementando analisi strutturali sempre più raffinate. Ovviamente, il tempo di computazione e in generale l'onere computazionale cresce in proporzione all'accuratezza dei risultati. L'approccio analitico più diffuso per la stima della fragilità di una struttura è basato su un'analisi dinamica non lineare, in cui il danno viene associato al superamento di stati limite di soglia come curvature elastiche lineari o meccanismi di collasso della struttura. Diversamente, l'azione è generalmente espressa in termini di parametri spettrali, come la  $S_a(T)$

### 1.1.2.3 Metodi basati su giudizi di esperti

Quest'ultimo metodo viene scelto qualora non si è in possesso di un numero sufficiente di osservazioni o qualora non esistessero documenti storici o carte relative al manufatto. I giudizi di vari esperti possono essere utilizzati per la realizzazione di curve di fragilità relative a determinati valori di intensità sismica in modo da ricostruire nuovi dati in sostituzione ai dati storici non disponibili. Sfortunatamente, il metodo non gode di una vera base scientifica o di un modello convalidato ma da giudizi realizzati anche dopo diversi anni dall'ultimo evento sismico, inoltre, non è possibile ottenere dati affidabili in caso di nuove condizioni per le quali gli esperti non hanno nessuna esperienza. Il più diffuso in Italia consiste nel primo e secondo livello di carte di vulnerabilità, preparato dal Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti (GNDT) del CNR.

## 1.2 Affidabilità sismica

Conformemente alle leggi italiane (Norme Tecniche per le Costruzioni, 2008), le *“costruzioni e i singoli componenti strutturali devono essere progettati, realizzati,*

*testati e resi agibili tenendo conto della sostenibilità economica del manufatto e del livello di sicurezza previsto dalla legge. La sicurezza e le prestazioni strutturali di una parte o di tutto il complesso strutturale devono essere valutate rispettando i valori imposti agli stati limite per la vita nominale dello stesso. Lo stato limite identifica la condizione di soglia oltre la quale la struttura non rispetta le prestazioni previste dai criteri di progettazione utilizzati".* Quindi, l'affidabilità strutturale, nota come probabilità di successo, può essere definita come la probabilità che una struttura ha di attenersi, per un predeterminato periodo di tempo, alle funzioni per la quale è stata progettata e realizzata. In modo analogo, questa può essere anche espressa come la probabilità che le prestazioni attese allo stato di esercizio non siano inferiori a quelle di progetto, per tutta la sua vita nominale. Si può quindi concludere che una costruzione può considerarsi affidabile se la probabilità  $P_s$ , cioè la probabilità che la struttura esibisca le prestazioni di progetto per tutta la vita di servizio, è maggiore di un valore di tolleranza predefinito  $P^*$ .

### 1.2.1 Valutazione dell'affidabilità sismica

Da quanto è stato già esposto, sembra evidente che la valutazione dell'affidabilità sismica non possa essere solamente raggiunta da un semplice approccio deterministico in quanto risulta indispensabile prendere in considerazione il livello di protezione del manufatto concernente le prestazioni agli stati limite, i quali sono espressi in termini probabilistici. Per valutare il livello di protezione, assegnato un determinato stato limite, bisogna verificare che l'equazione (1.6) venga soddisfatta:

$$P_f \leq P_f^* \quad (1.6)$$

Dove  $P_f^*$  è il valore limite della probabilità di collasso (fallimento) cioè quel valore di rischio accettabile per lo stato limite con cui si sta compiendo la verifica. Assicurare un alto grado di sicurezza, e quindi minimizzare il valore di  $P_f^*$ ,

comporta progettazioni più sofisticate, più costose e quindi economicamente incompatibili relativamente alle funzioni del manufatto e alle condizioni di sviluppo del paese. Si può dedurre che, il valore di probabilità del collasso non è facile da determinare nella misura in cui vengono coinvolte competenze di natura non solo prettamente strutturale ma anche politica e finanziaria.

# Capitolo 2

## Rischio sismico per i ponti

I ponti rappresentano una parte essenziale delle infrastrutture di una nazione, agevolano lo sviluppo sociale ed economico permettendo la libera circolazione delle persone e delle merci tra luoghi remoti. Come tali, sono esposti a pericoli naturali quali terremoti o inondazioni i quali possono danneggiarli o distruggerli, inoltre anche i moderni metodi di trasporto possono causare danni anche di una certa importanza (ad esempio impatto di treno, nave, camion). Nello scenario del nostro Paese in cui assistiamo ad una sempre più crescente richiesta di traffico e, conseguentemente, e ad un processo di invecchiamento sempre più evidente delle infrastrutture, bisogna interrogarsi e decidere quali ponti si dovrebbero rafforzare e quali invece possono essere lasciati senza intervento. La sicurezza sismica della maggior parte dei ponti esistenti è piuttosto incerta. Ormai, i vecchi codici sismici si sono rivelati inadeguati e a testimoniarlo sono stati i recenti terremoti in grado di mettere a dura prova la loro vulnerabilità sismica, aumentata sempre più causa il lento degrado delle strutture che possono modificare in modo significativo la loro forza e duttilità. La rete autostradale italiana è prevalentemente composta da ponti costruiti nel secondo dopoguerra, specialmente tra il 1960 e il 1980 (periodo di boom economico italiano). Durante questo lasso di tempo non si sono tenute in considerazione le forze sismiche, e i ponti realizzati si sono dimostrati inadatti all'azione di eventi sismici. Solo negli ultimi anni il territorio nazionale è stato classificato correttamente per

il pericolo sismico attraverso le mappe di rischio precedentemente esposte. Le precedenti metodologie di progettazione sismica erano interamente basate su un approccio elastico, dove le strutture, e quindi anche i ponti, venivano progettate per subire deformazioni elastiche se sottoposte a forze sismiche. La rigidezza strutturale risultante dal metodo di progettazione elastico ha portato a bassi livelli di duttilità e a piccole quantità di energia dissipata. Una struttura più rigida inoltre tende ad amplificare i movimenti del terreno, con conseguente maggiore accelerazione della stessa. Le conseguenze derivanti dalla progettazione in campo elastico comprendevano impalcati appoggiati, quindi schemi statici semplici e poco appariscenti, mensole di lunghezza insufficiente e inadeguatezza delle principali componenti strutturali del ponte, in particolar modo le pile. Tali inidoneità del progetto hanno causato gravi danni e talvolta diversi crolli causando drammatici casi di perdita di vite umane. Ora è noto che la duttilità strutturale è fondamentale per dissipare l'energia Scatenata durante un evento sismico. Da ciò, si è adottata una filosofia di progettazione sismica non elastica cioè non lineare la quale prevede la formazione di cerniere plastiche, consentendo così deformazioni strutturali inelastiche per dissipare l'energia; in questo modo, i taglianti sismici alla basa vengono ridotti e, conseguentemente, anche i periodi di vibrazione naturali della struttura. Queste considerazioni comportano l'obbligo di progettare interventi di adeguamento delle strutture esistenti. Gli enti pubblici, per evitare costi eccessivi, non tendono a ricostruire ma a consolidare e adattare sismicamente le strutture esistenti attraverso opere di miglioramento o adeguamento sismico. La scelta più appropriata di intervento dipende da molti fattori: sistema strutturale, caratteristiche degli elementi strutturali, tipo di carico e materiale della costruzione. In questo capitolo cercheremo di indagare le principali cause ma soprattutto elencare i danni sismici , comunemente più diffusi, su ponti a travata.

## 2.1 Danni sismici nei ponti

I danni sismici e il collasso nei ponti possono essere classificati in base al tipo di meccanismo di guasto che colpisce le principali componenti del ponte, incluso lo spostamento in mezzzeria, la rottura della colonna, il collasso di una trave o di un giunto e il collasso dei componenti della sovrastruttura [15] (Figura (2.1)).



**Figura 2.1:** Gravi danni sismici riportati da un viadotto in seguito al terremoto di Northridge, 1994.

### 2.1.1 Collasso per spostamento

Gli spostamenti sono una delle cause dei danni e dei guasti nei ponti durante i terremoti. Le forze laterali sottostimate e le rigidità sovrastimate hanno determinato l'inadeguata progettazione di molte sovrastrutture. Due sono i meccanismi di spostamento capaci di danneggiare un ponte specialmente se realizzato in calcestruzzo armato: lo sfilamento e il martellamento. Inoltre gli spostamenti eccessivi nella direzione longitudinale possono provocare un collasso del ponte attraverso il disassemblaggio della sovrastruttura, mentre gli spostamenti in direzione trasversale possono provocare danni attraverso un

ripetuto contatto (martellamento) con la struttura o il componente strutturale adiacente.

### 2.1.1.1 Collasso per sfilamento

Il collasso per sfilamento è senz'altro uno dei più pericolosi e problematici per i ponti, aventi uno schema statico semplicemente appoggiato e sottoposti ad eventi sismici con elevata intensità del terremoto nella direzione longitudinale dell'impalcato. Se l'impalcato, le mensole sulle spalle o le pile non dispongono di una sufficiente lunghezza di appoggio nella direzione longitudinale, allora l'intera sovrastruttura può sfilarsi con conseguente collasso improvviso del ponte. Tale meccanismo può interessare ponti con colonne alte e luci elevate (Figura (2.2a)). Durante il sisma possono esserci spostamenti relativamente elevati in corrispondenza dei supporti. Tale meccanismo si può amplificare in caso di suolo soffice (fenomeno di amplificazione stratigrafica).



(a) Esempio di collasso per sfilamento dovuto al terremoto di Kobe (1995)



(b) esempio di collasso per sfilamento dovuto al terremoto di Chi-Chi (1999).

**Figura 2.2:** Collasso per sfilamento.

### 2.1.1.2 Danneggiamento per martellamento

Il martellamento di un ponte è causato da spostamenti inadeguati della struttura. Se esiste dello spazio vuoto, anche relativamente poco, tra il ponte e la struttura adiacente, il danno e infine il collasso può sopraggiungere attraverso dei colpi ripetuti da parte della struttura (non a caso si parla di martellamento) quando



il terremoto agisce in direzione trasversale (Figura 2.3a). Tale danno può aumentare se la struttura adiacente ha un'altezza o una rigidezza diversa, questo perché si influisce sulla frequenza fondamentale che amplifica i taglianti. In altre parole, i due componenti strutturali, date le due rigidezze diverse, presentano periodi di vibrazione naturali differenti che portano ad un movimento asincrono e quindi ad un continuo mutuo contatto.



(a) Esempio di danneggiamento per pounding dovuto al terremoto di Kobe (1995).



(b) Esempio di danneggiamento per pounding dovuto al terremoto di Sichuan, 2008.

**Figura 2.3:** Collasso per pounding.

### 2.1.2 Collasso della pila

Lo studio del collasso della colonna durante un terremoto è significativo in quanto avrà come conseguenza il crollo dell'intera struttura (Figura 2.4), specialmente per schemi statici semplicemente appoggiati. I due meccanismi di collasso che si verificano nelle colonne sono dovuti alla flessione e al taglio. Nel seguente capitolo indagheremo singolarmente i due fattori di collasso.

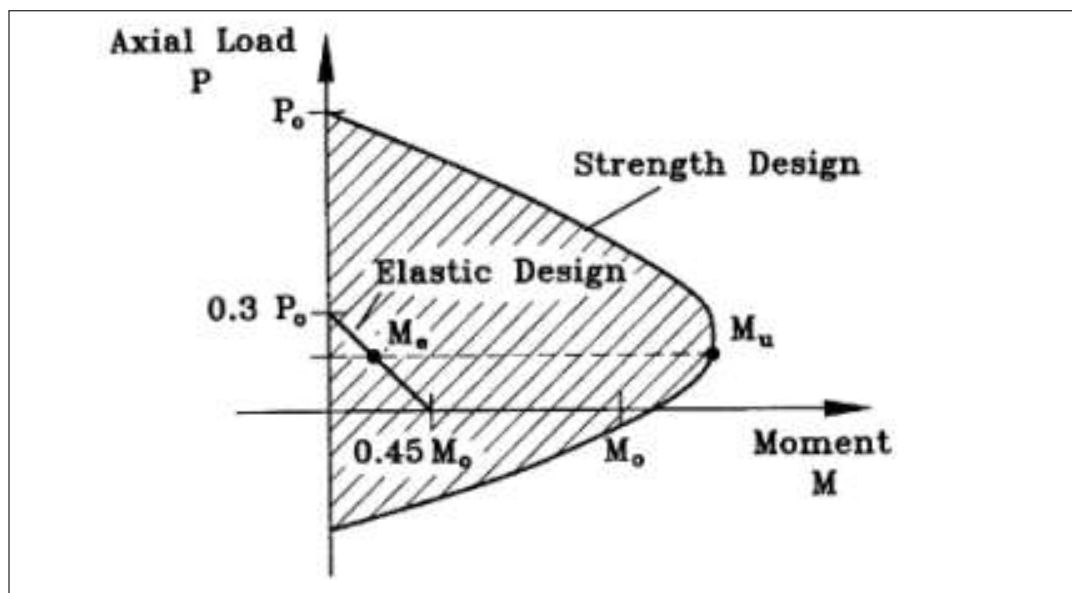
#### 2.1.2.1 Collasso a flessione

L'inadeguata resistenza a flessione dei ponti costruiti negli anni '80 e '90 è generalmente imputabile all'adozione di valori convenzionali per azioni sismiche di progetto pari a circa il 4 – 10% del peso della struttura. Oggi è noto che i livelli di risposta elastici possono superare il 100% del peso della struttura stessa. Sebbene la differenza tra progettazione e livello effettivo di risposta elastica



**Figura 2.4:** Collasso dell'impalcato dovuto alla rottura della pila durante il terremoto di Northridge, 1994.

sembra elevata, la discrepanza tra forza reale e livello di risposta elastica lo è di solito molto meno, ciò è causato tipicamente dalla natura conservativa dell'analisi elastica adottata per progettare a flessione la colonna. In Figura (2.5) si mostra il confronto dei diagrammi di interazione di carico assiale – momento, tipici della colonna per la progettazione elastica e per la resistenza. La progettazione elastica è tipicamente basata su un'interazione lineare tra il momento  $M$  e il carico assiale  $N$ , dove si nota che l'andamento parte dal 45% della resistenza a flessione (sotto pura flessione) e raggiunge il 30% della forza di compressione assiale (per pura compressione). Poiché le colonne di un ponte sono tipicamente soggette a carichi assiali relativamente bassi, la forza di flessione richiesta derivata dalla curva di interazione elastica risulta insufficiente per la flessione sviluppata durante il carico sismico. Le colonne, quindi, risultano inadeguate a dissipare in maniera soddisfacente l'energia. Inoltre, la forza risultante dalla progettazione elastica è imprevedibile e quindi incoerente, ciò è evidente dal crollo di numerose colonne da ponte durante i recenti terremoti [4].



**Figura 2.5:** Diagramma di interazione di una colonna.

### 2.1.2.2 Inadeguata duttilità a flessione

La duttilità, parametro di controllo fondamentale nella progettazione sismica, può essere definita come la capacità di un elemento strutturale di sperimentare deformazioni plastiche significative senza collassare, una volta superato il carico di snervamento. Quindi, un elemento in acciaio o in calcestruzzo armato, soggetto a deformazioni cicliche, deve essere in grado di mantenere una sufficiente capacità a flessione per evitare il collasso totale. Se il ponte manca di un adeguato rinforzo, il calcestruzzo comincerà a schiacciarsi perché si supererà la resistenza a compressione della pila; così facendo avverrà il collasso totale della colonna e il crollo della struttura in quanto non si supporterà più il carico assiale (Figura 2.6).

### 2.1.2.3 Errore nel dimensionamento della lunghezza di ancoraggio

L'errato calcolo della lunghezza di ancoraggio per una colonna, genera un raggiungimento precoce dello snervamento dell'acciaio, quindi la riserva plastica non si verifica in corrispondenza della base del pilastro, ma nella sezione massima del momento. Questo fenomeno si verifica quando la pila, non adeguatamente ancorata al terreno, ha un comportamento di trave semplicemente appoggiata



**Figura 2.6:** Ribaltamento del viadotto dovuto al collasso della pila, terremoto di Kobe, 1995.

e non di trave incastrata così come previsto in fase di progetto. L'armatura nella sezione di mezzeria risulterà, quindi, inadeguata poiché non progettata per quei livelli di carico.

#### 2.1.2.4 Collasso a taglio

I differenti meccanismi di taglio si contraddistinguono per la loro complessità e per la difficile interpretazione dei fenomeni di interazione tra i vari meccanismi. Per queste ragioni, è più difficile regolare o controllare un collasso a taglio, rispetto ad uno a flessione. Contrariamente ai fenomeni di collasso per flessione, governati da parametri di duttilità, la rottura a taglio è un collasso di tipo fragile e quindi le risposte sono immediate e di tipo esplosivo. Il più semplice meccanismo di rottura a taglio si ha lato armatura ovvero quando si verifica il collasso dell'armatura trasversale, ciò porta alla successiva riduzione della resistenza del calcestruzzo e alla conseguente mancanza di carichi assiali. Le colonne corte sono spesso sensibili alle rotture a taglio in quanto c'è un elevato rapporto di taglio–momento (Figura??).



(a) Esempio di collasso per taglio di pile da ponte, terremoto di Northridge, 1994.



(b) Esempio collasso per taglio di pile da ponte, terremoto di Northridge, 1994.

**Figura 2.7:** Collasso a taglio.

## 2.2 Conseguenza del collasso

Lo scopo di una rete stradale o autostradale è quello di facilitare la fornitura di vantaggi comunitari come l'accessibilità, la mobilità, lo sviluppo economico, l'accesso ai servizi di emergenza e la giustizia sociale. I ponti, di solito, fanno parte di una rete più grande e le conseguenze di un loro collasso possono estendersi ben oltre la loro zona di interesse, questo perché un ponte in una posizione strategica può gravemente influenzare le prestazioni dell'intera rete e può pertanto essere associato a costi elevati per l'utente in seguito al collasso. Tali costi inoltre possono essere più elevati di quelli associati alla ricostruzione della struttura. La stima delle conseguenze del crollo di un ponte o di uno dei suoi elementi richiede una buona comprensione del sistema e del suo rapporto con l'ambiente. Le conseguenze includono:

- Perdita di vite umane;
- Costi di sostituzione del ponte;;
- Perdita di attrezzature;
- Perdita di risultati architettonici;
- Costo delle misure temporanee;

- Costi di trasporto stradale, costi del traffico ritardato dovuto al rallentamento oppure costi causati dalle deviazioni di traffico, costi aggiuntivi per il funzionamento del veicolo, il tempo di viaggio e gli incidenti;
- I costi del non viaggio cioè il costo di dover scegliere un percorso più lungo possibilmente più lungo e tortuoso;
- Costi di impatto sociale, sono sostenuti dalle imprese e dalla comunità.

Entrando nello specifico, l'inconveniente alla comunità include, ad esempio, i bus che vengono deviati dalle loro solite fermate, percorsi più lunghi per veicoli di emergenza, impatto economico sull'industria locale e le imprese. Questo effetto è difficile da quantificare, ma è fortemente correlato al tipo di strada. Inoltre, essa può portare ad un'opinione pubblica avversa e ad una cattiva reputazione per l'autorità responsabile [5]. Ad esempio, la chiusura del ponte della baia di Oakland – San Francisco per 30 giorni in seguito al terremoto di Loma Prieta del 1989, causò un netto cambiamento di abitudini per un quarto di milioni di utenti al giorno; molti pendolari furono costretti ad allungare in modo significativo i loro percorsi, allo stesso tempo altri invece passarono all'utilizzo del sistema ferroviario BART o ai servizi di autobus. Tali cambiamenti hanno portato ad un maggiore utilizzo del tempo sui trasporti riducendo così il tempo per le attività familiari e servizi personali. Molti commercianti e servizi di consegna hanno subito significative riduzioni di attività. Se questa chiusura fosse rimasta per diversi anni ci sarebbero stati gravi cambiamenti nel sistema socio-economico [6] della metropoli e non solo. Una grave difficoltà che si incontra quando si quantificano queste conseguenze è come stimare le diverse perdite. Le si possono classificare in 3 tipi [5]:

- perdite economiche dirette (danni ai ponti, costi di riparazione);
- perdite indirette (ritardo degli utenti, impatto sulla crescita economica);
- perdite non monetarie (perdite di vita o lesioni, danni all'ambiente e alla disgregazione sociale).

## 2.3 Costi di ricostruzione

Una volta che il ponte crolla, potrebbe essere ricostruito per continuare ad adempiere alla propria funzione come parte della rete stradale quindi limitarsi a riparare il nodo stradale interessato dal danno. Nel determinare l'importanza di un ponte, si assume esplicitamente che questo venga ricostruito (altrimenti non avrebbe senso valutare la sua importanza). Nel caso particolare, dove i benefici percepiti dal ponte sono inferiori ai costi di ricostruzione, si abbandonerebbe l'ipotesi di ricostruzione e, piuttosto, si cercherebbe una soluzione alternativa. Nel calcolo dei costi di ricostruzione di un ponte, si presume che venga ricostruito esattamente come era prima del crollo cioè ripristinando lo stato di fatto prima del danno; tale ipotesi viene fatta per facilitare i costi dell'ingegnere che calcola la ricostruzione solo come misura dell'importanza del ponte, e non come offerta per uno nuovo o una modifica dello stesso. I costi di costruzione sono principalmente associati a lavori di ingegneria civile e possono essere stimati sulla base dei costi correnti del materiale e del lavoro, del tipo geometria strutturale e posizione geografica [5] e del mercato di settore.

## 2.4 L'isolamento sismico come strategia di adeguamento sismico

Fino agli inizi degli anni '70, la prevenzione sismica si basava sulla progettazione, e quindi su un conseguente dimensionamento, di natura esclusivamente elastica con conseguente non controllo del livello di duttilità unito a una ridotta dissipazione di energia [4]. È oggi noto come la duttilità (la capacità degli elementi strutturali di sostenere ampie escursioni in campo plastico) sia cruciale nell'ambito di una corretta progettazione antisismica in cui la domanda, determinata dal moto del terreno, può essere superiore alla capacità dovuta alla resistenza e in campo non lineare della struttura. Tracciando, infatti, gli spettri elastici relativi alle varie zone di indagini e i corrispettivi spettri a duttilità costante per

vari livelli di duttilità richiesta risulta evidente come la progettazione richieda livelli di sicurezza meno rigidi e stringenti. Se la progettazione convenzionale si limitava a costruire strutture più rigide, ad elevata massa e, conseguentemente, vulnerabili all'azione sismica; I nuovi criteri di progettazione si basano sul moderno concetto del *Capacity Design*. Il concetto alla base di questo nuovo criterio può essere sintetizzato nei seguenti punti:

- Far sviluppare *cerniere plastiche* in tutte e sole le sezioni estreme alle travi;
- Evitare lo sviluppo di cerniere plastiche nei pilastri, eccetto le cerniere alla base.

Lo sviluppo di un meccanismo o di un altro dipende da come vengono progettati i singoli componenti. Infatti, la presenza di travi forti e colonne deboli inducono un meccanismo di *soft storey* o "piano soffice", il quale può portare alla labilità la struttura. Per ottenere il meccanismo ottimale, occorre agire su due aspetti:

- *Criterio di duttilità globale*, con il quale è possibile ritardare la rotazione dei pilastri rispetto a quella delle travi assegnando loro una maggiore resistenza, secondo il criteri di *Gerarchia della resistenza*. Di fatto, si progetta la trave a flessione e poi il pilastro considerando non tanto l'azione sismica bensì la massima azione trasmessa dalla trave;
- *Criterio di duttilità locale*, in cui si controllano le zone plastiche mediante armatura di confinamento. Infatti, prima dello sviluppo dell'ultima cerniera, è possibile che alcune cerniere abbiano raggiunto la capacità di rotazione ultima e arrivino a collasso. In questo senso, bisogna controllare che il meccanismo si verifichi veramente e dunque si provveda a rinforzare localmente i nodi affinché abbiano una resistenza residua.

Concludendo, possiamo distinguere tra due filosofie di progettazione (convenzionale e moderna:

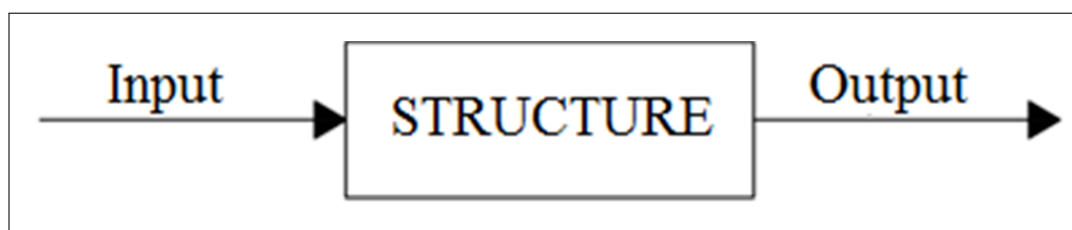


- Aumentare la resistenza della struttura, sopportando costi di realizzazione più elevati ed accettando maggiori accelerazioni sulla struttura;
- Aumentare la duttilità globale della struttura, tramite una progettazione finalizzata a sviluppare meccanismi di plasticizzazione favorevoli (*capacity Design*).

Questa seconda alternativa è quella a cui si ispirano le moderne normative, che applicano il principio di gerarchia delle resistenze o Capacity Design al fine di evitare meccanismi non favorevoli allo sviluppo di una buona duttilità d'insieme.

### 2.4.1 Teoria del controllo delle vibrazioni

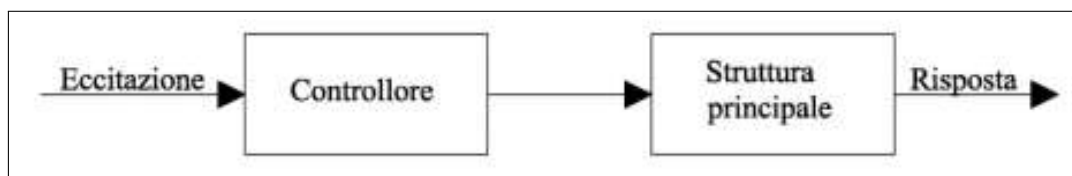
Per valutare il danno strutturale dovuto alle azioni sismiche, è stato definito un differente approccio, valido sia per il nuovo che per l'esistente, basato sul controllo delle vibrazioni: la risposta strutturale dinamica è controllata o meglio regolata, artificialmente, attraverso dispositivi non propriamente strutturali con l'obiettivo di ridurre le vibrazioni indotte dal terremoto. A una prima analisi, è necessario considerare una relazione di input-output, come mostrato nella Figura 2.8: Questo sistema può essere modificato, controllando l'input



**Figura 2.8:** Schema input-output classico per una struttura convenzionale

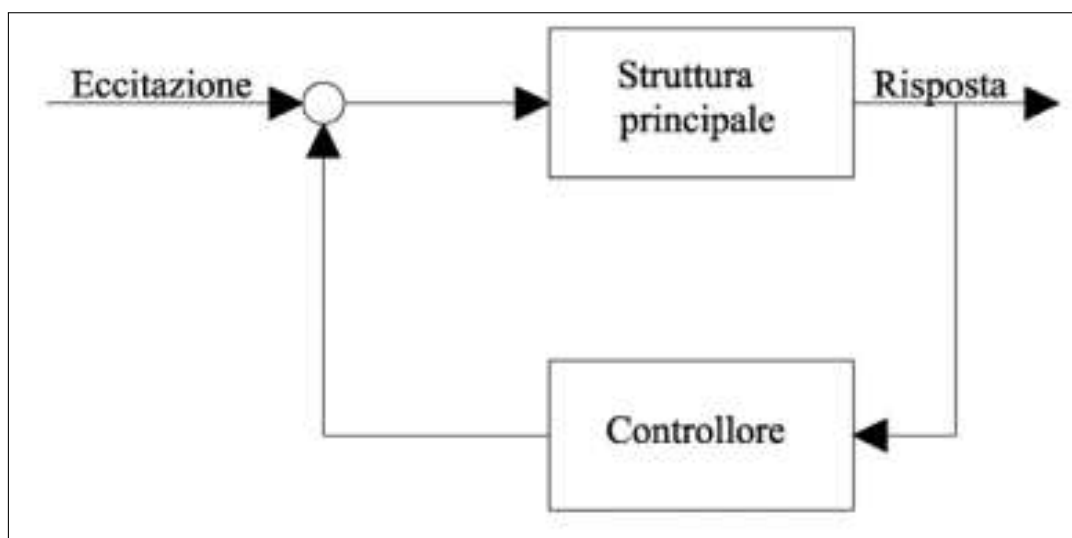
sismico della risposta, installando un elemento esterno, chiamato “*controller*”. Nell'ingegneria sismica, il concetto suddetto può essere inserito nella Teoria del controllo delle vibrazioni. E' possibile classificare i sistemi di Controllo delle Vibrazioni in due categorie principali (Palazzo Petti,1995):

- Anello a ciclo aperto, sistema in cui l'azione di controllo è indipendente dall'uscita (Figura 2.9). La legge di controllo non è altro che un modo di filtrare il segnale di ingresso nel sistema primario. Per sistemi isolati alla base, si realizza un tipo di controllo passivo a ciclo aperto (dal punto di vista fisico, per un sistema fisso alla base l'eccitazione è trasmessa direttamente alla struttura, invece per quelli isolati essa viene filtrata dal livello di isolamento che assume la veste di controllore in quanto regola la trasmittanza dell'eccitazione alla sovrastruttura);



**Figura 2.9:** Schema anello a ciclo aperto

- Anello o ciclo chiuso, sistema in cui l'azione di controllo è dipendente dall'uscita ed è quindi detta di retroazione perché scaturisce da una sequenza chiusa di ritorno tra effetto e causa (Figura 2.10).



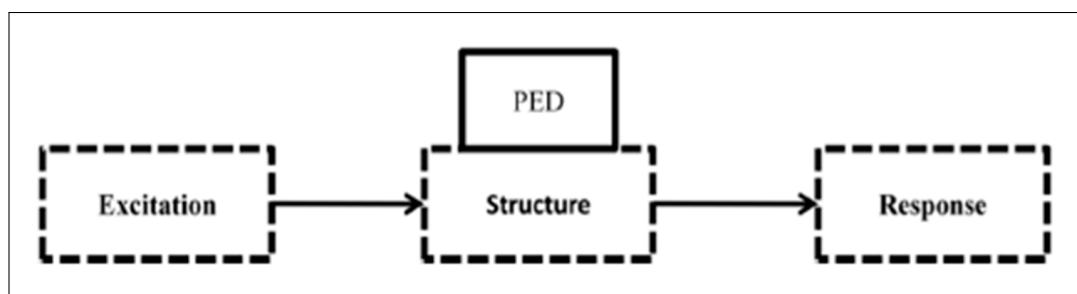
**Figura 2.10:** Schema anello a ciclo chiuso

### 2.4.2 Strategia di controllo delle vibrazioni

Diversi modelli sul *Controllo delle Vibrazioni* sono stati sviluppati e implementati su differenti strutture, come edifici alti, ponti con grandi luce e turbine del vento, allo scopo di ridurre le vibrazioni indotte da differenti eccitazioni esterne. Le principali tecniche di controllo delle vibrazioni sono:

- Controllo Passivo;
- Controllo Attivo;
- Controllo Semi-Attivo;
- Controllo Ibrido;

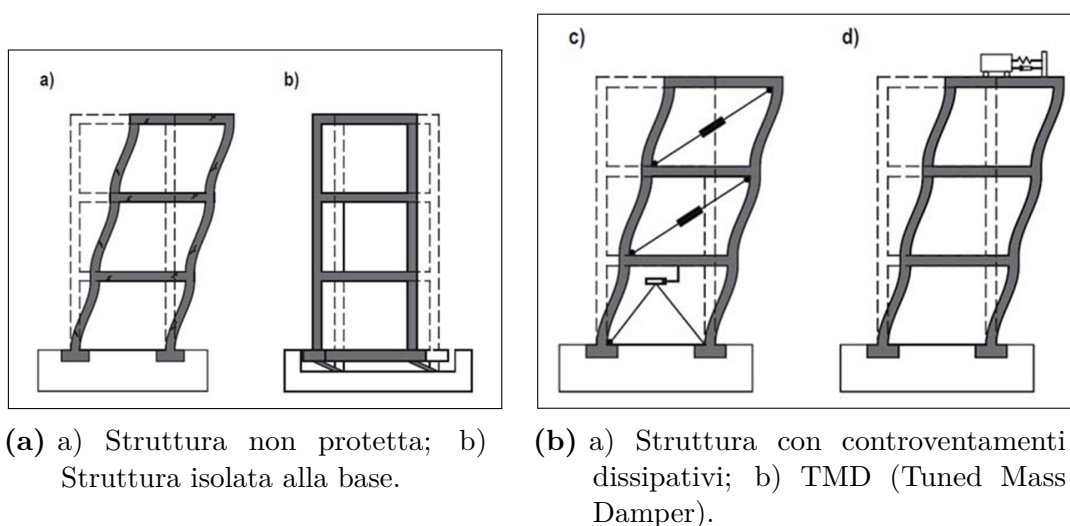
Il metodo di controllo passivo è semplice ed affidabile. Questo metodo di controllo consiste all'installazione di elementi aggiuntivi (PED) in grado di adattare in divenire il comportamento sismico senza richiedere l'aiuto di forze esterne. Il sistema di controllo passivo si serve di sensori in grado di misurare l'amplificazione dell'eccitazione. Non essendoci un controllo sulle forze esterne, l'amplificazione delle vibrazioni viene minimizzata regolando le forze interne di risposta grazie alle misure registrate dai sensori dei rispettivi punti di applicazione coinvolti nel moto (Constantinou, Soong, & Dargush, *Passive Energy Dissipation Systems for Structural Design and Retrofit*, 1998). La figura 2.11 mostra il modello base per un *sistema di controllo passivo*: questo sistema può essere classificato come un anello (circuit) a ciclo-aperto.



**Figura 2.11:** Schema di una struttura con sistema di controllo passivo (Rahman, Ong, Chong, Julai, & Khoo, 2015)

Per le principali tecniche di controllo passivo annoveriamo:

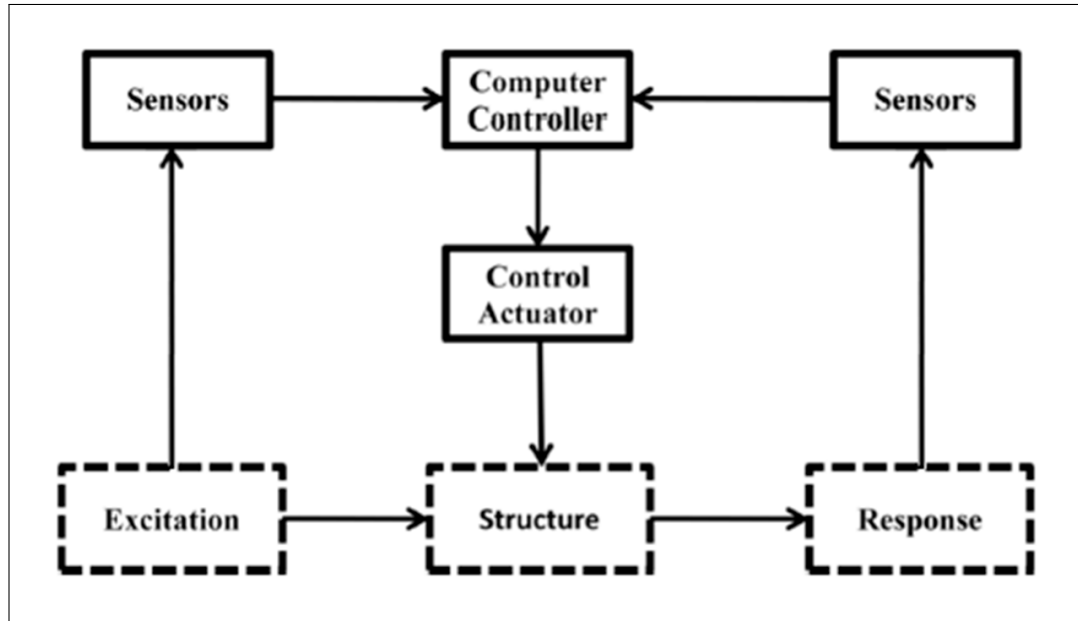
- *Isolamento sismico* ( Figura 2.26-b), che consiste nell'inserire, tra il terreno e la sovrastruttura, un elemento a bassa rigidezza orizzontale in modo da disaccoppiare il moto;
- Dissipazione di energia aggiuntiva (Figura 2.26-c), nel quale i dispositivi dissipativi, in aggiunta agli elementi di irrigidimento, vengono installati allo scopo di dissipare attraverso un comportamento isteretico, attrittivo e viscoso;
- Tuned Mass Damper (TMD) (Figura 2.26-d): masse aggiuntionali che, muovendosi in contro-fase rispetto la struttura, si adoperano per contenere gli spostamenti.



**Figura 2.12:** Differenza di comportamento di strutture con diversi sistemi di protezione

Il sistema di controllo attivo è una strategia più sofisticata e prevede di somministrare energia in modo da bilanciare la vibrazione (nel caso si voglia garantire il comfort) o sull'azione sismica. Inoltre, se nei sistemi passivi non è possibile agire sul sistema durante l'eccitazione, nel controllo attivo è possibile controllare la struttura e, in base a questo, modificare in tempo reale la quantità di energia somministrata. Il controllo della struttura si esplicita attraverso una prima fase di acquisizione di dati attraverso dei sensori, l'elaborazione di una risposta

strutturale attraverso delle forze ottenute tramite processi informatici che elaborano, in tempo reale, i dati di input sismici e forniscono, come output, le forze che attuatori elettro-idraulici dovranno attuare, impiegando grandi risorse di energia. Questi attuatori esterni provvedono a fornire le forze necessarie a mitigare le vibrazioni nella struttura (Figura 2.13). Figura 2.13 mostra uno



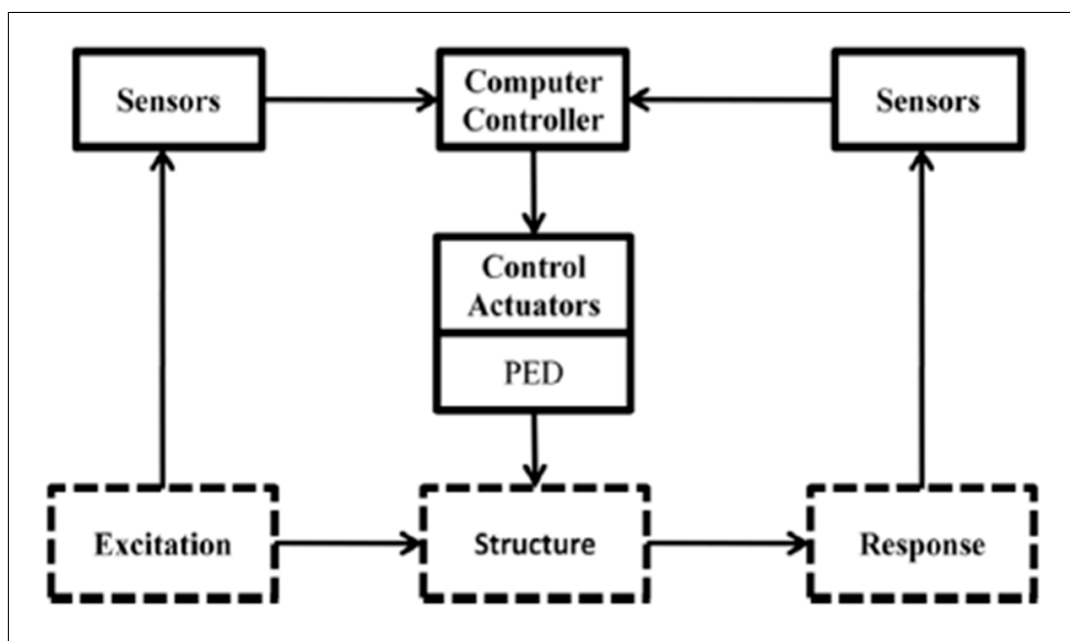
**Figura 2.13:** Schema di una struttura con sistema di controllo attivo  
(Rahman, Ong, Chong, Julai, & Khoo, 2015)

schema a circuito chiuso per il controllo attivo di vibrazioni. E' chiaro, da quello che abbiamo precedentemente detto, che un sistema di controllo attivo debba essere associato a un sistema di monitoraggio, per capire cosa stia succedendo e da qui decidere come agire. Inoltre, a differenza del controllo passivo, esso è in grado di bilanciare un'azione anomala (cioè un sistema generale). La denominazione del controllo attivo dipende dalla grandezza misurata:

- Si misura l'eccitazione, inserendo sismometri alla base dell'edificio. La strategia che opera sulla base dell'eccitazione misurata si chiama *controllo via feed-forward*;
- Si misura la risposta dell'edificio, inserendo degli accelerometri sui piani. La strategia che opera sulla base della risposta strutturale misurata si chiama *controllo via feed-back*;

- Il caso ideale prevede di misurare sia la risposta sia l'eccitazione e si attua un controllo in funzione sia della risposta sia dell'eccitazione; si parlerà in questo caso di *controllo via feed-back/forward*.

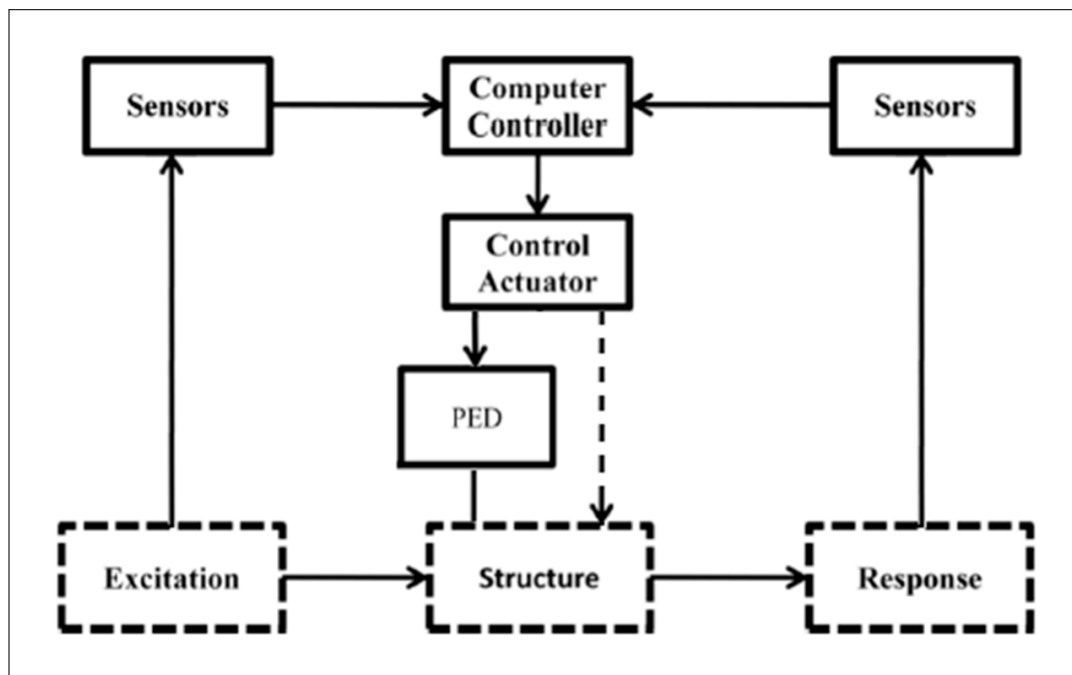
I sistemi di *controllo Semi-Attivo*, al contrario, non agiscono mediante attuatori bensì operano piccole somministrazioni di energia in dispositivi posizionati in alcuni punti particolari dell'edificio (figura 2.16). Questi dispositivi presentano materiali che cambiano di fase e cambiano il loro comportamento. Modulando questo comportamento, è possibile effettuare un controllo. L'approccio con un controllo Semi-Attivo sembra essere, ai giorni d'oggi, molto più attraente proprio grazie alla sua versatilità: esso rappresenta un chiaro compromesso tra l'affidabilità di un classico sistema di controllo passivo e l'utilizzo di dispositivi di controllo attivo. Lo schema, sotto raffigurato, è un altro chiaro esempio di circuito chiuso. In conclusione, il sistema di *controllo ibrido* (Figura 2.15)



**Figura 2.14:** Schema di una struttura con sistema di controllo semi-attivo  
(Rahman, Ong, Chong, Julai, & Khoo, 2015)

prevede di combinare le tecnologie di controllo attivo e passivo. In particolare, se è presente un *TMD* (sistema di controllo passivo) il cui comportamento non è ottimale, questo è integrato da un sistema di controllo attivo in grado di applicare una forza inferiore a quella propria del sistema puramente attivo. Questo

è classificato come un sistema attivo perché il sistema è controllato in tempo reale, solo che si sfrutta la tecnologia passiva, il cui uso è ben consolidato. La



**Figura 2.15:** Schema di una struttura con sistema di controllo ibrido (Rahman, Ong, Chong, Julai, Khoo, 2015)

seguente tabella mostra i livelli di conoscenza e gli sviluppi riguardo le tecniche di controllo delle vibrazioni. E' possibile constatare che l'isolamento sismico e la dissipazione d'energia sono tra le più promettenti tecniche strategiche di adeguamento in grado di migliorare le prestazioni sismiche delle strutture esistenti, ma anche, rappresentano una semplice e pratica soluzione per le nuove costruzione, per le quali la progettazione tradizionale risulta ormai non più adeguata e applicabile. Il miglioramento delle prestazioni giustifica il costo di installazione di questi nuovi dispositivi e l'utilizzo di questi nuovi criteri di progettazione. Bisogna, inoltre, sottolineare come il costo dei dispositivi venga anche compensato da domande di rigidità e, conseguentemente, di resistenza più bassi per la struttura. Questa tesi mira ad indagare, ancora più in dettaglio, le prestazioni di un particolare tipo di dispositivo d'isolamento, chiamato Friction Pendulum System (FPS). Saranno infatti gli FPS il tema principale del prossimo capitolo, esplicitando le caratteristiche fisiche e le proprietà chiarendo il largo utilizzo nel mercato avanguardistico.

| Vibration Control method               | Scope                                       | Maturity degree                                                                                                                                                           |
|----------------------------------------|---------------------------------------------|---------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------|
| Seismic isolation                      | Medium height buildings                     | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Mature technique</li> <li>• Many experimental results and data</li> <li>• Many applications over the world</li> </ul>            |
|                                        | Bridges and civil infrastructures           |                                                                                                                                                                           |
|                                        | Instrumentation and devices                 |                                                                                                                                                                           |
| Additional energy dissipation          | Medium height/tall buildings                | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Mature technique</li> <li>• Many experimental results and data</li> <li>• Many applications over the world</li> </ul>            |
|                                        | Towers, poles, chimneys                     |                                                                                                                                                                           |
|                                        | Long span bridges and civil infrastructures |                                                                                                                                                                           |
| Other types of passive control         | Medium height/tall buildings                | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Relatively mature technique</li> <li>• Many experimental results and data</li> <li>• Many applications over the world</li> </ul> |
|                                        | Towers, poles, chimneys                     |                                                                                                                                                                           |
|                                        | Long span bridges and civil infrastructures |                                                                                                                                                                           |
| Active, semi-active and hybrid control | Tall buildings                              | <ul style="list-style-type: none"> <li>• Mature technique</li> <li>• Many theoretic results</li> <li>• Some applications over the world</li> </ul>                        |
|                                        | Towers, poles, chimneys                     |                                                                                                                                                                           |
|                                        | Long span bridges and civil infrastructures |                                                                                                                                                                           |

Figura 2.16: Strategie di controllo delle vibrazioni



## Capitolo 3

# Sistemi isolati con FPS e isolamento nei ponti

Le tecniche di isolamento si propongono come un approccio alternativo per la progettazione sismica di molti ponti e allo stesso tempo offrono una efficace e conveniente strategia di adeguamento per i ponti esistenti. Lo scopo principale di ogni tecnica di isolamento è ottenere il disaccoppiamento della sovrastruttura dal supporto. Se adeguatamente realizzati, l'installazione di speciali dispositivi per la dissipazione d'energia generata tra la sovra-struttura e le fondazioni può contribuire a ridurre, in maniera significativa, le forze indotte sul ponte se confrontate con un ponte non isolato. La flessibilità del cuscinetto provoca uno slittamento del periodo naturale di una struttura non isolata verso periodi propri più alti. Diversi sistemi di isolamento inducono meccanismi di dissipazione dell'energia attraverso comportamenti isteretici delle zone di appoggio (nei ponti, le sezioni d'estremità delle pile). Inoltre, molti dispositivi d'isolamento possono essere facilmente reinstallati dopo un terremoto sollevando, temporaneamente, la struttura e sostituendo o riparando il pezzo. Con un sistema di isolamento, le pile di un ponte possono essere progettate per lavorare e rimanere sempre in campo elastico per tutta la durata dell'evento sismico assicurando un abbattimento dei costi di monitoraggio ed eventuale riparazione.

### 3.1 Principi di isolamento sismico

L'isolamento sismico si pone come obiettivo il miglioramento della risposta strutturale alle azioni orizzontali del terremoto. La riduzione della risposta viene ottenuta:

- aumentando il periodo fondamentale (cioè quello proprio o naturale) della struttura, riducendo i taglianti ma aumentando gli spostamenti;
- aumentando lo smorzamento, riducendo gli spostamenti ed eventualmente riducendo i taglianti;
- Preferibilmente, una combinazione dei due effetti sopra citati.

Il primo principio è quello di creare una discontinuità strutturale che consenta grandi spostamenti orizzontali, o anche grandi deformazioni a taglio, tra la componente superiore, definita sovra-struttura, e quella inferiore, definita fondazione. Si otterrà, quindi, un disaccoppiamento tra la massa della sovrastruttura, se si vuole ragionare per sistemi a masse concentrate ("*Lumped Mass System*"), e il moto dinamico del terreno.

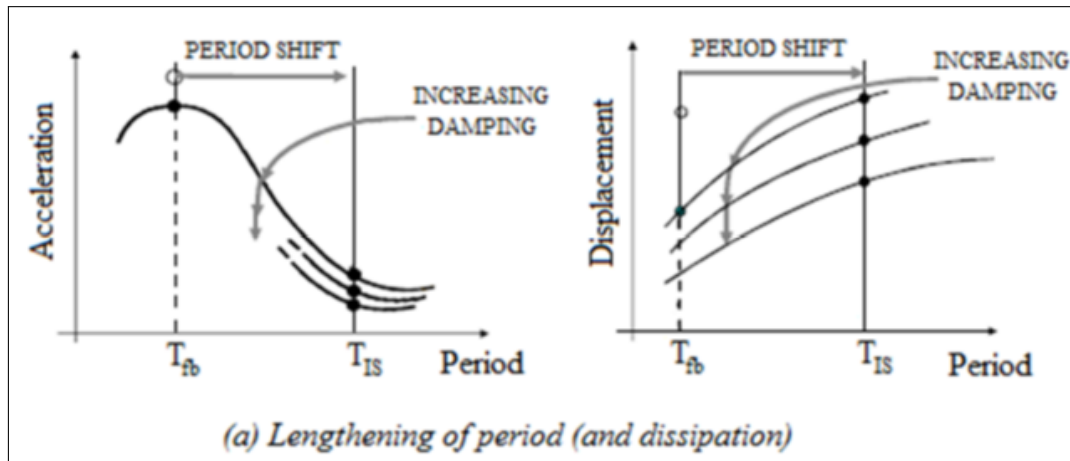
La sovra-struttura e la fondazione sono connesse da speciali appoggi, noti come isolatori sismici, che vengono collocati sotto la sovrastruttura e nella sommità delle fondazioni conferendo una bassa rigidezza orizzontale all'intero sistema strutturale. Essendo alto il contenuto energetico dell'eccitazione sismica per valori di frequenza vicini a quelle che meglio caratterizzano il comportamento dinamico di un ponte a più campate (l'intervallo di interesse è compreso tra 1-10 Hz), è necessario diminuire le frequenze di oscillazione e, conseguentemente, aumentare il periodo fondamentale della struttura. Di solito, i ponti a più campate sono caratterizzati da periodi compresi in un intervallo tra 0.2 e 1.2 s: l'introduzione di suddetti dispositivi di isolamento permettono di spostare il periodo di vibrazione della struttura da 2 ad addirittura 4s. Disaccoppiando la sovra-struttura dalle fondazioni, il comportamento dinamico ne viene

completamente modificato: le fondazioni subiscono modeste deformazioni, conseguentemente, la rigidezza viene incrementata; d'altro canto, più gli isolatori risultano flessibili, maggiori saranno le oscillazioni che la sovra-struttura sarà capace di sopportare. Infatti, quasi tutto lo spostamento verrà concentrato su tutta l'altezza dell'isolatore e non nella sovra-struttura o nelle fondazioni. Di solito, durante l'evento sismico, le grandi oscillazioni rilevate causate dalle importanti deformazioni dell'isolatore si traducono in accelerazioni e forze di inerzia più basse trasmesse alla sovra-struttura. Concludendo, l'efficacia dell'isolatore aumenterebbe nella misura in cui la sovra-struttura fosse sottoposta ad accelerazioni sempre più piccole. Possiamo, quindi, individuare due tipi di benefici:

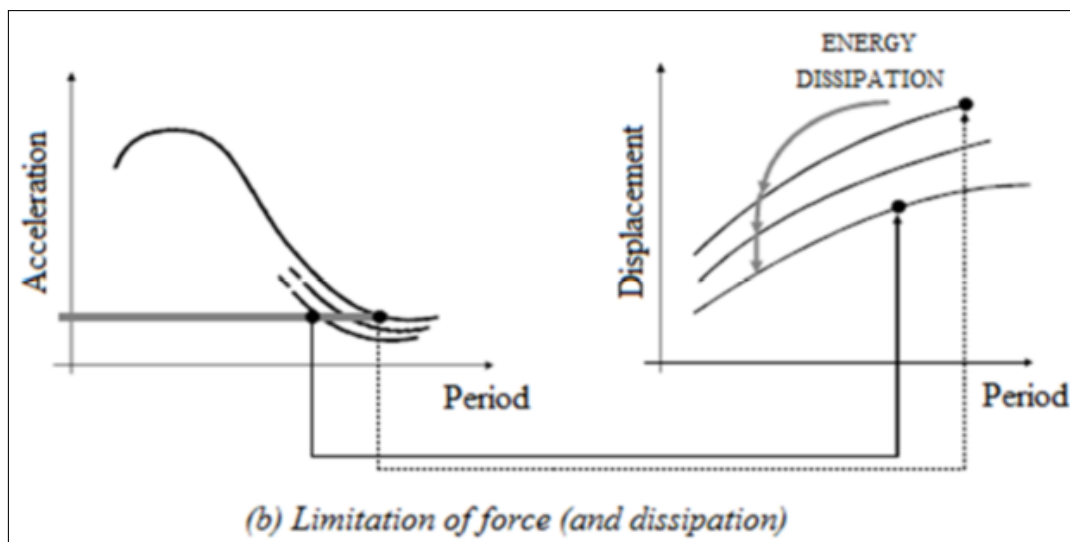
- Benefici diretti della sovra-struttura, riducendo, in maniera importante, le forze di inerzia agenti;
- Benefici indiretti delle fondazioni, in quanto le forze di inerzia trasmesse dalla sovra-struttura vengono assorbite dall'isolatore.

Nei ponti, gli isolatori sismici sono, di solito, installati tra l'impalcato e le componenti strutturali di sostegno (pile e spalle): in condizioni normali, questi dispositivi conferiscono comportamenti coerenti con la tecnica classica e data la loro elevata flessibilità proteggono l'impalcato, anche durante un forte terremoto, aumentando il periodo di vibrazione e dissipando l'energia di input. Questo consente alla sovra-struttura (nel caso specifico, l'impalcato) di oscillare con frequenze più basse rispetto a quelle delle pile, con conseguenti ampi spostamenti relativi localizzati al livello dell'isolatore. D'altronde, è possibile controllare l'entità degli spostamenti relativi attraverso dispositivi smorzanti sugli appoggi. Generalmente, la riduzione dell'azione sismica comporta maggiori benefici alle pile e alle spalle (benefici indiretti alla sub-struttura); nei ponti aventi schemi statici continui (impalcato lunghi quanto tutto lo sviluppo del ponte), una corretta calibrazione delle caratteristiche meccaniche del sistema di isolamento consentirebbe di controllare la distribuzione delle forze laterali

ridotte scambiate tra la sovra-struttura e le fondazioni, accrescendo i benefici economici e di efficienza indotti da questi nuovi criteri di progettazione. Gli effetti dell'isolamento sismico può essere, facilmente, illustrato riferendosi allo spettro di risposta elastico in termini di accelerazioni e spostamenti, per diversi livelli di smorzamento, come mostrato nelle seguenti figura(3.1), figura(3.2) :



**Figura 3.1:** Strategie di minimizzazione della domanda sismica con l'impiego di isolatori



**Figura 3.2:** Strategie di minimizzazione della domanda sismica con l'impiego di isolatori (Norme Tecniche per le Costruzioni, 2008)

I sistemi di isolamento sismico provvedono ad un isolamento orizzontale della struttura dagli effetti di *shaking* del terremoto e un meccanismo di dissipazione di energia allo scopo di ridurre gli spostamenti. Attualmente, considerando

una struttura intelaiata alla base con periodo fondamentale  $T_{fb}$ , l'isolamento rispetto all'azione sismica del terreno dovrebbe generare i seguenti effetti:

- L'incremento del periodo fondamentale della struttura isolata (shift del periodo nella figura(3.1-a) , da  $T_{fb}$  a  $T_{IS}$ ), il quale potrebbe sostanzialmente ridurre, di un fattore 3, le accelerazioni che si sviluppano nella sovra-struttura. Queste importanti riduzioni, in termini di accelerazioni e conseguentemente di forze, giustificano il vantaggio economico di costruzione per strutture che rispondo in campo elastico (senza danno) durante tutta la durata dell'evento. In termini di spostamenti, la traslazione del periodo porta la struttura isolata nell'intervallo degli ampi spostamenti, le quali vengono, comunque, concentrato a livello degli isolatori;
- Limitazione delle forze trasmesse alla fondazione, usando dispositivi a comportamento non-lineare caratterizzato da piccolo tratti di incrudimento, cioè da piccoli incrementi di forza per ampi spostamenti. In questo modo le forze di inerzia, e quindi le rispettive accelerazioni agenti sulla sovra-struttura, vengono ridotte, in contrapposizione all'incremento degli spostamenti a livello degli isolatori.

L'incremento della risposta in termini di spostamento associata all'uso di isolatori sismici ha, in particolare, un impatto negativo sull'espansione dei “*joint*” nei ponti. Questo fenomeno incomincia a diventare considerevole per siti classificati rossi (ad alto rischio sismico) o in presenza di sottosuoli con scarse caratteristiche, i.e., suoli di tipo C, D, E (*Norme Tecniche delle Costruzioni*, 2008): in questi casi, infatti, lo spettro di risposta mostrerebbe grandi spostamenti e accelerazioni anche per grandi periodi di oscillazione e quindi basse frequenze. Concludendo, ci sono diverse condizioni che, da soli o insieme, comportano l'utilizzo di isolatori nei ponti:

- per evitare rotture fragili in alcune pile;

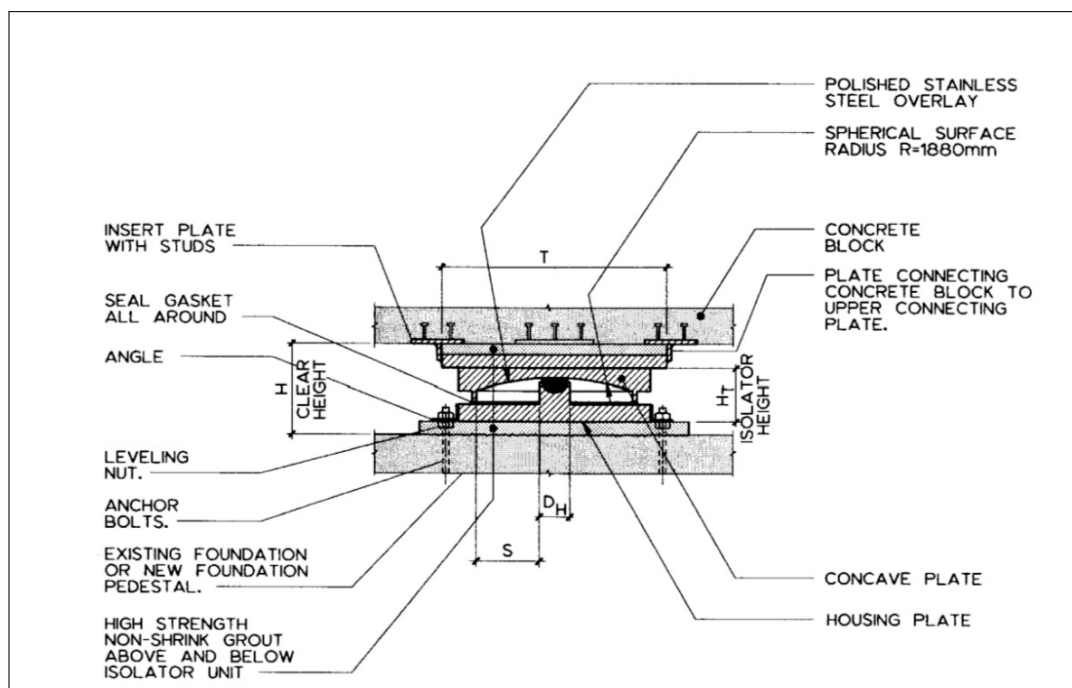
- per evitare concentrazione di danno in ponti con schemi statici diversi da quello semplicemente appoggiato (per esempio ponti ad impalcato continui con pile di diversa altezza);
- per ridurre accelerazioni spettrali in pile particolarmente rigide;
- per aumentare la capacità di dissipazione d'energia del ponte in modo da ridurre la domanda di resistenza e di spostamenti delle pile.

Risulta quindi chiaro come le prime due condizioni si adattino perfettamente alle tecniche di adeguamento dei ponti esistenti, mentre le ultime due sembrano essere relative alla progettazione di nuovi ponti. In linea di principio, la progettazione di un ponte isolato sembrerebbe meno problematica rispetto a quella di ponti tradizionali, infatti tutte le componenti strutturali (escludendo il sistema di isolamento) verranno progettate per lavorare in campo elastico. D'altro canto, da queste osservazioni risulta chiaro come l'approccio tradizionale al *Capacity design* dei ponti sia inadeguato poiché non in grado di proteggere l'opera dalle vibrazioni sismiche: necessitano quindi nuovi criteri di progettazione. Quando si progetta un ponte prevedendo l'isolamento sismico, geometria dell'impalcato e dei pilastri sono sempre noti, poiché esse non dipendono dalla risposta della struttura alle condizioni di carico dell'evento sismico ma vengono progettate in assenza di esso. Quindi, la resistenza della pila e le caratteristiche del sistema di isolamento diventano le uniche variabili del sistema. Quando, invece, ci si approccia a ponti già esistenti, l'armatura della pila è già nota dagli esecutivi e le caratteristiche dell'isolatore diventeranno, sotto queste ipotesi, le uniche variabili del problema.

## 3.2 Friction Pendulum System (FPS)

I “*Friction Pendulum System*” (*FPS*) sono particolari isolatori sismici, che permettono spostamenti relativi tra la sovra-struttura e le fondazioni mediante una o più conche a superfici sferiche. Il meccanismo di funzionamento degli

*FPS* sono semplici (Figura 3.3): una superficie sferica innesca un sistema a pendolo il cui periodo fondamentale è essenzialmente legato alla lunghezza dello stesso pendolo, ovvero dal raggio di curvatura della superficie sferica scorrevole. Questo periodo fondamentale è rappresentativo di una struttura isolata ed è indipendente dal suo peso. L'energia di dissipazione è fornita dall'attrito incontrato durante lo scorrimento del pattino sulla superficie scorrevole. Quindi, la risposta dinamica di questi dispositivi è strettamente legato al loro comportamento attritivo. Il sistema viene attivato solo quando le forze

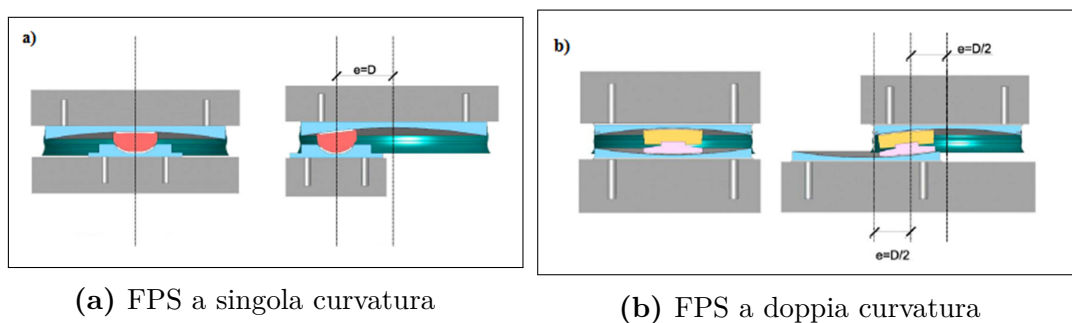


**Figura 3.3:** Vista in sezione di un isolatore FPS

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 attritiva che si oppone al moto lungo lo sviluppo della superficie di pattinaggio e una forza di richiamo elastico. Esistono, sostanzialmente, due tipi di *FPS* simili nel funzionamento ma diversi nella geometria: il primo, denominato **FPS**, presenta una curvatura principale della superficie sferica di scorrimento; il secondo invece, denominato **DCFP**, caratterizzato da due curvature principali poste sopra e sotto il pattino. Gli FPS a singola curvatura (Figura 3.4a) sono caratterizzati da:

- 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 ed adattarsi agli altri due elementi.

Il dispositivo può, inoltre, essere installato sotto-sopra (cioè con le componenti poste in ordine inverso a quelle precedentemente descritte), i.e. con la curvatura principale nella parte inferiore. Gli *FPS* a doppia curvatura (Figura 3.4b) sono caratterizzata da due superfici scorrevoli concave aventi lo stesso raggio di curvatura; entrambe le superfici ospitano spostamenti orizzontali e rotazioni. In questa caso ogni singola superficie di scorrimento è progettata per ospitare solo metà dello spostamento orizzontale totale; è, infatti, possibile apprezzare come l'*FPS* a doppia curvatura abbia dimensioni notevolmente più piccole rispetto a quelle dell'*FPS* a singola curvatura. Un altro vantaggio del *DCFP* è il dimezzamento dell'eccentricità del carico verticale, i.e. è pari a metà dello spostamento mentre nell'*FPS* a singola curvatura esso è uguale allo spostamento totale. I materiali più usati per la realizzazione delle superfici



**Figura 3.4:** Funzionamento dispositivi Friction Pendulum (FPS)

sferiche di scorrimento sono: acciaio inossidabile e Polytetrafluoroethylene (PTFE or Teflon®). L'uso del PTFE è particolarmente conveniente grazie al suo basso costo di manutenzione, infatti esso si deteriora solo quando il sistema è in moto.

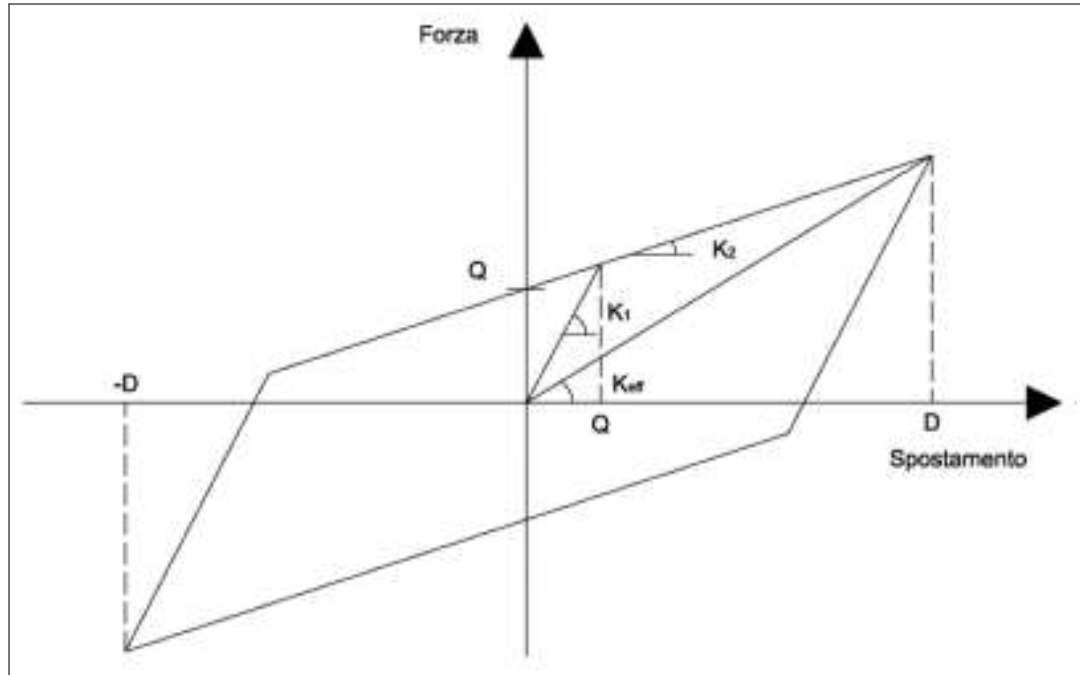


### 3.2.1 Comportamento dinamico degli FPS

Il legame costitutivo 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  $K_1$ ,  $K_2$  e  $Q$ , in accordo con lo schema riportato in Figura 3.5, e definito dalla relazione:

$$F = Mg\mu_{din} + \left(\frac{Mg}{R}d\right) \quad (3.1)$$

dove  $Mg$  rappresenta l'azione verticale  $N$  (risultante dal prodotto della massa  $M$  e dell'accelerazione di gravità  $g$ ),  $R$  il raggio di curvatura della superficie sferica,  $\mu_{din}$  il coefficiente di attrito dinamico ad alta velocità e  $d$  lo spostamento. Con riferimento all'equazione scritta sopra, il secondo termine rappresenta la



**Figura 3.5:** Legge costitutiva bi-lineare degli isolatori.

forza di ricentraggio dovuta al sollevamento della massa durante il moto, che offre quindi una rigidezza orizzontale pari a:

$$K_2 = \frac{W}{R} \quad (3.2)$$

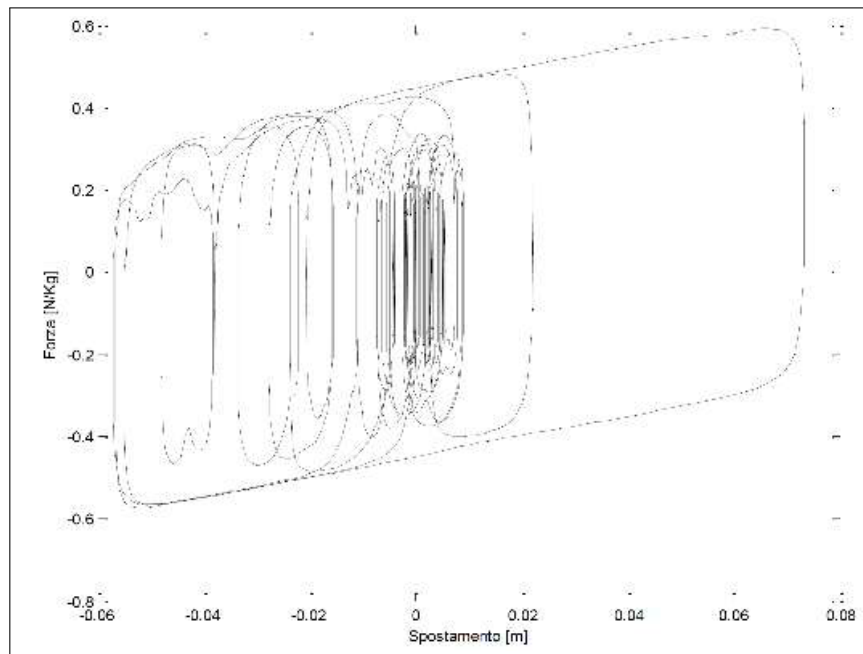
Si dimostra che per la struttura isolata il periodo  $T$  è pari alla 3.3:

$$T = \sqrt{\frac{R}{g}} \quad (3.3)$$

e risulta quindi indipendente dalla massa portata. Ciò vuol dire che qualsiasi massa verrà posta sull'isolatore non comporterà una modifica del valore di periodo proprio dell'*FPS*. La rigidezza  $K_2$  è spesso definita come rigidezza secondaria per distinguerla dalla rigidezza iniziale  $K_1$ , che il dispositivo presenta prima di sviluppare il moto e stimabile sia dai cicli di isteresi che empiricamente come multiplo della rigidezza  $K_2$ , Kelly [11] suggeriva ad esempio  $K_1 = 51K_2$ ; gli isolatori presentano infatti 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  $K_1$  tendente ad infinito prima dell'inizio del moto. Fino alla condizione di distacco allora, sovrastruttura e sottostruttura sono tra loro rigidamente vincolate ed il comportamento nel suo complesso è identico a quello di una struttura non isolata. All'avvenuto superamento della soglia di attrito di distacco si innesca il moto pendolare e la rigidezza resta espressa dall'equazione(

Nella Figura(3.6) viene mostrato un tipico diagramma di isteresi per un sistema di isolamento a scorrimento, dove sull'asse delle ordinate è riportata la forza totale sviluppata dall'isolatore, con l'isolatore in condizioni di moto  $F = f_p + f_h$ , ovvero c'è sovrapposizione di due differenti azioni, una risultante dall'effetto pendolo associato all'azione di ricentraggio prodotta dal peso  $W$ ,  $f_p$ , e l'altra risultante dalla forza di attrito che si sviluppa in corrispondenza dell'interfaccia,  $f_h$ , e sull'asse delle ascisse gli spostamenti indotti sul sistema di isolamento; l'immagine mostra in particolare la tipica forma a parallelogramma determinata da una prima fase, detta di “*sticking*”, nella quale il comportamento del sistema è analogo a quello di un corpo rigidamente connesso al suolo. Superata questa fase di elevata rigidezza, nella quale 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 rigidità (la retta è inclinata); quando poi il moto si inverte si assiste ad un azzeramento istantaneo del coefficiente di attrito, e quindi della forza ad esso associata, il pendolo, in questa fase, 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, che di solito in letteratura è indicata come forza caratteristica  $Q$ .

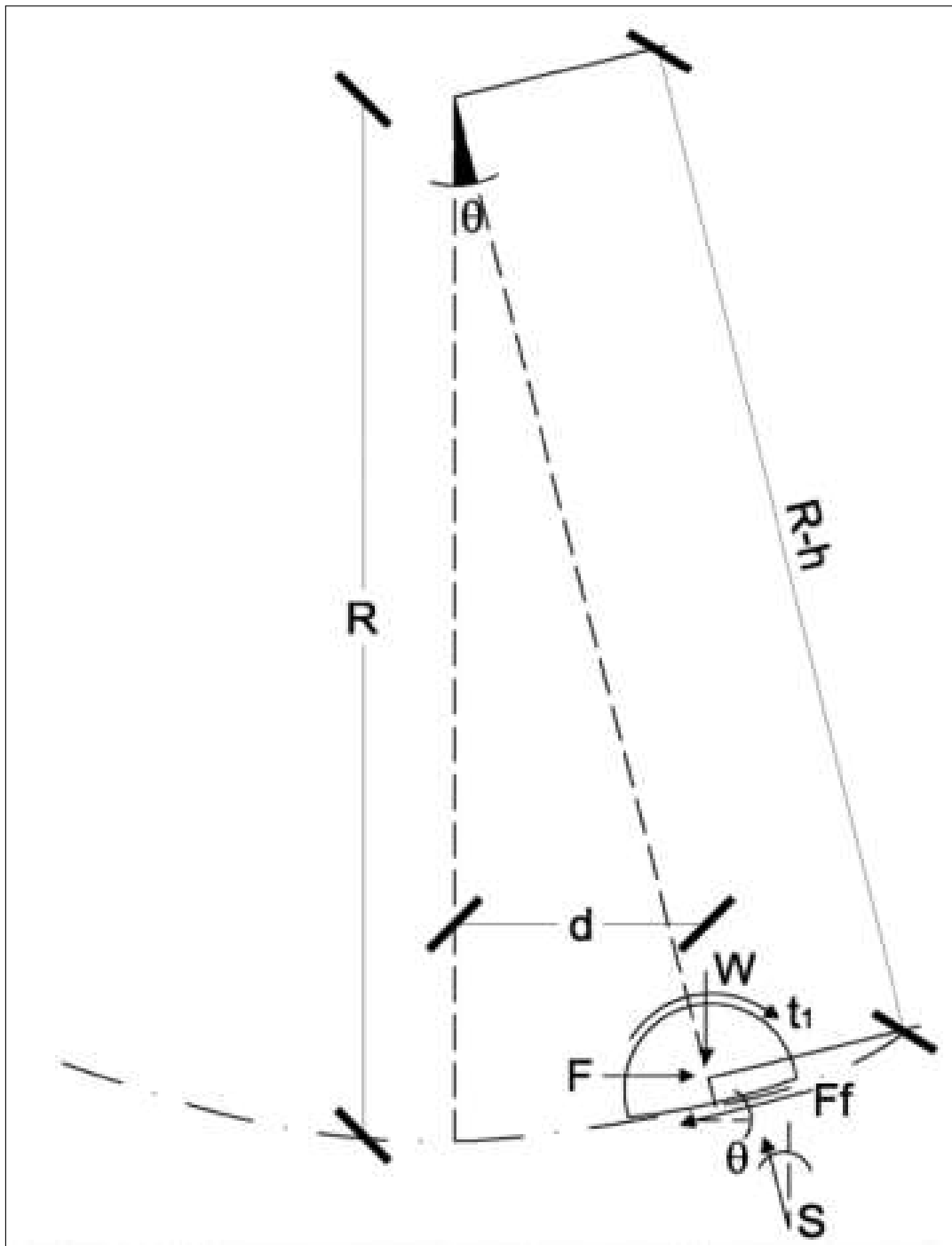


**Figura 3.6:** Diagramma di isteresi isolatore a scorrimento FPS.

Lo schema di funzionamento in regime di moto dell'isolatore, attraverso il quale è possibile ricavare la rigidità orizzontale secondaria  $K_2$  e il periodo ad essa associato  $T$  viene presentato nella Figura 3.8, così come descritto originariamente da Zayas et al., 1987 [12]:

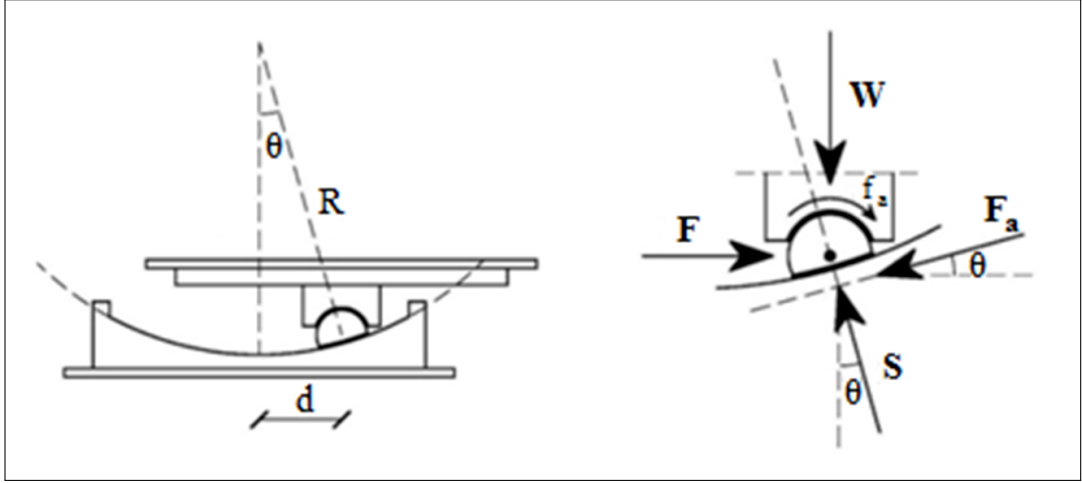
in tale configurazione, le forze agenti sullo *slider* risultano essere:

- Il carico verticale,  $\mathbf{W}$ , che grava sull'isolatore;
- La forza laterale,  $\mathbf{F}$ , agente sul cursore;



**Figura 3.7:** Dinamica di un isolatore a singola curvatura.

- La forza di attrito,  $F_f = \mu W$ , agente lungo la superficie di scorrimento;
- La forza di contatto,  $S$ , agente normalmente all'interfaccia scorrevole dovuta alla massa dell'edificio;
- forze di trazione agenti lungo la superficie del cursore  $t_1$ , il cui effetto viene considerato facente parte della forza d'attrito  $F_f$  e pertanto non



**Figura 3.8:** Dettagli di un isolatore.

compaiono esplicitamente nelle equazioni di equilibrio.

Dallo schema presentato si possono ricavare le equazioni di equilibrio verticale ed orizzontale, e si ottiene:

$$W - S \cos \theta + F_f \sin \theta = 0 \quad (3.4)$$

$$F + S \sin \theta - F_f \cos \theta = 0 \quad (3.5)$$

attraverso delle considerazioni geometriche, lo spostamento dell'articolazione sferica sulla superficie scorrevole è:

$$d = R \sin \theta \quad (3.6)$$

con  $R$  raggio di curvatura effettivo, valutato come distanza del centro della superficie sferica della calotta, dal punto di articolazione del cursore. Combinando le equazioni 3.4 , 3.5, 3.6, si ottiene la forza di richiamo orizzontale:

$$F = W \tan \theta + \frac{F_f}{\cos \theta} = \frac{W}{R \cos \theta} + \frac{F_f}{\cos \theta} \quad (3.7)$$

Per l'ipotesi di piccole oscillazioni  $\cos \theta \cong 1$  ,  $\sin \theta \cong \theta \cong \tan \theta \cong \frac{1}{R}$ . Per cui le due componenti della forza verticale  $W$  diventano  $W \cos \theta \cong W$ , e  $W \sin \theta = \frac{W}{R}$

e l'equazione 3.7 si semplifica nella seguente:

$$F = \frac{W}{R}d + F_f \quad (3.8)$$

dove la forza di attrito  $F_f$  agisce lungo la tangente alla superficie di scorrimento con segno concorde alla componente tangenziale della forza verticale  $W$ , ed è funzione del coefficiente d'attrito  $\mu$  e della componente di  $W$  ortogonale alla superficie di scorrimento. Pertanto si può scrivere:

$$F_f = \mu W \cos \theta \quad (3.9)$$

che come già accennato all'inizio del paragrafo 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 legge attritiva nell'equazione 3.8 si può scrivere:

$$F = \frac{W}{R}d + \mu W \operatorname{sgn}(\dot{d}) \quad (3.10)$$

con  $W$  è il peso che grava sull'isolatore,  $R$  è il raggio di curvatura,  $d$  è lo spostamento orizzontale,  $\mu$  il coefficiente d'attrito,  $\operatorname{sgn}(\dot{d})$  il segno della velocità orizzontale. Si può inoltre ottenere l'espressione dello spostamento lungo la superficie di scorrimento in funzione del coefficiente di attrito:

$$d = \frac{F_f}{W}R = \mu R = \cos \tan \theta \quad (3.11)$$

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

$$d = F_f \geq F_e \rightarrow d \leq \mu R \quad (3.12)$$

ovvero per spostamenti inferiori a  $\mu R$  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 più probabile il ricentraggio.

A valle di questa introduzione sul comportamento dinamico degli isolatori a scorrimento, bisogna analizzare più nel dettaglio gli aspetti che governano il fenomeno dell'attrito. Nei seguenti paragrafi si passeranno in rassegna la dipendenza dell'attrito e le numerose indagini sperimentali [13], [14] condotte su dispositivi con interfaccia acciaio inox-PTFE Teflon che hanno messo in evidenza una stretta dipendenza dello stesso coefficiente d'attrito dalla velocità di scorrimento e dalla pressione apparente.

### 3.2.1.1 Modellazione lineare degli FPS

Assumendo come riferimento, il valore di rigidezza secante  $K_{eff}$ , è possibile definire come rapporto tra la forza massima orizzontale e il massimo spostamento laterale registrato dall'isolatore:

$$K_{eff} = \left(\frac{Wd}{R} + \mu W\right) \frac{1}{d} = \left(\frac{1}{R} + \frac{\mu_d}{d}\right) W \quad (3.13)$$

mentre, il rispettivo periodo di vibrazione naturale è:

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{m_d}{k_{eff}}} = 2\pi \sqrt{\frac{1}{g(1\frac{1}{R} + \frac{\mu_d}{d})}} \quad (3.14)$$

Un primo sistema di isolamento è stato modellato considerando un comportamento viscoelastico lineare equivalente che deve, inoltre, soddisfare tutte le seguenti condizioni (Norme Tecniche per le Costruzioni, 2008):

- la rigidezza equivalente del sistema di isolamento è per il 50% pari al valore di rigidezza secante di un ciclo di isteretico con valori di deformazione pari al 20% dello spostamento di riferimento; univocamente per dispositivi *FP*, la suddetta condizione si ottiene se e solo se viene verificata la:

$$\frac{R}{d_{dc}} \leq \frac{1}{3\mu_d} \quad (3.15)$$

Dove  $d_{dc}$  è il centro dello spostamento rigido a causa dell'azione sismica

- lo smorzamento lineare equivalente del sistema di isolamento è meno del 30%;
- le caratteristiche forza-spostamento del sistema di isolamento non deve variare più del 10% a causa delle variazioni della velocità di deformazione, con un range del  $\pm 30\%$  attorno al valore di progetto;
- l'aumento della forza nel sistema di isolamento, per valori di spostamento tra  $0.5d_{dc}$  e  $d_{dc}$ , è almeno pari al 2.5% del peso totale della sovra-struttura.

Qualora fosse possibile rappresentare il sistema come un modello lineare equivalente, il valore del periodo  $T_{eff}$  differisce dal corrispondente valore di periodo tangente di circa il 14%, e conseguentemente, la differenza, intermini di parametri di risposta dinamica, tra modelli lineari e non lineari risulta significativa. Se i precedenti requisiti per l'applicazione di un modello lineare equivalente non venissero rispettati, al contrario, la risposta dinamica deve essere valutata attraverso analisi non lineari capaci di individuare il fenomeno legato alla transizione tra i vari stati caratterizzati dai vari periodi e quindi dalle diverse rigidità. Un altro importante parametro che può definire il comportamento di un isolatore a scorrimento è il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente, con il quale è possibile valutare attraverso l'equivalenza tra la dissipazione di energia prodotta dal fenomeno attritivo e quella causato dal comportamento viscoso:

$$\xi_{eff} = \frac{\text{Area sottesa dal ciclo isteretico}}{2\pi k_{eff} d^2} = \frac{4\mu W d}{2\pi(\frac{1}{R} + \frac{\mu_d}{d} W d^2)} \quad (3.16)$$

$$\xi_{eff} = \frac{2\mu_d}{\pi(\frac{d}{R} + \mu_d)} \quad (3.17)$$

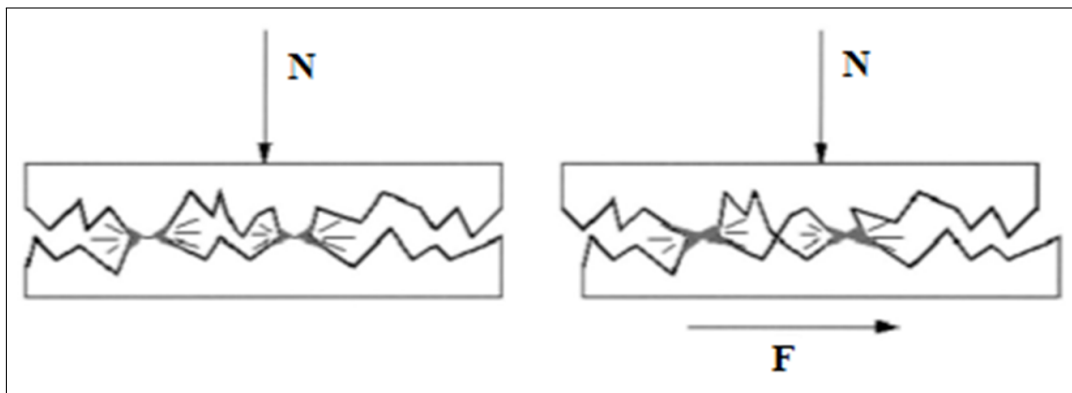


Lo smorzamento equivalente è, quindi, funzione del coefficiente di attrito, raggio di curvatura e domanda di spostamento. L'ultimo parametro viene impiegato per definire il valore di progetto dello spostamento per lo stato limite adottato: conseguentemente, la dissipazione equivalente adottata per un'analisi elastica dipende da uno specifico stato limite e, quindi, potrà assumere differenti valori in relazione della domanda di spostamento. Generalmente, questo valore è legato ad uno stato limite di sicurezza della vita nominale adottato per le verifiche sulla sovra-struttura e sulla base; l'incremento dell'affidabilità richiesta di un sistema di isolamento, invece, viene implementato progettando ogni dispositivo riferendosi allo stato limite di collasso. Quando la rigidezza equivalente o il coefficiente di smorzamento risultano, in maniera significativa, correlati allo spostamento di progetto, sarà necessario computare un processo iterativo fino a quando la differenza tra il valore di spostamento calcolato e quello presunto sarà inferiore al 5%. E' necessario evidenziare come l'adozione di un modello lineare equivalente sia possibile solo nella misura in cui la componente sismica verticale risulti inferiore al  $0.1g$ . D'altronde, anche se in assenza di una componente di accelerazione verticale, la variazione di forza assiale deve risultare inferiore al 10% del corrispondente valore nella combinazione quasi-permanente. Diversamente, è possibile effettuare un'analisi non lineare assumendo una legge costitutiva idonea e procedendo con un'integrazione step by step dell'equazione del moto. Nella nostra modellazione verrà, infatti, intrapreso questo approccio sfruttando la teoria dell'integrazione al passo ideata per la risoluzione di equazioni differenziali del secondo ordine.

### **3.2.2 Meccanica dei dispositivi a scorrimento in presenza di attrito**

L'attrito può essere schematizzato come una forza che esercita una resistenza al moto di un corpo quando due qualsiasi superfici rigide, due fluidi o due generici materiali entrano in contatto scorrendo l'uno sull'altro. Sono stati studiati

diversi tipi di attrito come quella a secco o radente, viscoso, su rivestimento, attrito interno: in questo capitolo ci occuperemo di approfondire il primo del precedente elenco cioè quello che si sviluppa tra due superfici non bagnate. L'attrito radente viene schematizzato come una forza che si oppone al moto di scorrimento fra due superfici rigide poste a contatto. Questo è influenzato dal tipo di contatto e dalla geometria dei corpi coinvolti nel moto, dalla velocità di scorrimento e dalle caratteristiche intrinseche dei materiali adoperati. Ad eccezione dell'attrito fra atomi o fra molecole, l'attrito radente scaturisce, quindi, dalla caratterizzazione microscopica delle superfici a contatto, note come asperità: se consideriamo la somma di tutte le forze generate dalle singole asperità, queste dovranno equilibrare la forza normale  $N$  indicante la forza di compressione tra le due superfici parallele. La deformazione di ogni asperità è dapprima elastica per poi spostarsi in campo plastico, una volta che la forza tangenziale  $F$  ha superato la resistenza al taglio del materiale (Figura 3.9): *L'attrito di Coulomb* è uno dei modelli più diffusi utilizzati in ambito scientifico



**Figura 3.9:** Schema base di attrito fra due superfici.

poiché sono in grado di calcolare la forza dell'attrito radente. Esso è governato dalla seguente legge:

$$F \leq \mu N \quad (3.18)$$

Dove:

- $F$  è la forza di attrito che mutuamente viene scambiata dalle superfici.

Essa si presenta parallela alla superficie di scorrimento in direzione opposta

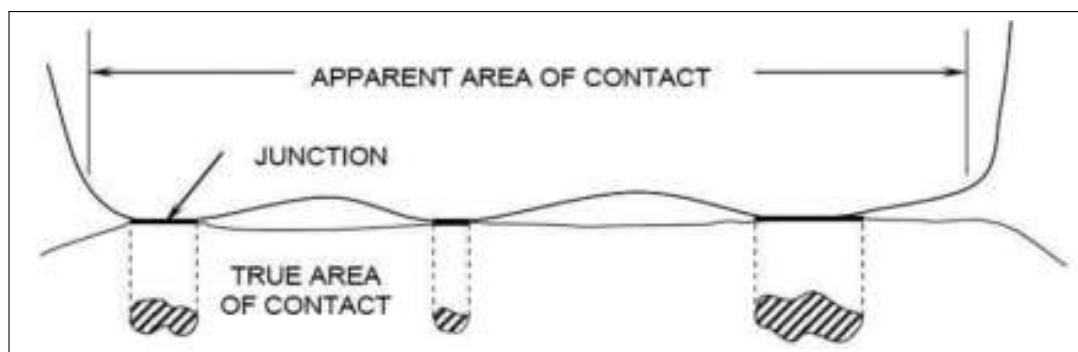
alla forza di taglio applicata;

- $\mu$  è il coefficiente di attrito, basato su considerazioni di carattere empirico in merito al contatto tra due corpi. Esso è caratterizzato da un valore costante;
- $N$  è la forza normale esercitata da una superficie sull'altra, diretta perpendicolarmente sulla superficie.

L'attrito radente si può manifestare in due regimi: attrito statico e attrito cinematico (di scorrimento o attrito dinamico). Questi sono caratterizzati da diversi coefficienti di attrito, denotati come  $\mu_{\text{statico}}$  e  $\mu_{\text{dinamico}}$ . Di solito il coefficiente di attrito statico presenta un valore più alto di quello dinamico.

### 3.2.2.1 Adesione

Quando due corpi solidi entrano in contatto tra loro, formano dei legami atomici attraverso le interfacce di contatto. Tali regioni di contatto vengono dette giunzioni, e la somma delle loro aree costituisce la reale area di contatto: “area effettiva”, che risulta sensibilmente più piccola del’ “area apparente”, (Figura 3.10). Il meccanismo dell'adesione è dominante per interfacce che scorrono l'una sull'altra caratterizzate da superfici pulite. Le giunzioni sono



**Figura 3.10:** Vista di un'interfaccia, area di contatto effettiva e area apparente.

caratterizzate da forze di interfaccia, che rappresentano appunto l'adesione, dovute alla creazione di legami interfacciali acciaiocarbonio, che si instaurano tra le superfici metalliche pulite ed il teflon. Pertanto, la forza d'attrito è data

dal prodotto dell'area effettiva  $A_r$  per la resistenza a taglio delle giunzioni,  $s$ :

$$F_a = sA_r \quad (3.19)$$

### 3.2.2.2 Plowing

Tutte le superfici sono caratterizzate da asperità che subiscono deformazioni di tipo elastico o plastico a causa del contatto. La componente plowing dell'attrito è dovuta alla dissipazione di energia che avviene durante le deformazioni plastiche delle asperità. Questo fenomeno può essere più facilmente compreso considerando un'asperità dura e di forma sferica sopra una superficie soffice e piana. Se un'azione assiale viene applicata sulle asperità, queste si attaccano alla superficie sottostante e contemporaneamente si creano delle aree di contatto, le "giunzioni". Inducendo allora un'azione tangenziale, le asperità si muovono orizzontalmente, trascinando con sé parte del materiale più soffice sottostante e creando una sorta di solco lungo la traiettoria percorsa. La componente plowing dell'attrito scaturisce dall'effetto di trascinamento da parte delle asperità del materiale più soffice sottostante.

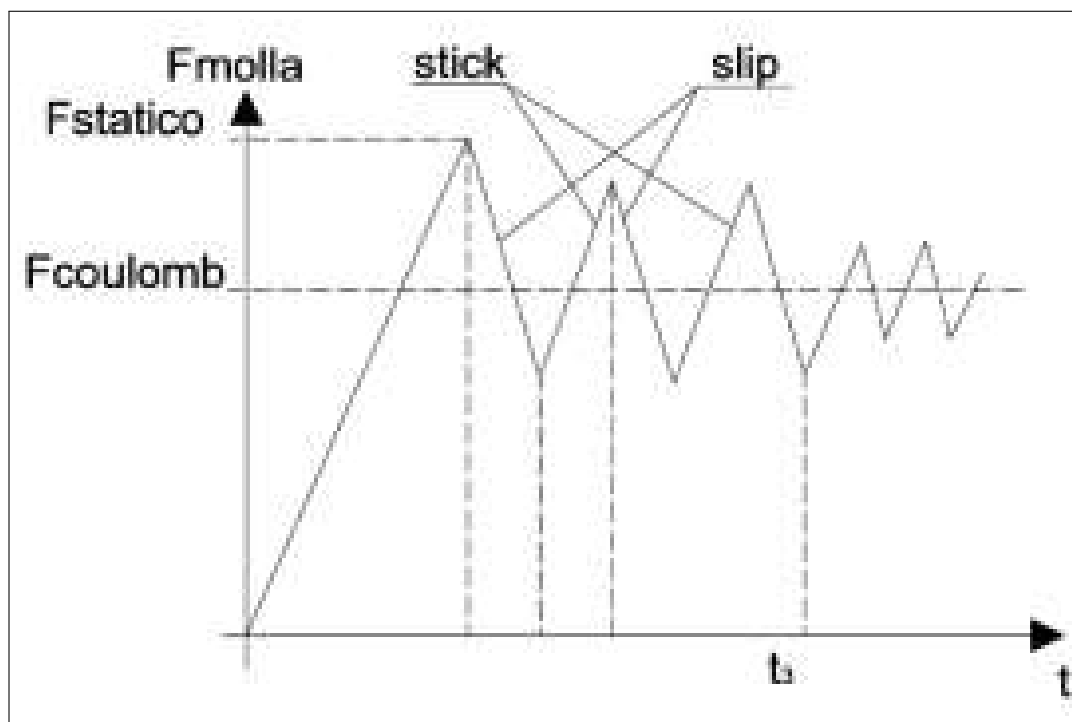
### 3.2.2.3 Effetti visco-elastici

I polimeri, come il PTFE, esibiscono un comportamento viscoelastico: questo perchè 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.

### 3.2.2.4 Il fenomeno dello stick-slip

Il movimento di stick – slip è una successione di fasi di blocco e di slittamento, ben comune in molte situazioni ordinarie e responsabile di fenomeni come il cigolio di porte, lo stridio del gesso, il suono del violino ecc. Si presenta nei meccanismi lubrificati ed è dovuto a due cause:

- Il coefficiente di attrito dinamico è inferiore a quello di attrito statico ( $\mu_{sta} \leq \mu_{din}$ );
- Il sistema può immagazzinare energia in forma elastica. La natura del fenomeno consiste infatti nello scaricare di volta in volta nella fase dinamica l'energia elastica immagazzinata nella fase statica a causa degli sforzi agenti sul sistema, in modo da instaurare un ciclo di oscillazioni a scatti. E' 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 (Figura 3.11).



**Figura 3.11:** Fenomeno dello stick- slip.

### 3.2.3 Indagini sperimentali su isolatori attritivi a superficie curva

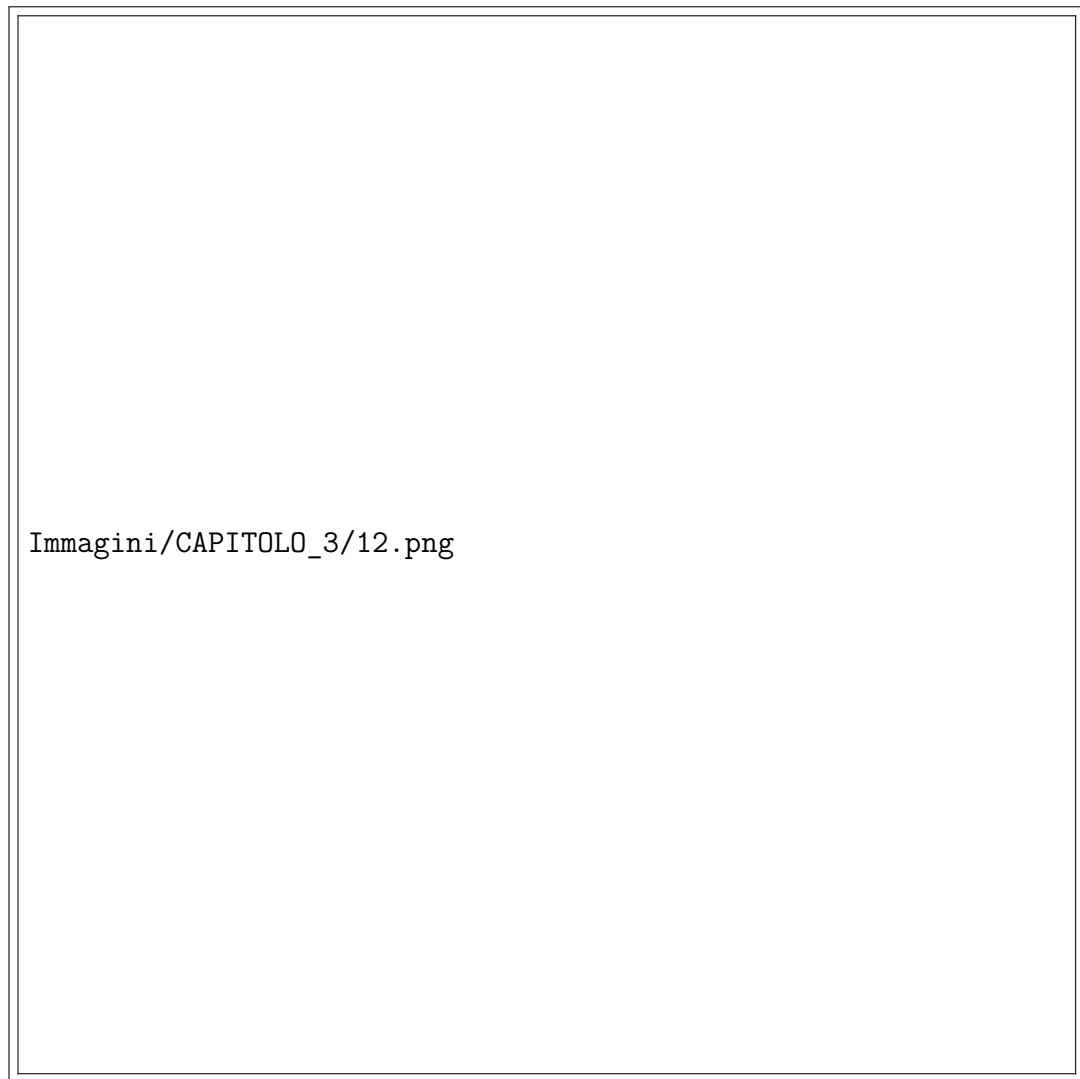
Per uno studio migliore del comportamento sismico dei dispositivi a pendolo è indispensabile definire le proprietà del fenomeno di attrito in corrispondenza delle diverse fasi di moto. A tale scopo occorre distinguere tra coefficiente di

attrito dinamico  $\mu_{\text{din}}$ , conseguito nel corso delle fasi di scorrimento, caratterizzate da velocità medie pari a quelle di progetto dei dispositivi a pendolo scorrevole, che considerando come valori tipici degli spostamenti e delle frequenze caratterizzanti una struttura isolata rispettivamente 100-200mm e 0.4-0.5 Hz, sono comprese tra i 160 mm/s – 400 mm/s; valore al distacco  $\mu_{\text{dist}}$  o  $\mu_s$ , sviluppato in corrispondenza dell'istante immediatamente precedente l'inizio della fase dinamica di oscillazione; valore all'inversione del moto  $\mu_{\text{inv}}$ , ovvero corrispondente agli istanti in cui cambia la direzione lungo la quale avviene lo scorrimento, e che assume valori intermedi tra il coefficiente di attrito dinamico ed il corrispondente dato in condizioni di primo distacco. Una vasta serie di indagini sperimentali hanno permesso di formulare una serie di espressioni analitiche che mettono in evidenza la dipendenza del coefficiente di attrito dinamico dalla velocità di scorrimento oltre che dalla temperatura e dalla pressione apparente.

### 3.2.3.1 Dipendenza della velocità di scorrimento

La Figura(3.12) mostra come il coefficiente di attrito dinamico sia caratterizzato da un valore basso immediatamente dopo l'inizio dello scorrimento,  $f_{\text{min}}$ , e da un progressivo incremento al crescere della velocità. A grandi velocità, raggiunge un valore costante,  $f_{\text{max}}$ . Inoltre, se incrementa il carico normale si ha una diminuzione del coefficiente di attrito (Mokha et al., 1990), fino a raggiungere un valore costante per un valore limite del carico. Il tasso di riduzione è praticamente costante: raddoppiando la pressione di contatto (da 9.36 a 18.7 MPa) si registra una variazione del coefficiente di attrito dal 25% a -10°C fino al 33.4% a 50°C [15]( Figura3.12).

L'elevato valore del coefficiente di attrito statico,  $\mu_B$ , è invece dovuto al fenomeno dell'adesione: due corpi a contatto formano giunzioni caratterizzate da forze di interfaccia elevate. All'inizio dello scorrimento, un sottile, cristallino e orientato film di PTFE (dello spessore di pochi centinaia di Angstrom), si deposita sulla superficie di acciaio inossidabile e abbatte così il valore dell'attrito



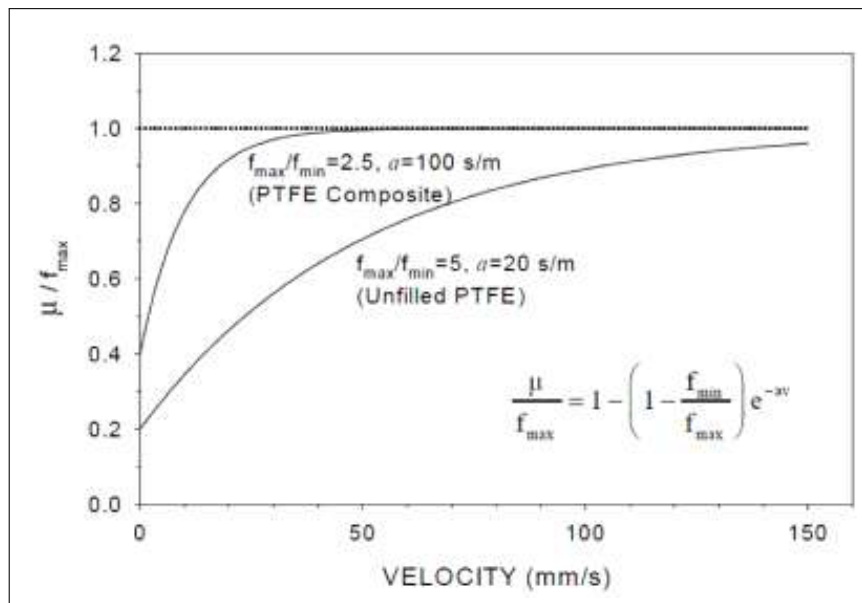
**Figura 3.12:** Dipendenza dalla velocità di scorrimento e dalla pressione.

da  $\mu_B$  a  $f_{\min}$ , tutto ciò è causato dalla bassa resistenza a taglio che tale materiale possiede. Al crescere della velocità di scorrimento, il valore del coefficiente di attrito cresce, fino a raggiungere una soglia di picco pari ad  $f_{\max}$ , con valori fino a 5-6 volte maggiori di  $f_{\min}$  (160-400 mm/sec o più). Più precisamente, la differenza tra il massimo e il minimo valore del coefficiente di attrito dinamico  $\delta = \mu_{\max} - \mu_{\min}$  è più alta quando la pressione di contatto è bassa, assumendo valori prossimi al 12% a 9.36 MPa e inferiori al 7% a 28.1 MPa [16]. La temperatura ha invece una bassa influenza sul  $\delta$ . In generale, per un fissato valore della pressione di contatto apparente, il coefficiente di attrito di scorrimento dipende dalla velocità, come descritto da (Mokha, Constantinou,

Reinhorn, 1990) [14], [15] ed esplicitato nella seguente equazione:

$$\mu = f_{\max} - (f_{\max} + f_{\min}) \exp -\alpha \nu \quad (3.20)$$

Dove  $f_{\max}$  è il coefficiente d'attrito del dispositivo alle alte velocità (200 - 800 mm/s);  $f_{\min}$  è il coefficiente d'attrito del dispositivo a bassa velocità;  $\nu$  è la velocità di scorrimento;  $\alpha$  è l'inverso della velocità di scorrimento caratteristica, presenta valori variabili da 20-30m/s per dispositivi con interfaccia acciaio inox-PTFE Teflon ed ha il compito di controllare la variazione del coefficiente d'attrito e quindi il passaggio dal valore minimo al valore massimo alle alte velocità. Le curve mostrate in Figura(3.13), sono basate sulla relazione(3.20), che descrive adeguatamente i risultati sperimentali precedentemente riportati e mostra come il parametro  $\alpha$  influenza l'andamento del coefficiente di attrito adimensionalizzato rispetto a quello massimo per due differenti valori di  $\frac{f_{\max}}{f_{\min}} = 2.5$  e 5. Si nota come una velocità di scorrimento maggiore di circa 150



**Figura 3.13:** Effetto del parametro  $\alpha$  sulla variazione del coefficiente di attrito con la velocità.

mm/s è sufficiente per ottenere il valor massimo del coefficiente di attrito di scorrimento, di tutti i materiali a base di *PTFE* a temperature normali. Si può in definitiva affermare che:

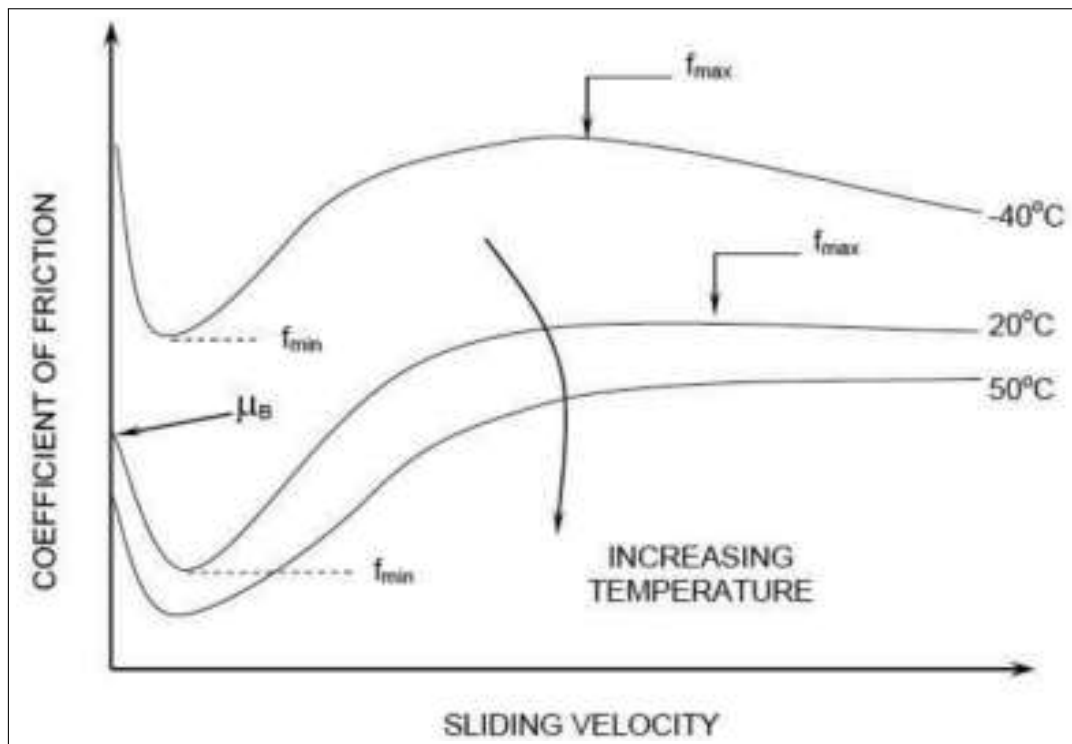


- Il coefficiente di attrito aumenta rapidamente con la velocità fino a raggiungere un valore dopo il quale rimane costante. Tale valore è di circa 150 mm/s, indipendentemente dalla temperatura ambientale e dalla pressione sul dispositivo;
- Il coefficiente di attrito per dispositivi con interfaccia acciaio-PTFE diminuisce al crescere del carico applicato sul piano di scorrimento. Il tasso di riduzione dipende dalla velocità di scorrimento e dalla temperatura dell'aria: si ha una variazione massima del 30% per una variazione di  $\pm 50\%$  nella pressione di contatto (per  $t=20^\circ\text{C}$ ,  $p=18.7\text{ MPa}$ ,  $v \geq 150\text{ mm/s}$ ), indipendentemente dallo stato di lubrificazione delle interfacce;

### 3.2.3.2 Dipendenza dalla temperatura

Gli effetti della temperatura sui dispositivi ad attrito possono risultare drammatici, soprattutto nei riguardi del coefficiente d'attrito statico,  $\mu_B$ , e dinamico alle basse velocità di scorrimento,  $f_{\min}$ . In Figura 3.14 si riporta l'attrito di distacco, l'attrito di scorrimento a basse velocità e alle alte velocità in funzione della temperatura. In essa si evidenzia l'effetto sostanziale che la temperatura ha sul coefficiente  $\mu_B$  e  $f_{\min}$ , e l'effetto invece limitato sul coefficiente di attrito dinamico  $f_{\max}$ . Si possono trarre le seguenti conclusioni:

- L'attrito di distacco è praticamente lo stesso dell'attrito di scorrimento a basse velocità;
- gli effetti della temperatura nei PTFE compositi sono, in generale, minori che nel PTFE “unfilled”;
- Il coefficiente di attrito diminuisce all'aumentare della temperatura esterna con un tasso di riduzione maggiore se si passa da temperature basse a medie che da medie ad alte. Inoltre, questo dipende dalla velocità di scorrimento, mentre è praticamente indipendente dalla pressione di contatto. Alle velocità di interesse per le applicazioni sismiche, il tasso



**Figura 3.14:** Effetto della temperatura sulla variazione del coefficiente di attrito con la velocità.

di riduzione è dell'ordine di  $0.15-0.3\%/^{\circ}\text{C}$ . Quest'ultimo fenomeno è da legare agli effetti di riscaldamento: il flusso di calore generato per attrito è proporzionale al coefficiente di attrito stesso, alla pressione media ed alla velocità di scorrimento. Inoltre, a velocità elevate ( $500\text{ mm/s}$ ), il suddetto coefficiente di attrito è molte centinaia di volte maggiore del flusso che si genererebbe a velocità modeste ( $<1\text{ mm/s}$ ), quindi, tale flusso di calore tende a compensare gli effetti che le basse temperature hanno sulle proprietà viscoelastiche del *PTFE*: in tal modo una variazione di temperatura da  $20^{\circ}\text{C}$  a  $-40^{\circ}\text{C}$  porta ad un incremento del coefficiente  $f_{max}$  di solo il 50%. I valori riportati da Constantinou sono in linea con quelli di Campbell et al.,(1991).

### 3.2.3.3 Effetto della permanenza dei carichi e della distanza percorsa

Essendo il *PTFE* un materiale dotato di proprietà viscoelastiche, ci si attenderebbe che l'effetto della permanenza dei carichi sull'area di contatto effettiva

e quindi sull'attrito sia tanto maggiore quanto maggiore è il tempo trascorso sotto l'azione di tali carichi (Bowden e Tabor, 1964). Quello che invece emerge da sperimentazioni condotte (Mokha et al., 1991) [14] è che il valore del coefficiente di attrito statico è sostanzialmente lo stesso sia per un carico applicato per 0.5 ore che di 594 giorni. Molti altri test sono stati condotti e tutti hanno dimostrato che le fluttuazioni nel valore del coefficiente di attrito non possono essere ricondotte alla durata dell'applicazione del carico. Piuttosto, i test condotti su campioni soggetti a precedenti cicli di test hanno mostrato un valore del coefficiente di attrito statico marcatamente minore in seguito ad un primo ciclo di carico, a testimonianza dell'esistenza di un film di *PTFE* che va a depositarsi sulla superficie in acciaio dopo un primo ciclo. I dati sperimentali presentati (Constantinou et al., Mokha et al.) [13], [14] e [15] indicano che quando si considera la variabilità naturale delle proprietà di attrito ottenute da diversi campioni o da prove diverse sullo stesso campione e si considerano i probabili errori di misura, l'attrito statico tra superfici in acciaio inossidabile lucidato-PTFE non è influenzato dalla permanenza del carico. In generale il coefficiente di attrito dinamico alle alte velocità,  $f_{max}$ , diminuisce al crescere della distanza percorsa, passando da un valore iniziale del 12,5% al 10% già dopo 40 metri di distanza percorsa; al raggiungimento di una soglia di circa 300 m, mostra invece un nuovo incremento. Il coefficiente dinamico a basse velocità,  $f_{min}$ , presenta fluttuazioni nel range 0-40 m. Si può affermare che il coefficiente di attrito tende a diminuire durante i cicli di carico alle alte velocità, a causa delle proprietà viscoelastiche del teflon. Tale riduzione è di circa il 25-30%.

#### **3.2.3.4 Effetti della variazione dell'azione assiale sulle performance sismiche**

Gli isolatori *FPS* nascono come dispositivi di vincolo verticale di tipo monolatero (lavorano solo a compressione) e di ciò si deve tenere in debito conto in fase progettuale, infatti se il dispositivo fosse assoggettato ad azioni di progetto di trazione, potrebbe subire dei danneggiamenti all'interfaccia di scorrimento e/o

fuoriuscire dell'articolazione dalla propria sede di alloggiamento. La permanenza in compressione è, tra le altre cose, condizione necessaria per l'utilizzo di metodi di analisi di tipo lineare.

### 3.2.4 Modellazione del coefficiente di attrito dinamico

Risultati sperimentali (Mokha, Constantinou, Reinhorn, 1990), (Constantinou, Mokha, Reinhorn, 1990) (Constantinou M. C., Whittaker, Kalpakidis, Fenz, Warn, 2007) mostrano come il coefficiente di attrito per dispositivi di scorrimento a pendolo, realizzati con componenti indeformabili in acciaio e PTFE, obbediscono alla seguente legge:

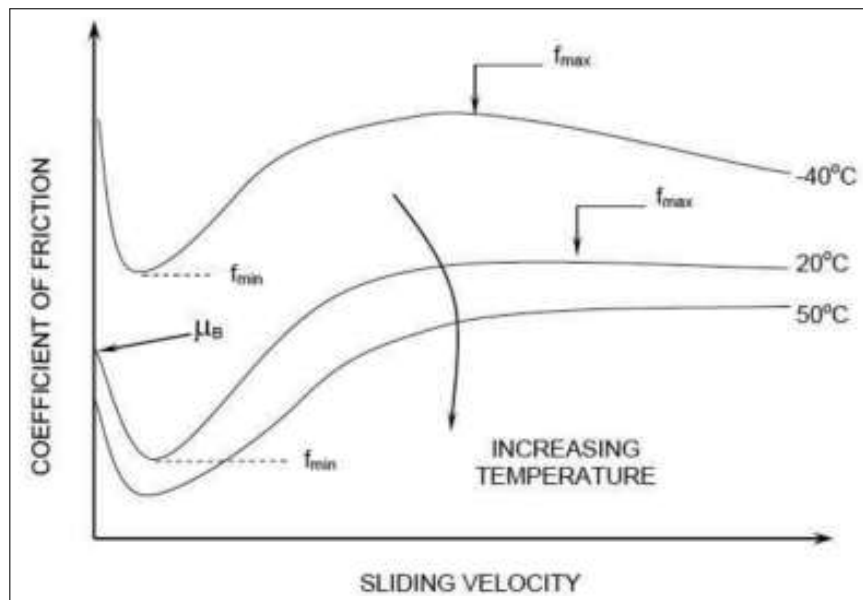
$$\mu = f_{\max} - (f_{\max} + f_{\min})e^{-\alpha\nu} \quad (3.21)$$

Dove:

- $f_{\max}$  è il valore massimo del coefficiente di attrito, raggiunto per alti valori di velocità di scorrimento;
- $f_{\min}$  è il valore minimo del coefficiente a velocità pari a 0;
- $\nu$  è la velocità di scorrimento del pattino.

$\alpha$  è un coefficiente costante il quale rappresenta l'inverso della velocità caratteristica del pattino; si può assumere come valore caratteristico uno compreso nell'intervallo tra 20-30 s/m per dispositivi realizzati in PTFE e acciaio (Mokha, Constantinou, & Reinhorn, 1990), (Constantinou, Mokha, & Reinhorn, 1990) & (Constantinou M. C., Whittaker, Kalpakidis, Fenz, & Warn, 2007). Nella figura riportata in basso viene mostrata la relazione tra il coefficiente di attrito e la velocità di scorrimento in accordo all'Equazione(3.21), i.e., la legge di Constantinou. In particolare, è possibile osservare l'influenza tra il parametro  $\alpha$  e il coefficiente di attrito adimensionalizzato  $\frac{\mu}{f_{\max}}$ .

È possibile notare che, per dispositivi in PTFE, il valore massimo del coefficiente di attrito viene raggiunto ad una velocità di scorrimento pari a



**Figura 3.15:** Effetto del parametro  $\alpha$  sul coefficiente di attrito in accordo con la legge di Costantinou.

150 mm/s: gli eventi sismici sono caratterizzati da valori alti, 200-800 mm/s, quindi viene sempre assicurato il valore  $f_{max}$ . Inoltre, sebbene la legge di Constantinou non tiene in considerazione il decadimento iniziale del coefficiente di attrito, si può osservare una convergenza dei due modelli per i valori di attrito raggiunti durante un terremoto. Quindi, la modellazione del coefficiente di attrito dinamico basata sul modello di Constantinou risulta valida per la gran parte delle applicazioni sismiche.



## Capitolo 4

# Modellazione 2D di ponti isolati con FPS

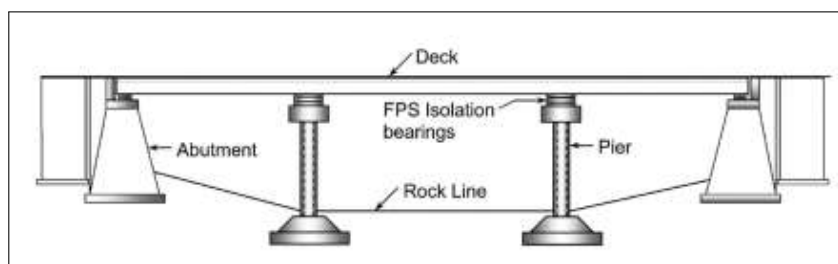
L'isolamento sismico si è affermato, non solo, come una delle tecniche più promettenti per la protezione sismica delle nuove strutture e, in particolare, per strutture particolarmente vulnerabili come i ponti ma si è anche dimostrata una soluzione efficace ed efficiente di adeguamento sismico. La progettazione convenzionale, infatti, è venuta ampiamente sostituita a causa del proprio criterio eccessivamente cautelativo e stringente ma soprattutto poco adatto a prevedere le importanti riserve plastiche della struttura [17].

Nell'approccio sismico di isolamento, il moto della massa della sovrastruttura viene disaccoppiato dal moto della pila attraverso speciali tipi di cuscinetti (*FPS – Friction Pendulum System*), descritti nei precedenti capitoli, che vengono installati tra la sovrastruttura e la sezione di estremità della sottostruttura (pila o spalla che sia). In condizioni normali, questi si comportano come cuscinetti convenzionali, ma in caso di forte terremoto, aggiungono flessibilità al ponte allungando il suo periodo e dissipano in parte l'energia di ingresso. Ciò consente di proteggere l'impalcato limitandone l'oscillazione ad una frequenza inferiore rispetto ai pilastri, generando grandi spostamenti relativi all'interfaccia. Differentemente dall'impalcato, il quale rappresenta l'elemento più rigido della struttura nonchè il più vulnerabile, i pilastri rappresentano gli

elementi più duttili e quindi gli elementi che possono sopportare gli spostamenti più grandi causati dal sisma. Tali spostamenti possono essere controllati, nei pilastri, incorporando elementi di smorzamento nel cuscinetto o aggiungendo smorzatori. Concludendo, l'isolamento sismico permette di intervenire su due aspetti fondamentali per i ponti e non affrontati dalla progettazione convenzionale: può ridurre le forze sismiche e può controllare la distribuzione delle forze laterali riducendo il tagliante scaricato alle fondamenta e abbassando i costi di realizzazione. L'obiettivo del seguente capitolo è quello di provvedere a una modellazione **non lineare** di tali dispositivi, studiandone il comportamento attraverso la variazione di alcuni parametri normalizzati e confrontando i vari risultati ottenuti dai vari software professionali impiegati nella ricerca. L'implementazione di un nuovo modello, più raffinato rispetto a quello già utilizzato in lavori precedenti, passa attraverso uno studio del comportamento 2D dell'FPS ponendo particolare attenzione all'interazione fra gli spostamenti del pattino dell'isolatore nelle due direzioni **X**, **Y** e dell'eventuale rotazione a torsione della pila stessa.

## 4.1 Introduzione al problema e linee generali

L'ipotesi di base, che è stata ripresa dai lavori precedenti, è che il ponte è simmetrico. Si cercherà di studiare l'interazione spalla-pila, dove bisognerà, quindi, realizzare un modello che tenga conto degli spostamenti relativi, a livello dell'FPS, generati dal sisma.

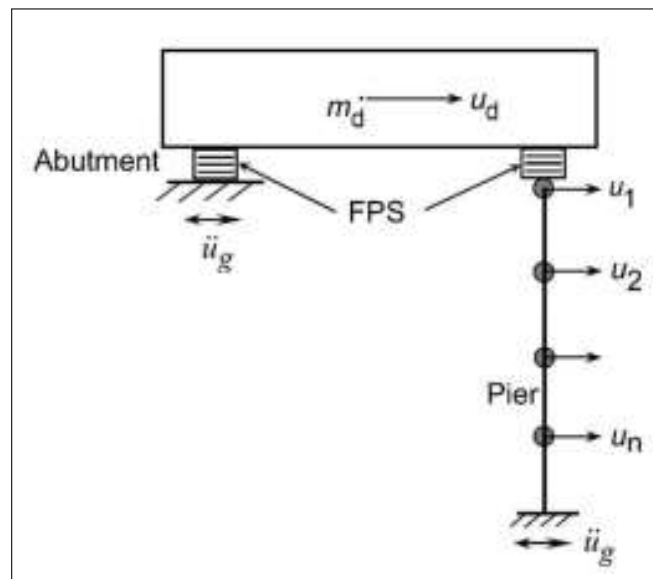


**Figura 4.1:** Schema generale del ponte in studio



Gli studi precedenti hanno mostrato come il modello più stabile è quello che presenta 6+1 GDL. Sono state, infatti, esaminate le risposte rispettivamente dei sistemi a  $n+1$  GDL con  $n=2$ ,  $n=6$   $n=8$  con lo scopo di raggiungere la soluzione ottimale col più basso e quindi minore onere computazionale. Al fine di chiarire i criteri di validazione si ripercorrono le tappe dell'evoluzione del modello fino a quello definitivo utilizzato dalla nostra ricerca:

- Si procederà con uno studio preliminare dove la pila verrà modellata con 2 GDL e la spalla, invece, con 1 GDL (modello 2+1 GDL);
- Successivamente si passerà alla validazione di questo modello semplificato utilizzando un software di calcolo professionale, e da qui si procederà poi all'evoluzione del modello, lato pila, a  $n$  GDL (modello  $n+1$  GDL, ciò verrà effettuato tenendo in considerazione la stabilità del modello e la convergenza dell'analisi, al fine di evitare elevati tempi computazionali, Figura 4.2).



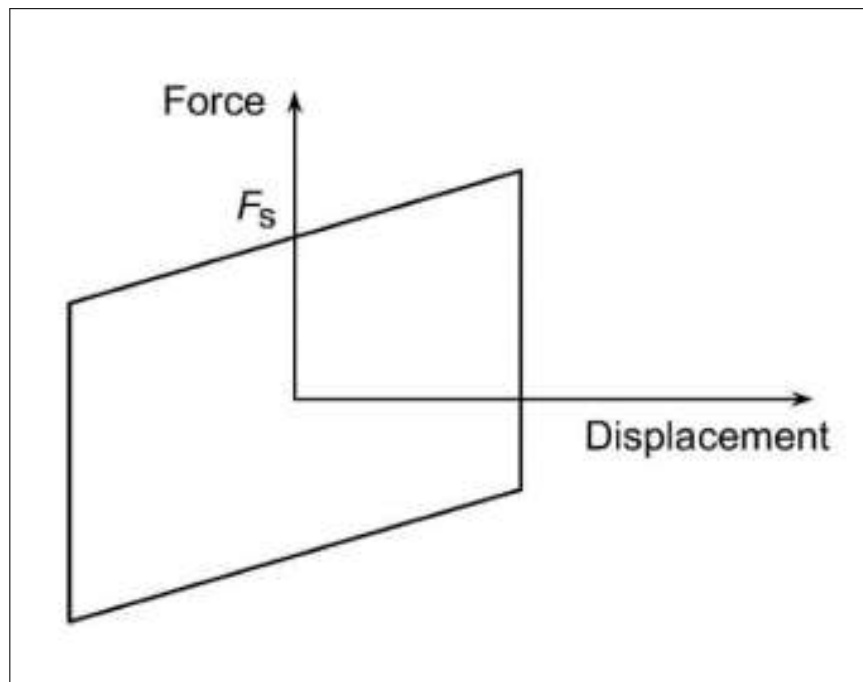
**Figura 4.2:** Modello matematico che si intende studiare [17].

L'analisi dinamica che si va ad effettuare è *non - lineare*, quindi, è possibile calcolare la risposta sismica mediante integrazione diretta delle equazioni del moto, applicando al nodo della struttura vincolato al terreno gli accelerogrammi opportunamente scelti. Questa è la metodologia d'analisi più complessa ma

anche più completa, in quanto permette di conoscere l'andamento nel tempo degli stati di sforzo e di deformazione dei componenti della struttura, e quindi di verificare l'integrità degli elementi strutturali nei confronti di possibili comportamenti fragili, nonché di valutare il comportamento dinamico della struttura in campo non lineare. Tale approccio è a discrezione del progettista, ma risulta obbligatoria nel caso di strutture isolate alla base con sistema d'isolamento non rappresentabile con modello lineare equivalente, come definito attraverso la NTC 2008, par. 7.10.5.2. E' stata valutata statisticamente la risposta di un ponte ad impalcato continuo sismicamente isolato assumendo le seguenti ipotesi:

- Il ponte è simmetrico, quindi è possibile analizzare l'interazione spalla-pila: è stato necessario identificare un modello appropriato per studiare gli spostamenti relativi generatisi a livello dell'FPS, sotto l'impalcato;
- L'impalcato da ponte è assimilabile ad un corpo rigido;
- Le pile e le spalle del ponte sono state modellate come incastrate alle fondazioni supponendo che ognuna porti la metà del peso dell'impalcato (considerando metà dell'impalcato complessivo);
- Si è supposto che il ponte, per l'intera durata del sisma, rimanga in campo elastico. Questa ipotesi risulta ragionevole nella misura in cui l'isolamento sismico permetta al ponte di rimanere in campo elastico;
- Le pile sono state modellate come un sistema a masse concentrate (*Lumped mass system* dove la massa totale della pila è stata distribuita equamente su ogni nodo. Ad ogni nodo sono stati attribuiti 3 *GDL*, due traslazionali e uno rotazionale;
- I dispositivi FPS installati nelle spalle e nelle pile hanno le stesse caratteristiche dinamiche;

- è considerato isotropico, quindi con caratteristiche dinamiche uguali nelle due direzioni orizzontali, inoltre il comportamento sforzi – deformazione è supposto bilineare come mostrato in 4.3.



**Figura 4.3:** Comportamento sforzi – deformazione dell'FPS [17]

## 4.2 Equazioni del moto e normalizzazione

Questo paragrafo nasce dall'esigenza di voler fornire una trattazione teorica che stia alla base del modello realizzato. Così facendo si potranno quindi identificare le leggi che governano il moto del ponte sotto eccitazione sismica. In primo luogo bisogna però sottolineare l'importanza delle ipotesi di partenza dello studio già riportate nei capitoli precedenti, ovvero le componenti del ponte (impalcato, pile e spalle) sotto eccitazione rimangono in campo elastico lineare, la modellazione dell'isolatore avverrà in campo non lineare e il coefficiente di attrito sarà dipendente dalla velocità [?]. Questo sistema si basa sulla teoria di Jangid riportata in [17], dove il ponte è costituito da una piattaforma continua rigida *multispan* supportata dal sistema di isolamento; la sottostruttura invece è costituita dalle spalle del ponte e dalle pile in calcestruzzo armato; l'FPS invece

è considerato come un dispositivo sismico di isolamento con forma sferica ed un cuscinetto scorrevole descritto da Zayas et al. 1990 [18]. Ciò che caratterizza l'FPS è che il movimento di una parte rispetto all'altra è simile al movimento di un pendolo che oscilla su una superficie curva a singola curvatura generando attrito, da ciò *Friction Pendulum System*. In questo modo la forza laterale necessaria per indurre uno spostamento laterale della sovrastruttura, dipende essenzialmente dalla curvatura del sistema e dal carico verticale sul cuscinetto cioè dal peso scaricato dalla massa dell'impalcato. Avendo definito le basi di partenza della modellazione, non resta che scrivere le equazioni di Jangid ed andare a modificarle, identificando l'interazione che vi è specialmente tra spalla – pila. Attenzione, prima di proseguire lo studio, bisogna sottolineare che questo lavoro affronta l'isolamento del ponte non **solo** nella **direzione longitudinale** del ponte ma anche in quella trasversale, e quindi è stato preso lo stesso accelerogramma nelle due direzioni. Nel presente lavoro di tesi si vuole, quindi, porre particolare attenzione agli effetti trasversali ed eventuali sistemi di *back up* costituendo la novità rispetto ai lavori precedenti. Si è, inoltre, affrontato il problema della rotazione della sezione di estremità della pila sulla quale poggia l'FPS adottando un modello semplice di pura flessione e quindi valutando la trascurabilità o meno degli effetti generati. Le equazioni che governano il moto del ponte isolato sono:

$$m_d \ddot{u}_d + F_a + F_p = -m_d \ddot{u}_g \quad (4.1)$$

$$[m_p]\{\ddot{u}_d\} + [c_p]\{\dot{u}_d\} + [k_p]\{u_d\} - \{\psi\}F_p = -[m_d]1\ddot{u}_d \quad (4.2)$$

dove  $m_d$  rappresenta la massa dell'impalcato (deck);  $[m_d]$ ,  $[c_p]$  e  $[k_p]$  le matrici di massa, smorzamento e rigidezza della pila (con dimensione  $n \times n$ ) in base al numero di nodi in cui è divisa;  $F_a$  a  $F_p$  e le forze di richiamo agenti sull'FPS rispettivamente della spalla (*abutment*) e della pila (*pear*);  $u_d$  è lo spostamento del *deck* mentre  $u_p$  è il vettore spostamenti dei vari nodi della pila;  $\{\psi\} =$

$\{1, 0, 0, \dots, n\}$  è un vettore che mi applica la forza di richiamo dell'FPS in corrispondenza di quest'ultimo;  $1$  è un vettore unitario di dimensione  $1 \times n$  che mi rappresenta il coefficiente di influenza dell'accelerazione sismica indicata con  $\ddot{u}_g$ . Le suddette equazioni lavorano tuttavia in campo assoluto, ovvero gli spostamenti vengono calcolati rispetto a un sistema di riferimento assoluto coincidente col nodo di incastro alla base dei pilastri e delle spalle. Questo può essere desunto riscrivendo le due equazioni sopracitate in un unico sistema, così facendo troveremo una matrice delle masse diagonale, mentre quella degli smorzamenti e delle rigidezze risulta simmetrica; Per tali ragioni bisognerà andare a riscrivere le equazioni considerando gli spostamenti relativi usando la teoria di Kelly [9]. Scrivendo il sistema attraverso degli spostamenti relativi e quindi calcolando gli spostamenti per ogni *GDL* (per ogni livello con cui ho suddiviso il ponte) ritroveremo le stesse matrici del sistema precedente ma in una configurazione esattamente opposta a quella precedente: la matrice delle masse sarà simmetrica e quelle di smorzamento e rigidezza saranno diagonali. Attraverso la trattazione sopra esposta è possibile scrivere gli spostamenti assoluti della pila e della spalla come somma dei rispettivi spostamenti relativi:

$$\ddot{u}_d = \ddot{v}_d + \ddot{v}_{p,1} + \dots + \ddot{v}_{p,n} \quad (4.3)$$

$$\ddot{u}_{p,n} = \ddot{v}_{p,1} + \dots + \ddot{v}_{p,n} \quad (4.4)$$

$$\ddot{u}_{p,1} = \ddot{v}_{p,1} \quad (4.5)$$

e quindi, le equazioni possono essere riscritte nel seguente modo:

$$m_d(\ddot{v}_d + \ddot{v}_{p,1} + \dots + \ddot{v}_{p,n} + F_a + F_p = -m_d(\ddot{u}_g) \quad (4.6)$$

$$m_{p,n}(\ddot{v}_{p,1} + \dots + \ddot{v}_{p,n}) - F_a - F_p + c_{p,n}\dot{v}_{p,n} + k_{p,n}v_{p,n} = -m_{p,n}\ddot{u}_g \quad (4.7)$$

$$\begin{aligned}
& m_{p,n-1}(\ddot{v}_{p,1} + \dots + \ddot{v}_{p,n-1}) + c_{p,n-1}\dot{v}_{p,n-1} + \\
& + k_{p,n-1}v_{p,n-1} - c_{p,n}\dot{v}_{p,n} - k_{p,n}v_{p,n} = -m_{p,n-1}\ddot{u}_g
\end{aligned} \tag{4.8}$$

$$m_{p,1}\ddot{v}_{p,1} + c_{p,1}\dot{v}_{p,1} + k_{p,1}v_{p,1} - c_{p,2}\dot{v}_{p,2} - k_{p,2}v_{p,2} = -m_{p,1}\ddot{u}_g \tag{4.9}$$

Ora però bisogna specificare  $F_a$   $F_p$ :

$$F_i = \frac{m_d g}{R} u_d + \mu_d m_d g \text{segno}(\dot{u}_d) \quad \text{per } i = a, p \tag{4.10}$$

si nota subito che  $m_d g$  non rappresenta altro che il peso  $W$  dell'impalcato, e quindi  $\frac{W}{R}$  è la rigidezza  $k_d$ . All'interno dell'equazione 4.10 si trovano due termini, uno elastico ed uno attritivo: il primo dipendente dalla rigidezza della sovrastruttura ed il secondo dipendente dall'attrito interno all'FPS. Tale attrito può essere definito attraverso la seguente equazione:

$$\mu_d = f_{max} - (f_{max} - f_{min}) \exp^{-\alpha |u|_d} \tag{4.11}$$

dove  $f_{max}$  rappresenta il coefficiente di attrito massimo ad alte velocità di scorrimento  $f_{min}$ , è il coefficiente di attrito minimo per velocità di scorrimento essenzialmente nulle,  $\alpha$  è un parametro di controllo delle variazioni dei coefficienti di velocità dovute alla pressione di contatto, la temperatura e le condizioni di superficie (di solito è pari a 30),  $u_d$  è il modulo della velocità di scorrimento. Essendo  $F_i$  dipendente da spostamenti e velocità, si deve anche qui eseguire la ridefinizione in campo relativo:

$$F_p = \frac{m_d g}{2R} v_d + \mu_d \frac{m_d g}{2} \text{segno}(\dot{v}_d) \tag{4.12}$$

$$F_a = \frac{m_d g}{2R} (v_d + v_{p,n} + \dots + v_{p,1}) + \mu_d \frac{m_d g}{2} \text{segno}(\dot{v}_d + \dot{v}_{p,n} + \dots + \dot{v}_{p,1}) \tag{4.13}$$

si è proceduto a dividere i membri per 2 in quanto il peso dell'impalcato si

ripartisce in maniera equa tra le due parti strutturali, e quindi si il 50% del peso sarà portato dalla spalla e il 50% dalla pila. Riunendo queste equazioni in un unico sistema, si può scrivere:

$$\begin{aligned}
 & \begin{bmatrix} m_d & m_d & \cdots & m_d \\ m_d & m_d + m_{p,1} & \cdots & m_d + m_{p,1} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ m_d & m_d + m_{p,1} & \cdots & m_d + \sum m_{p,i} \end{bmatrix} \begin{vmatrix} \ddot{v}_d \\ \ddot{v}_{p,1} \\ \vdots \\ \ddot{v}_{p,n} \end{vmatrix} + \begin{bmatrix} c_d & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & c_{p,1} & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & c_{p,n} \end{bmatrix} \begin{vmatrix} \dot{v}_d \\ \dot{v}_{p,1} \\ \vdots \\ \dot{v}_{p,n} \end{vmatrix} \\
 & + \left( \begin{bmatrix} k_d & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & k_{p,1} & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & k_{p,n} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0 & 1 & \cdots & 1 \\ 1 & 1 & \cdots & 1 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 1 & 1 & \cdots & 1 \end{bmatrix} (W/2R) \right) \begin{vmatrix} v_d \\ v_{p,1} \\ \vdots \\ v_{p,n} \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} \frac{W}{2R} \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{vmatrix} v_d + \\
 & \begin{vmatrix} 1 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{vmatrix} \mu_{d,p} \frac{W}{2} \text{segno}(\dot{v}_d) + \begin{vmatrix} \frac{W}{2R} \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{vmatrix} v_d + \mu_{d,a} \frac{W}{2} \text{segno}(\dot{v}_d) \left( \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{bmatrix} \dot{v}_d + \begin{bmatrix} 0 \\ 1 \\ \vdots \\ 0 \end{bmatrix} \dot{v}_d + \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 1 \end{bmatrix} \dot{v}_d \right) = \\
 & \begin{bmatrix} m_d & m_d & \cdots & m_d \\ m_d & m_d + m_{p,1} & \cdots & m_d + m_{p,1} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ m_d & m_d + m_{p,1} & \cdots & m_d + \sum m_{p,i} \end{bmatrix} \begin{vmatrix} 0 \\ 0 \\ \vdots \\ 1 \end{vmatrix} g \quad (4.14)
 \end{aligned}$$

Ora è possibile riscrivere le equazioni del moto, andando a dividerle per la massa. In questo modo si possono identificare i parametri seguenti:

- Rapporto di massa;

$$\lambda = \frac{m_p}{m_d} \quad (4.15)$$

- Smorzamenti relativi rispettivamente dell'impalcato e della pila;

$$\xi_d = \frac{c_d}{2m_d\omega_d} \quad (4.16)$$

$$\xi_p = \frac{c_p}{2m_p\omega_p} \quad (4.17)$$

- Pulsazioni naturali;

$$\omega_d^2 = \frac{k_d}{m_d} \quad (4.18)$$

$$\omega_p^2 = \frac{k_p}{m_p} \quad (4.19)$$

Al fine di semplificare la trattazione, si può trattare il sistema in forma compatta, così facendo si trova la seguente equazione matriciale:

$$[M]\{\ddot{v}\} + [C]\{\dot{v}\} + ([K] + [K]_1)\{v\} + F_p + F_a = -[M]\{I\}\ddot{u}_g \quad (4.20)$$

Ora, per poter generalizzare il problema e liberarlo dai parametri caratteristici di controllo bisogna adimensionalizzare il sistema [?]. Si parte dall'input sismico, il quale può essere espresso in termini di prodotto tra un fattore di scala **IM** (dimensione pari ad un'accelerazione) e una funzione non dimensionale  $\gamma(t)$  :

$$\ddot{u}_g(t) = IM \cdot \gamma(t) = IM \cdot l(\tau) \quad (4.21)$$

dove  $l(\tau)$  è ottenuto dallo scalare  $\gamma(t)$  per un fattore  $\frac{1}{\omega_d}$ , in questo modo anche il tempo  $t$  viene scalato a  $\tau$ . Manipolando le equazioni precedenti con quest'ultima, si possono andare ad identificare gli spostamenti in forma non dimensionale un fattore di scala  $\frac{IM}{\omega_d^2}$ :

$$\psi_d = \frac{v_d\omega_d^2}{IM} \quad (4.22)$$

$$\psi_p = \frac{v_p\omega_d^2}{IM} \quad (4.23)$$

Da questi spostamenti si possono ricavare quindi dei parametri adimensionali



che controllano la risposta sismica adimensionalizzata dipendente da  $l(\tau)$ .

Questi termini sono:

$$\Pi_\mu = \mu(\dot{\psi}_d) \frac{g}{a_0} \quad (4.24)$$

$$\Pi_\lambda = \frac{m_p}{m_d} \quad (4.25)$$

$$\Pi_{\xi p} = \xi_p \quad \Pi_{\xi d} = \xi_d \quad (4.26)$$

$$\Pi_\omega = \frac{\omega_p}{\omega_d} \quad (4.27)$$

Il parametro  $\Pi_\omega$  misura il grado di isolamento,  $\Pi_\lambda$  è il rapporto di massa definito in precedenza  $\Pi_{\xi p}$  e descrive lo smorzamento viscoso inerente al sistema. Il parametro non dimensionale  $\Pi_\mu$  misura la forza dell'isolatore fornita dal coefficiente d'attrito ( $\mu(\dot{\psi}_d)$ ), rispetto all'intensità sismica. Poiché questo parametro dipende dalla risposta tramite la velocità ( $\dot{\psi}_d$ ), può essere utile scriverlo nel seguente modo:

$$\Pi_\mu^* = f_{max} \frac{g}{IM} \quad (4.28)$$

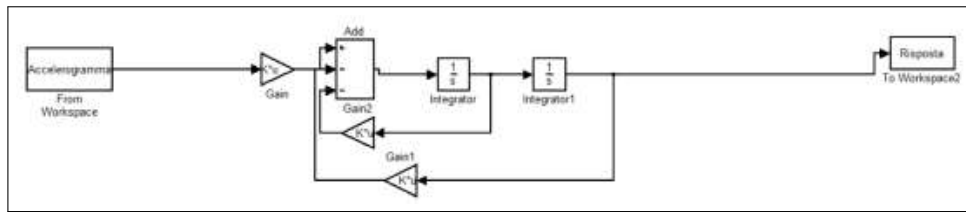
si sottolinea che in questo modo  $\Pi_\mu^*$  è indipendente dalla risposta, ed è uguale all'indice di ammortizzazione non dimensionale introdotto in Tubaldi et al [21] per ammortizzatori viscosi non lineari nel caso di esponente di smorzamento zero viscoso e di attrito costante. È importante osservare come la risposta normalizzata del sistema dinamico non dipenda dal livello di intensità sismica  $a_0$ . Le risposte alle vibrazioni libere e ad un impulso in ingresso dipendono, quindi, solamente da  $\Pi_\omega$ ,  $\Pi_\lambda$ ,  $\Pi_{\xi p}$ ,  $\Pi_\mu$  e  $\Pi_\mu^*$ . Al contrario, la risposta sismica dipende anche dalla funzione  $l(\tau)$ . Dopo aver assunto  $t = \frac{\tau}{\omega_d}$ , l'espressione di  $l(\tau)$  corrispondente ad un ingresso sismico  $\ddot{u}_g$  imposto ad un sistema con frequenza circolare  $\omega_d$  che cambia con  $\omega_d$  stesso. Quindi, lo stesso input sismico ( $\ddot{u}_g$ ) produce diverse storie di risposta non dimensionali ( $\psi_d$ ) e soluzioni per il sistema con frequenza diversa da  $\omega_d$ . Si sottolinea inoltre che, nonostante sia definito in base all'attrito di picco dell'isolatore  $f_{max}$ , la risposta del sistema

normalizzata dipende anche dalle altre proprietà dell'isolatore quali  $f_{min}$  e  $\alpha$  che appaiono nel modello sviluppato da [13] e controllano la variazione dell'attrito. Tuttavia, per semplificare ulteriormente il problema, nelle seguenti analisi, si assume che  $f_{max} = 3f_{min}$  in quanto ci si basa su una regressione dei risultati sperimentali, mentre l'esponente  $\alpha$  è assunto pari a 30 [21].

### 4.3 Modellazione in ambiente MATLAB & Simulink

In questa prima fase l'obiettivo è riuscire a risolvere, in modo semplice ed efficace, le numerose equazioni dinamiche le quali, essendo equazioni del secondo ordine nella variabile **spostamento**, necessitano di un doppio ciclo di integrazione. E' stato, quindi, scelto come strumento che permetta la modellazione numerica del sistema a  $n+1$  *GDL*, nell'ipotesi di assunzione di comportamento non lineare del dispositivo, il software Simulink (applicativo interno del programma di calcolo MATLAB) con il quale è possibile utilizzare una potente e intuitiva interfaccia grafica che semplifica enormemente l'impiego da parte dell'utente. Si possono così simulare i sistemi in esame mediante il tracciamento, su un foglio di lavoro elettronico, di un sistema a blocchi, che opportunamente intersecati e collegati, permettono di eseguire la funzionalità desiderata.

A titolo di presentazione del software, si spiega un semplice esempio (Figura 4.4) che mostra uno schema a blocchi costruito in simulink il quale può efficacemente permettere all'utente l'integrazione al passo di un sistema di equazioni dinamiche a  $n$  *GDL*. Successivamente vedremo come questo blocco possa essere implementato per asservire ai nostri scopi. Come è possibile leggere dalla Figura (4.4), partendo da sinistra troveremo un segnale sismico d'ingresso, che rappresenta quindi la storia delle accelerazioni indotte alla base della struttura analizzata, due blocchi "integrator", pari all'ordine dell'equazione differenziale in esame, collegati tra di loro a cascata, e che permettono di risalire attraverso



**Figura 4.4:** Risoluzione di un'equazione differenziale di 2° grado con schema a blocchi in ambiente Matlab-Simulink.

una doppia integrazione alla storia di spostamenti del sistema, nello schema rappresentata dal blocco “risposta”; nella finestra elettronica del programma si possono inoltre importare una serie di blocchi “*gain*” (*guadagno*), attraverso i quali si moltiplica la storia delle velocità del sistema e quella degli spostamenti, prodotte dai vari blocchi “*integrator*”, per l'ente impostato dall'utente nella rispettiva finestra di dialogo; nel caso in esame gli enti in questione sono la matrice degli smorzamenti e quella delle rigidezze rispettivamente moltiplicati per le velocità e per gli spostamenti; in questo modo il programma effettua l'integrazione al passo del segnale in ingresso e ad ogni step di avanzamento invia l'output ai rispettivi “*gain*” i cui risultati vengono rimandati all'interno del ciclo attraverso il “*nodo sommatoria*”, restituendo i risultati desiderati.

### 4.3.1 Parametri del modello

Per quanto riguarda i parametri di input, sono stati scelti dopo un'accurata ricerca in letteratura su ben 15 articoli, ciò ha permesso di modellare il ponte in campo elastico e l'isolatore FPS in campo non-lineare. Questi si possono dividere in due classi: la prima non è altro che l'insieme degli input sismici usati, ovvero 30 registrazioni sismiche naturali, provenienti da terremoti naturali; la seconda invece racchiude una serie di parametri deterministici, quali:

- 4 periodi della pila,  $T_{px}$ , nella direzione x;
- 4 periodi della pila,  $T_{py}$ , nella direzione y;
- 4 periodi della pila,  $T_{p\theta}$ , rotazionali;

- 5 periodi di vibrazione fondamentali dell'FPS,  $T_d$ ;
- 3 rapporti di massa, descritti dall'equazione 4.15;
- 95 valori del coefficiente di attrito dinamico,  $\mu_d$ , correlati alle superfici scorrevoli degli isolatori FPS, descritti dall'equazione (

Nei successivi paragrafi affronteremo nel dettaglio i criteri adoperati per la modellazione dei due *GDL* traslazionali e di quello rotazionale per ogni nodo.

### 4.3.2 Modellazione: effetti traslazionali

Illustrate le potenzialità del software utilizzato per l'analisi dei dati di input e i criteri di selezione dei parametri del modello, si è in grado di entrare nel vivo della modellazione specificando le scelte adoperate e le metodologie di analisi sviluppate. La pila è stata modellata affinché rimanga in campo elastico per tutta la durata dell'evento; al contrario, l'FPS seguirà una legge costitutiva *non-lineare* governata dall'equazione (

Prima di discutere i criteri di modellazione ed entrare nel merito del processo di simulazione è d'uopo una riflessione sul calcolo del periodo fondamentale della pila  $T_{py}$ . Sebbene il periodo fondamentale  $T_{px}$ , nella direzione **X**, era stato assegnato come valore di primo tentativo, facendolo variare in modo da coprire il range di periodi propri più comuni per le pile e soprattutto non tenendo conto della geometria della sezione, in maniera completamente arbitraria non può essere scelto quello nella direzione perpendicolare. La grandezza, infatti, dipende non solo dalla rigidità ma anche dalla massa mobilitata in quella direzione dal sisma, come mostra l'equazione 4.29:

$$\omega_x = \frac{2\pi}{T_{px}} = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (4.29)$$

Conoscendo quindi:

- Il periodo nella direzione  $\mathbf{X}$  della pila,  $T_{p_x}$ ;
- La rigidezza  $k$  nel caso di una mensola incastrata alla base,  $\frac{3EI}{l^3}$ ;
- L'altezza della pila,  $l$ , supposta essere pari a 10m;
- E' stato supposto un valore di Young,  $E$ , quello relativo alla classe di calcestruzzo C25/30

si è in grado di calcolare il valore delle dimensioni della nostra sezione, avendola supposta rettangolare con un rapporto dei lati pari a  $\frac{2}{5}$  e quindi con due valori di rigidezza,  $k_x$  e  $k_y$ , fra loro notevolmente diversi. Questo ci ha permesso di calcolare il valore del periodo fondamentale  $T_{p_y}$  relativo alla rigidezza  $k_y$  per una, ormai, assegnata geometria della sezione.

Sebbene il calcolo del periodo  $T_{p_y}$  è stato fondamentale allo scopo di dare credibilità all'analisi parametrica, in questa prima fase di modellazione e successiva validazione del modello si è preferito utilizzare due valori di periodo proprio,  $T_{p_x}$  e  $T_{p_y}$ , uguali. Questo ha agevolato l'attribuzione delle masse mobilitate dal sisma nelle due direzioni e i corrispondenti valori di rigidezza immaginando una sezione perfettamente circolare a comportamento isotropo.

Il processo di simulazione avviene grazie all'interazione tra lo script di Matlab e gli schemi a blocchi dell'area di lavoro di Simulink: il primo infatti detta le variabili di input necessarie per avviare l'analisi del secondo provvedendo, quindi, alla costruzione delle varie matrici, al loro riempimento imponendo i parametri iniziali e le condizioni al contorno utili alla inizializzazione del ciclo, al caricamento del file contenente i 30 accelerogrammi da scalare mediante una particolare funzione richiamata dallo script iniziale ma che lavora su uno script ausiliario; il secondo, invece, si occupa di risolvere concretamente le equazioni differenziali del secondo ordine, elaborando i dati di input presente nel *workspace*

di MATLAB e, per ognuno dei sismi caricati, fornendo le componenti traslazionali e rotazionali per ogni nodo (*GDL* del sistema). In altre parole, *Simulink* funge il ruolo di appendice del software MATLAB e, anche in questo lavoro di tesi, viene utilizzato per semplificare complesse righe di codice allo scopo di risolvere numerose equazioni del secondo ordine per ogni accelerogramma e per ogni istante del terremoto.

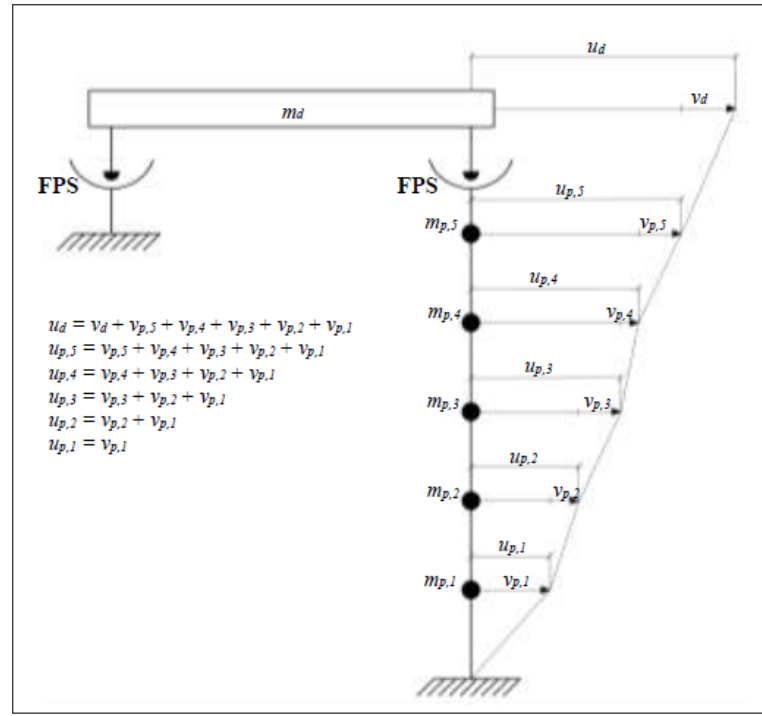
Possiamo quindi sintetizzare in due macro-fasi il lavoro di modellazione:

- Risoluzione del problema agli autovalori allo scopo di calcolare la matrice degli autovalori e degli autovettori per ogni *GDL*, la matrice delle masse e delle rigidezze della pila e le matrici di smorzamento;
- Calcolo degli spostamenti relativi dei nodi con cui ho discretizzato la pila e, quindi, risoluzione delle equazioni dinamiche, calcolo delle forze elastiche e di attrito scambiate, plottaggio dei risultati al fine di testare la stabilità, l'accuratezza e la velocità di convergenza del modello.

IL modello che è stato preso in esame, sia in direzione **X** che in direzione **Y**, è quello mostrato in figura (4.5).

La scelta della discretizzazione della pila in 6+1 *GDL* deriva da un'analisi condotta in studi precedenti con i quali si è dimostrato come il modello scelto si adattasse meglio per la velocità di convergenza alla soluzione corretta (in termini di spostamento di ogni *GDL* della pila) con il minore onere computazionale.

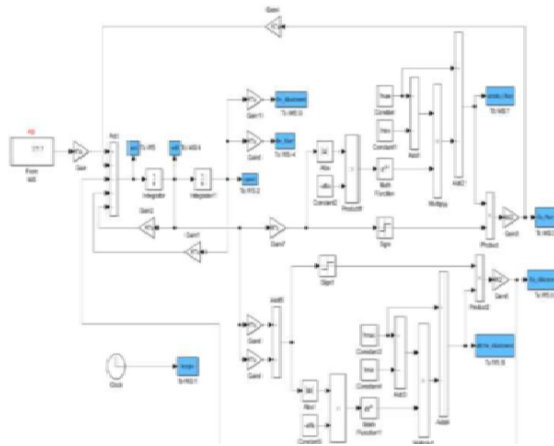
Dalla Figura (4.6), relativo al modello a 2+1 *GDL*, si può vedere come il segnale entra da sinistra ( $a_g$ ), viene subito moltiplicato per un *Gain* che lo adimensionalizza rispetto alla massa e lo moltiplica per un vettore con tanti 0 quanti sono i *GDL* del sistema e un valore unitario in corrispondenza del punto di attacco al suolo della pila, in modo da esplicitare l'equazione differenziale rispetto alla variabile di integrazione con l'ordine



**Figura 4.5:** Modello da implementare in ambiente Matlab Simulink dell'interazione pila – spalla a 6+1 GDL.

più alto. Essendo la nostra un'equazione differenziale del secondo ordine, questa verrà integrata due volte adoperando i blocchi *"integrator"* i quali, step by step, forniscono rispettivamente le accelerazioni, velocità (primo *"integrator"* in sequenza), spostamenti secondo *"integrator"* e ultimo della catena). Il tipo di integrazione che subisce è definita come integrazione al passo step by step, cioè per una migliore risoluzione della soluzione e per conferire stabilità al modello è stato possibile infittire gli intervalli di integrazione al fine di trovare la migliore approssimazione. Una volta calcolato il vettore velocità (vettore di dimensioni 6x1), questo entra contemporaneamente nel *Gain* 2 e nel pacchetto di *Gain* 7, 8 e 9: nel primo caso viene moltiplicato dalla matrice degli smorzamenti e rientra nel sistema; nel secondo invece entra nei due “pacchetti” che riproducono la meccanica del comportamento attritivo dell'isolatore FPS [23] con componenti dipendenti dalla velocità. Da questi si otterrà la forza attritiva dell'equazione 4.10 rispettivamente per la spalla e per la pila, anch'essa destinata a rientrare nel ciclo. Il vettore adimensionalizzato

degli spostamenti (anch'essa una matrice 6x1) entra all'interno dei Gain 1 e Gain 5 e 11: il primo rappresenta il moltiplicare della matrice delle rigidezze totale (composta dalla somma della matrice diagonale con la matrice formata da  $\frac{k_d}{2}$  destinata a rientrare nel sistema); invece gli ultimi due rappresentano rispettivamente i moltiplicatori che individuano i termini elastici delle forze di attrito dell'FPS della spalla e della pila.



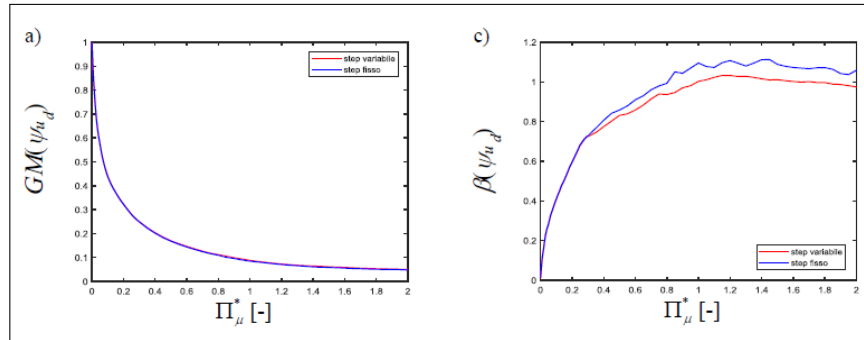
**Figura 4.6:** Modello implementato in ambiente Matlab Simulink dell'interazione pila – spalla a 2+1 GDL.

Tutte le considerazioni fatte per un *GDL* traslazioni possono essere facilmente estese anche all'altro: data la geometria della sezione è bastato modificare il modello *Simulink* iniziale ricostruendo tutte le matrici tenendo conto delle nuove condizioni al contorno per il *GDL* in analisi. Per testare la stabilità del modello, inizialmente per 2+1 *GDL*, si è poi andato a verificare con che tipo di integrazione l'algoritmo desse risultati più corretti e meglio approssimati.

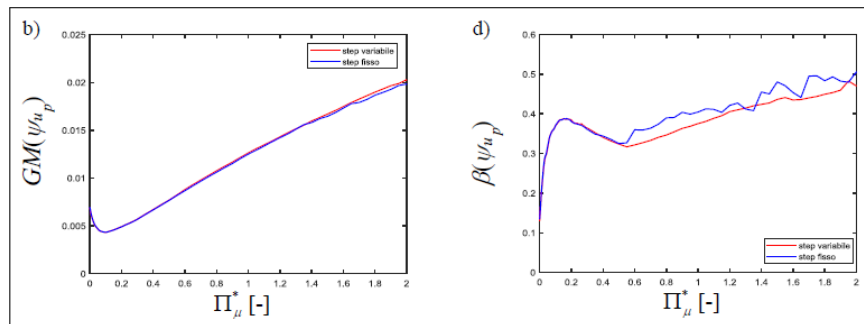
Si è provveduto quindi ad operare delle analisi con i parametri di input fissati, ma con due procedure diverse: step fisso (ode3, step 0.001 s) e step variabile (ode23, step compreso tra 0.01 ÷ 0.00001 s). Dalle Figure (1.2) e (??) si nota come i risultati a step variabile siano molto più stabili rispetto a quelli a step fisso, ciò è appunto dovuto alla migliore approssimazione



che caratterizza ogni integrazione, in quanto, a differenza dello step fisso che mi approssima il risultato in maniera costante alla terza cifra decimale (non curando quindi la bontà della soluzione), con lo step variabile si va alla ricerca del miglior risultato che meglio approssimi la funzione in un range che come sopra esplicitato varia dalla seconda alla quinta cifra decimale. Sebbene usare ovviamente uno step variabile ci permette di convergere meglio alla soluzione, d'altra parte questa necessita di un tempo computazionale più alto rispetto al primo tipo di integrazione, si parla a volte anche del triplo del tempo, ciò è dovuto alla stabilità dei parametri iniziali. Alcuni parametri portano ad una ricerca della soluzione molto più velocemente rispetto ad altri. Parametri poco stabili, come  $T_p$  molto bassi (0.05), hanno già di loro un tempo computazionale elevato, e andando ad effettuare una integrazione a step variabile questo aumenterà ancora. Una volta individuata la stabilità dell'algoritmo e aver validato

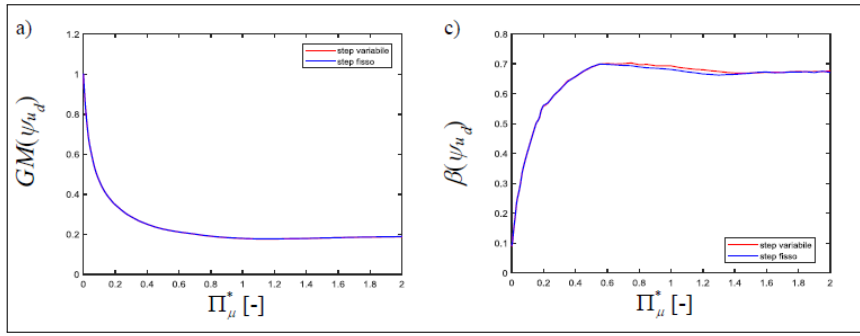


**Figura 4.7:** Confronto impalcato step fisso - variabile per  $T_d = 2, T_p = 0.05, \lambda = 0.1$ .

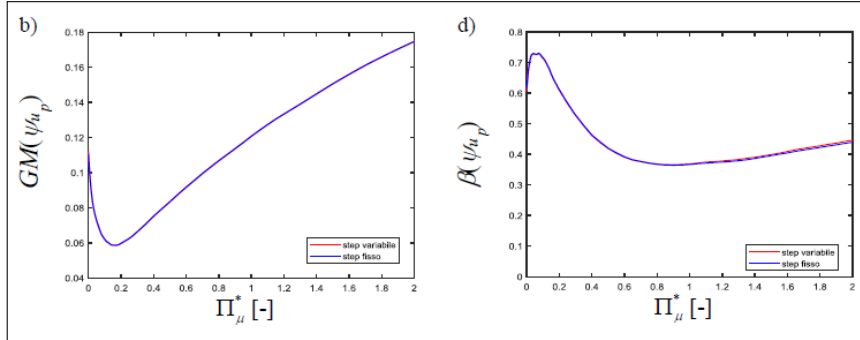


**Figura 4.8:** Confronto pila step fisso pila - variabile per  $T_d = 2, T_p = 0.05, \lambda = 0.1$ .

il modello a 2+1 *GDL* si può passare ad una maggiore discretizzazione



**Figura 4.9:** Confronto impalcato step fisso - variabile per  $T_d = 2, T_p = 0.2, \lambda = 0.2$ .

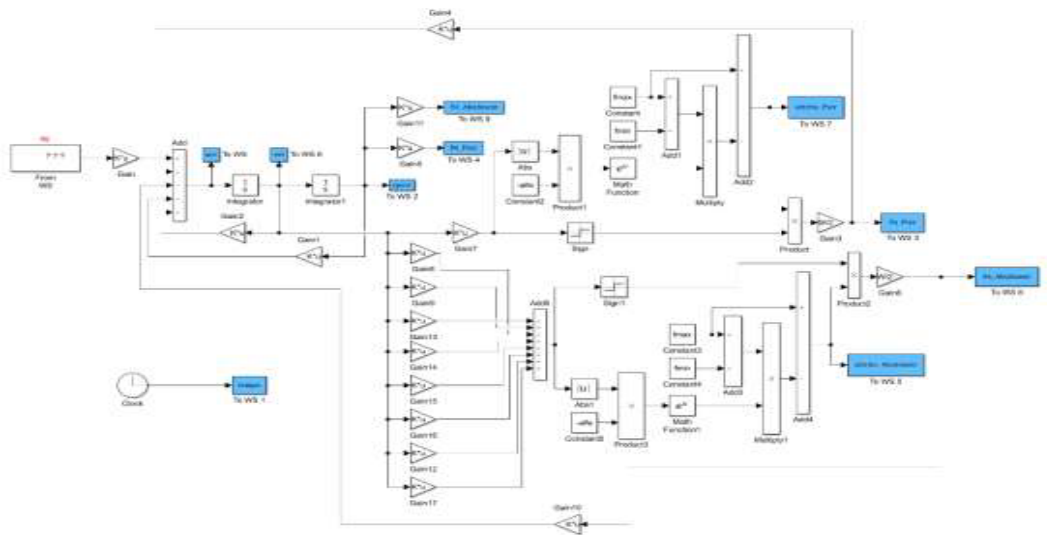


**Figura 4.10:** Confronto pila step fisso - variabile per  $T_d = 2, T_p = 0.2, \lambda = 0.2$ .

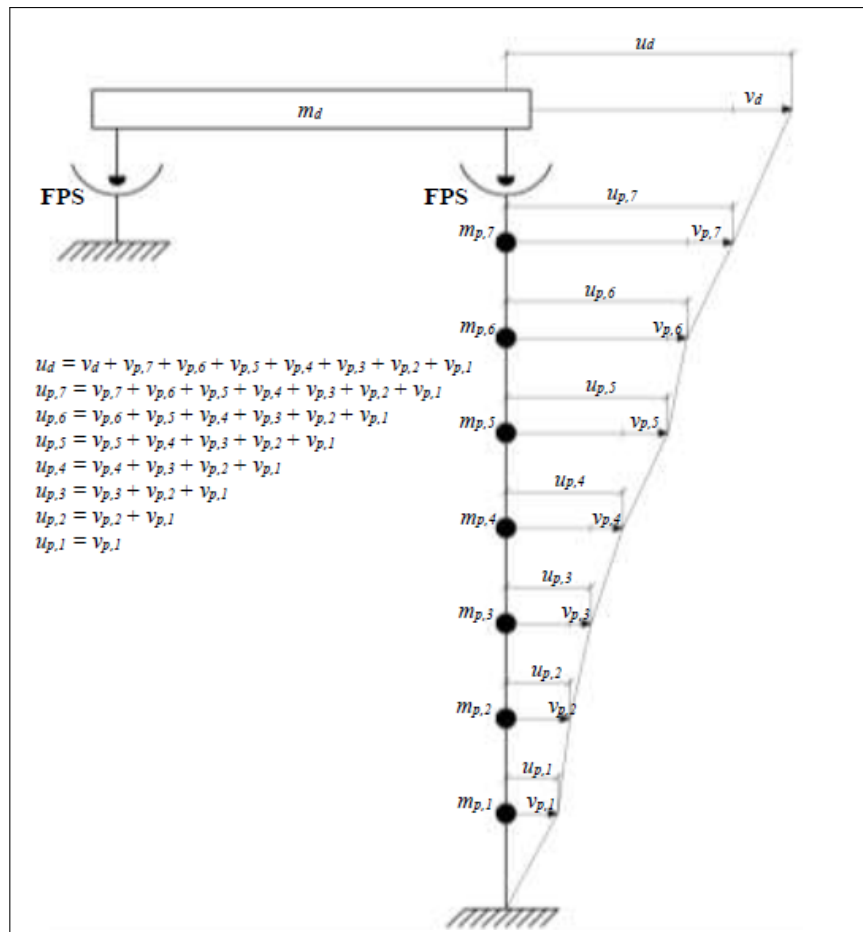
della pila per andare a raffinare sempre di più la soluzione, ciò implica quindi di aumentare  $n$ . In questo studio si è usato dapprima un  $n = 6$  e per verificare la bontà della soluzione si è poi andato a sfruttare un  $n = 8$  (Figura (4.12) e (4.11)), in questo modo si è potuto vedere quanto i 2 *GDL* in più migliorassero la convergenza e la stabilità della soluzione. Nei paragrafi successivi si mostrerà come si è andato a validare l'algoritmo e quali  $n+1$  *GDL* conviene utilizzare per avere un'ottima soluzione, col più basso e quindi minore onere computazionale.

### 4.3.3 Modellazione: effetti rotazionali

Uno delle sfide più interessanti di questo lavoro è stata la modellazione degli effetti rotazionali e i conseguente effetti torsionali. In letteratura, sono davvero numerosi gli studi monodirezionali degli isolatori o di modellazione nel piano degli effetti traslazionali ma nessuno si spinge a comprendere come in generale sistema di isolamento e nello specifico



**Figura 4.11:** Modello implementato in ambiente Matlab Simulink dell'interazione pila – spalla a 8+1 GDL.



**Figura 4.12:** Modello da implementare in ambiente Matlab & Simulink dell'interazione pila – spalla a 8+1 GDL

l'FPS reagisca alla torsione che la pila trasmette all'impalcato. Il modello, quindi, descriverà un caso di pura torsione della pila cioè un caso

praticamente teorico dato che il fenomeno di torsione si presenta, quasi sempre, contemporaneamente alla flessione. L'idea di indagare gli effetti rotazionali in un ponte nasce dalla volontà di capirne la trascurabilità e soprattutto il contributo degli stessi sulla risposta all'evento sismico in termini di spostamento nelle due direzioni. La teoria alla base prevede una serie di ipotesi semplificative:

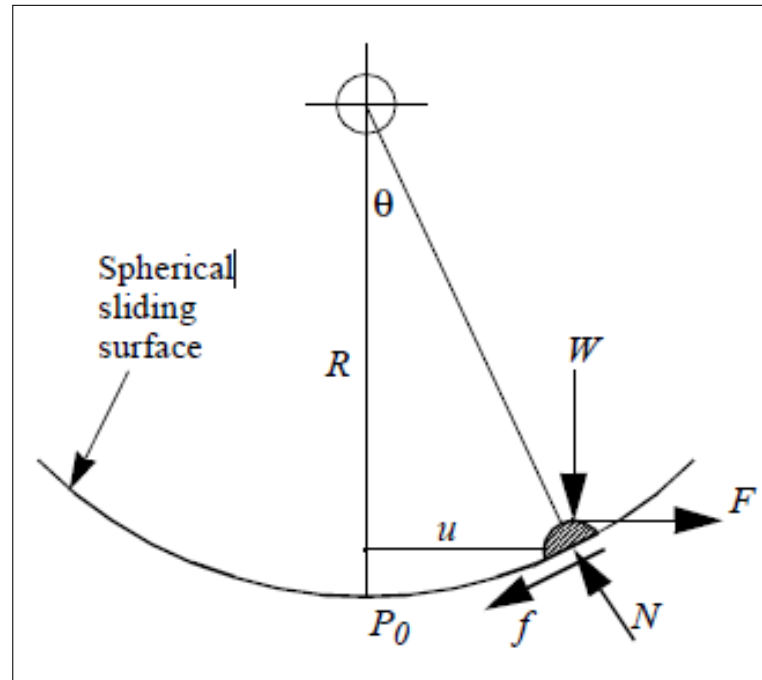
- L'intera teoria si basa sull'importante ipotesi semplificativa che la sezione abbia un comportamento simile a quello di un corpo decelerato e per cui sono valide le leggi di Newton della meccanica classica. Bisogna, infatti, immaginare la sezione come soggetta ad una accelerazione sismica, con una determinata intensità per quella specifica direzione nello spazio, che si oppone al moto attraverso la propria rigidità torsionale elastica e mediante il fenomeno dissipativo dello smorzamento;
- Essendo necessario individuare una geometria della sezione, si è scelta, in via semplificativa, una geometria perfettamente circolare, in calcestruzzo (Classe di resistenza 25/30) a comportamento isotropo in tutte le direzioni. Questa scelta, nonostante non sia coerente con la geometria adoperata per l'analisi effettuata considerando gli effetti traslazionali nelle direzioni  $\mathbf{X}$  e  $\mathbf{Y}$ , permette di poter applicare in maniera semplice ed efficace la teoria del corpo decelerato di moto uniformemente accelerato illustrata al punto precedente.
- E' stata utilizzata la *seconda Equazione rotazionale di Newton*, la quale partendo dalla classica legge del moto:

$$\vec{a} = \frac{\vec{F}}{m} \quad (4.30)$$

è possibile scriverla in funzione dell'accelerazione rotazionale  $\alpha$ :

$$\vec{\alpha} = \frac{\vec{\tau}}{m} \quad (4.31)$$

- Non avendo alcun riferimento in letteratura o in schede tecniche di aziende specializzata circa la rigidezza torsionale di un FPS è stato supposto che la rigidezza torsionale del dispositivo potesse essere calcolata considerando la torsione generata dalla forza di attrito dello *slider* nell'isolatore rispetto allo condizione di equilibrio. Allo scopo di ottenere il contributo massimo ,cioè la condizione in cui la torsione scaricata dall'impalcato sia massima, è stata posto il pattino alla maggiore distanza dal baricentro, esattamente sul bordo della conca a singola curvatura su cui avviene il moto con attrito del corpo. In tal caso è stato necessario mobilitare l'intera riserva di attrito disponibile e la massima curvatura della superficie (come viene illustrato nella figura 4.16):



**Figura 4.13:** Allontanamento dello *slider* dalla condizione di equilibrio  $P_0$

L'equazione utilizzata dal modello è illustrata dalla:

$$\frac{1}{2}m_d R^2(\alpha_d + \alpha_g) + \frac{\mu m g}{2}b_i = 0 \quad (4.32)$$

$$\frac{1}{2}m_{p,5} R^2(\alpha_{p,5} + \alpha_g) - \frac{\mu m g}{2}b_i + k_{p,5}^\theta \theta_{p,5} = 0 \quad (4.33)$$

$$\frac{1}{2}m_{p,4} R^2(\alpha_{p,4} + \alpha_g) - k_{p,5}^\theta \theta_{p,5} + k_{p,4}^\theta \theta_{p,4} = 0 \quad (4.34)$$

$$\frac{1}{2}m_{p,3} R^2(\alpha_{p,3} + \alpha_g) - k_{p,4}^\theta \theta_{p,4} + k_{p,3}^\theta \theta_{p,3} = 0 \quad (4.35)$$

$$\frac{1}{2}m_{p,2} R^2(\alpha_{p,2} + \alpha_g) - k_{p,3}^\theta \theta_{p,3} + k_{p,2}^\theta \theta_{p,2} = 0 \quad (4.36)$$

$$\frac{1}{2}m_{p,1} R^2(\alpha_{p,1} + \alpha_g) - k_{p,2}^\theta \theta_{p,2} + k_{p,1}^\theta \theta_{p,1} = 0 \quad (4.37)$$

dove  $R$  è il raggio della sezione della pila (il cui dimensionamento verrà affrontata in seguito).

Le suddette equazioni lavorano tuttavia in campo assoluto, ovvero gli spostamenti che si vanno a calcolare sono assoluti rispetto all'incastro alla base dei pilastri e delle spalle, ciò lo si potrebbe vedere, come nel caso traslazionale, dal fatto che riscrivendo il sistema di equazioni sopracitate in un unico sistema, la matrice delle masse diventerebbe diagonale, mentre quella degli smorzamenti e delle rigidezze diventerebbe simmetrica; quindi bisognerà andare a riscrivere le equazioni considerando le rotazioni relative usando la teoria di Kelly [19]. Il cambiamento si evidenzia subito in quanto in questo modo le matrici del sistema saranno l'esatto opposto, ovvero la matrice delle masse sarà simmetrica e quelle di smorzamento e rigidezza saranno diagonali. Utilizzando quest'altra convenzione si identificano gli spostamenti relativi:

$$\alpha_d = \ddot{\theta}_d + \ddot{\theta}_{p,1} + \dots + \ddot{\theta}_{p,n} \quad (4.38)$$

$$\alpha_{p,n} = \ddot{\theta}_{p,1} + \dots + \ddot{\theta}_{p,n} \quad (4.39)$$

$$\alpha_{p,1} = \ddot{\theta}_{p,1} \quad (4.40)$$

Le equazioni 4.37 scritte in termini di spostamento relativo (dove sono

stati inseriti i contributi dello smorzamento nella pila) cambieranno come segue:

$$\frac{1}{2}m_d R^2(\theta_d + \theta_{p,5} + \cdot + \theta_{p,1} + \alpha_g) + \frac{\mu mg}{2}b_i = 0 \quad (4.41)$$

$$\frac{1}{2}m_{p,5} R^2(\theta_{p,5} + \cdot + \theta_{p,1} + \alpha_g) - \frac{\mu mg}{2}b_i + k_{p,5}^\theta \theta_{p,5} = 0 \quad (4.42)$$

$$\frac{1}{2}m_{p,4} R^2(\theta_{p,4} + \cdot + \theta_{p,1} + \alpha_g) - k_{p,5}^\theta \theta_{p,5} + k_{p,4}^\theta \theta_{p,4} - c_{p,5}^\theta \dot{\theta}_{p,5} + c_{p,4}^\theta \dot{\theta}_{p,4} = 0 \quad (4.43)$$

$$\frac{1}{2}m_{p,3} R^2(\theta_{p,3} + \cdot + \theta_{p,1} + \alpha_g) - k_{p,4}^\theta \theta_{p,4} + k_{p,3}^\theta \theta_{p,3} - c_{p,4}^\theta \dot{\theta}_{p,4} + c_{p,3}^\theta \dot{\theta}_{p,3} = 0 \quad (4.44)$$

$$\frac{1}{2}m_{p,2} R^2(\theta_{p,2} + \cdot + \theta_{p,1} + \alpha_g) - k_{p,3}^\theta \theta_{p,3} + k_{p,2}^\theta \theta_{p,2} - c_{p,3}^\theta \dot{\theta}_{p,3} + c_{p,2}^\theta \dot{\theta}_{p,2} = 0 \quad (4.45)$$

$$\frac{1}{2}m_{p,1} R^2(\theta_{p,1} + \alpha_g) - k_{p,2}^\theta \theta_{p,2} + k_{p,1}^\theta \theta_{p,1} - c_{p,2}^\theta \dot{\theta}_{p,2} + c_{p,1}^\theta \dot{\theta}_{p,1} = 0 \quad (4.46)$$

Sommando membro a membro e scrivendo le precedenti equazioni in forma matriciale avremo:

$$\begin{aligned} & \frac{R^2}{2} \begin{bmatrix} m_d & m_d & \cdots & m_d \\ m_d & m_d + m_{p,1} & \cdots & m_d + m_{p,1} \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ m_d & m_d + m_{p,1} & \cdots & m_d + \sum m_{p,i} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{\theta}_d \\ \ddot{\theta}_{p,1} \\ \vdots \\ \ddot{\theta}_{p,n} \end{bmatrix} = \\ & - \begin{bmatrix} \frac{\mu mg}{2} b_\theta \\ 0 \\ \vdots \\ 0 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} c_d & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & c_{p,1} & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & c_{p,n} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\theta}_d \\ \dot{\theta}_{p,1} \\ \vdots \\ \dot{\theta}_{p,n} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} k_d & 0 & \cdots & 0 \\ 0 & k_{p,1} & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 0 & 0 & \cdots & k_{p,n} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \theta_d \\ \theta_{p,1} \\ \vdots \\ \theta_{p,n} \end{bmatrix} \end{aligned} \quad (4.47)$$

La risoluzione dell'equazione matriciale 4.3.3 cioè di una equazioni differenziali del secondo ordine è stata risolta, anche in questo caso, sfruttando

[illegible]

Sebbene, dagli studi precedenti, si conoscessero già i periodi fondamentali relativi ai *GDL* traslazionali della pila,  $T_{p_x}$   $T_{p_y}$ , nulla ancora è stato detto in riferimento al periodo rotazionale della pila  $T_{p\theta}$ .

$$k_x = \frac{3EJ}{L^3} \quad (4.48)$$

90



l'ottica di avere più raggi della sezione e quindi più classi di calcestruzzo sono state valutate:

- Classi di calcestruzzo C25/30, C35/45;
- Modulo di Young (E) e modulo a taglio (G) per le due classi di rigidezza sopra definite;

Impostata come rigidezza traslazionale della pila quella fornita dal problema agli autovalori e agli autovettori nelle due direzioni si è stati in grado di calcolare il raggio equivalente della sezione:

- Classe di calcestruzzo C25/30  $\rightarrow R=0,75$  ;
- Classe di calcestruzzo C35/45  $\rightarrow R=0,74$ ;

Data la minima differenza fra i due risultati è stata scelta la classe di calcestruzzo C25/30. Siamo adesso in grado di poter calcolare il primo modo di vibrare considerando, quindi,  $L = 10m$  cioè ci stiamo riferendo all'estremità della pila supponendo che questa venga mobilitata durante il sisma in corrispondenza del primo modo di vibrare e quindi di quello più pericoloso. Dalla relazione (4.49), ottenuta applicando sempre il *PLV*, si può risalire alla rigidezza rotazionale:

$$k_{\theta} = \frac{GJ_o}{L} \quad (4.49)$$

dove  $J_o$  è la rigidezza torsionale del singolo frame, per un'assegnata sezione circolare, che collega una massa all'altra della pila. Calcolata la rigidezza rotazionale  $k_{\theta}$  siamo in grado di calcolare il corrispondente modo rotazionale: *PLV*, si può risalire alla rigidezza rotazionale:

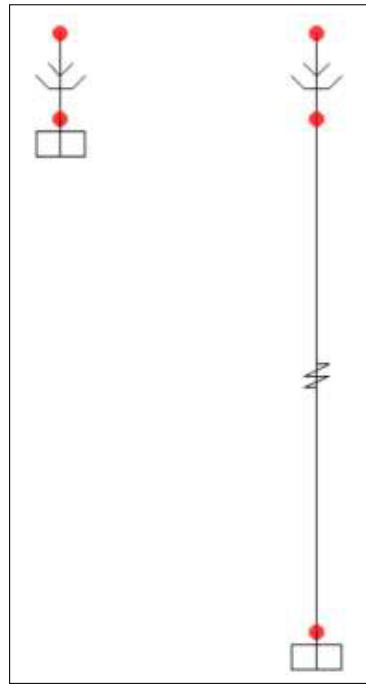
$$T^2 = (2\pi) \frac{m}{k_{\theta}} \quad (4.50)$$

Il valore di periodo torsionale trovato con l'equazione (4.50) è pari a  $T = 0,047s$

Una volta affrontato il problema della modellazione ed avendo considerato gli effetti traslazionali e rotazionali, bisogna trovare una tecnica di validazione o corroborazione dei modelli. Questa fase, illustrata ampiamente nel capitolo successivo, verrà realizzata attraverso l'utilizzo di un altro software professionale, SAP2000.

## 4.4 Modellazione in ambiente SAP2000

Per validare il modello Matlab – Simulink si è provveduto a sfruttare l'ambiente professionale SAP2000 testando, così, la bontà dei risultati prodotti dall'algoritmo. In questo software di calcolo si è proceduto, quindi, con la definizione di una spalla e una pila a 6 *GDL*, si sono poi collegate rigidamente le due masse in testa, andando così a modellare l'impalcato (Figura 4.15). Tra la sottostruttura e la sovrastruttura si è implementato il dispositivo attritivo, modellandolo tramite l'elemento finito non lineare “NLink” del tipo “Friction Pendulum Isolator”. Questo speciale *frame* appartiene alla famiglia dei *rigid link* (come viene battezzato nella libreria SAP2000) ed è un link non lineare a comportamento biassiale che consente di modellare un isolatore *Friction Slider* in regime 3D, accoppiando le proprietà di attrito definite per le due deformazioni a taglio che avvengono per lo slittamento, secondo due superfici che possono essere caratterizzate da un raggio di curvatura variabile (entrambi nulli per superfici piane, solo uno nullo se una delle superficie è concava e l'altra no); è possibile definire, inoltre, un elemento “Gap” nella direzione verticale per rappresentare l'incapacità di resistere a trazione del dispositivo, in grado di lavorare come definito nelle ipotesi di partenza dello studio, solo a compressione. Data che la modellazione è avvenuta considerando le due traslazioni nel piano della sezione e la corrispondente rotazione torsionale è stato necessario scegliere un criterio per l'assegnazione delle masse e



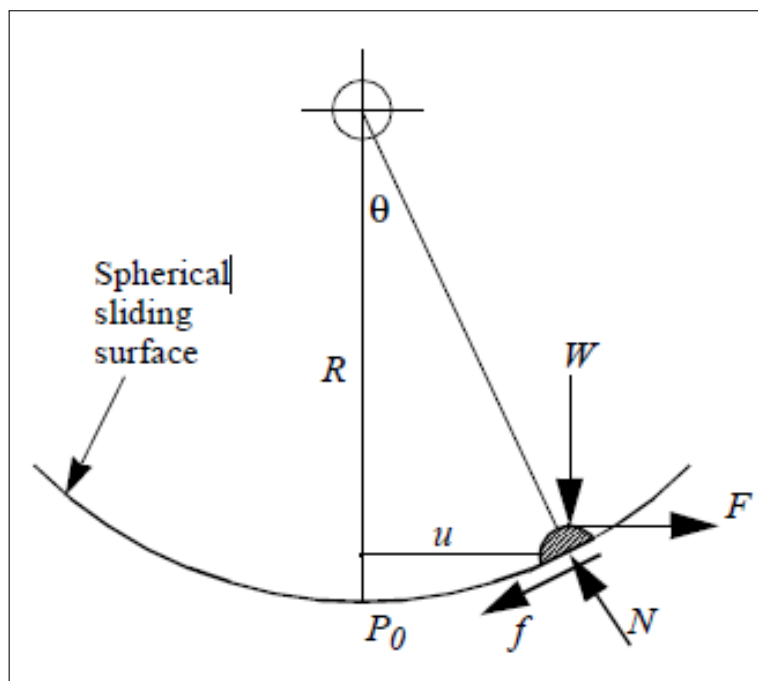
**Figura 4.15:** Modello implementato in ambiente SAP2000, i *GDL* in testa all'isolatore si muovono rigidamente insieme.

delle rigidezze. Date le considerazioni fatte nel paragrafo precedente si è supposto che:

- Il sisma mobiliti la stessa massa nelle due direzioni traslazioni della pila, per ogni *GDL*;
- Le rispettive rigidezze saranno quindi le stesse in entrambe le direzioni;
- Alla sezione è stata fornita un'inerzia rotazionale,  $J_o$ , in modo da simulare la forza di richiamo alla rotazione elastica imposta dal sisma.

Una rappresentazione 3D del modello, Figura , ci permette di capire in che direzioni sono state assegnate le rigidezze e le masse e quali sono i *GDL* del sistema.

Chiarite la strategia adottate per la modellazione in entrambi i software utilizzati, è possibile avviare la procedura di confronto tra i risultati otte-



**Figura 4.16:** Allontanamento dello *slider* dalla condizione di equilibrio  $P_0$

nuti allo scopo di preparare lo studio all'analisi parametrica e all'indagine statistica affrontata nell'ultimo capitolo.

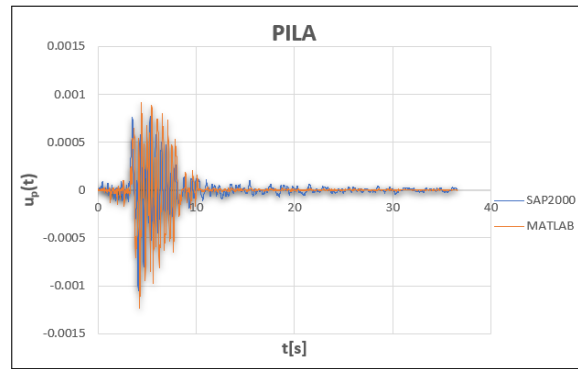
## 4.5 Validazione del modello e confronto dei risultati

La convalida del modello è avvenuta confrontando i risultati scaturiti dall'analisi su Matlab – Simulink con quelli del software SAP2000 per un solo sisma.

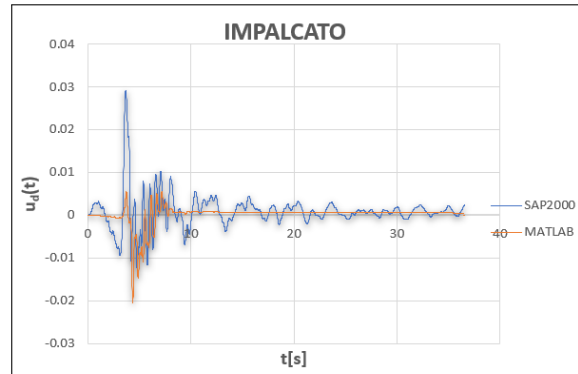
I risultati confrontati riguardano il modello 6+1 *GDL* poichè, dato il comprovato minore onere computazionale del modello rispetto agli altri, risulta essere decisamente il caso di studio più interessante ai fini della validazione dei risultati. Questa osservazione, però, non ha impedito che l'analisi fosse estesa anche ai sistemi a 2+1 *GDL* e 8+1 *GDL* dimostrando, anche in questo caso, una pressochè grossolana validità del primo ed una perfetta coincidenza del comportamento a convergenza del secondo

(coincidente al modello preferito nell'analisi) nonostante il maggiore onere computazionale.

Nello studio, sono state confrontate diverse soluzioni per determinati  $T_{px}$ ,  $T_{py}$ ,  $T_d$ ,  $\lambda$  e valori di attrito  $f_{max}$ ,  $f_{min}$ . Di seguito verranno plottati i casi più significativi enfatizzando il cambiamento della risposta strutturale al variare dei valori di attrito  $f_{max}$ ,  $f_{min}$ . Ovviamente il test è stato eseguito per tutti e tre i *GDL* del sistema: verranno infatti plottate le ***Time-History*** nelle direzioni **X**, **Y** e per la rotazione  $\theta$ .

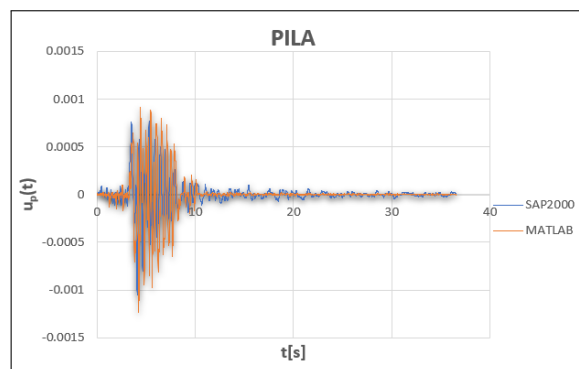


**Figura 4.17:** Confronto risultati spostamento pila in direzione X- $f_{max} = 0.1$ ,  $f_{min} = 0.05$

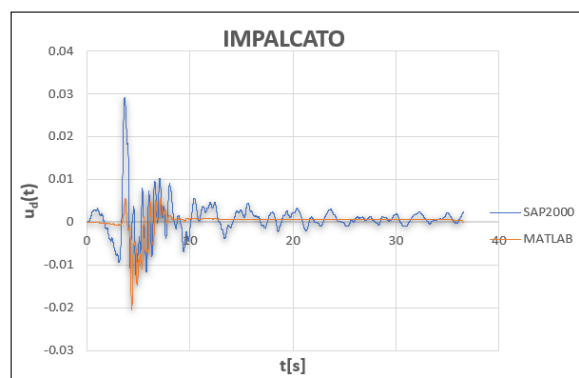


**Figura 4.18:** Confronto risultati spostamento impalcato in direzione X- $f_{max} = 0.1$ ,  $f_{min} = 0.05$

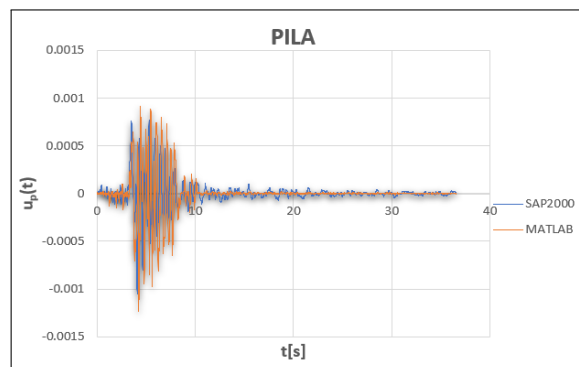
Dalle Figure(4.17), (4.18), (4.19), (4.20), (4.23), (4.24), (4.25), (4.26) si nota il confronto effettuato tra: spostamenti dell'impalcato e della pila nelle due direzioni, rotazione della pila e dell'impalcato; dipendenza dalla velocità (cicli di isteresi). Le conclusioni che possono essere tratte da questo confronto è che il modello Matlab – Simulink genera dei risultati



**Figura 4.19:** Confronto risultati spostamento pila in direzione X- $f_{max} = 0.03$ ,  $f_{min} = 0.01$

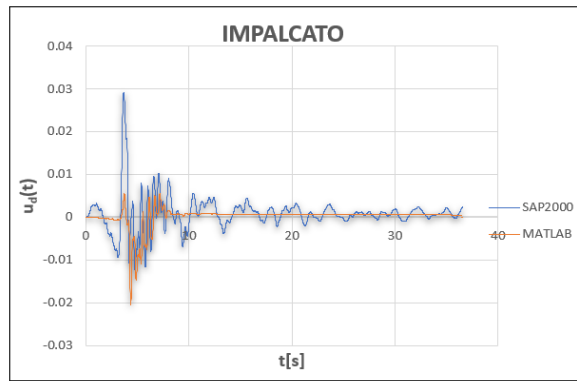


**Figura 4.20:** Confronto risultati spostamento impalcato in direzione X- $f_{max} = 0.03$ ,  $f_{min} = 0.01$

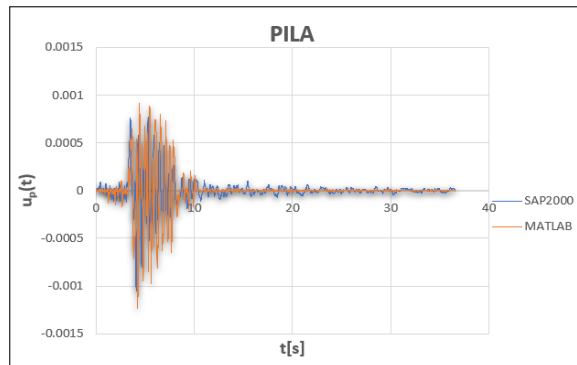


**Figura 4.21:** Confronto risultati spostamento pila in direzione Y- $f_{max} = 0.1$ ,  $f_{min} = 0.05$

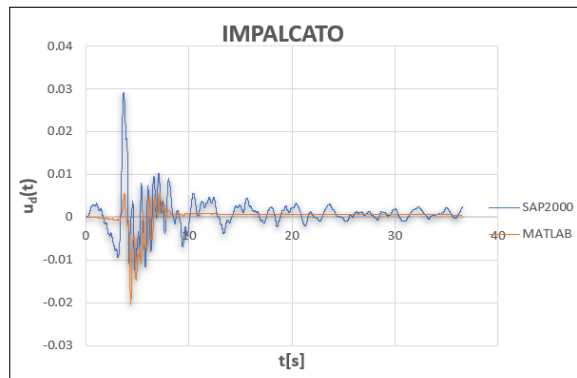
molto simili al modello SAP2000, questi però non potranno mai essere uguali in quanto i due software hanno al loro interno degli algoritmi di calcolo che non sono identici ed hanno approssimazioni diverse. E' necessaria una ulteriore riflessione sui due grafici relativi alla rotazione della pila per i valori di attrito scelti: i plottaggi sono solo riferiti alla pila e non anche all'impalcato, come è possibile notare confrontando quest'ultimi



**Figura 4.22:** Confronto risultati spostamento impalcato in direzione Y- $f_{max} = 0.1$ ,  $f_{min} = 0.05$

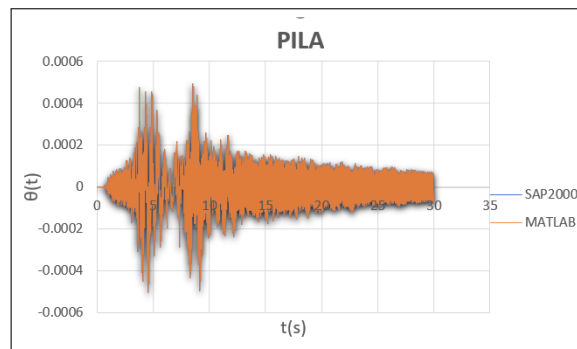


**Figura 4.23:** Confronto risultati spostamento pila in direzione Y- $f_{max} = 0.03$ ,  $f_{min} = 0.01$

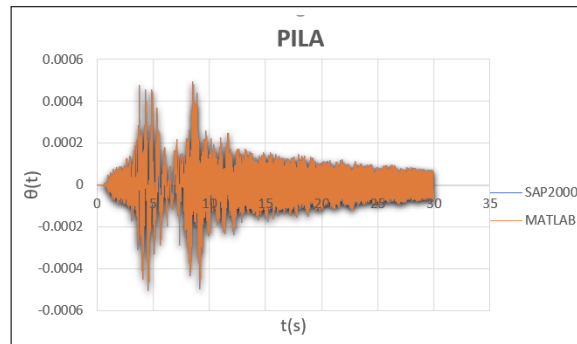


**Figura 4.24:** Confronto risultati spostamento impalcato in direzione Y- $f_{max} = 0.03$ ,  $f_{min} = 0.01$

con quelli plottati nelle altre due direzioni, proprio per l'impossibilità di ottenere dal software SAP2000 una risposta rotazionale dell'impalcato isolato con un FPS (richiesta esaudita dallo stesso nelle altre due direzioni) sebbene è stato possibile verificare la perfetta congruenza, per entrambi i valori di attrito  $_{max}$  e  $_{min}$ , della risposta rotazionale all'estremità della pila (supponendo che questa rimanga in campo **elastico lineare**). Inoltre è



**Figura 4.25:** Confronto risultati rotazione pila- $f_{max} = 0.1$ ,  $f_{min} = 0.05$



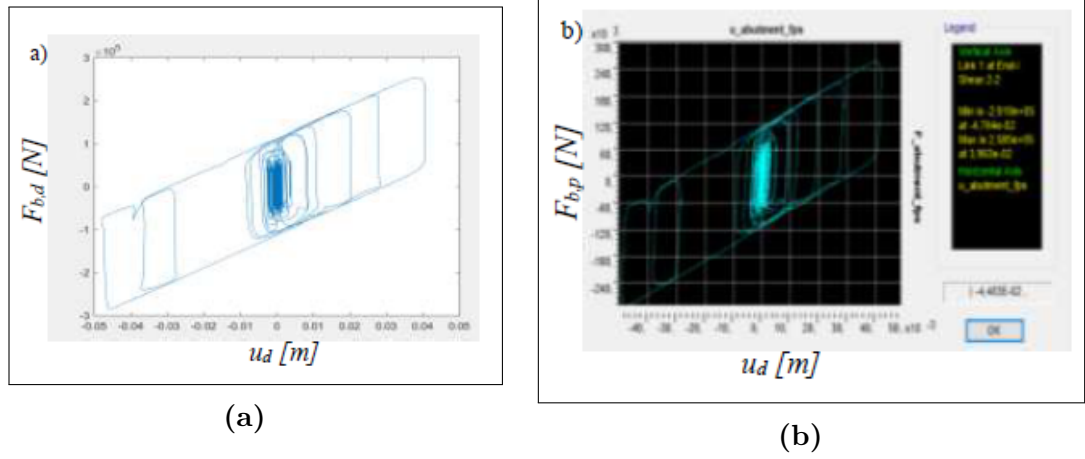
**Figura 4.26:** Confronto risultati rotazione pila- $f_{max} = 0.03$ ,  $f_{min} = 0.01$

interessante notare come i risultati relativi alle rotazioni per ogni *GDL* della pila sia di **un ordine di grandezza** inferiore a quelli ottenuti per la risposta considerando solo gli effetti di pura traslazione. Per queste ragioni, ai fini del tracciamento delle curve dell'ottimo d'attrito e, in generale, per il conseguimento dell'intero studio parametrico, si è considerato **trascurabile** il contributo dato dalla rotazione. Ne consegue, quindi, che gli unici parametri introdotti all'interno dello studio parametrico saranno quelli derivanti dalle risposte dell'impalcato e della pila per le due direzioni interessate da spostamenti di pura traslazione.

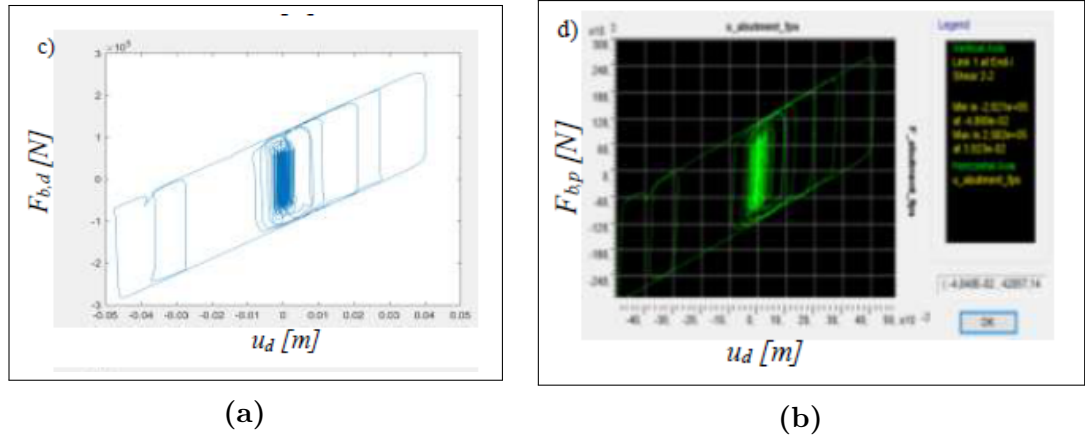
E' interessante confrontare le forze isteretiche, ottenute dai due software, sviluppate dall'impalcato e dalla pila durante l'evento sismico. Per non appesantire eccessivamente l'esposizione dei risultati si è scelto di plottare i risultati nella sola direzione X.

Dopo aver validato il modello, bisogna testarne la convergenza al crescere dei *GDL*. Questo è possibile andando ad interrogare i modelli Matlab

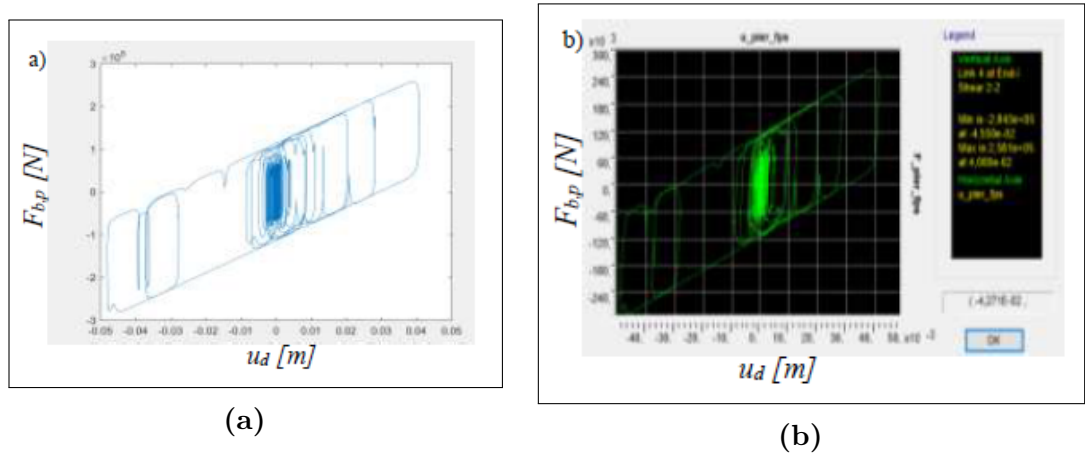




**Figura 4.27:** Confronto risultati forze di richiamo isteretiche in direzione X-impalcato -  $f_{max} = 0.1$ ,  $f_{min} = 0.05$ .

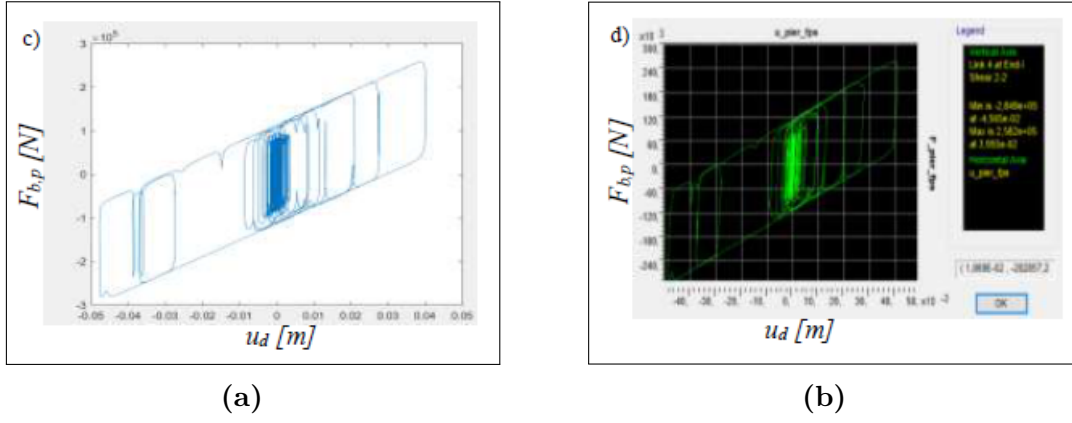


**Figura 4.28:** Confronto risultati forze di richiamo isteretiche in direzione X-impalcato -  $f_{max} = 0.03$ ,  $f_{min} = 0.01$ .



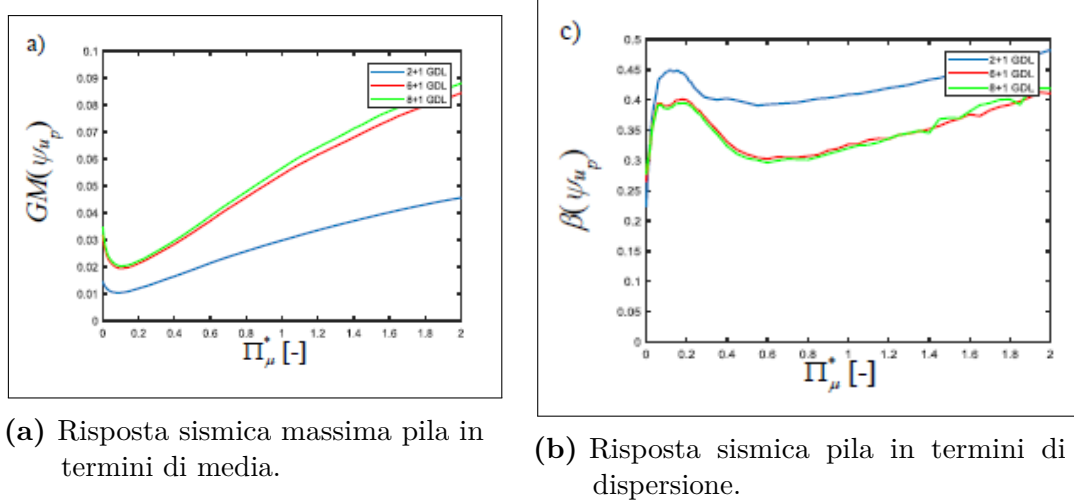
**Figura 4.29:** Confronto risultati forze di richiamo isteretiche in direzione X-pila -  $f_{max} = 0.1$ ,  $f_{min} = 0.05$ .

- Simulink con i diversi *GDL* calcolando la risposta sismica massima in termini di media ( $GM$ ) e dispersione ( $\beta$ ) degli spostamenti di pila e

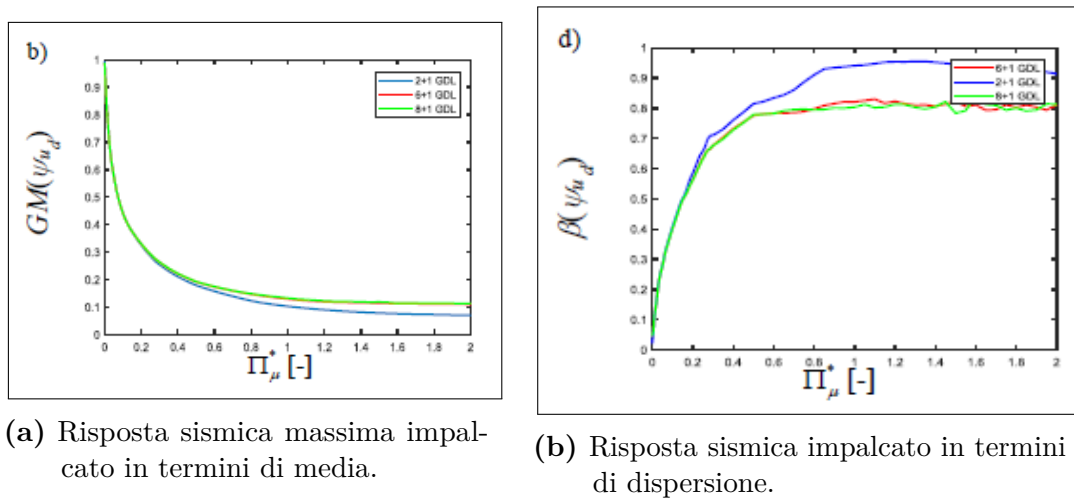


**Figura 4.30:** Confronto risultati forze di richiamo isteretiche in direzione X-pila  
 $-f_{max} = 0.03$ ,  $f_{min} = 0.01$ .

impalcato rispetto ad un range di attriti per un solo sisma.



**Figura 4.31:** Convergenza al crescere dei *GDL* pila



**Figura 4.32:** Convergenza al crescere dei *GDL* impalcato

Come si nota dalle Figure (4.31),(4.32) i modelli a 6+1 e 8+1 *GDL* convergono meglio rispetto al 2+1 *GDL*, ma tra di loro hanno delle differenze decisamente molto contenute, quindi i risultati sono molto simili e ai fini dell'economicità della soluzione (in questo caso per economia si intende il risparmio del tempo di computazione) si può affermare con certezza che il modello definitivo per il proseguo dello studio sarà a 6+1 *GDL*.



# Capitolo 5

## Studio parametrico

Il seguente capitolo ha lo scopo di andare a presentare i risultati ottenuti dall'analisi del modello validato con 6+1 GDL. Nello specifico si è interessati a condurre uno studio volto ad estendere la parametrizzazione ai due *DGL* traslazionali della pila e in particolare comprendere quali sia l'ottimo d'attrito dell'*FPS*. Gli studi precedenti, infatti, hanno condotto a leggi di regressioni che però consideravano il moto del ponte solo lungo la direzione longitudinale; in questo studio si cercherà di capire se i valori di attrito ottimale nelle due direzioni possano essere confrontabili e, qualora non lo siano, scegliere i parametri migliori (cioè quelli che garantiscono una maggiore efficacia del sistema *FPS* di isolameto) allo scopo di fornire un modello più sofisticato che tenga conto di azioni sismiche trasversali e quindi dell'isolamento dell'impalcato anche nella direzione perpendicolare a quella longitudinale.

### 5.1 Risultati ottenuti in ambiente Matlab & Simulink

I risultati ottenuti dal modello non sono altro che una combinazione di 5700 valori di  $T_{px}$ ,  $T_{py}$ ,  $T_d$ ,  $\lambda$  e  $\mu$ . Questo perché lo script è stato

impostato come **4 cicli for** l'uno dentro l'altro, dove in ordine dal più esterno a quello più interno, si entra dapprima il periodo della pila  $T_{px}$  o  $T_{py}$ , poi con il periodo dell'isolatore  $T_d$ , si prosegue poi con il rapporto tra le masse  $\lambda$  e infine si entra con l'attrito  $\mu$ .

### 5.1.1 Parametri e range di controllo

I parametri di controllo utilizzati sono definiti come deterministici, e sono scaturiti da un'attenta selezione tra i vari valori riportati in letteratura. Quelli più rappresentativi del problema inerente all'isolamento mediante FPS di ponti sono riportati in Tabella 5.1. Finora il calcolo

| $T_{px}[s]$ | $T_{py}[s]$ | $T_d[s]$ | $\lambda [-]$ |
|-------------|-------------|----------|---------------|
| 0.05        | 0.12        | 2        | 0.1           |
| 0.1         | 0.25        | 2.5      | 0.15          |
| 0.15        | 0.39        | 3        | 0.2           |
| 0.2         | 0.49        | 3.5      |               |
|             |             | 4        |               |

**Tabella 5.1:** Valori dei parametri di controllo utilizzati.

delle dimensioni della sezione sono state non necessarie ai fini dell'analisi. Per quanto riguarda i valori dell'attrito invece, si è utilizzato un range di valori che parte da 0 e arriva a 0.3 con passo costante a 0.005, e poi da 0.35 fino a 2 con passo 0.05. Il primo range è molto più fitto del secondo perché questi sono i coefficienti che più interessano l'analisi e danno risultati più significativi. Nello studio si sono inoltre andate ad utilizzare 30 registrazioni simiche con componenti orizzontali derivanti da 19 eventi sismici differenti (come indicato da NTC08). **Gli stessi terremoti**, sono stati lanciati nelle due direzioni come se il sisma colpisse, nelle due direzioni, la struttura con la stessa intensità. Questi terremoti sono stati prelevati dalle banche date online dei siti web: Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER, 2016) [23]; Azienda Accelerometrica

Italiana (ITACA, 2016) [24]; Internet Site for European Strong Motion Data (ISESD, 2016) [25]. I sismi sono stati scelti indipendentemente dalla

| #  | Year | Earthquake name      | Recording station name | $V_{s30}$ [m/s] | Fault type  | M [—] | $R_s$ [km] | PGA [g] |
|----|------|----------------------|------------------------|-----------------|-------------|-------|------------|---------|
| 1  | 1994 | Northridge           | Beverly Hills—Mulhol   | 356             | Thrust      | 6.7   | 13.3       | 0.52    |
| 2  | 1994 | Northridge           | Canyon Country—WLC     | 309             | Thrust      | 6.7   | 26.5       | 0.48    |
| 3  | 1994 | Northridge           | LA—Hollywood Stor      | 316             | Thrust      | 6.7   | 22.9       | 0.36    |
| 4  | 1999 | Duzce, Turkey        | Bolu                   | 326             | Strike-slip | 7.1   | 41.3       | 0.82    |
| 5  | 1999 | Hector Mine          | Hector                 | 685             | Strike-slip | 7.1   | 26.5       | 0.34    |
| 6  | 1979 | Imperial Valley      | Delta                  | 275             | Strike-slip | 6.5   | 33.7       | 0.35    |
| 7  | 1979 | Imperial Valley      | El Centro Array #11    | 196             | Strike-slip | 6.5   | 29.4       | 0.38    |
| 8  | 1995 | Kobe, Japan          | Nishi-Akashi           | 609             | Strike-slip | 6.9   | 8.7        | 0.51    |
| 9  | 1995 | Kobe, Japan          | Shin-Osaka             | 256             | Strike-slip | 6.9   | 46.0       | 0.24    |
| 10 | 1999 | Kocaeli, Turkey      | Duzce                  | 276             | Strike-slip | 7.5   | 98.2       | 0.36    |
| 11 | 1999 | Kocaeli, Turkey      | Arcelik                | 523             | Strike-slip | 7.5   | 53.7       | 0.22    |
| 12 | 1992 | Landers              | Yermo Fire Station     | 354             | Strike-slip | 7.3   | 86.0       | 0.24    |
| 13 | 1992 | Landers              | Coolwater              | 271             | Strike-slip | 7.3   | 82.1       | 0.42    |
| 14 | 1989 | Loma Prieta          | Capitola               | 289             | Strike-slip | 6.9   | 9.8        | 0.53    |
| 15 | 1989 | Loma Prieta          | Gilroy Array #3        | 350             | Strike-slip | 6.9   | 31.4       | 0.56    |
| 16 | 1990 | Manjil, Iran         | Abbar                  | 724             | Strike-slip | 7.4   | 40.4       | 0.51    |
| 17 | 1987 | Superstition Hills   | El Centro Imp. Co.     | 192             | Strike-slip | 6.5   | 35.8       | 0.36    |
| 18 | 1987 | Superstition Hills   | Poe Road (temp)        | 208             | Strike-slip | 6.5   | 11.2       | 0.45    |
| 19 | 1987 | Superstition Hills   | Westmorland Fire Stat. | 194             | Strike Slip | 6.5   | 15.1       | 0.21    |
| 20 | 1992 | Cape Mendocino       | Rio Dell Overpass      | 312             | Thrust      | 7.0   | 22.7       | 0.55    |
| 21 | 1999 | Chi-Chi, Taiwan      | CHY101                 | 259             | Thrust      | 7.6   | 32         | 0.44    |
| 22 | 1999 | Chi-Chi, Taiwan      | TCU045                 | 705             | Thrust      | 7.6   | 77.5       | 0.51    |
| 23 | 1971 | San Fernando         | LA—Hollywood Stor      | 316             | Thrust      | 6.6   | 39.5       | 0.21    |
| 24 | 1976 | Friuli, Italy        | Tolmezzo               | 425             | Thrust      | 6.5   | 20.2       | 0.35    |
| 25 | 1980 | Irpinia              | Bisaccia               | 496             |             | 6.9   | 21.3       | 0.94    |
| 26 | 1979 | Montenegro           | ST64                   | 1083            | Thrust      | 6.9   | 21.0       | 0.18    |
| 27 | 1997 | Umbria Marche        | ST238                  | n/a             | Normal      | 6.0   | 21.5       | 0.19    |
| 28 | 2000 | South Iceland        | ST2487                 | n/a             | Strike-slip | 6.5   | 13         | 0.16    |
| 29 | 2000 | South Iceland (a.s.) | ST2557                 | n/a             | Strike-slip | 6.4   | 15.0       | 0.13    |
| 30 | 2003 | Bingol               | ST539                  | 806             | Strike-slip | 6.3   | 14.0       | 0.30    |

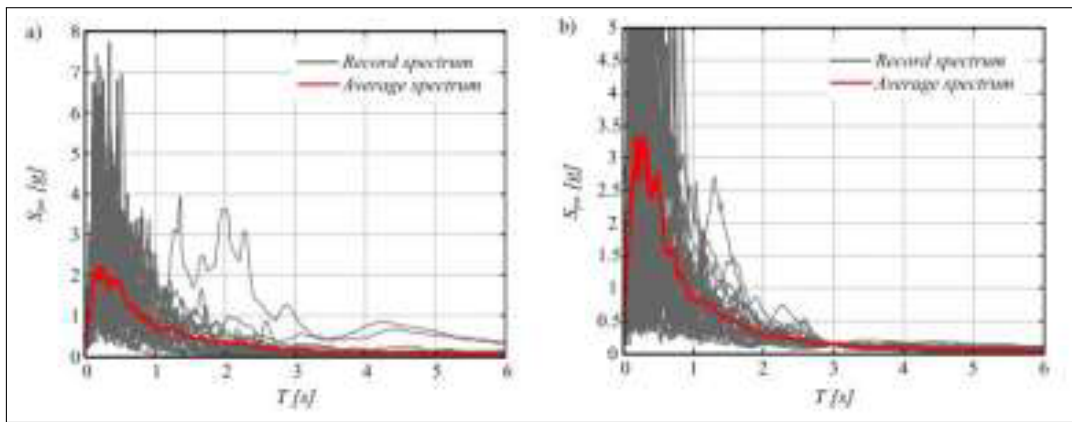
**Figura 5.1:** Terremoti utilizzati e loro caratteristiche.

loro intensità in termini di magnitudo ( $M$ ) e distanza dal sito ( $R$ ) perché i corrispondenti spettri di risposta, come espresso nel precedente capitolo, sono scalati, andando così a separare le incertezze relative all'intensità di ingresso sismico da quelle relative alle caratteristiche delle registrazioni, in questo modo le tracce che rimangono sono indipendenti dal pericolo sismico. La scalatura è avvenuta attraverso il seguente rapporto:

$$\frac{IM}{S_A(T_d)} \quad (5.1)$$

dove  $S_A(T_d)$  è la pseudo accelerazione spettrale effettiva corrispondente ad periodo di vibrazione naturale  $T_d$ , con lo smorzamento relativo  $\xi_d$  nullo per avere l'attrito come unica forma di smorzamento all'interno degli isolatori

[26] (è un'assunzione a favore di sicurezza in quanto è sempre presente anche un minimo di  $\xi_d$ ); IM invece è la misura di intensità, ovvero la pseudo accelerazione spettrale unitaria in quanto è una forma adimensionale. Così facendo si ottiene lo spettro della pseudo accelerazione riferita ai 30 sismi per un preciso  $T_d$  (Figura 5.1). Quanto fatto non è obbligatorio, ma può contribuire alla riduzione della variabilità della risposta strutturale dei terremoti considerati e consente una valutazione del comportamento strutturale con un minore errore considerando lo stesso numero di analisi [27].



**Figura 5.2:** Spettro di risposta elastica delle pseudo accelerazioni per (a) registrazioni non scalate e (b) registrazioni scalate con misura di intensità  $SD$  ( $T_b = 0.311$  m ( $S_{pa} = 0.139$  g) per un periodo pari a 3 s.

### 5.1.2 Statistiche del modello

Una volta definito il modello, si vanno a definire invece i risultati che devono uscire dall'area di lavoro di *Simulink* e le manipolazioni che devono subire per poi andare a formare il file finale che servirà ad estrapolare gli ottimi di attrito e le leggi di regressione.

I risultati che escono fuori da *Simulink* sono: lo spostamento assoluto dell'impalcato; gli spostamenti relativi ad ogni *GDL* della pila (che verranno sommati tra di loro, generando lo spostamento assoluto di quest'ultima); le forze di richiamo elastico dell'isolatore della spalla e



della pila; le forze attrittive dell'isolatore della spalla e della pila. Le ultime forze verranno sommate tra di loro (forza elastica e forza attrittiva) rispettivamente della pila e della spalla, trovando così le forze totali dei due isolatori. Questi parametri saranno però considerati in forma adimensionale, ciò permetterà alla fine dell'analisi di identificare degli ottimi di attrito e delle leggi di regressione, appunto indipendenti dalle dimensioni caratterizzanti la struttura.

$$\psi_{u,d} = \frac{u_{dmax}\omega_d^2}{S_A(T_d)} = \frac{u_{dmax}\omega_d^2}{a_o} \quad (5.2)$$

$$\psi_{u,p} = \frac{u_{pmax}\omega_d^2}{S_A(T_d)} = \frac{u_{pmax}\omega_d^2}{a_o} \quad (5.3)$$

$$F_{b,i} = F_{elastico,i} + F_{attrito,i} \quad con i = p, a \quad (5.4)$$

$$\psi_{Fb,p} = \frac{|F|_{b,pmax}}{(m_d+p,i)S_A(T_d)} = \frac{|F|_{b,pmax}}{(m_d+p,i)a_o} \quad (5.5)$$

$$\psi_{Fb,a} = \frac{|F|_{b,amax}}{m_d S_A(T_d)} = \frac{|F|_{b,pmax}}{m_d a_o} \quad (5.6)$$

Un altro parametro estremamente importante il quale permette un'ottima descrizione della capacità di dissipazione dell'*FPS* e garantisce l'esecuzione di un'analisi semplificata di un sistema isolato è il rapporto equivalente di smorzamento viscoso  $\xi_{eq}$ :

$$\xi_{eq} = \frac{2}{\pi \frac{\psi_{ud}}{\Pi_\mu^* R} + 1} \quad (5.7)$$

è una quantità derivata dalla risposta attraverso  $\psi_{ud}$ . Risolvendo ripetutamente le equazioni adimensionali per i 30 sismi si ottengono una serie di campioni per ogni variabile di uscita utilizzata per monitorare le prestazioni sismiche. In questo studio, i parametri di risposta sono identificati per seguire una distribuzione lognormale, in quanto questa presenta un dominio di definizione tra zero e infinito, quindi ha un senso fisico che corrisponde ai risultati che sono positivi. L'assunzione della **lognormalità** consente di stimare, mediante numero limitato di cam-

pioni, la risposta sismica a diversi livelli percentili, spesso utile per la valutazione ottimale del sistema. La **distribuzione lognormale** può essere applicata al parametro di risposta generica  $D$  (e quindi ai valori estremi  $\psi_{u,d}, \psi_{u,p}, \psi_{Fb,p}$  e  $\psi_{Fb,q}$ ) stimando la media geometrica del campione  $GM(D)$ , e la deviazione standard lognormale  $\sigma \ln(D)$  o dispersione  $\beta(D)$ , definiti come segue [28]:

$$GM(D) = \sqrt[N]{d_1 \cdot \dots \cdot d_N} \quad (5.8)$$

$$\beta(D) = \sigma \ln(D) = \sqrt[N]{\frac{(\ln d_1 - \ln[GM(D)])^2 + \dots + (\ln d_N - \ln[GM(D)])^2}{N - 1}} \quad (5.9)$$

dove  $d_i$  indica il valore del campione  $i$ -esimo di  $D$  ed  $N$  è il numero totale di campioni. Il fattore media  $GM$  assume la funzione di parametro di stima medio della risposta e il suo logaritmo coincide con il campione lognormale  $\mu \ln(D)$ . Per piccoli valori, ad esempio sotto 0.3, la dispersione  $\beta(D)$  è approssimativamente uguale al coefficiente di variazione della distribuzione [29]. Sotto l'assunzione di lognormalità, la relazione tra il  $GM(D)$ , il  $\beta(D)$  e il percentile di flusso del parametro di risposta generica  $D$  può essere espressa come:

$$d_k = GM(D) e^{f(k)\beta(D)} \quad (5.10)$$

dove  $f(k)$  è una funzione che assume i valori  $f(50) = 0$ ,  $f(84) = 1$  e  $f(16) = -1$  [30]. Ora si riportano i risultati in termini di media  $GM(D)$  e deviazione standard  $\beta(D)$  dei parametri  $\psi_{u,d}, \psi_{u,p}, \psi_{Fb,p}$  e  $\psi_{Fb,q}$ . Queste soluzioni che scaturiscono dall'analisi generale sono raccolte in plot separati, con in comune il parametro  $\psi$  di riferimento. Ogni pagina di plot mostra sulla colonna di sinistra la media geometrica e sulla destra la dispersione. Inoltre ogni figura è tridimensionale, con sull'asse orizzontale i valori di  $\Pi_\mu^*$  (ben 95 valori che vanno da 0 a 2), sulle ordinate il valore di

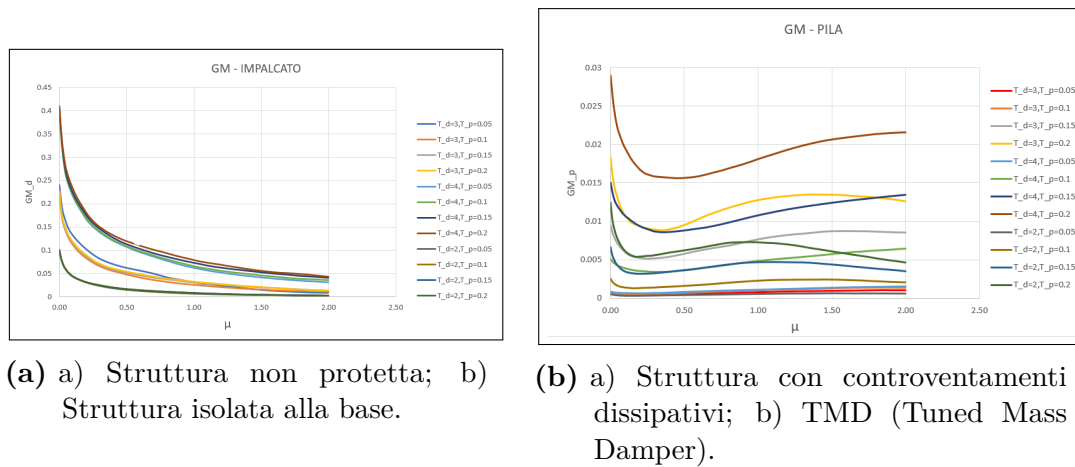
$GM(D)$  o  $\beta(D)$  ed infine la profondità rappresenta il periodo dell'isolatore  $T_d$  (si possono leggere i 5 valori usati nell'analisi). Ogni grafico inoltre rappresenta 3 curve diverse, che mostrano la dipendenza dai 3 rapporti di massa  $\Pi_\lambda$  stabiliti. Inoltre, le coppie di  $GM(D)$  e  $\beta(D)$  valgono per un determinato  $T_p$ , quindi sapendo che si sono stabiliti 4 valori, ci saranno 8 plot in totale per ogni singolo parametro  $\psi$ .

Inoltre, per meglio vedere le variazioni interne ai grafici sopra riportati, si è deciso di tracciare delle sezioni bidimensionali dei grafici individuati, andando a confrontare i valori estremi per ogni parametro sopracitato (Figura 5.6 – 5.9).

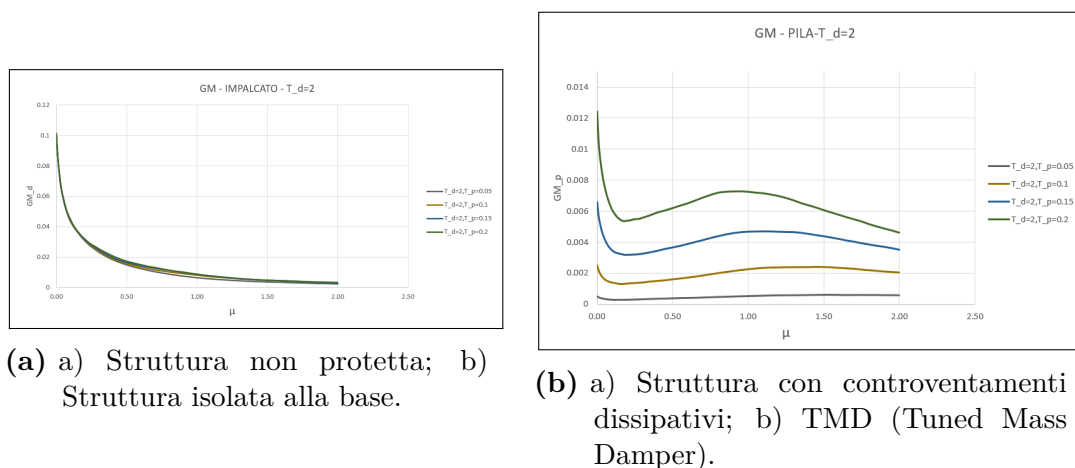
## 5.2 Ottimi di attrito e leggi di regressione

Mediante i risultati ottenuti dal file generale, si è potuto individuare le leggi che regolano gli ottimi di attrito e fittarli attraverso opportune regressioni. Queste soluzioni sono state plottate per tre diversi percentili: il 50° (mediano), il 16° e l'84° percentile. Partendo dagli ottimi di attrito, si può notare che a differenza dei grafici del paragrafo precedente, dove ognuno era in funzione del  $T_p$ , ora invece i singoli plot fanno riferimento ad un  $T_d$ . Il periodo della pila è riportato sull'asse orizzontale principale; la dipendenza dal rapporto di massa invece non è più individuata da tre curve, ma si possono identificare i valori sull'altro asse ortogonale; le ordinate invece mostrano come varia la media dello spostamento della pila in funzione della variazione dell'ottimo di attrito. Si è scelto di plottare esclusivamente l'ottimo di attrito scaturito dai minimi della media di  $\psi_{u,d}$  perché è molto più rappresentativo del problema in esame (l'isolamento sismico), ed inoltre permette ai progettisti di essere a favore di sicurezza. Per quanto riguarda i trend degli ottimi di attrito per il 16° e 84° percentile

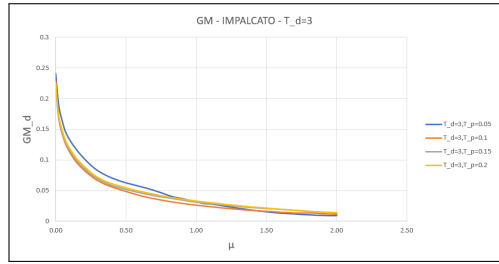
bisogna inserire un calcolo che permette appunto di determinare i valori delle ordinate come indicato nell'equazione 5.10 (Figura 5.10 e 5.11).



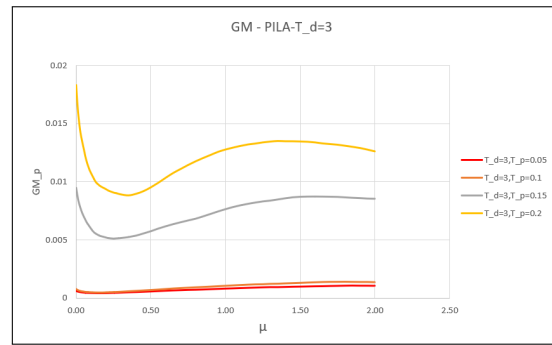
**Figura 5.3:** Differenza di comportamento di strutture con diversi sistemi di protezione



**Figura 5.4:** Differenza di comportamento di strutture con diversi sistemi di protezione

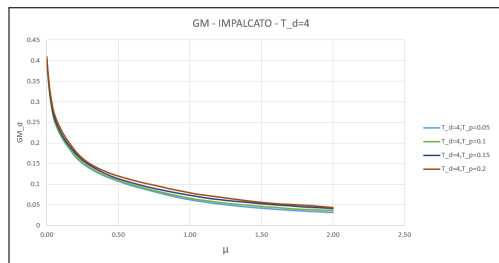


(a) a) Struttura non protetta; b) Struttura isolata alla base.

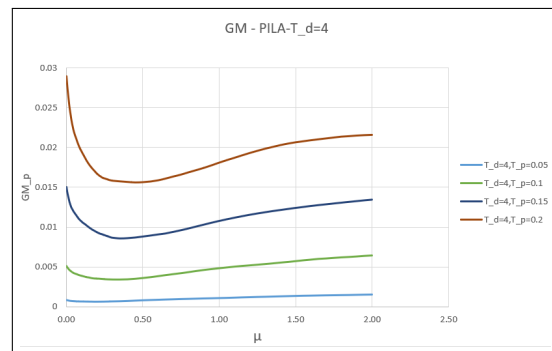


(b) a) Struttura con controventamenti dissipativi; b) TMD (Tuned Mass Damper).

**Figura 5.5:** Differenza di comportamento di strutture con diversi sistemi di protezione

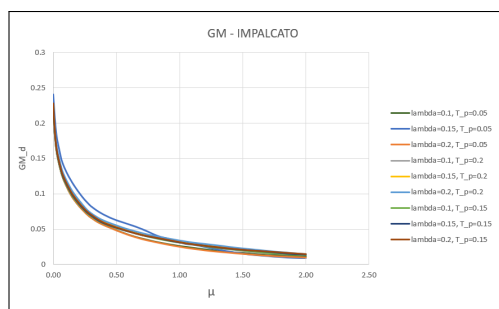


(a) a) Struttura non protetta; b) Struttura isolata alla base.

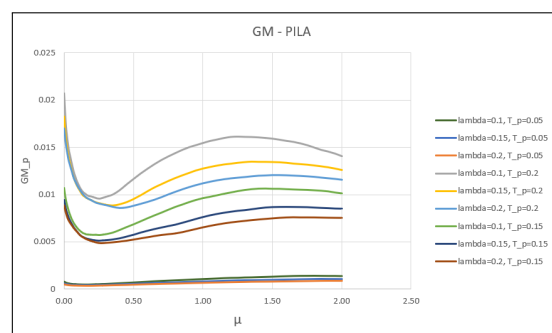


(b) a) Struttura con controventamenti dissipativi; b) TMD (Tuned Mass Damper).

**Figura 5.6:** Differenza di comportamento di strutture con diversi sistemi di protezione

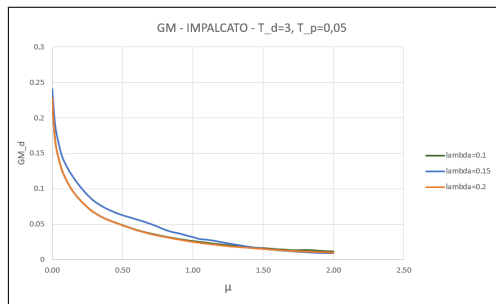


(a) a) Struttura non protetta; b) Struttura isolata alla base.

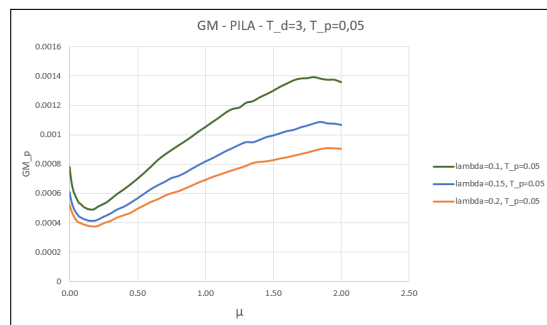


(b) a) Struttura con controventamenti dissipativi; b) TMD (Tuned Mass Damper).

**Figura 5.7:** Differenza di comportamento di strutture con diversi sistemi di protezione



(a) a) Struttura non protetta; b) Struttura isolata alla base.



(b) a) Struttura con controventamenti dissipativi; b) TMD (Tuned Mass Damper).

**Figura 5.8:** Differenza di comportamento di strutture con diversi sistemi di protezione

# Ringraziamenti

Non mi sembra possibile che siano passati così pochi anni da quando, sbarbato e “vauso” come direbbe mio padre , ho messo il primo piede all’interno di un’università. Sono tante le persone che ricordo in questo percorso e che mi hanno aiutato a capire come fallire per poi riuscire, a riscoprire me stesso per trovare la mia strada nella vita professionale e non. Credo che abbiano fatto un buon lavoro altrimenti non avrei le idee così chiare sull’ingegnere che sono (posso finalmente dirlo), su quello che voglio diventare e sulla strada che devo percorrere per farlo. Ho sempre detto ai miei genitori o ai miei amici più cari che nell’ultima pagina della mia tesi non avrei ringraziato nessuno se non me stesso perché, alla fin fine, penso di essermi meritato tutto quello che ho ottenuto e ricordo ancora bene quante camicie ho sudato ma... riflettendoci in questa tesi e in generale per la mia crescita in questi due anni due persone sono state fondamentali. Ringrazio l’ing. Cas...Paolo, che con la sua ENORME pazienza ha veramente capito come sono fatto e quanto voglio da me stesso fin da Tecnica, una delle poche materie che avrà per sempre un posto nel mio cuore anche grazie a lui. In questa piccolo viaggio è stato per me un compagno di avventura perfetto senza il quale mi sarei più volte perso. Spero di poter ancora collaborare con lui in futuro. Un ringraziamento speciale va al Prof. Ferro il quale, in questi 3 anni, mi ha dato qualcosa che per lui ha un valore speciale: il suo tempo. E’ vero quando si dice che nella vita si possono avere avuto tanti maestri ma

uno solo potrà e rimarrà sempre il tuo mentore perché solo in lei, caro professore, quando la osservo, vorrei vedere tanto di me fra qualche anno. Già, sono passati pochi anni dal nostro primo incontro ma se è vero che, come mi diceva qualcuno che sicuramente la conosce meglio di me "c'è molto di me in lei" non esiste altra persone in questa terra che mi possa mettere maggiormente in valore.

Adesso sono pronto per passare alle persone a cui invece DEDICO questa mia, spero non ultima, fatica. Inizio da mio padre che, anche se forse non gliel'ho mai detto, ha rappresentato la mia stella polare, la e le certezze a cui aggrapparmi quando vedevo di non riuscire o di non essere all'altezza delle sue e delle mie aspettative. Forse solo adesso, iniziando a lavorare insieme, spero di averti reso orgoglioso per quello in cui tu hai investito una vita intera. So di essere tuo figlio e di avere il tuo amore, ma credo sia mio dovere conquistarmi a morsi la tua stima come ingegnere perché da oggi, con questa tesi, inizia la mia personale sfida. Credo sia giusto che quella non la debba richiedere di diritto ma che mi venga riconosciuta perché, per me, non esiste giudizio più importante se non il tuo.

A mia sorella invece dedico questo traguardo perché ha rappresentato nella mia vita una vera fonte di ispirazione. Senza neanche volerlo e soprattutto senza che io te lo chiedessi mi hai insegnato cosa significhi essere giusti con gli altri e corretti nella vita. Non sono sicuro di diventare bravo come te ma farò di tutto per rubare queste tue fantastiche qualità e diventare una persona migliore. Spero di poterti avere sempre accanto nella mia vita per ricordarmi ciò che siamo e quello che i nostri genitori ci hanno insegnato.

Mamma, amore mio, sei l'unica persona per cui non ho esitato un attimo a scriverti quello che stai per leggere, mi è venuto tutto di getto con una lacrima sul volto. Non basterebbe una tesi per spiegarti quello che hai rappresentato in questi anni di esami che abbiamo passato prima



vicino e poi lontani, troppo lontani. Ti dedico questa tesi perché sei l'unica mamma capace di poter volere esattamente **QUANTO ME** il mio successo, la mia vittoria. Sei l'unica persona che mi ha insegnato a non mollare e a ricordarmi che arrivare secondi è bello ma non è come essere i primi. Sei l'unica persona che possa perdere interi pomeriggi a spiegarmi quelle maledette pagine di storia o ad inventarti i probabili temi d'esami che mi sarebbero capitati il giorno dopo. Non devo scriverti in questa tesi quello che rappresenti per me ma credo sia giusto almeno farti sapere come hai contribuito al mio successo e a quelli che verranno. Sei l'unica donna con cui ho sempre voluto, voglio e vorrò condividere i miei sogni più veri e le mie ambizioni più grandi. Renderti fiero di me è il regalo più grande che io possa farti ma ho bisogno di te per riuscirci. Spero di poterti avere sempre al mio fianco, seduta al primo posto, davanti a tutti e sentire urlare "E' MIO FIGLIO, IL MIO RAGAZZO". Riesci a promettermelo?

Una dedica speciale a quei pazzi dei miei amici collegiali che mi hanno voluto bene fin da subito, accettandomi per quello che sono e apprezzandomi per la mia spontaneità. Nicola e Gianni, un pensiero speciale va a voi, due persone che magari non avranno il mio stesso cognome (e sono convinto che ne saranno sicuramente contenti) ma che si sono dimostrati due fratelli pronti a gioire per ogni mio traguardo e a guardarsi dal consolarmi nelle mie sconfitte perché sempre più facile è consolare un perdente che applaudire un vincente.

E poi ci sei tu, Alessandra, che forse meglio di tutti sa veramente cosa significhi per me tutto questo. Tu sei il mio presente e spero il mio futuro, tu sei la donna con cui voglio affrontare quello che verrà, l'unica che sarà pronta a ricordarmi chi sono quando lo dimenticherò, l'unica a cui basta uno sguardo per capirmi. Con te voglio concludere questa tesi perché è al tuo fianco che ho iniziato questo percorso, in quella calda Catania, tra

quei banchi di quella Cittadella quando sei entrata nella mia vita, quando mi sono innamorato di te.

# Bibliografia

- [1] Assemblea Generale del Consiglio Superiore dei lavori pubblici. (2008). “*NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI*”. Gazzetta Ufficiale n. 29.
- [2] Progetto DPC-INGV S1. (2016). Retrieved from <http://esse1-gis.mi.ingv.it/>.
- [3] Lapointe. (2004). “*AN INVESTIGATION OF THE PRINCIPLES AND PRACTICES OF SEISMIC ISOLATION IN BRIDGE STRUCTURES*”.
- [4] Priestley, Seible, Calvi (1996). “*SEISMIC DESIGN AND RETROFIT OF BRIDGES*”.
- [5] Imhof (2004). “*RISK ASSESSMENT OF EXISTING BRIDGE STRUCTURES*”.
- [6] Gallo (2012). “*CONTRIBUTO ALLO SVILUPPO DI UN DATABASE INTEGRATO PER LA VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITA SISMICA DI PONTI NELLAMBITO DI RETI STRADALI*”.
- [7] Palazzo B., Betti L. (1995). “*METODOLOGIE DI CONTROLLO DI SISTEMI SISMICAMENTE ISOLATI*”. Università degli studi di Salerno.
- [8] Palazzo B. (1991). “*SEISMIC BEHAVIOUR OF BASE ISOLATED BUILDINGS*”, International meeting on earthquake protection of

buildings.

- [9] Kelly James M. (1996). “*THEORY AND PRACTICE OF SEISMIC ISOLATION DESIGN*”, Earthquake Engineering Research Center University of California at Berkeley.
- [10] Quaglini V., Dublini P., Poggi C. (2012). “*EXPERIMENTAL ASSESSMENT OF SLIDING MATERIALS FOR SEISMIC ISOLATION SYSTEMS*”, Springer, Bull Earthquake e Eng.
- [11] Kelly James M., Naeim F. (1999). “*DESIGN OF SEISMIC ISOLATED STRUCTURES: FROM THEORY TO PRACTICE*”, John Wiley Sons Copyright.
- [12] V. A. Zayas, S. S. Low, S. A. Mahin (1987). “*THE FPS EARTHQUAKE RESISTING SYSTEM*”, Experimental report No. UCB/EERC 87/01, EERC, Berkley, CA.
- [13] Mokha, Constantinou, Reinhorn (1990). “*TEFLON BEARINGS IN BASE ISOLATION. I. MODELLING*”, *J. Struct. Eng.*”.
- [14] Mokha, Constantinou, Reinhorn (1991). “*TEFLON BEARINGS IN BASE ISOLATION. II. TESTING*”, *J. Struct. Eng.*
- [15] M. C. Constantinou, A. S. Whittaker, Y. Kalpakidis, D. M. Fenz, G. P. Warn (2007), “*PERFORMANCE OF SEISMIC ISOLATION HARDWARE UNDER SERVICE AND SEISMIC LOADING*”, Technical Report MCEER 07-0012, 2007..
- [16] M. Dolce, D Cardone, F. Croatto (2005), “*FRICTIONAL BEHAVIOR OF STEEL – PTFE INTERFACES FOR SEISMIC ISOLATION*”, Springer, Bullettin of Earthquake Engineering.
- [17] R. S. Jangid (2008), “*STOCHASTIC RESPONSE OF BRIDGES SEISMICALLY ISOLATED BY FRICTION PENDULUM SYSTEM*”, Journal of Bridge Engineering..

- [18] Zayas, V. A., Low, S. S., and Mahin, S. A. (1990), “*A SIMPLE PENDULUM TECHNIQUE FOR ACHIEVING SEISMIC ISOLATION*”, *Earthquake Spectra*, 6(2), 317 – 333..
- [19] J. M. Kelly (1990), “*BASE ISOLATION: LINEAR THEORY AND DESIGN*”, *Earthquake Spectra*, Vol. 6, No. 2, 317 – 333.
- [20] P. Castaldo, E. Tubaldi (2015), “*INFLUENCE OF FPS BEARING ON THE SEISMIC PERFORMANCE OF BASE – ISOLATED STRUCTURES*”, *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, No. 44, 2817 – 2836.
- [21] Tubaldi E., R. L. (2014), “*PROBABILISTIC SEISMIC RESPONSE ASSESSMENT OF LINEAR SYSTEMS EQUIPPED*”. *Earthquake Engineering Structural Dynamics*.
- [22] P. Castaldo, M. Ripani (2016). “Optimal design of friction pendulum system properties for isolated structures considering different soil conditions”.*Earthquake Engineering Structural Dynamics*, No. 44, 2817 – 2836.
- [23] Elia Efraim, Boris Blostotsky (2012), “*DESIGN OF BRIDGE SEISMIC PROTECTION SYSTEM AND SELECTION OF ITS PARAMETERS USING CAPABILITIES OF SIMULINK®*”, 14th International Conference on Computing in Civil and Building Engineering.
- [24] [ttp://peer.berkeley.edu/](http://peer.berkeley.edu/).