



UNIVERSITÀ DEGLI STUDI DI SALERNO

Dipartimento di Ingegneria Civile

*Dottorato di Ricerca
in
Ingegneria delle Strutture e del Recupero Edilizio e Urbano*

XIV Ciclo N.S. (2013-2015)

**ANALISI DELL’AFFIDABILITA’ SISMICA DELLE
STRUTTURE ISOLATE MEDIANTE DISPOSITIVI
FRICTION PENDULUM BEARINGS SYSTEM**

Ing. Alessio Lodato

Il Tutor
Prof. Luigi Petti

Il Coordinatore
Prof. Ciro Faella

Ringraziamenti

Il lavoro di tesi di dottorato ha contribuito agli sforzi della ricerca scientifica in ambito nazionale rivolti alla salvaguardia delle condizioni di sicurezza dei sistemi costruttivi ingegneristici avanzati.

Vorrei ringraziare innanzitutto la mia famiglia per avermi incoraggiato costantemente, soprattutto nei momenti più critici.

Rivolgo la mia riconoscenza al Prof. Luigi Petti per le numerose idee, intuizioni e stimoli che hanno permesso lo sviluppo del lavoro in maniera ottimale.

Ringrazio gli amici per il supporto morale, ed i colleghi per il loro contributo tecnico-scientifico.

Infine, un particolare grazie lo dedico al mio amico Tommaso per avermi insegnato a cogliere le opportunità della vita utili ad affrontare meglio il futuro.

Indice

1	INTRODUZIONE	3
2	CRITERI PRESTAZIONALI E STRATEGIE DI PROGETTO	7
3	PRINCIPI DELL'ISOLAMENTO SISMICO ALLA BASE	15
	3.1 DESCRIZIONE CLASSICA	15
	3.2 DESCRIZIONE NELLO SPAZIO DEGLI STATI	22
4	DISPOSITIVI DI ISOLAMENTO	27
	4.1 COMPORTAMENTO MECCANICO DEI DISPOSITIVI FPS - MODELLO SEMPLIFICATO	34
	4.2 COMPORTAMENTO MECCANICO DISPOSITIVI FPS, MODELLO AVANZATO	40
5	MODELLI NUMERICI PER L'ANALISI DEL COMPORTAMENTO DEI DISPOSITIVI FPS	53
	5.1 MODELLO DI NAGARAJAIAIAH ET. AL. (1990)	53
	5.2 MODELLO ELASTOPLASTICO	55
	5.3 MODELLO SDOF – COMPONENTE ORIZZONTALE.....	58
	5.4 MODELLO 2-DOF – COMPONENTI ORIZZONTALE E VERTICALE	59
	5.5 LO STICK-SLIP	61
6	L'ATTRITO, CENNI E PROBLEMATICHE	63
	6.1 MECCANISMI DI USURA	65
	6.2 TEORIA CLASSICA DELL'ATTRITO	66
	6.3 VARIABILITÀ DEL COEFFICIENTE D'ATTRITO	69
	6.3.1 Dipendenza di μ dalla pressione e dalla velocità.....	71
	6.3.2 Dipendenza di μ dalla temperatura.....	76
7	ANALISI DELLE NTC08	79
8	PROCEDURE DI ANALISI DELL'AFFIDABILITÀ STRUTTURALE	95
	8.1 METODOLOGIA PER LA COSTRUZIONE DELLE CURVE DI FRAGILITÀ	95
	8.1.1 Multi Stripes Analysis.....	97
	8.1.2 Metodo IDA.....	98

8.1.3	<i>Metodo Cloud</i>	99
8.2	INTENSITY MEASURE.....	101
8.3	INDICI DI DANNO.....	105
9	ANALISI DELL’AFFIDABILITÀ SISMICA DELLE STRUTTURE DOTATE DI ISOLAMENTO ALLA BASE	111
9.1	EFFETTI INDOTTI DALLA COMPONENTE VERTICALE SUL COMPORTAMENTO SISMICO DELLE STRUTTURE ISOLATE ALLA BASE MEDIANTE FPS.....	111
9.1.1	<i>Effetti indotti dalla componente verticale: Analisi deterministiche</i>	113
9.1.2	<i>Effetti indotti dalla componente verticale: Analisi stocastiche</i>	118
9.2	EFFETTI INDOTTI DALLA COMPONENTE VERTICALE SUL COMPORTAMENTO SISMICO DI UN EDIFICIO INTELAIATO IN C.A. REGOLARE.....	131
9.2.1	<i>Modellazione</i>	131
9.2.2	<i>Risultati</i>	134
10	ANALISI DI AFFIDABILITÀ SISMICA DELLE STRUTTURE COMPLESSE ISOLATE MEDIANTE FPS: IL CASO STUDIO DI UN VIADOTTO A TRAVATE SEMPLICEMENTE APPOGGIATE	139
10.1	DESCRIZIONE DEL VIADOTTO DI RIFERIMENTO – STATO DI FATTO	140
10.2	MODELLAZIONE.....	141
10.3	STATO DI PROGETTO	142
10.4	VALUTAZIONE DELLA VULNERABILITÀ.....	143
10.5	DESCRIZIONE DELL’INPUT SISMICO.....	144
10.6	ANALISI DELLE PRESTAZIONI DEL VIADOTTO MIGLIORATO.....	147
10.7	RISULTATI	148
11	CONCLUSIONI	153

1 Introduzione

Gli eventi sismici occorsi hanno messo in luce evidenti carenze nelle prestazioni strutturali delle costruzioni italiane.

Il danneggiamento che ha affetto le costruzioni, sia esse esistenti che di nuova realizzazione, registratosi in occasione degli eventi sismici anche di media intensità, ha evidenziato che le filosofie prestazionali attuali risultano essere lontane dal reale comportamento sismico delle costruzioni, comportando quindi oneri non accettabili dalla società.

In tale ambito, le nuove tecnologie di protezione sismica basate sui concetti di controllo strutturale delle vibrazioni (Palazzo e Petti 1997), sviluppate già nel secolo scorso, si sono diffuse grazie alla validazione sia teorica che sperimentale della ricerca.

I risultati della ricerca già condotta e le numerose applicazioni, hanno messo in luce che le prestazioni sismiche delle strutture adeguate mediante tali strategie sono generalmente superiori rispetto a quelle delle strutture convenzionali, comportando inoltre un risparmio in termini di costi di riparazione.

Ciò nonostante, tali tecnologie risultano ancora poco diffuse rispetto alla quantità di edifici esistenti, a causa della mancanza di know-how da parte dei soggetti coinvolti nel mercato delle costruzioni e soprattutto dalla mancanza di informazione da parte dei committenti.

Inoltre, nonostante esse mostrano di essere efficaci nella riduzione della vulnerabilità sismica delle strutture, vi sono però alcuni fattori che possono inficiare le loro prestazioni tra i quali:

- Criteri di progetto normativi non sempre adeguati;
- Imperfezioni di realizzazione nella catena produttiva;
- Variabilità intrinseca dei parametri di progetto che governano il loro comportamento;
- Condizioni complesse di carico sismico (componenti verticali).

Numerose, risultano essere ancora le aleatorietà inerenti le caratteristiche intrinseche degli eventi sismici e su come esse possano relazionarsi ai criteri e alle filosofie di progettazione attualmente in vigore.

Da ciò nasce l'esigenza di affrontare, alla luce delle considerazioni fatte e del percorso di ricerca svolto, il discorso sulla valutazione dell'influenza delle problematiche evidenziate, dal punto di vista ingegneristico, sull'efficacia di tali strategie nella protezione sismica delle strutture.

Il lavoro di tesi svolto ha affrontato due principali aspetti di interesse per le costruzioni dotate di isolamento sismico.

Il primo inerente gli effetti indotti sulle strutture intelaiate isolate sismicamente mediante dispositivi FPBs (Friction Pendulum Bearings System) da particolari eccitazioni sismiche caratterizzate da componenti verticali di elevata intensità, nell'ottica di fornire, oltre a maggiori approfondimenti sul loro comportamento sismico, anche suggerimenti e indicazioni progettuali utili all'aggiornamento delle attuali norme tecniche in vigore in Italia.

Il secondo inerente l'efficacia dell'isolamento sismico di costruzioni complesse quali le strutture da ponte.

Partendo dall'inquadramento della strategia dell'isolamento sismico, sono stati descritti i suoi principi di funzionamento mediante la teoria classica lineare (Kelly 1999) e quella avanzata nello spazio degli stati (Petti et al 2012), al fine di valutare il comportamento dinamico di strutture modellate attraverso modelli 2DOF al variare dei principali parametri di progetto del sistema di isolamento.

Lo studio ha analizzato poi lo stato dell'arte inerente il comportamento meccanico dei dispositivi FPS, valutato mediante il modello esatto e quello avanzato proposto da Almazan nel 2003, quest'ultimo utile a descrivere i fenomeni di instabilità o ribaltamento tenendo in conto del contributo della rigidità assiale a livello locale, problematica di interesse nel caso di eventi caratterizzati da intensità notevoli della componente verticale quali quelli di tipo near-fault (Somerville 1997).

Tramite lo sviluppo di modelli dinamici a singolo grado di libertà, si è indagata la risposta sismica di un sistema semplificato che trascura gli effetti indotti su di esso dalla sovrastruttura mediante l'utilizzo di analisi dinamiche non lineari, valutando le differenti risposte sismiche al variare dei parametri di progetto dei dispositivi di isolamento in considerazione di eccitazioni in ingresso monodimensionali e bidimensionali.

Essendo il comportamento meccanico dei dispositivi dipendente dal fenomeno dell'attrito, si è analizzata poi la risposta sismica probabilistica di modelli numerici che includono o

meno la presenza della componente verticale in considerazione della notevole variabilità del coefficiente d'attrito delle superfici metalliche costituenti l'interfaccia di scorrimento.

Inoltre, al fine di trovare riscontro con i risultati dei modelli semplificati ottenuti, sono state condotte analisi numeriche su modelli agli elementi finiti tridimensionali di una struttura intelaiata in c.a benchmark proposta da Almazan (2003). In tali casi, gli effetti dell'eccitazione verticale combinati con quelli dell'eccitazione orizzontale possono indurre incrementi di spostamenti relativi e di sollecitazioni taglianti alla sovrastruttura.

Inoltre, i risultati ottenuti danno la possibilità di fornire un apporto alla definizione di opportuni indici di amplificazione della risposta sismica per la definizione di nuovi strumenti di progettazione per le strutture isolate alla base.

Al fine di valutare l'efficacia della strategia di isolamento mediante dispositivi FPS sono state condotte analisi di vulnerabilità di un viadotto tipo in c.a. a campate appoggiate. L'analisi è stata condotta considerando un modello agli elementi finiti del viadotto di riferimento, predisposto in differenti configurazioni di vincolo e adeguato mediante differenti strategie di retrofit sismico, al fine di derivare appropriate funzioni di fragilità (Baker 2014) descrittive della probabilità di superamento dei differenti stati limite previsti dalle NTC08 per assegnati livelli di intensità sismica, in considerazione dell'aleatorietà dell'input sismico.

Il lavoro svolto si inquadra, inoltre, nell'ambito di progetti di ricerca di interesse nazionale, in particolare i progetti RELUIS-DPC 2010-2013, linee 2.3 – Technological innovation in seismic engineering – Task 2.3.2 – Development and analysis of new technologies for seismic upgrading; RELUIS-DPC e 2014-2016, linea 6 Isolamento & Dissipazione; e PON - STRIT “Strumenti e tecnologie per la gestione del rischio delle infrastrutture di trasporto”.

2 Criteri prestazionali e strategie di progetto

Le filosofie correnti di progettazione in campo sismico prevedono il soddisfacimento di performance strutturali basate su obiettivi di funzionalità e di danno considerando la pericolosità sismica e l'importanza della costruzione.

Nel documento redatto dal Comitato SEAOC Vision 2000 (1995) è stata data una definizione del Performance Based Seismic Engineering: “Esso rappresenta un set di procedure ingegneristiche per il progetto e la messa in opera di strutture al fine di raggiungere livelli di performance prevedibili per assegnati livelli di intensità sismica, nell'ambito di assegnati livelli di affidabilità” e appropriate prescrizioni ai fini della sua attuazione.

Il Performance Based Design è correntemente implementato tramite il Metodo del Capacity Design al fine di soddisfare gli obiettivi di performance.

A seconda della tipologia di progetto selezionata e a seconda dell'intensità sismica, le costruzioni sperimenteranno un differente livello di danneggiamento dovuto al comportamento anelastico delle zone dissipative (Fig. 2.1).



Fig.2.1 Casi di danneggiamento agli elementi strutturali. (Pampanin 2012).

I livelli di performance previsti si abbinano ai livelli di pericolosità sismica tramite gli obiettivi di performance come illustrato nella matrice seguente (Fig. 2.2):

Capitolo II: Criteri prestazionali e strategie di progetto

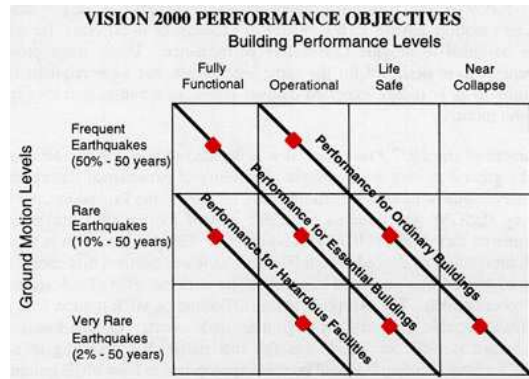


Fig. 2.2 Matrice prestazionale (Vision 2000)

Nel caso degli stati limite ultimi, l'obiettivo è raggiunto assicurando un'adeguata capacità dissipativa attraverso meccanismi duttili. In occasione degli ultimi eventi sismici, la maggior parte dei casi ha visto il soddisfacimento degli obiettivi di performance, ma dal punto di vista del danneggiamento atteso i risultati sono stati non del tutto soddisfacenti, comportando perdite economiche ingenti per la società (Pampanin 2012). Ciò è evidente anche nel caso dei recenti eventi sismici di Northridge (1994) e Kobe (1995), dove numerosi viadotti di importanza strategica hanno subito danneggiamenti tali da rendere l'infrastruttura inutilizzabile. (Fig.2.3 Fig. 2.4).

Capitolo II: Criteri prestazionali e strategie di progetto



Fig.2.3 Foto d'insieme del Nishinomiya – Ko Bridge, della Wangan Route 5 Kobe. 17 Gennaio 1995.



Fig.2.4 Mission Boulevard - Gothic Avenue Bridge. Northridge, 17 Gennaio 1994.

Negli ultimi decenni, numerose strategie di protezione sismica sono state sviluppate, le quali consentono un elevato risparmio in termini di costi di riparazione, shiftando i nuovi codici tecnici verso un più restrittivo obiettivo di controllo del danno (Pampanin 2012) (Fig. 2.5).

Capitolo II: Criteri prestazionali e strategie di progetto

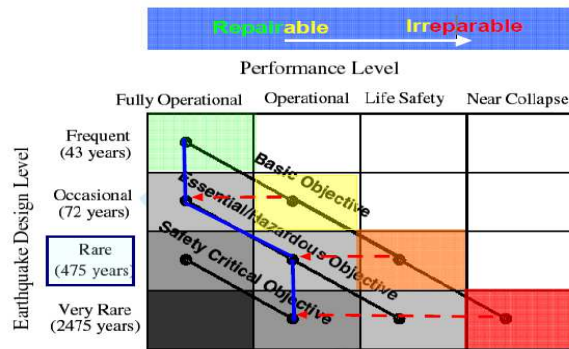


Fig.2.5 Modifica dei livelli prestazionali (Pampanin 2012)

Molti degli approcci innovativi si basano sul concetto di “controllo delle vibrazioni”, poiché il loro obiettivo consiste nel regolare la risposta dinamica, usando speciali dispositivi, al fine di ridurre le vibrazioni indotte dall’attività sismica o da altre azioni ambientali (Palazzo e Petti 1994) (Fig. 2.6).

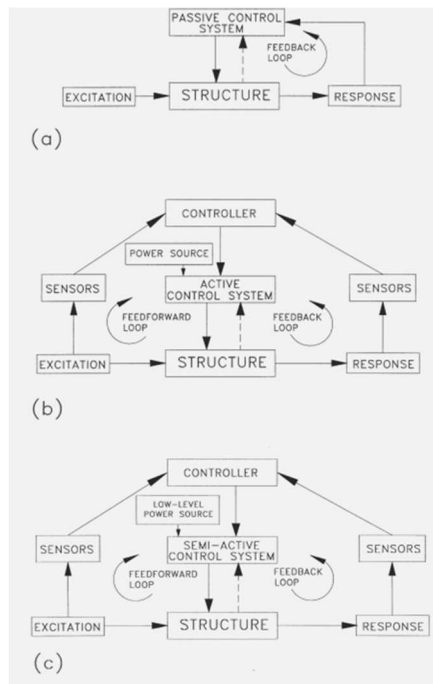


Fig.2.6 Strategie di controllo delle vibrazioni (Symans and Constantinou 1999)

Un sistema di controllo consiste in un set di componenti che hanno la capacità di influenzare un processo dinamico. Il processo dinamico può essere regolato tramite strategie di Controllo Passivo le quali regolano la risposta dinamica senza necessità di energia dall'esterno. Le strategie passive principali sono: Isolamento alla Base (Kelly 1999), Dissipazione Supplementare di Energia.

I sistemi di dissipazione supplementare di energia possono avere varie forme e dissipare energia attraverso vari meccanismi tra i quali lo snervamento dell'acciaio, la viscoelasticità di materiali come la gomma, la compressione di un fluido viscoso obbligato a passare tramite dei fori, e l'attrito.

Lo smorzamento di massa, recentemente applicato sulle costruzioni civili al fine di controllare le vibrazioni dovute al vento e ad eventi sismici moderati è un sistema classico di riduzione delle vibrazioni utilizzato in Meccanica. Aggiungendo un sistema satellite è possibile abbassare il picco di risonanza in ampiezza della risposta dinamica.

In un sistema di controllo attivo, il controllo delle forze viene effettuato mediante attuatori elettroidraulici o elettromeccanici basati su informazioni di feedback della risposta misurata o su informazioni di feedforward dall'eccitazione esterna, nel caso di controllo semi-attivo, il controllo è attuato variando i parametri meccanici del sistema e/o del sistema di controllo mediante una fonte energetica a basso voltaggio (Symans e Constantinou 1999).

L'isolamento sismico alla base degli edifici rappresenta uno dei metodi di progettazione più efficace per il conseguimento di elevati standard prestazionali di strutture soggette ad azioni sismiche, specie se di intensità notevole (Calvi et al. 2010). L'isolamento sismico consiste essenzialmente nel disaccoppiare il moto del terreno da quello della struttura, introducendo una sconnessione lungo l'altezza della struttura stessa (generalmente alla base, nel caso degli edifici, fra la pila e l'impalcato, nei ponti), che risulta suddivisa in due parti: la sottostruttura, rigidamente connessa al terreno, e la sovrastruttura (Fig. 2.7).

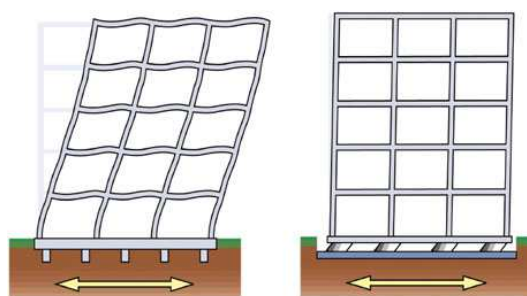


Fig. 2.7 Deformata di una struttura a base fissa e di una isolata alla base

Un caso rilevante di applicazione in modo estensivo e standardizzato di tale strategia è quello del progetto C.A.S.E., che ha previsto l'installazione di 185 edifici isolati mediante isolatori a pendolo scorrevole, a seguito della ricostruzione post-sisma di L'Aquila 2009 (Fig. 2.8):



Fig. 2.8 Progetto C.A.S.E.

La continuità strutturale, e con essa la trasmissione dei carichi verticali al terreno, è garantita attraverso l'introduzione, fra sovrastruttura e sottostruttura, di particolari apparecchi di appoggio, detti isolatori caratterizzati da un'elevata deformabilità e/o da una bassa resistenza al moto in direzione orizzontale e, normalmente, da una notevole rigidità in direzione verticale. La sottostruttura, generalmente molto rigida, subisce all'incirca la stessa accelerazione del terreno, mentre la sovrastruttura fruisce dei benefici derivanti dall'aumento di deformabilità conseguente all'introduzione degli isolatori. Infatti, assumendo che i dispositivi d'isolamento abbiano un comportamento di tipo elastico o ad esso assimilabile, l'aumento di deformabilità conseguente all'introduzione degli isolatori porta il periodo proprio del sistema strutturale in una zona dello spettro di risposta a più bassa accelerazione (Fig. 2.9).

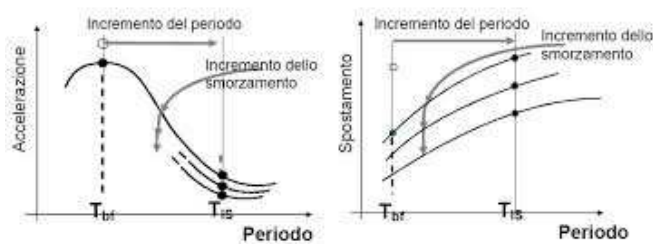


Fig.2.9 Effetti dell'isolamento sismico alla base sulla domanda sismica (NTC 08)

Di conseguenza, le accelerazioni prodotte dal sisma sulla struttura isolata risultano drasticamente minori rispetto a quelle prodotte nella configurazione a base fissa, a tal punto che la struttura può essere agevolmente progettata per resistere a terremoti violenti senza dover subire danni alle parti strutturali. Naturalmente l'aumento del periodo comporta anche un incremento degli spostamenti, che però si concentrano nel sistema di isolamento, dove viene assorbita e dissipata gran parte dell'energia immessa dal terremoto.

La sovrastruttura si comporta quasi come un corpo rigido, subendo spostamenti relativi interpiano molto contenuti. Di conseguenza si riducono drasticamente anche i danni alle parti non strutturali.

I benefici derivanti dall'adozione dell'isolamento sismico sono molteplici:

- La sensibile riduzione delle accelerazioni sulla struttura, rispetto alla configurazione a base fissa, determina infatti l'abbattimento delle forze di inerzia, e quindi delle sollecitazioni, prodotte dal sisma sulla struttura, tale da evitare il danneggiamento degli elementi strutturali anche sotto eventi di particolare intensità;
- una drastica riduzione degli spostamenti interpiano, tale da eliminare il danno agli elementi non strutturali e garantire la piena funzionalità dell'edificio, anche a seguito di eventi di elevata intensità;
- un'elevata protezione del contenuto strutturale;
- una percezione molto minore delle scosse sismiche da parte degli occupanti.

Dal punto di vista del controllo strutturale l'isolamento sismico può essere visto come un sistema di controllo a ciclo aperto, dove il sistema di isolamento agisce da filtro al segnale in ingresso (Fig. 2.10).

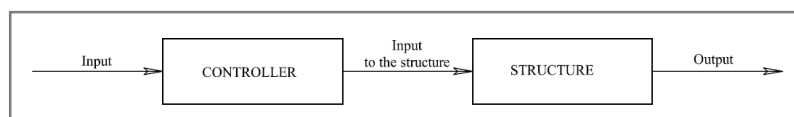


Fig. 2.10 Schema a blocchi dell'isolamento sismico (Palazzo e Petti 1997)

Generalmente, le procedure di progetto per le strutture isolate prevedono l'utilizzo di analisi modali con spettro di risposta assegnato. Nelle Nuove Norme Tecniche Italiane, è possibile l'utilizzo di analisi modali solo se il comportamento del sistema di isolamento è lineare con un fattore di smorzamento inferiore al 30%. L'utilizzo di tale tipologia di analisi conduce a risultati largamente approssimati nel caso di elevati fattori di smorzamento, essendo il sistema non-classicamente smorzato. Nel caso di applicazioni pratiche, le analisi modali usualmente condotte assegnano un fattore di smorzamento alla prima forma

Capitolo II: Criteri prestazionali e strategie di progetto

modale, che descrive il moto della base, differentemente da quelli delle forme modali superiori che descrivono il moto della sovrastruttura.

Tramite l'utilizzo della formulazione nello spazio degli stati è possibile descrivere il comportamento dinamico di strutture isolate alla base indipendentemente dal valore del fattore di smorzamento. (Petti et al. 2012).

3 Principi dell'isolamento sismico alla base

3.1 Descrizione classica

Il comportamento sismico delle strutture isolate alla base è fondato sulla teoria lineare fornita in dettaglio in (Kelly, 1999) cui si farà riferimento nel seguito.

Gli aspetti caratteristici del comportamento dinamico delle strutture isolate alla base sono derivabili dall'analisi di un modello semplificato, a due soli gradi di libertà (2DOF), rappresentativi uno del sistema di isolamento, l'altro della struttura in elevazione (Fig. 3.1.1).

L'analisi modale del sistema a due gradi di libertà consente di individuare le sue caratteristiche dinamiche in termini di frequenze di vibrazione, forme modali, coefficienti di partecipazione e smorzamenti modali.

I parametri meccanici e cinematici che caratterizzano il moto assoluto di un sistema a due gradi di libertà sono:

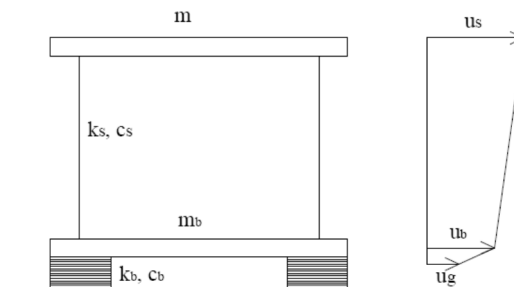


Fig.3.1.1 Sistema 2DOF

m : massa della sovrastruttura;

k, c : rigidezza e smorzamento della sovrastruttura;

m_b : massa dell'impalcato al di sopra del sistema di isolamento;

k_b, c_b : rigidezza e smorzamento del sistema di isolamento;

u_g : spostamento al suolo;

Capitolo III: Principi dell'isolamento sismico alla base

u' : spostamento assoluto del sistema d'isolamento;

u : spostamento assoluto della sovrastruttura.

Dall'equilibrio dinamico equazioni (3-1) e (3-2), si ottengono le equazioni del moto in spostamenti assoluti del sistema a 2GDL

$$m\ddot{u} = -c(\dot{u} - \dot{u}') - k(u - u') \quad (3-1)$$

$$m\ddot{u} + m_b\ddot{u}' = -c_b(\dot{u}' - \dot{u}_g) - k_b(u' - u_g) \quad (3-2)$$

I parametri di spostamento con i quali è però più conveniente lavorare sono gli spostamenti relativi, ovvero lo spostamento relativo della massa della struttura rispetto alla base u_s e lo spostamento relativo della base della struttura rispetto al terreno u_b :

$$u_s = u - u'$$

$$u_b = u' - u_g$$

Operando questo cambio di coordinate, le equazioni del moto in termini di spostamenti relativi diventano le equazioni (3-5) e (3-6).

$$m\ddot{u}_b + m\ddot{u}_s + c\dot{u}_s + k u_s = -m\ddot{u}_g \quad (3-5)$$

$$(m + m_b)\ddot{u}_b + m\ddot{u}_s + c_b\dot{u}_b + k_b u_b = -(m + m_b)\ddot{u}_g \quad (3-6)$$

Questo sistema di due equazioni può essere risolto tramite la decomposizione modale che fornisce una chiara visione della risposta. Per valutare i modi di vibrazione, i fattori di partecipazione modale e le frequenze del sistema, riscriviamo le precedenti equazioni in forma matriciale (Eq.3-7):

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -Mr\ddot{u}_g \quad (3-7)$$

dove M rappresenta la matrice delle masse, C quella dello smorzamento, K quella delle rigidità e u rappresenta il vettore degli spostamenti relativi:

Capitolo III: Principi dell'isolamento sismico alla base

$$M = \begin{bmatrix} m & m \\ M & m \end{bmatrix}; C = \begin{bmatrix} 0 & c_s \\ c_b & 0 \end{bmatrix}; K = \begin{bmatrix} 0 & k_s \\ k_b & 0 \end{bmatrix}$$

$$u = \begin{Bmatrix} u_b \\ u_s \end{Bmatrix}; r = \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix}$$

Definendo:

- $\omega_s = (k_s / m)^{1/2}$ come la frequenza della struttura a base fissa;
- $\omega_b = (k_b / M)^{1/2}$ come la frequenza del sistema di isolamento di rigidità k_b .

La massa M è pari alla massa totale del sistema di isolamento più quella dell'edificio in elevazione:

- $\xi_s = \frac{c_s}{2m\omega_s}$ come lo smorzamento della struttura in elevazione;
- $\xi_b = \frac{c_b}{2M\omega_b}$ come lo smorzamento del sistema di isolamento;

ed assumendo:

- $m_b < m$, quindi:

$$\gamma = \frac{m}{(m + m_b)} < 1$$

- $\omega_s = (k_s / m)^{1/2} \gg \omega_b = (k_b / M)^{1/2}$ e definendo

$$\varepsilon = \left(\frac{\omega_b}{\omega_s} \right)^2 = \frac{k_b m}{(m + m_b) k_s} = \left(\frac{T_s}{T_b} \right)^2, \text{ il quale avrà un ordine di grandezza di } 10^{-2}$$

E' possibile riscrivere le equazioni del moto del sistema nel seguente modo (Eq. 3-8 e 3-9):

$$\ddot{u}_b + \ddot{u}_s + 2\omega_s \xi_s \dot{u}_s + \omega_s^2 u_s = -\ddot{u} \quad (3-8)$$

$$\ddot{u}_b + \gamma \ddot{u}_s + 2\omega_b \xi_b \dot{u}_b + \omega_b^2 u_b = -\ddot{u}_g \quad (3-9)$$

Le grandezze ω_b , T_b , ξ_b e ω_s , T_s , ξ_s sono la pulsazione, il periodo e il rapporto di smorzamento rispettivamente di due oscillatori elementari, l'uno costituito dall'intera massa del sistema, vincolata dal sistema di isolamento, l'altro dalla sola sovrastruttura assunta fissa alla base.

La risoluzione del problema caratteristico porta alla definizione dei due modi di vibrare della struttura. Assumendo $\varepsilon \ll 1$, cioè sovrastruttura molto più rigida degli isolatori, è possibile semplificare notevolmente la trattazione. Le espressioni approssimate delle due pulsazioni modali si riducono a:

$$\omega_1^2 = \omega_b^{*2} = \omega_b^2 (1 - \gamma\varepsilon)$$

$$\omega_2^2 = \omega_s^{*2} = \frac{\omega_s^2}{1 - \gamma} (1 + \gamma\varepsilon)$$

In molti casi si ottengono risultati sufficientemente accurati assumendo come valori di ω_b^* e di ω_s^* i primi termini:

$$\omega_b^* = \omega_b$$

$$\omega_s^* = \frac{\omega_s}{(1 - \gamma)}$$

Tali espressioni consentono di osservare che la frequenza del sistema d'isolamento (ω_b) è modificata solo leggermente (in particolare è ridotta di una quantità dell'ordine di grandezza di ε) dalla deformabilità della struttura, mentre la frequenza della struttura in elevazione (ω_s) risulta sensibilmente incrementata dalla presenza della massa alla base.

La differenza iniziale tra la frequenza della struttura a base fissa e la frequenza dell'isolamento è aumentata dalla combinazione dei due elementi.

Analogamente, le forme modali assumono semplici espressioni approssimate.

La prima forma modale $\phi^1 = \{\phi_b^1, \phi_s^1\}^T$ posto $\phi_b^1 = 1$ e la seconda forma modale sono rispettivamente:

$$\phi^1 = \begin{Bmatrix} 1 \\ \varepsilon \end{Bmatrix} \quad \phi^2 = \begin{Bmatrix} 1 \\ -\frac{1}{\gamma}(1 - (1 - \gamma)\varepsilon) \end{Bmatrix}$$

Il primo modo di vibrazione del sistema 2DOF, ϕ^1 , è approssimativamente rappresentato da un moto rigido, dando luogo a deformazioni nella parte in elevazione di ampiezza dell'ordine di ε (10-2), mentre la deformata modale del secondo modo ϕ^2 , vede spostamenti opposti per il sistema di isolamento e la struttura in elevazione dello stesso ordine di grandezza (all'incirca pari a $1/\gamma$).

Determinati i modi di vibrare della struttura, la risposta del sistema si esprime come combinazione lineare delle forme modali Φ_1 e Φ_2 attraverso due coefficienti modali (q_1 e q_2) funzione del tempo (3-10 e 3-11):

$$u_b = q_1 \cdot \phi_{11} + q_2 \cdot \phi_{12} \quad (3-10)$$

$$u_s = q_1 \cdot \phi_{21} + q_2 \cdot \phi_{22} \quad (3-11)$$

Le quantità modali M_i ed L_i sono date da:

$$M_i = \phi^{iT} M \phi^i \quad M_i L_i = \phi^{iT} M r$$

Le masse modali arrestandosi al primo ordine sono:

$$M_1 = M(1 + 2\gamma\varepsilon) \quad M_2 = M \frac{(1 - \gamma)[1 - 2(1 - \gamma)\varepsilon]}{\gamma}$$

I fattori di partecipazione modale, indicati con L_1 e L_2 , rispettivamente per il primo e secondo modo, sono (Fig. 3.1.2):

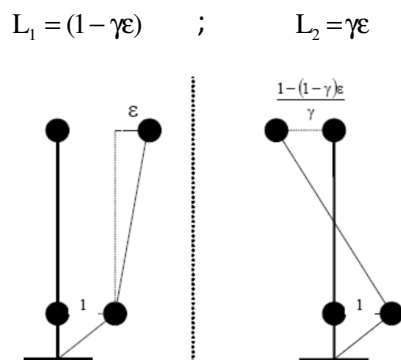


Figura 3.1.2 Forme modali del sistema a 2GDL

Il fattore di partecipazione del secondo modo, che è il modo che coinvolge la deformazione della struttura, è dell'ordine di ε , e se le frequenze originali, ω_b e ω_s , sono ben separate, risulta essere molto piccolo. Pertanto, anche se il terremoto ha un elevato contenuto energetico in corrispondenza di tale frequenza, il moto del suolo viene trasmesso alla struttura in elevazione in misura drasticamente ridotta. Infine, poiché il fattore di partecipazione del primo modo è dell'ordine dell'unità, non c'è amplificazione delle accelerazioni di input nella struttura.

Nei casi in cui lo smorzamento strutturale è di tipo proporzionale è possibile disaccoppiare le equazioni del moto nel seguente modo (Eq 3-12 e 3-13):

$$\ddot{q}_1 + 2\omega_1\xi_1\dot{q}_1 + \omega_1^2q_1 = -L_1\ddot{u}_g \quad (3-12)$$

$$\ddot{q}_2 + 2\omega_2\xi_2\dot{q}_2 + \omega_2^2q_2 = -L_2\ddot{u}_g \quad (3-13)$$

Nei grafici seguenti si mostra l'andamento dei coefficienti di partecipazione della prima e della seconda forma modale al variare del grado di accoppiamento e del rapporto di massa. Si evince che all'aumentare della rigidezza della sottostruttura il contributo al comportamento dinamico globale della prima forma modale decresce, e ciò in maniera più marcata all'aumentare del rapporto di massa. Situazione inversa si ottiene per il contributo della seconda forma modale (Fig. 3.1.3).

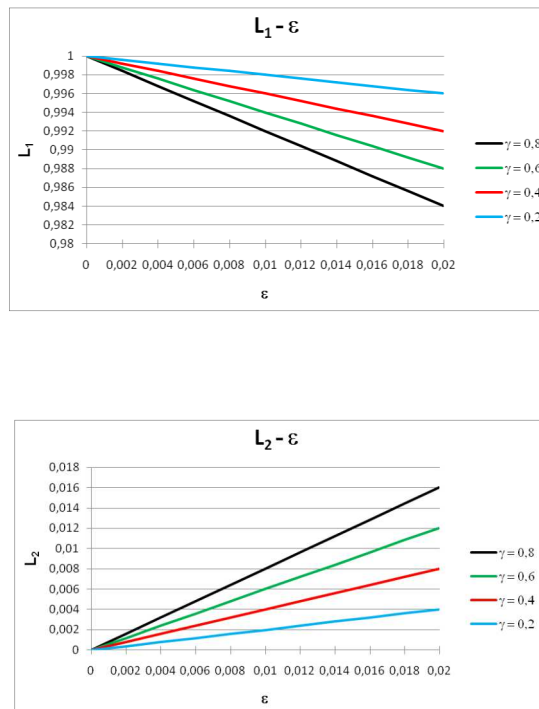


Fig. 3.1.3 Andamento coefficienti di partecipazione al variare di γ ed ε . (Petti et al. 2012)

Assumendo un generico spettro di risposta di riferimento, in termini di spostamento $S_d(\omega, \xi)$ è possibile calcolare i massimi modali della risposta della struttura:

$$q_{1\max} = L_1 S_d(\omega_1, \xi_1)$$

$$q_{2\max} = L_2 S_d(\omega_2, \xi_2)$$

e quindi, ricorrendo ad una legge di combinazione di tipo SRSS, il valore massimo dello spostamento a livello del sistema di isolamento:

$$u_{b\max} = \sqrt{(q_{1\max} \cdot \phi_{11})^2 + (q_{2\max} \cdot \phi_{12})^2} \quad (3-14)$$

ed il valore massimo dello spostamento di piano:

$$u_{s\max} = \sqrt{(q_{1\max} \cdot \phi_{21})^2 + (q_{2\max} \cdot \phi_{22})^2} \quad (3-15)$$

3.2 Descrizione nello spazio degli stati

Accanto all'analisi modale classica, è possibile sfruttare la formulazione innovativa nello spazio degli stati (Petti et al. 2012), che consente di descrivere il comportamento di strutture non classicamente smorzate, abbassando di grado le equazioni differenziali descrittive della dinamica del sistema.

Un sistema generico Σ può essere rappresentato mediante vettori reali a dimensione finita: l'ingresso, u , lo stato x , e l'uscita y (Fig 3.2.1).

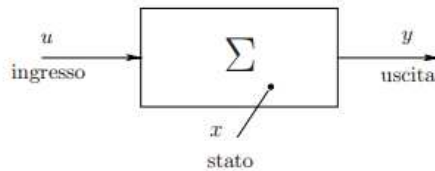


Fig.3.2.1 Sistema generico

Nel caso in cui il tempo sia rappresentato da una variabile reale, il sistema è definito a tempo continuo, se invece esso è descritto da un numero intero il sistema si dice a tempo discreto.

Al fine di descrivere un sistema dinamico si utilizza un numero di variabili pari al numero di gradi di libertà del sistema. L'insieme di queste variabili definisce lo stato del sistema.

Un sistema lineare tempo invariante viene descritto nello spazio degli stati nel modo seguente:

$$\begin{cases} \dot{x}(t) = Ax(t) + Bu(t) \\ y(t) = Cx(t) + Du(t) \end{cases}$$

Dove con $x(t)$ è indicato il vettore di stato, con $u(t)$ il vettore degli ingressi e $y(t)$ il vettore delle uscite.

Nel caso di un sistema a due gradi di libertà, l'equazione del moto sottoforma matriciale è la seguente (Eq. 3-16):

$$M\ddot{v} + C\dot{v} + Kv = -Mr\ddot{u}_g \quad (3-16)$$

che si esplicita nella:

$$\begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{v}_b \\ \ddot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_b & 0 \\ 0 & c_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{v}_b \\ \dot{v}_s \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_b & 0 \\ 0 & k_s \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} v_b \\ v_s \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} M & m \\ m & m \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 0 \end{Bmatrix} \ddot{u}_g \quad (3-17)$$

Introducendo il vettore di stato:

$$x = (v, \dot{v})^T \quad (3-18)$$

Il sistema può essere descritto nel seguente modo

$$\begin{pmatrix} \dot{v} \\ \ddot{v} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 & I \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{pmatrix} \begin{pmatrix} v \\ \dot{v} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} 0 \\ -M^{-1}Mr \end{pmatrix} \ddot{u}_g \quad (3-19)$$

che diviene:

$$\dot{x} = Ax + B\ddot{u}_g \quad (3-20)$$

con:

$$A = \begin{pmatrix} 0 & I \\ -M^{-1}K & -M^{-1}C \end{pmatrix} \quad B = \begin{pmatrix} 0 \\ -r \end{pmatrix} \quad (3-21)$$

dove A rappresenta la matrice dinamica dalla quale è possibile ricavare N coppie di autovalori complessi e autovettori, dove N è il numero di gradi di libertà del sistema, e B è detta matrice di distribuzione degli input del sistema.

Gli autovalori hanno la seguente forma:

$$\lambda_{j,1} = -\omega_j \beta_j + i\omega_j \sqrt{1 - \beta_j^2}$$

$$\lambda_{j,2} = -\omega_j \beta_j - i \omega_j \sqrt{1 - \beta_j^2}$$

La parte reale e quella immaginaria di ciascun autovalore è detta polo del sistema.

Di seguito si mostra la variazione dei poli nel piano complesso (Fig.3.2.2):

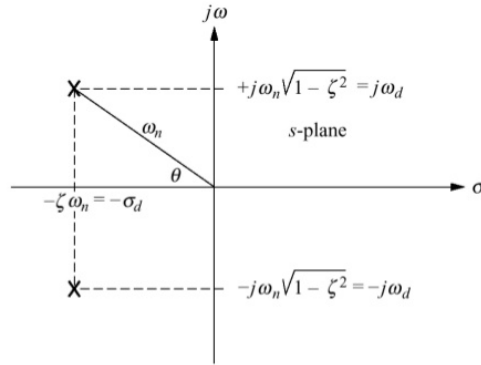


Fig.3.2.2 Descrizione dei poli nel piano complesso

Nel piano complesso, all'aumentare dello smorzamento associato alla forma modale j -esima decresce la parte reale dell'autovalore corrispondente, mentre al crescere dello smorzamento associato alla forma modale j -esima la parte immaginaria decresce.

Al fine di valutare la risposta dinamica del sistema isolato con la formulazione proposta si considerano i seguenti parametri: γ , ω_b^2 , ω_s^2 , ε , β_b , β_s , dove γ è il rapporto di massa, ω_b è la pulsazione del sistema isolato nel caso di comportamento rigido della sovrastruttura, ω_s è la frequenza della sovrastruttura considerata fissa alla base, ε è il grado di accoppiamento, β_s il fattore di smorzamento della sovrastruttura considerata fissa alla base, assunto generalmente pari a 0,05, β_b è il fattore di smorzamento del sistema di isolamento quando la sovrastruttura è considerata rigidamente connessa alla base, variabile nel range 0.00-0.50.

Nelle seguenti figure si mostrano i risultati dell'analisi modale in termini di pulsazioni, smorzamenti e moduli dei prodotti tra le forme modali e i coefficienti di partecipazione associati al secondo modo di vibrazione.

Capitolo III: Principi dell'isolamento sismico alla base

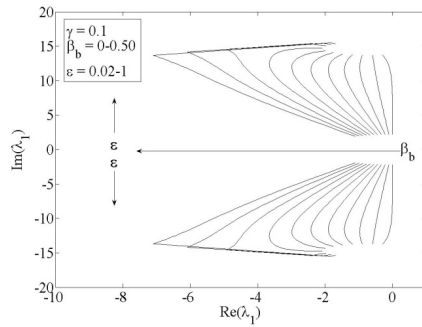


Fig. 3.2.3 Poli del sistema associati con la prima forma modale valutati per $\gamma=0.1$ - (Petti et al. 2012)

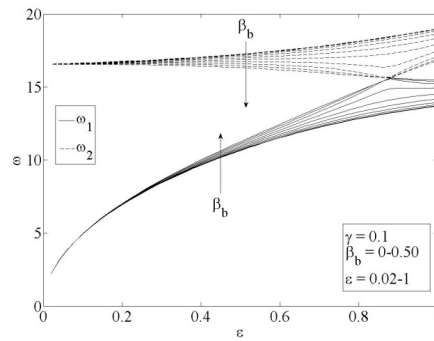


Fig. 3.2.4 Pulsazioni associate alla prima e alla seconda forma modale - (Petti et al. 2012)

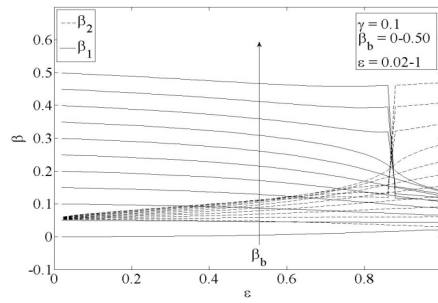


Fig. 3.2.5 Fattori di smorzamento associati alla prima e alla seconda forma modale - (Petti et al. 2012)

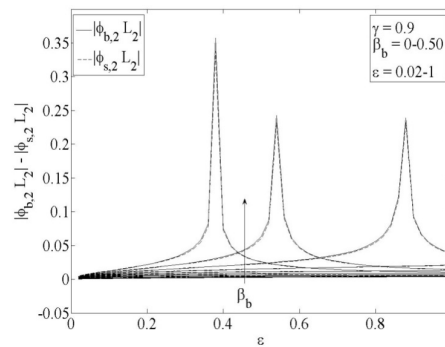


Fig. 3.2.6 Moduli dei prodotti tra le forme modali e i coefficienti di partecipazione associati al secondo modo di vibrazione - (Petti et al. 2012)

I risultati mostrano che le pulsazioni associate alla prima forma modale crescono al crescere del grado di accoppiamento e al crescere del fattore di smorzamento del sistema di isolamento, mentre le pulsazioni associate alla seconda forma modale non variano significativamente al crescere del grado di accoppiamento e decrescono al crescere del fattore di smorzamento del sistema di isolamento.

I fattori di smorzamento associati alla prima forma modale si mantengono costanti al crescere del grado di accoppiamento e decrescono per valori di ϵ superiori a circa 0.9 e crescono al crescere del fattore di smorzamento associato al sistema di isolamento. La risposta in termini di moduli dei prodotti tra le forme modali e i coefficienti di partecipazione associati al secondo modo di vibrazione evidenzia picchi in corrispondenza di particolari gradi di accoppiamento.

Tramite tale analisi è possibile quindi determinare, in prima analisi, dei parametri ottimali di progetto delle strutture isolate al variare delle caratteristiche dinamiche del sistema di isolamento e della sovrastruttura.

4 Dispositivi di isolamento

L'isolamento sismico, come detto, ha la funzione di disaccoppiare il moto della sovrastruttura da quello del sistema di isolamento nel caso di un evento sismico. Tale funzione viene assolta da un'interfaccia realizzata mediante particolari apparecchi d'appoggio denominati isolatori, i quali, se progettati in modo adeguato consentono di raggiungere le prestazioni richieste e di assolvere alla funzione prevista. Numerosi sono le tipologie di dispositivi in commercio di seguito descritte:

Isolatori elastomerici

Gli isolatori elastomerici basano il loro comportamento sulla deformazione della gomma impiegata. Sono caratterizzati dall'alternanza di strati di elastomero e lamierini di acciaio solidarizzati mediante processi di vulcanizzazione a caldo.

La presenza dei lamierini è fondamentale, in quanto consente di confinare l'elastomero limitandone la deformabilità verticale a pochi millimetri (1-3 mm). Gli spessori sono molto piccoli, in genere:

- strati di elastomeri: 5-20 mm;
- lamierini: 2-3 mm.

Generalmente i lamierini sono più corti rispetto agli strati di gomma, in modo da risultare completamente inglobati in questi ultimi ed essere protetti dalla corrosione.

In realtà i primi isolatori erano di tipo non armato, privi quindi dei lamierini; questo dava luogo ad elevate deformabilità verticali che causavano lo spiacevole effetto di *rocking*, cioè un moto rotatorio con asse orizzontale.

Di seguito si mostrano le proprietà meccaniche di alcune tipologie comuni di mescole elastomeriche impiegate (Tab. 4.1):

Capitolo IV: Dispositivi per l'isolamento

PROPRIETA'	MESCOLO		
	MORBIDA (SOFT - S)	NORMALE (NORMAL - N)	DURA (HARD - H)
Durezza (Shore A)	40	60	75
Modulo di elasticità tangenziale G_{din} a $\gamma = 1$ (MPa)	0.4	0.8	1.4
Coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ a $\gamma = 1$ (%)	10 / 15	10 / 15	10 / 15

Tab.4.1 Mescole impiegate (Fip Industriale)

In particolare, la tabella mostra le caratteristiche fisico meccaniche in corrispondenza di una deformazione tagliante γ pari ad 1. Tali mescole presentano moduli di elasticità dinamica elevati in corrispondenza di basse deformazioni taglianti, in modo tale da ridurre gli spostamenti in caso di eccitazioni di bassa intensità. Tali moduli divengono costanti in corrispondenza di eccitazioni maggiori come è mostrato in figura (Fig.4.1)

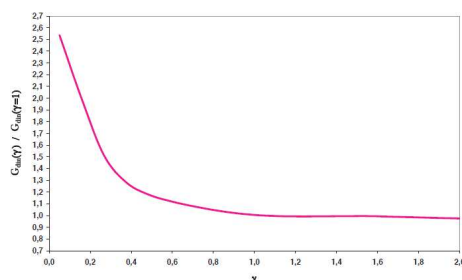


Fig. 4.1 Andamento del modulo dinamico equivalente a taglio adimensionalizzato rispetto ai valori in corrispondenza di $\gamma=1$. (Fip Industriale)

Tali mescole, possiedono capacità smorzanti che possono essere incrementate mediante opportune soluzioni tecnologiche quali:

- isolatori elastomerici a basso smorzamento (*Low Damping Rubber Bearings - LDRB*);
- isolatori elastomerici con inserto in piombo (*Lead Rubber Bearings – LRB*);
- isolatori elastomerici ad elevato smorzamento (*High Damping Rubber Bearings – HDRB*).

Capitolo IV: Dispositivi per l'isolamento

Gli isolatori elastomerici a basso smorzamento (LDRB), possono essere ottenuti sia con gomma naturale che con neoprene. Entrambi i tipi di gomma hanno proprietà molto stabili e non esibiscono il fenomeno di creep per carichi di lunga durata.

Il comportamento esibito è sostanzialmente elastico al crescere della deformazione e presentano uno smorzamento dell'ordine del 2-4%, motivo per il quale si parla di isolatori a basso smorzamento.

Questo tipo di isolatori presenta molti vantaggi, come ad esempio:

- produzione semplice;
- bassi costi di produzione;
- proprietà meccaniche indipendenti dalla temperatura e dall'invecchiamento.

Di seguito si mostra un isolatore elastomerico del tipo LDRB (Fig. 4.2) con il relativo diagramma forza-spostamento (Fig. 4.3):



Fig. 4.2 Isolatore elastomerico LDRB (Fip Industriale)

Capitolo IV: Dispositivi per l'isolamento

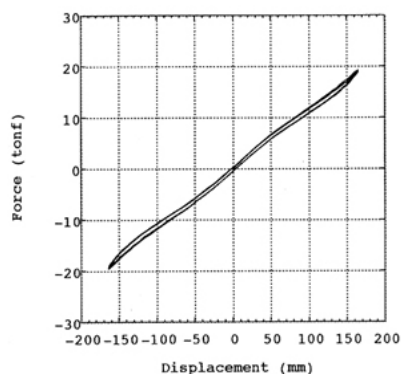


Fig. 4.3 Diagrammi forza-spostamento per LDRB

Gli isolatori elastomerici con inserto in piombo (LRB) furono inventati in Nuova Zelanda nel 1975 e sono stati usati diffusamente in Nuova Zelanda, Giappone e Stati Uniti.

I dispositivi LRB sono simili ai LDRB, ma contengono uno o più inserti di piombo in un foro posto al centro dell'isolatore. La funzione dell'inserto è di dissipare energia mediante snervamento.

Nella seguente figura (Fig. 4.4) si mostra un esempio di isolatore LRB:

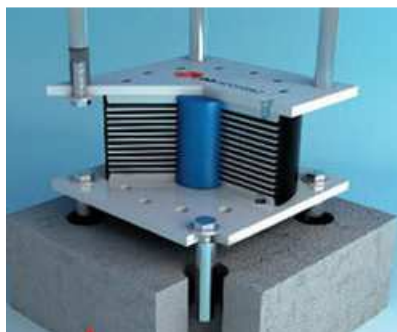


Fig. 4.4 Isolatore elastomerico LRB (Fip Industriale)

Il legame costitutivo forza-spostamento è di tipo bilineare (Fig. 4.5) ed il comportamento è funzione della combinazione di gomma e nucleo, quindi combinazione, rispettivamente, di comportamento elastico lineare tipico degli appoggi elastomerici e comportamento elasto-plastico dovuto al nucleo in piombo.

Il regime deformativo cui è sottoposto l'inserto è di tipo tagliante grazie al confinamento dovuto alle piastre d'acciaio. Lo smorzamento viscoso equivalente associato ai cicli di isteresi del dispositivo è compreso tra il 15% ed il 35%. Dal confronto fra i cicli di isteresi fatti registrare per isolatori LRB e LDRB si nota come l'energia dissipata sia maggiore per il primo, il quale mostra anche maggiore rigidezza.

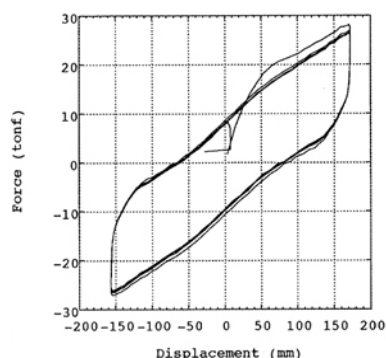


Fig. 4.5 Diagrammi forza-spostamento per LRB

La rigidezza e l'energia dissipata diminuiscono progressivamente al diminuire del numero di cicli, fino a stabilizzarsi dopo 10-15 cicli. In genere, però, le proprietà vengono ripristinate velocemente già dopo qualche giorno. Il motivo risiede nel surriscaldamento del nucleo per cicli ripetuti a distanza di tempo ravvicinata.

Gli isolatori elastomerici ad elevato smorzamento (HDRB) (Fig. 4.7) consentono di avere smorzamento sufficiente ad eliminare la necessità di dispositivi ausiliari; gli HDRB, quindi, costituiscono un sistema completo.

L'elevato smorzamento si ottiene aggiungendo speciali cariche additive alla gomma, che consente di raggiungere uno smorzamento variabile tra il 10% ed il 20% in corrispondenza di una deformazione del 100%.

Osservando un diagramma forza-spostamento (Fig. 4.6) notiamo una maggiore rigidezza iniziale, che consente di fronteggiare i carichi di esercizio (come il vento), una rigidezza minore e costante per un certo tratto ed un conseguente incremento della stessa per carichi elevati (in modo da evitare deformazioni eccessive).

Generalmente, quindi, viene esibito un comportamento non lineare con elevata rigidezza iniziale e smorzamento per deformazioni taglianti inferiori al 20%. Nel range 20-120% di deformazione a taglio il modulo si mantiene basso e costante. Per deformazioni elevate il

Capitolo IV: Dispositivi per l'isolamento

modulo cresce grazie al processo di cristallizzazione della gomma, che si accompagna a dissipazione di energia.

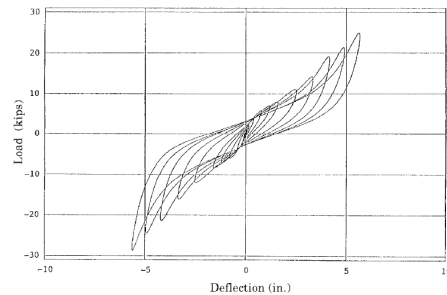


Fig. 4.6 Diagramma forza-spostamento per HDRB



Fig. 4.7 Isolatore elastomerico HDRB

Isolatori a pendolo scorrevole

Gli isolatori del tipo a scorrimento, internazionalmente noti come Friction Pendulum System (FPS), permettono il disaccoppiamento del moto orizzontale della sovrastruttura e quello della sottostruttura grazie alla possibilità di scorrimento tra una superficie a forma di calotta sferica, realizzata in acciaio, solidale con una delle due parti della struttura isolata ed una articolazione, vincolata alla porzione opposta (Calvi et al. 2010) (Fig. 4.8 – 4.9). Esiste la possibilità di adottare due uguali superfici emisferiche solidali rispettivamente con sovrastruttura e sottostruttura con interposta articolazione (dispositivi con doppia superficie di scorrimento).

Capitolo IV: Dispositivi per l'isolamento

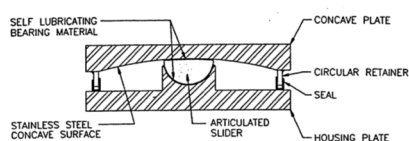


Fig. 4.8 Elementi di un isolatore FPS (NISTIR 5800)

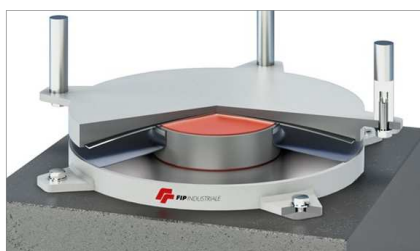


Fig. 4.9 Isolatore a pendolo scorrevole (Fip Industriale)

Gli isolatori FPS, con riferimento al comportamento nei confronti delle azioni verticali, nascono come dispositivi di vincolo verticale di tipo mono-latero (solo compressione) e di ciò si deve tener debito conto in fase progettuale. Solo negli ultimi anni la ricerca si è orientata alla progettazione di unità vincolate per azioni verticali di trazione (con il fine di evitare il distacco dell'appoggio per isolatori soggetti a decompressione per effetto del sisma e concedere quindi maggiore libertà al progettista).

Tale tipologia di isolatori associa alla componente di isolamento caratteristiche di dissipazione energetica tipiche del comportamento ad attrito (che dipendono dal coefficiente di attrito dinamico), dal raggio di curvatura e dalla domanda di spostamento.

Gli isolatori FPS sono ad oggi dimensionati in base alle caratteristiche della domanda sismica spettrale e alle scelte progettuali basate sull'esperienza del progettista.

Caratteristiche peculiari di tutti gli FPS sono quelle di essere dispositivi con funzione parzialmente autocentrante e di avere rigidità orizzontale proporzionale al carico verticale, garantendo di conseguenza la coincidenza in pianta tra centro di massa e centro di rigidità.

Attualmente (Marioni 2010), le superfici di scorrimento che compongono tali dispositivi si ottengono accoppiando una superficie metallica in acciaio inox o cromato e materiale plastico, normalmente Politetrafluoroetilene (PTFE) o materiali compositi. Il

comportamento del PTFE è stato ampiamente studiato da molti autori ed è ben noto. Le problematiche riscontrate nell'utilizzo dei materiali PTFE:

- bassi valori del coefficiente di attrito
- Elevati gradienti di temperatura
- Riduzione della capacità portante dovuta al riscaldamento
- Ridotta durabilità

Per ovviare a questi inconvenienti ALGA S.p.a. ha sviluppato nuovi materiali attritivi con caratteristiche avanzate:

XLIDE MTF: Tale materiale è caratterizzato da un attrito dinamico del 6%.

HOTSLIDE: Consente di ottenere caratteristiche di resistenza maggiori, rispetto ai materiali classici, all'aumentare del gradiente di temperatura. (Fig. 4.10). Inoltre, test ciclici condotti a differenti velocità su superfici costituite da tale materiale, hanno mostrato che il coefficiente d'attrito soddisfa i requisiti di variabilità inclusi nelle NTC08.

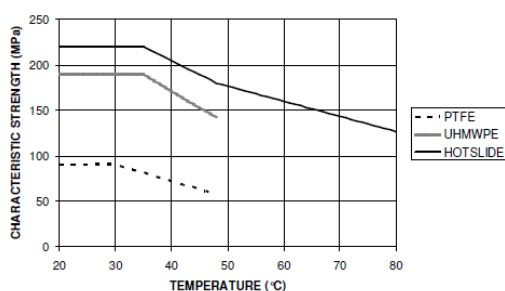


Fig.4.10 Comportamento dei materiali di scorrimento (Marioni 2010)

4.1 Comportamento meccanico dei dispositivi FPS - modello semplificato

Dal punto di vista meccanico, è possibile schematizzare il comportamento di un isolatore FPS considerando una superficie di scorrimento sferica di raggio $R \sin \theta$ sulla quale scorre una calotta a cui è applicata la forza peso W (Fig. 4.1.1.):

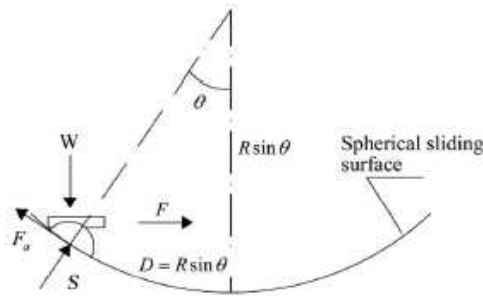


Fig. 4.1.1. Meccanica di un isolatore a pendolo scorrevole

La forza di richiamo fornita da un FPS è direttamente proporzionale al peso W sostenuto, e, generalmente tale forza si sviluppa in corrispondenza del centro di massa della sovrastruttura nel caso in cui si trascurano gli effetti di ribaltamento e quelli dovuti alla componente verticale. La forza d'attrito è pari a:

$$F_a = \mu W \cos \theta \quad (4-1)$$

Che tramite considerazioni di equilibrio rotazionale, conduce alla seguente espressione della forza di richiamo orizzontale:

$$FR \cos \theta = WR \sin \theta + F_a R \quad (4-2)$$

$$F = \frac{WR \sin \theta}{R \cos \theta} + \frac{\mu WR \cos \theta}{R \cos \theta} \quad (4-3)$$

Dove μ è il coefficiente d'attrito dinamico, D è lo spostamento orizzontale, W è il carico verticale ed R il raggio di curvatura dell'isolatore.

Nell'ipotesi di piccoli spostamenti e bassi valori del rapporto D/R , la relazione tra la forza di richiamo e lo spostamento (Fig.4.1.1) è la seguente:

$$F = \mu W + (W / R)D \quad (4-4)$$

Una delle più importanti proprietà degli isolatori FPS è il periodo fondamentale di vibrazione T_r del sistema isolato, indipendente dal comportamento globale, può essere valutato come segue:

$$T_r = 2\pi\sqrt{R/g} \quad (4-5)$$

Capitolo IV: Dispositivi per l'isolamento

Come è mostrato in figura, un isolatore FPS presenta una rigidezza elastica iniziale in conseguenze del legame costitutivo del materiale.

Invece, la rigidezza secante può essere valutata in corrispondenza dello spostamento massimo D_{max} come:

$$K_{eff} = F / D_{max} \quad (4-6)$$

Per cui, il periodo fondamentale di vibrazione effettivo T_{eff} non coincide con il periodo fondamentale T_r essendo:

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{W / K_{eff} g} \quad (4-7)$$

Lo smorzamento effettivo fornito da un isolatore attrittivo è pari all'integrale dell'area del ciclo di isteresi:

$$B = (2 / \pi) [\mu / (\mu + D / R)] \quad (4-8)$$

Il comportamento isteretico di un isolatore attrittivo è mostrato di seguito (Fig. 4.1.2):

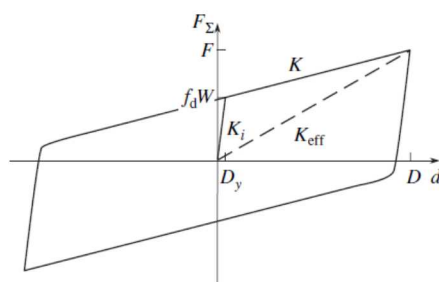


Fig. 4.1.2 Comportamento isteretico di un isolatore a pendolo scorrevole (Fip Industriale)

Come si evince dal grafico, le caratteristiche effettive di rigidezza e smorzamento variano in base alla domanda di spostamento attinta, per cui il loro utilizzo è consigliato nel caso di risoluzione di problemi di modellazione semplice.

Ai fini di evidenziare le peculiarità del comportamento dinamico di tale dispositivo, fortemente non lineari, sono state effettuate analisi dinamiche non lineari imponendo un modello di simulazione del comportamento isteretico di tipo elastico perfettamente plastico (Fig. 4.1.3). In particolare l'analisi è stata svolta con un segnale in ingresso di tipo

Capitolo IV: Dispositivi per l'isolamento

sinusoidale di periodo $T=0.1\text{sec}$, ampiezza massima $9,81\text{ m/sec}^2$, periodo del sistema di isolamento pari a $T=3\text{sec}$ e coefficiente d'attrito pari a 0.05 .

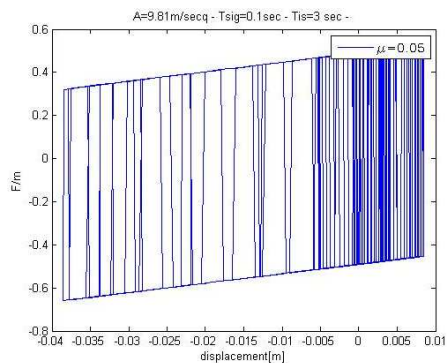


Fig. 4.1.3 Comportamento isteretico sperimentale

Di seguito si riportano le storie temporali in termini di spostamenti relativi e velocità relative (Fig. 4.1.4 e 4.1.5):

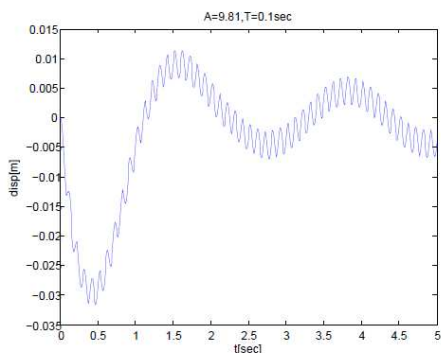


Fig.4.1.4 Spostamenti relativi

Capitolo IV: Dispositivi per l'isolamento

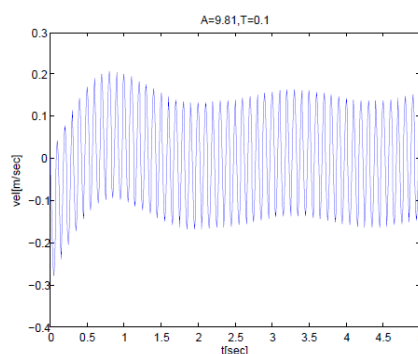


Fig.4.1.5 Velocità relative

I risultati mostrano che le ampiezze della storia di spostamenti decrescono al crescere della durata del segnale sinusoidale e si assestano intorno ad un valore nullo, mentre nel caso delle velocità relative le ampiezze si mantengono costanti e anch'esse si assestano intorno al valore nullo.

La risposta di sistemi dinamici lineari sottoposti a forzanti esterni di entità minore può risultare in condizioni di equilibrio stabile, a differenza della risposta di sistemi dinamici non lineari dove a seconda dell'entità della forzante esterna essa può divergere oppure assestarsi intorno a particolari stati detti cicli limite.

Un sistema dinamico è tale per cui esprime la variabilità di uno stato nel tempo. La soluzione del sistema è l'insieme delle traiettorie in funzione delle condizioni iniziali. Esso è completamente definito da uno spazio delle fasi, le cui coordinate lo descrivono in ogni istante, e da una regola che specifica l'andamento futuro di tutte le variabili di stato.

Lo spazio delle fasi è la collezione di tutti i possibili stati di un sistema dinamico.

Un sistema dinamico non lineare può essere rappresentato da un insieme di equazioni differenziali non lineari nella forma (Eq. 4-9):

$$\frac{dX}{dt} = F(X, t) \quad (4-9)$$

Dove (X,t) è lo spazio delle fasi, X è il vettore di stato di dimensione n e F è una funzione vettoriale non lineare di n componenti.

La traiettoria nello spazio delle fasi è una possibile soluzione dell'equazione differenziale descrittiva del sistema considerato. Si definisce traiettoria costante una soluzione costante $x(t)=x(0)$ dell'equazione (4-9).

Capitolo IV: Dispositivi per l'isolamento

Una traiettoria è detta stabile se la soluzione $x(0)$, dato un qualsiasi $\varepsilon > 0$, vi è un $\delta > 0$ tale che ogni soluzione $x = \Phi(t)$ del sistema, con $t=0$ soddisfa:

$$\|\Phi(0) - x(0)\| < \delta$$

Esiste per tutte le t positive e soddisfa, inoltre:

$$\|\Phi(t) - x(0)\| < \varepsilon$$

Per tutte le $t \geq 0$.

Ciò significa che tutte le soluzioni partono sufficientemente vicino a $x(0)$.

Si definisce ciclo limite un'orbita chiusa γ per la quale esista almeno un punto x non appartenente a γ , in modo tale che γ sia l'insieme limite α di x , oppure l'insieme limite ω di x . Questo significa che:

$$\lim_{t \rightarrow \infty} \Phi(t) \rightarrow \gamma$$

Nel piano delle fasi si ottiene che i parametri del moto oscillano intorno a prestabilite posizioni di equilibrio a causa del comportamento non lineare del sistema dinamico considerato, evidenziando la possibilità di spostamenti residui e come questi dipendano dalle caratteristiche sia del moto sismico che del sistema stesso (Fig. 4.1.6).

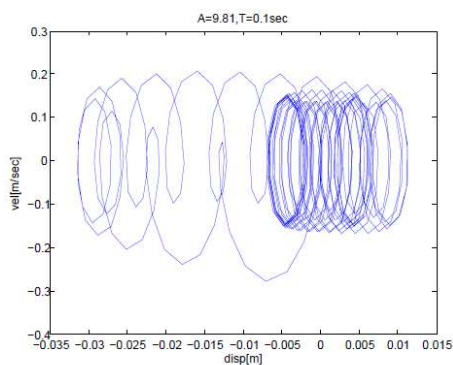


Fig. 4.1.6 Piano delle fasi

4.2 Comportamento meccanico dispositivi FPS, modello avanzato

Per studiare la potenzialità delle strutture isolate con FPS e per fornire una visione più completa della risposta sismica delle strutture con isolatori FPS Jose L. Almazan e Juan C. De la Llera [2003] proposero un modello fisico degli FPS avanzato il cui aspetto peculiare che lo distingueva dai modelli matematici analitici proposti dalla teoria 'esatta', complessi da implementare nei software di calcolo ai fini della progettazione. Inoltre tali modelli tenevano in conto degli effetti $P-\Delta$, ma non di quelli dell'uplift, dello sticking e dell'impatto, necessari per la valutazione delle strutture in esame nel caso di azioni impulsive. A tal scopo è stato introdotto un elemento 'gap' per rappresentare la flessibilità assiale del link verticale che invece è rigido nella formulazione "esatta".

Utilizzando un'analogia sperimentale, l'elemento gap nel modello fisico sarebbe rappresentato da una cella di carico in serie con la calotta di scorrimento. Pertanto, l'elemento gap consente di considerare la traccia degli sforzi assiali nell' FPS senza considerare il vincolo matematico in direzione normale rispetto alla superficie sferica.

Il modello fisico assume che uno delle sue estremità è attaccata alla struttura, mentre l' altra scivola sulla superficie sferica. Adottando un valore sufficientemente grande per la rigidità dell'elemento gap, il modello fisico costringe la struttura a spostarsi lateralmente e verticalmente soddisfacendo il vincolo cinematico imposto dalla superficie di strisciamento. Inoltre, poiché l'elemento gap non trasmette tensione, l'eventuale sollevamento e l'impatto dell'isolatore vengono automaticamente inseriti nel modello.

Il modello fisico consente di trattare gli FPS come un convenzionale elemento non lineare, cioè impostata una determinata deformazione e velocità di deformazione dell'elemento si ricava la forza riequilibrante non lineare nell'isolatore.

Procedendo in questo modo, è possibile valutare la forze Q non lineari, seguendo la stessa sequenza di passi convenzionalmente usati nelle analisi strutturali:

- (i) definire un sistema locale di coordinate per ciascun isolatore;
- (ii) calcolare le deformazioni e le velocità di deformazione in ciascun isolatore a seguito degli spostamenti q e delle velocità \dot{q} (condizioni cinematiche),
- (iii) valutare le forze generate da ciascun isolatore nelle coordinate locali (legame forza-spostamenti),

(iv) calcolare la forza non lineare Q riferita al grado di libertà q della struttura (condizioni di equilibrio).

L'equazione del moto di una struttura isolata con isolatori FPS, considerati elementi non lineari, è:

$$M\ddot{q} + C\dot{q} + Kq + Q = -ML_w w \quad (4-10)$$

dove $q \{n \times 1\}$ è il vettore dei gradi di libertà (DOF) della struttura rispetto al sistema di riferimento fisso al suolo, comprensivo sia degli spostamenti orizzontali che verticali dell'isolatore; M e K sono rispettivamente le matrici di rango n della massa e della rigidità della struttura; C è la matrice di smorzamento strutturale;

$$w = [u_{gx}^{\ddot{}}, u_{gy}^{\ddot{}}, u_{gz}^{\ddot{}} + g]^T$$

è il vettore delle eccitazioni di input, in cui $u_{gx}^{\ddot{}}, u_{gy}^{\ddot{}}, u_{gz}^{\ddot{}}$, sono le componenti di accelerazione globale del terreno rispettivamente nelle direzioni X, Y, e Z, e $g = 981 \text{ cm/s}^{-2}$ è l'accelerazione di gravità;

L_w è la matrice di influenza in ingresso; e Q è il vettore delle forze di ricentraggio riferite al vettore q della struttura.

Sistema locale di coordinate

La Figura 4.2.1 mostra una rappresentazione schematica del modello fisico proposto per gli FPS, sia nella posizione verso il basso che verso l'alto. Si consideri il sistema locale di coordinate con origine in O_k solidale con la superficie di scorrimento.

Per definizione, l'asse locale z_k punta sempre verso il centro di curvatura C_k formando con gli altri due assi un sistema destrorso, vale a dire $x_k \otimes y_k = z_k$.

La deformazione dell'isolatore d_k indica la posizione istantanea della calotta S_k rispetto al sistema di coordinate locale.

Il vincolo cinematico imposto dalla superficie sferica dell'isolatore implica che le tre componenti di deformazione d_k e velocità \dot{d}_k non sono indipendenti, ma devono soddisfare l'equazione:

$$\delta_{xk}^2 + \delta_{yk}^2 + (\delta_{zk} - R_k)^2 - R_k^2 = 0 \quad (4-11)$$

e la sua derivata:

$$\delta_{xk} \dot{\delta}_{xk} + \delta_{yk} \dot{\delta}_{yk} + \delta_{zk} (\delta_{zk} - R_k) = 0 \quad (4-12)$$

Dove R_k è il raggio di curvatura della superficie sferica del k_{esimo} isolatore.

Il modello fisico di seguito raffigurato nella configurazione upward e downward è descritto da un arco di circonferenza di raggio R_k centrata in C_k , sulla quale è connessa un'asta indeformabile sia assialmente che flessionalmente mediante un elemento di discontinuità locale ("gap"), in grado di tenere in conto degli effetti P- Δ . Inoltre l'arco è connesso rigidamente nel centro O_k ad un'asta rigida vincolata a terra mediante un elemento rotazionale. Tale modellazione consente di tenere in conto degli effetti dovuti alla rotazione rigida della sottostruttura.

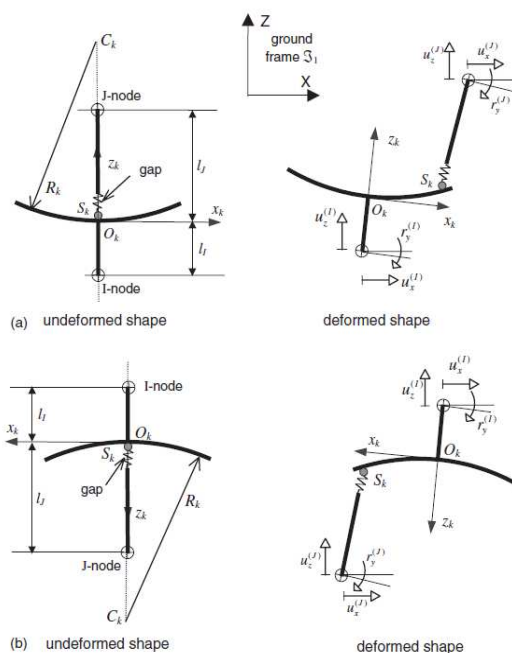


Figura 4.2.1. Rappresentazione schematica del modello fisico di FPS.

Comportamento cinematico non lineare

Il rapporto cinematico tra la deformazione dell'elemento FPS e la q della struttura DOF è una trasformazione di coordinate che dipende esclusivamente dalla geometria.

Per ottenere questa relazione si considera un insieme intermedio di deformazioni nodali $u_k = [u_k^{(j)}; u_k^{(i)}]^T$ le cui componenti:

$$u_k^{(j)} = [u_x^{(j)} u_y^{(j)} u_z^{(j)} r_x^{(j)} r_y^{(j)} r_z^{(j)}]^T \text{ e } u_k^{(i)} = [u_x^{(i)} u_y^{(i)} u_z^{(i)} r_x^{(i)} r_y^{(i)} r_z^{(i)}]^T$$

definiscono gli spostamenti dei nodi J ed I dell'isolatore k-esimo (Fig. 4.2.1.).

Il vantaggio di introdurre gli spostamenti nodali u_k consiste nel fatto che essi sono linearmente dipendenti dagli spostamenti q della struttura e dalla velocità:

$$u_k = P_k q \quad (4-13)$$

$$\dot{u}_k = P_k \dot{q} \quad (4-14)$$

Dove $P_{k(3 \times 12)}$ è la matrice di trasformazione cinematica dell'isolatore k-esimo.

Ora, assumendo nella struttura piccole rotazioni nodali, e ignorando i termini infinitesimali di ordine superiore al primo, è possibile dimostrare che le deformazioni degli isolatori δ_k sono legate alle deformazioni nodali u_k attraverso la seguente relazione quadratica approssimata:

$$\delta_k = \bar{S}_k(u_k) u_k \quad (4-15)$$

E le corrispondenti velocità:

$$\dot{\delta}_k = \frac{\partial \delta_k}{\partial u_k} \frac{du_k}{dt} = \hat{S}_k(u_k) \dot{u}_k \quad (4-16)$$

Dove:

$$\bar{S}_k = \begin{bmatrix} \pm 1 & 0 & 0 & 0 & -l_j & 0 & \mp 1 & 0 & 0 & 0 & \mp(\Delta u_z \pm l_i) & \pm \Delta u_y \\ 0 & 1 & 0 & \pm l_j & 0 & 0 & 0 & -1 & 0 & \Delta u_z \pm l_i & 0 & -\Delta u_x \\ 0 & 0 & \pm 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \mp 1 & \mp \Delta u_y & \pm \Delta u_x & 0 \end{bmatrix} \quad (4-17)$$

e

$$\hat{\mathbf{S}}_k = \begin{bmatrix} \pm 1 & \pm r_z^{(I)} & \mp r_y^{(I)} & 0 & -l_j & 0 & \mp 1 & \mp r_z^{(I)} & \pm r_y^{(I)} & 0 & \mp(\Delta u_z \pm l_i) & \pm \Delta u_y \\ -r_z^{(I)} & 1 & r_x^{(I)} & \pm l_j & 0 & 0 & r_z^{(I)} & -1 & -r_x^{(I)} & \Delta u_z \pm l_i & 0 & -\Delta u_x \\ \pm r_y^{(I)} & \mp r_x^{(I)} & \pm 1 & 0 & 0 & 0 & \mp r_y^{(I)} & \pm r_x^{(I)} & \mp 1 & \mp \Delta u_y & \pm \Delta u_x & 0 \end{bmatrix} \quad (4-18)$$

rappresentano le approssimazioni al primo ordine della trasformazione cinematica non lineare:

$$\Delta u_x = u_x^{(j)} - u_x^{(i)}, \Delta u_y = u_y^{(j)} - u_y^{(i)}, \Delta u_z = u_z^{(j)} - u_z^{(i)} \quad (4-19)$$

sono gli spostamenti relativi tra i nodi J e I, e l_j e l_i sono le distanze verticali tra i nodi J e I e l'origine O_k nella configurazione indeformata degli FPS (Figura 4.2.1). A causa delle grandi deformazioni negli isolatori, le matrici $\hat{\mathbf{S}}_k$ e \mathbf{S}_k sono differenti.

Tuttavia, poiché generalmente le rotazioni nelle pratiche applicazioni sono piccole, le due espressioni finiscono per essere molto simili.

A differenza della formulazione 'esatta', dove è necessario correggere ad ogni fase gli errori nelle deformazioni e nelle velocità per evitare che la soluzione numerica sia eccessivamente approssimata, il modello fisico incorpora il vincolo automaticamente calcolando ad ogni passo le componenti assiali della deformazione δ_{zk} e della velocità di deformazione $\dot{\delta}_{zk}$ in modo che le equazioni dei vincoli risultino soddisfatte:

$$\delta_{zk} = R_k - \sqrt{R_k^2 - (\delta_{xk}^2 + \delta_{yk}^2)} \quad (4-20)$$

$$\dot{\delta}_{zk} = \frac{\delta_{xk}\dot{\delta}_{xk} + \delta_{yk}\dot{\delta}_{yk}}{(R_k - \delta_{zk})} \quad (4-21)$$

Infine la velocità di deformazione $\dot{\delta}_k$ e le \dot{q} sono così relazionate:

$$\dot{\delta}_k = \frac{\partial \delta_k}{\partial q} \frac{dq}{dt} = L_k \dot{q} \quad (4-22)$$

dove $L_{k\{3xn\}} = \frac{\partial \delta_k}{\partial q} = \left(\frac{\partial \delta_k}{\partial u_k} \right) \left(\frac{\partial u_k}{\partial q} \right) = \hat{\mathbf{S}}_k \mathbf{P}_k$ è la matrice di trasformazione cinematica per il k-esimo isolatore. Successivamente, queste matrici sono utilizzate al fine di determinare il vettore non lineare Q della forza di ripristino dell'isolatore rispetto ai gradi di libertà q della struttura.

Legame Forza-Deformazioni

La formulazione del modello fisico degli FPS presentato in questo articolo pone attenzione alla valutazione delle forze di ripristino. L'equazione costitutiva esatta per il k-esimo isolatore è data dalla somma di due componenti, quella normale $f_k^{(n)}$ e quella attritiva $f_k^{(\mu)}$:

$$f_k = f_k^{(n)} + f_k^{(\mu)} = N_k \hat{n}_k + \bar{\eta}_k \mu_k N_k \hat{s}_k \quad (4-23)$$

Dove N_k è l'intensità dello sforzo normale; \hat{n}_k ed \hat{s}_k sono i vettori unitari rispettivamente nella direzione normale e tangenziale alla traiettoria della superficie di scorrimento; μ_k è il coefficiente di attrito, considerato funzione della velocità di scorrimento e della pressione di contatto; e η_k è una variabile positiva adimensionale che assume valore 1 durante la fase di scorrimento, e valori minore di 1 durante la fase di non scorrimento.

L'equazione 4-23 può essere riscritta nel seguente modo:

$$f_k = N_k r_k \quad (4-24)$$

Dove $r_k = \hat{n}_k + \bar{\eta}_k \mu_k \hat{s}_k$ è il vettore con magnitudine $\sqrt{1 + \bar{\eta}_k^2 \mu_k^2}$ e verso nella direzione della forza di ripristino f_k .

La procedura per valutare f_k è la seguente:

- (i). Individuare la direzione r_k ;
- (ii). Valutare la forza generata in direzione assiale;
- (iii). Valutare l'intensità della forza normale N_k e valutare f_k attraverso l'equazione (4-24).

Per una data direzione del moto lungo la superficie di scorrimento, la valutazione di r_k è semplice.

Bisogna però sottolineare che se la velocità di deformazione $\dot{\delta}_k$ durante la fase di non scorrimento è zero, non è possibile determinare l'intensità e la direzione della forza attritiva $f_k^{(\mu)}$.

Per superare questa indeterminazione nel problema, possono essere adottati due approcci:

- (i) ignorare la fase di non scorrimento assumendo che $\|\dot{\delta}_k\| > 0$ in ogni istante

- (ii) sostituire il modello costitutivo attrittivo di Coulomb con un modello isteretico equivalente con una rigidezza iniziale finita e resistenza tale da produrre una forza attrittiva in ogni fase.

Usando tale procedura, il vettore r_k della forza di ripristino per tutte le fasi del moto è definito come segue:

$$r_k(\delta_k, \eta_k) = \hat{n}_k(\delta_k) + \mu_k \bar{\eta}_k \hat{s}_k(\delta_k, \eta_k) \quad (4-25)$$

Dove $\eta_k = [\eta_{Xk} \eta_{Yk}]^T$ è il vettore del modello di Park-Wen e $\bar{\eta}_k = \|\eta_k\|$.

Inoltre se con $\hat{t}_k = \dot{\delta}_k / \|\dot{\delta}_k\|$ si indica il vettore unitario tangente alla traiettoria di scorrimento vale:

$$r_k(\delta_k, \dot{\delta}_k) = \hat{n}_k(\delta_k) + \mu_k \hat{t}_k \quad (4-26)$$

Le figure 4.2.2 mostrano l'FPS nelle fasi di risposta di contatto e di uplift.

Nella fase di uplift, il vincolo cinematico imposto dalla superficie sferica sulla calotta non ha più effetto, azzerando la forza trasmessa dall'isolatore.

La deformazione nell'elemento gap è la seguente:

$$v_k = (\tilde{\delta}_{zk} - \delta_{zk}) / \cos \phi_k \quad (4-27)$$

dove ϕ_k è l'angolo formato tra l'elemento gap e l'asse locale z_k ; δ_{zk} è lo spostamento assiale della calotta che soddisfa il vincolo sferico dell'FPS (equazione 4-19), mentre $\tilde{\delta}_{zk} = \pm \Delta u_z \mp \Delta u_y r_x^{(I)} \pm \Delta u_x r_y^{(I)}$ è la deformazione assiale della calotta ottenuta dagli spostamenti nodali e le rotazioni dell'isolatore (Equazione 4-14). Le rotazioni nodali sono trascurabili e la seguente equazione approssimata può essere utilizzata:

$$v_k = \pm \Delta u_z - \delta_{zk} \quad (4-28)$$

Data la deformazione nell'elemento gap, la forza è (figura 4.2.2c):

$$f_{g,k} = \begin{cases} k_{g,k} v_k & \text{if } v_k \leq 0 \\ 0 & \text{if } v_k > 0 \end{cases} \quad (4-29)$$

Dove k_{gk} è la rigidezza assiale dell'elemento gap.

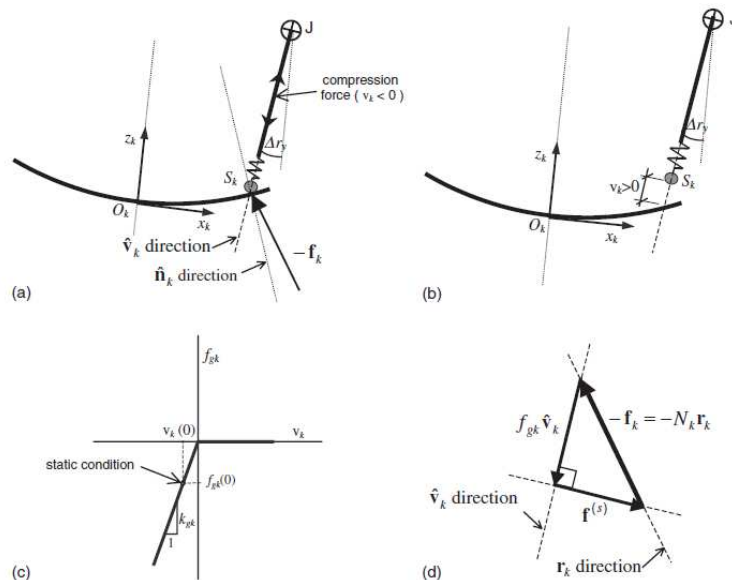


Figura 4.2.2 Forze presenti nel modello fisico degli FPS: (a) gap in compressione (caso di contatto); (b) gap in tensione (caso di non contatto); (c) relazione forza-deformazione per l'elemento gap; (d) diagramma delle forze di equilibrio sulla superficie di scorrimento. (Almazan et al 2003)

Per valutare la forza normale N_k bisogna considerare le forze agenti sulla superficie di scorrimento. Dal diagramma delle forze mostrato in figura 4.2.2 dove $f_{(g)}$ è la forza tagliante trasmessa dall'elemento, $f_{gk} v_k$ è la forza assiale trasmessa dal gap e v_k è il vettore unitario che forma l'angolo ϕ_k con l'asse locale z_k .

Il vettore v_k può essere valutato attraverso l'espressione approssimata in cui si trascurano i termini infinitesimi di ordine superiore al primo:

$$\hat{v}_k = [\Delta r_y \quad -\Delta r_x \quad 1]^T \quad (4-30)$$

Dove $\Delta r_y = r_y^{(J)} - r_y^{(I)}$ e $\Delta r_x = r_x^{(J)} - r_x^{(I)}$ sono le rotazioni differenziali tra i nodi J e I rispettivamente nelle direzioni degli assi x ed y .

Applicando la condizione di equilibrio allo scorrimento nella direzione v_k la forza normale N_k è:

$$N_k = \frac{f_{gk}}{\hat{v}_k^T r_k} \quad (4-31)$$

E se le rotazioni differenziali sono trascurabili l'espressione si semplifica nella seguente:

$$N_k = \frac{f_{gk}}{r_{zk}} \quad (4-32)$$

Dove $r_{zk} = n_{zk} + \bar{\eta}_k \mu_k s_{zk}$ è la componente assiale del vettore r_k ; e n_{zk} e s_{zk} sono le componenti dei vettori unitari normale e tangenziale lungo l'asse locale z . Una volta conosciuto il valore della forza normale N_k alla superficie di scorrimento, il vettore della forza f_k di ripristino può essere ottenuta attraverso l'equazione 4-24. Nella figura seguente si mostrano gli sforzi nodali degli elementi di collegamento ottenuti dai diagrammi di corpo libero (Fig. 4.2.3):

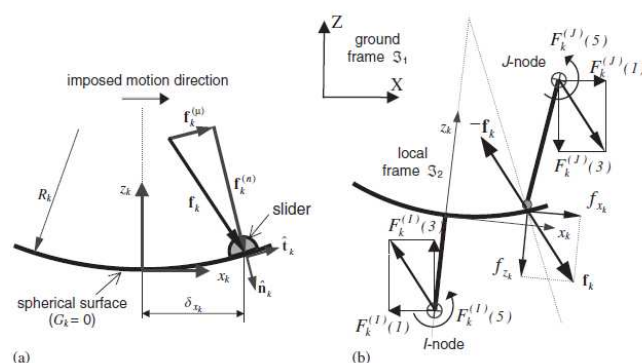


Figura 4.2.3 Forze agenti sulla superficie di scorrimento: (a) componente normale e attrittiva; (b) forze equivalenti nodali – (Almazan et al 2003)

Il modello fisico è stato utilizzato quale dispositivo di isolamento per analizzare il comportamento sismico di una struttura benchmark intelaiata in cls armato di quattro livelli (altezza interpiano pari a 3.50), di dimensioni in pianta 16,0 x 8,0 m.

La pianta è regolare, come mostrato in figura. 4.2.4.

La sovrastruttura è costituita da travi emergenti di sezione 40x70 cm e pilastri di sezione 70x70 cm. La sottostruttura è costituita da colonne di base di sezione 80x80cm, alte 3.00 m, sulle quali sono installati isolatori del tipo FPS. Tali colonne sono collegate mediante 7 elementi assiali di rinforzo (travi 30x30 cm) (Fig. 4.2.5).

Capitolo IV: Dispositivi per l'isolamento

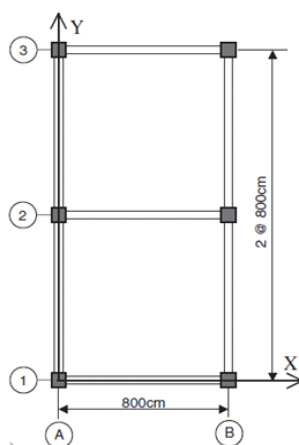


Figura 4.2.4. Struttura di riferimento (Pianta) (Almazan et al. 2003)

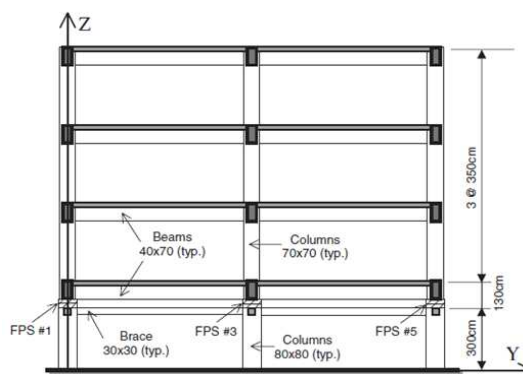


Figura.4.2.5 Struttura di riferimento (Sezione) (Almazan et al. 2003)

Il modello strutturale è costituito da 52 elementi frame, 7 elementi a comportamento assiale di collegamento delle colonne di base, e 6 isolatori FPS. I solai sono modellati mediante diaframmi rigidi con masse concentrate nel centro delle masse (Fig. 4.2.6).

La sovrastruttura è modellata come un sistema a comportamento lineare elastico.

L'assunzione convenzionale di concentrare le masse nei nodi individuati dall'intersezione dei piani resistenti è sufficientemente accurata per modellare l'accoppiamento torsionale latero-verticale nella struttura. Di conseguenza sono considerati solo i modi di vibrare dovuti esclusivamente alla flessibilità assiale degli elementi verticali (pilastri).

Capitolo IV: Dispositivi per l'isolamento

Per ciascun livello, le masse associate al grado di libertà lungo X ed al grado di libertà lungo Y sono uguali. Essendo il peso sismico totale della sovrastruttura $W_s=512$ t, si ha per ogni livelli il peso sismico $w=1.0$ t m⁻².

Il modello strutturale è costituito da 52 elementi frame, 7 elementi a comportamento assiale di collegamento delle colonne di base, e 6 isolatori FPS.

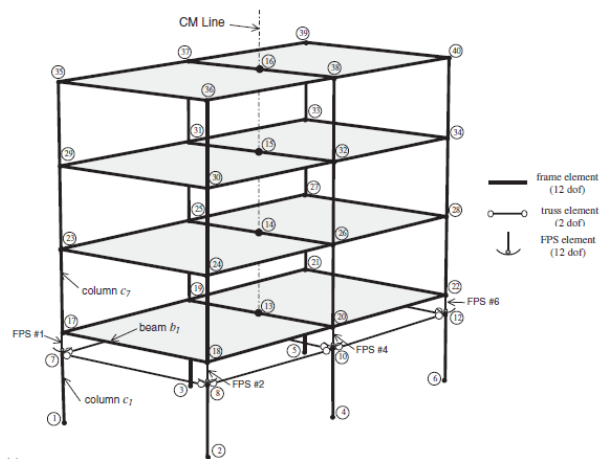


Fig. 4.2.6 Modello strutturale di riferimento (Almazan et al. 2003)

I risultati in termini di sforzo normale, taglio alla base e spostamenti della sovrastruttura nelle due direzioni rispettivamente dei modelli "esatto" e quello fisico applicato a una struttura in c.a. tridimensionale sono mostrati di seguito (Fig. 4.2.7):

Capitolo IV: Dispositivi per l'isolamento

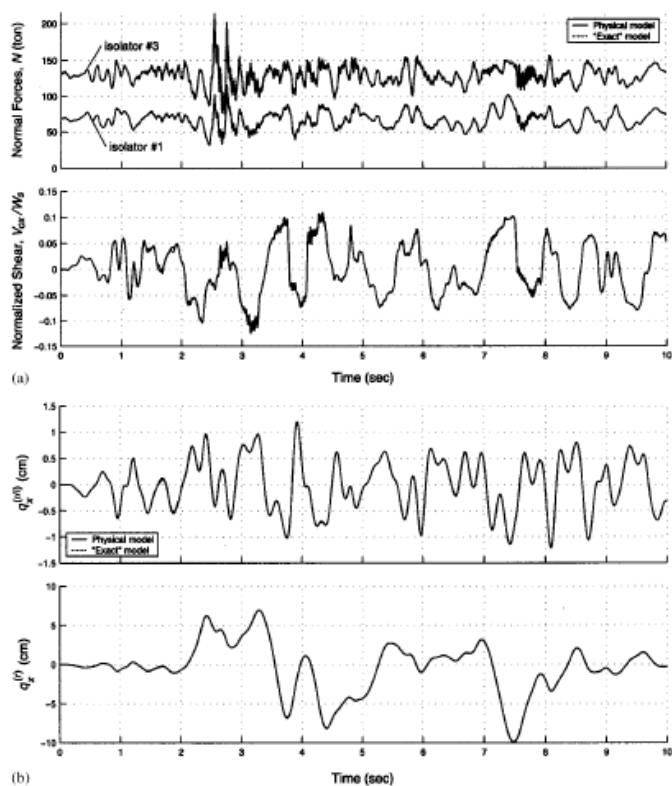


Fig.4.2.7 Confronto tra la risposta sismica ottenuta mediante modello esatto ed approssimato: (a) sforzo normale e taglio alla base normalizzato, (b) spostamenti della sovrastruttura. Sylmar record, (1989) - (Almazan et al. 2003)

Dai risultati ottenuti da analisi numeriche condotte considerando l'eccitazione sismica di Loma Prieta, è evidente che la risposta sismica di entrambi i modelli è coincidente, evidenziando la bontà del modello fisico sviluppato.

Il modello fisico che include gli effetti dell'uplift e dell'impatto è utile quindi allo sviluppo di ulteriori modelli meccanici e alla comprensione del comportamento meccanico del singolo dispositivo. Di seguito si riportano considerando o meno la fase di sticking nella definizione del modello fisico, considerando l'input sismico di Loma Prieta (Stazione di Sylmar). (Fig. 4.2.8)

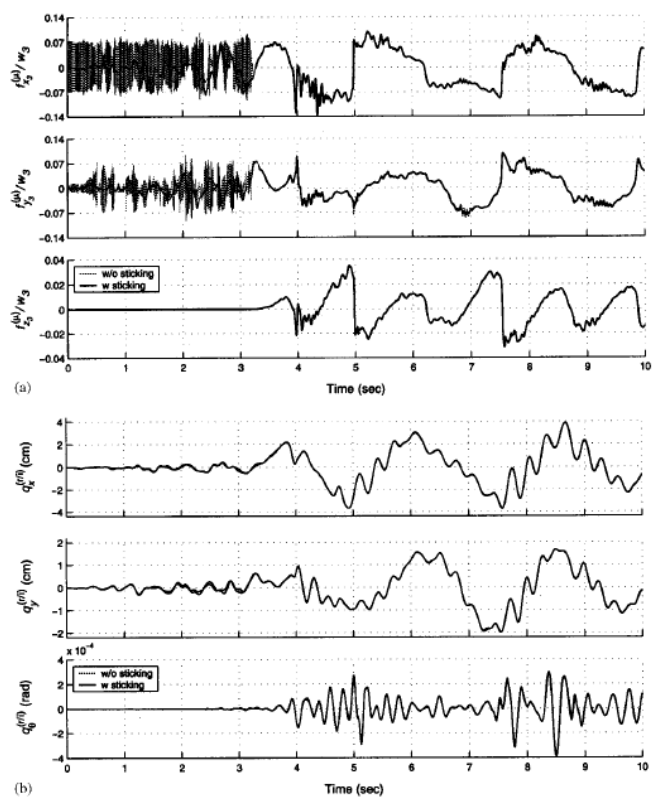


Fig.4.2.8 Effetto della fase di sticking nella risposta sismica del modello considerato in fig.. Sylmar record, (a) forze di ripristino in direzione x_3 e y_3 e sforzo normale in direzione z_3 isolatore #3 (1989)- (Almazan et al. 2003)

I risultati mostrano che la fase di sticking è importante in termini di variazione di sforzi locali riferiti al singolo dispositivo, in particolar modo se la struttura è soggetta ad eventi di tipo impulsivo, dove il comportamento è dominato dalla fase di scorrimento.

5 Modelli numerici per l'analisi del comportamento dei dispositivi FPS

Ai fini della ricerca svolta, sono stati analizzati ed implementati modelli numerici al fine di simulare la risposta del dispositivo di isolamento in condizioni di carico sismico caratterizzate da componenti del moto sia bidimensionali che tridimensionali.

5.1 Modello di Nagarajaiah et. al. (1990)

Il modello implementato nel software SAP 2000 (CSI Refer) simula il comportamento di un isolatore nelle due direzioni taglianti e nella direzione verticale. Esso accoppia le proprietà attrittive nelle due direzioni di deformazione a taglio, rigidità post scorrimento nelle due direzioni data dalla presenza della curvatura delle superfici di scorrimento, comportamento di tipo "gap" nella direzione assiale.

Il modello attrittivo si basa sul comportamento isteretico proposto da Wen (1976), e Park, Wen e Ang (1986), e raccomandato per le analisi di strutture isolate da Nagarajaiah, Reinhorn e Constantinou (1991). (Fig 5.1.1)

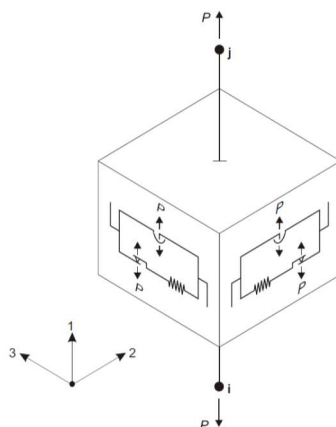


Fig. 5.1.1 Friction Pendulum Isolator (SAP 2000 inc.).

Il modello tiene in conto dell'interazione biassiale tra gli sforzi di taglio mediante il seguente set di equazioni proposto da Park et al. (1986) (Eq.5.1):

$$\begin{pmatrix} \dot{Z}_x Y \\ Z_y Y \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} A\dot{U}_x \\ A\dot{U}_y \end{pmatrix} - \begin{bmatrix} \dot{Z}_x [\gamma \text{sign}(\dot{U}_x \dot{Z}_x) + \beta] & \dot{Z}_x \dot{Z}_y [\gamma \text{sign}(\dot{U}_y \dot{Z}_y) + \beta] \\ Z_x Z_y [\gamma \text{sign}(\dot{U}_x \dot{Z}_x) + \beta] & \dot{Z}_y [\gamma \text{sign}(\dot{U}_y \dot{Z}_y) + \beta] \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \dot{U}_x \\ \dot{U}_y \end{pmatrix} \quad (5-1)$$

Nel quale Z_x e Z_y rappresentano quantità isteretiche adimensionali, Y è lo spostamento al limite elastico, e A, γ , e β rappresentano quantità adimensionali che determinano la forma del ciclo isteretico.

La direzione della risultante degli sforzi di ripristino del moto è data da:

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{\dot{U}_y}{\dot{U}_x} \right) \quad (5-2)$$

Nel caso di un dispositivo attritivo, le forze sono descritte dalle seguenti equazioni (Eq. 5-3) (Constantinou et al. 1990):

$$\begin{Bmatrix} F_x \\ F_y \end{Bmatrix} = \frac{W}{R} \begin{Bmatrix} u_x \\ u_y \end{Bmatrix} + \mu W \frac{1}{\|\dot{u}\|} \begin{Bmatrix} \dot{u}_x \\ \dot{u}_y \end{Bmatrix} \approx \frac{W}{R} \begin{Bmatrix} u_x \\ u_y \end{Bmatrix} + \mu W \frac{1}{\|\Delta u_p\|} \begin{Bmatrix} \Delta u_{px} \\ \Delta u_{py} \end{Bmatrix} \quad (5-3)$$

Dove W rappresenta il carico verticale e μ_s il coefficiente d'attrito, che dipende dal valore della pressione normale, dall'angolo θ , e dalla velocità istantanea di scorrimento \dot{U} :

$$\dot{U} = (\dot{U}_x^2 + \dot{U}_y^2)^{1/2} \quad (5-4)$$

Z_x e Z_y , i cui limiti sono dati dai valori $+e - 1$, tengono in conto della condizione di inversione del verso del moto, della direzione e dell'interazione biassiale delle forze attrittive.

Il coefficiente d'attrito è modellato dalla seguente equazione (Constantinou et al. 1990) (Eq. 5-5):

$$\mu_s = f_{\max} - \Delta f \exp(-a|\dot{U}|) \quad (5-5)$$

Nella quale f_{\max} = il valore massimo del coefficiente d'attrito e Δf è la differenza tra il valore massimo e quello minimo del coefficiente d'attrito. f_{\max} , Δf e a sono funzione della pressione di contatto e dell'angolo di incidenza dello sforzo.

Il comportamento assiale è descritto mediante un comportamento elastico in caso di sforzi di compressione, mentre nel caso di sforzi di trazione è non reagente.

5.2 Modello Elastoplastico

Il modello considerato è del tipo a un grado di libertà mostrato in fig. 5.2.1., soggetto a un carico esterno $p(t)$ (Shan Liu 2000).

L'equazione del moto dell'oscillatore può essere scritta come (Eq. 5-6):

$$m\ddot{x}(t) + r(t) = p(t) \quad (5-6)$$

considerate le condizioni iniziali $x(t_i)$ e $\dot{x}(t_i)$. m rappresenta la massa, $r(t)$ la forza di tipo non lineare e $x(t)$ lo spostamento.

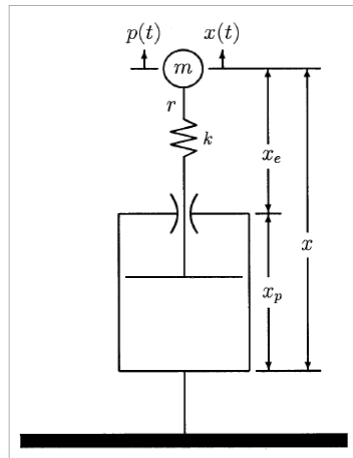


Fig.5.2.1. Modello Elasto plastico (Shan Liu 2000)

Nel caso di comportamento elastico perfettamente-plastico si ha:

$$\dot{x} = \dot{x}_e + \dot{x}_p$$

$$\dot{r} = k\dot{x}_e$$

$$\dot{\lambda}r = r_y \dot{x}_p$$

$$|r| \leq r_y$$

$$\dot{\lambda} \geq 0$$

$$|r|\dot{\lambda} = r_y \dot{\lambda}$$

Le due costanti, denominate rigidità elastica k e resistenza al limite elastico r_y sono assunte essere positive. Le variabili x , x_e , x_p , r rappresentano lo spostamento, lo spostamento elastico, lo spostamento plastico e la forza, λ è uno scalare denominato spostamento plastico equivalente, che è relazionata all'energia dissipata attraverso la potenza di dissipazione $r_y \dot{\lambda}$. Tutte le variabili x , x_e , x_p , r e λ sono funzione della stessa variabile indipendente, ossia del tempo t .

Combinando le espressioni della velocità e della potenza di dissipazione si ottiene l'equazione:

$$\dot{r} + \frac{k}{r_y} \dot{\lambda}r = k\dot{x} \quad (5-7)$$

Dal prodotto di r e dell'equazione si ha:

$$r\dot{r} + \frac{k}{r_y} \dot{\lambda}r^2 = kr\dot{x} \quad (5-8)$$

Essendo r_y costante e k positivo, si ottiene:

$$|r| = r_y \Rightarrow r_y \dot{\lambda} = r\dot{x} \quad (5-9)$$

Richiamando la positività di r_y il seguente criterio di switching elasto-plastico può essere definito come (Eq.5-10):

$$\lambda = \begin{cases} \frac{1}{r_y} r \dot{x} > 0 \\ 0 \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{if } |r| = r_y \text{ e} \\ r \dot{x} > 0 \\ \\ \text{if } |r| = r_y \text{ e} \\ r \dot{x} \leq 0 \end{array} \quad (5-10)$$

Di seguito si riporta un confronto tra le risposte dei modelli elasto-plastico e di Coulomb nel caso di eccitazione sinusoidale (Fig. 5.2.2):

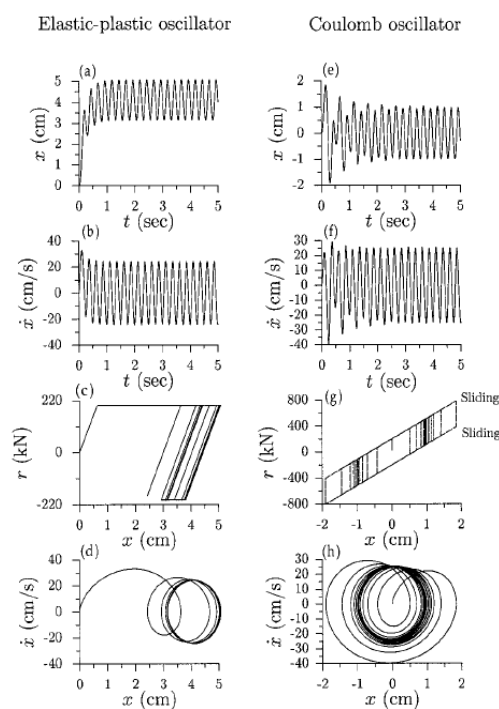


Fig. 5.2.2 Caratteristiche della risposta dei modelli elasto-plastico e di Coulomb (Shan Liu 2000).

Il comportamento dell'oscillatore elasto-plastico e di quello di Coulomb, possono presentare differenti comportamenti nel piano delle fasi in considerazione delle

caratteristiche del segnale in ingresso e delle loro caratteristiche dinamiche intrinseche, evidenziando cicli stabili nel piano delle fasi, nel caso di comportamento elastico (fase di sticking), cicli limite nel caso di comportamento plastico (fase di sliding).

5.3 Modello SDOF – Componente Orizzontale

Il modello sviluppato simula il comportamento di un oscillatore non lineare ad un singolo grado di libertà in direzione orizzontale con caratteristiche attritive, caratterizzato da una forza di ripristino di un isolatore del tipo a pendolo scorrevole. In tal modo gli effetti della sovrastruttura sul sistema di isolamento vengono trascurati.

Di seguito si riportano le equazioni del moto in forma dimensionale e adimensionale rispetto alla massa (Eq.5-11 e 5-12):

MODELLO SDOF

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + f\mu \text{sign}(\dot{x}) + \frac{fx}{R} = -m\ddot{u}_g \quad (5-11)$$

$$\ddot{x} + 2\xi\omega\dot{x} + \frac{f\mu}{m} \text{sign}(\dot{x}) + \frac{fx}{mR} = -\ddot{u}_g \quad (5-12)$$

$$\omega^2 = \frac{R}{g}$$

Dove:

x: spostamento orizzontale relativo del sistema

m: massa della sovrastruttura

c: coefficiente di smorzamento del sistema

ξ : fattore di smorzamento del sistema

ω : pulsazione naturale del sistema

f: sforzo normale

μ : coefficiente d'attrito

R: raggio dell'isolatore

5.4 Modello 2-DOF – Componenti orizzontale e verticale

Il modello sviluppato simula il comportamento di un oscillatore attrittivo con forza di ripristino di un isolatore di tipo a pendolo scorrevole, a due gradi di libertà, uno in direzione orizzontale e l'altro in direzione verticale, con massa concentrata, trascurando in tal modo gli effetti della sovrastruttura.

Di seguito si riportano le equazioni del moto in forma dimensionale e adimensionale rispetto alla massa (Eq.5-13, 5-14, 5-15, 5-16):

- *Equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale*

$$m\ddot{x} + c\dot{x} + f\mu \text{sign}(\dot{x}) + \frac{fx}{R} = -m\ddot{u}_g \quad (5-13)$$

- *Equazione di equilibrio alla traslazione verticale*

$$m\ddot{x}_z + c_z\dot{x}_z + k_z x_z = -m\ddot{u}_{g,z} - mg \quad (5-14)$$

Se $x_z \leq 0$

$$m\ddot{x}_z + c_z\dot{x}_z + k_z x_z = -m\ddot{u}_{g,z} - mg$$

$$f = k_z x_z$$

Se $x_z > 0$

$$m\ddot{x}_z = -mg$$

$$f = 0$$

- Equazione di equilibrio alla traslazione orizzontale

$$\ddot{x} + 2\xi\omega\dot{x} + \frac{f\mu}{m} \text{sign}(\dot{x}) + \frac{fx}{mR} = -\ddot{u}_g \quad (5-15)$$

$$\omega^2 = \frac{R}{g}$$

- Equazione di equilibrio alla traslazione verticale

Se $x_z \leq 0$

$$\ddot{x}_z + 2\xi_z\omega_z\dot{x}_z + \omega_z^2 x_z = -\ddot{u}_{g,z} - g \quad (5-16)$$

$$\omega_z^2 = \frac{k_z}{m}$$

$$\frac{f}{m} = \omega_z^2 x_z$$

Se $x_z > 0$

$$\ddot{x}_z = -g$$

$$\frac{f}{m} = 0$$

Dove:

x_z : spostamento verticale relativo del sistema

c_z : coefficiente di smorzamento in direzione verticale

ξ_z : fattore di smorzamento in direzione verticale

k_z : rigidità in direzione verticale

ω_z : pulsazione naturale in direzione verticale

$\ddot{u}_{g,z}$: accelerazione del suolo in direzione verticale

5.5 Lo stick-slip

Lo stick-slip è un comportamento oscillatorio tipico dei sistemi meccanici elastici che contengono forze d'attrito. Il fenomeno si presenta come alternanza di fasi di arresto (stick) e di scorrimento (slip), si sviluppa alle basse velocità e non è giustificabile con un semplice modello di attrito statico coulombiano, ma con gli studi condotti da Dudley e Swift che colsero le oscillazioni dei meccanismi a scorrimento.

Lo stick-slip si presenta nei meccanismi lubrificati ed è dovuto a due cause principali:

- il coefficiente di attrito dinamico è inferiore a quello di attrito statico;
- 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.

Già Rabinowicz intorno al 1965 trovò che il fenomeno di breakaway (passaggio da attrito statico a dinamico) non era istantaneo, e propose un modello in cui si rappresentasse l'attrito in funzione dello scorrimento (attrito che decresce al crescere dello spostamento). Con tale modello si misurò l'accelerazione di un elemento che scorre, durante lo stick-slip, e si osservò che i tratti di curva di accelerazione e decelerazione non sono simmetrici (Fig. 5.5.1.).

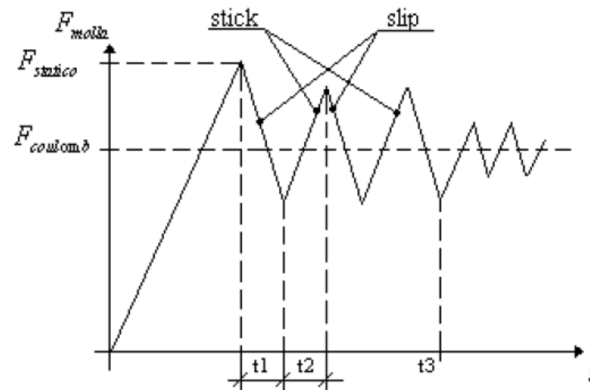


Figura 5.5.1 Fenomeno Stick-slip

Nel caso di eventi di tipo near fault caratterizzati da moti impulsivi di breve durata in direzione verticale, l'effetto stick slip può manifestarsi a causa della variazione dello sforzo normale assorbito dall'isolatore e quindi causare problemi di contatto tra la calotta e la superficie di scorrimento. Inoltre nel caso di eventi caratterizzati da moti a carattere bidirezionale, le variazioni del coefficiente d'attrito a basse velocità può causare effetti di sticking. Nella fase di sticking, l'isolatore può non assolvere a pieno la sua funzione causando variazioni del comportamento locale a livello del singolo dispositivo di isolamento.

6 L'attrito, cenni e problematiche

La Tribologia è la scienza che studia i fenomeni d'attrito, di lubrificazione e di usura delle superfici a contatto, in moto relativo tra loro.

Nonostante eminenti studiosi (Bowden and Taylor 1950, Rabinowicz 1965; Sarkar 1980), abbiano formulato teorie atte a prevedere l'entità della forza d'attrito sotto carichi di natura statica e dinamica, il fenomeno dello scorrimento appare piuttosto complesso, a causa dei numerosi meccanismi d'interazione che di fatti vengono ad innescarsi.

Lo scorrimento relativo di parti metalliche in contatto, determina l'insorgere di una forza d'attrito, per effetto dell'adesione e/o dei legami intermolecolari che caratterizzano l'interfaccia di contatto (Fig. 6.1). L'azione statica resistente risulta influenzata dall'applicazione di uno sforzo, normale alla superficie di scorrimento, allorchè il materiale registra deformazioni elastiche e/o plastiche. L'area effettiva di contatto aumenta progressivamente fino al raggiungimento di una nuova configurazione di equilibrio. Durante questo processo, il contributo delle forze di attrazione intermolecolare, si sovrappone all'effetto dell'azione normale, contribuendo alla formazione di microsaldature superficiali, che come tante molle in serie, deformano elasticamente.

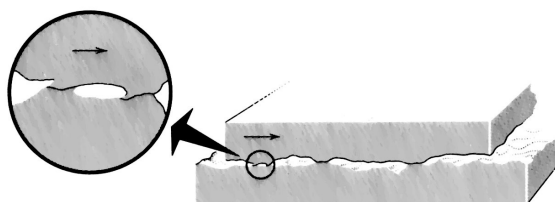


Figura 6.1: Fenomeno di adesione

Generalmente la forza d'attrito, si oppone al moto, di contro è necessario incrementare progressivamente l'azione esterna, nonché l'entità dello spostamento, fino ad uguagliare suddetta azione resistente. Al raggiungimento del valore di taglio critico delle microsaldature, si assiste alla rottura dei legami intermolecolari, che genera di fatto il moto relativo delle parti a contatto. In tale fase, il valore della forza d'attrito dinamica risulta dipendente dai valori di velocità registrati all'interfaccia; essa va riducendosi progressivamente abbattendo il corrispondente valore del coefficiente d'attrito.

Tale fenomeno risulta notevolmente influenzato dai legami di adesione superficiale, ovvero dalla tessitura delle interfacce a contatto, nonché dalle loro caratteristiche meccaniche e termiche. In particolare, alla scala microscopica, i metalli risultano caratterizzati per strati, quali substrato metallico, strato di materiale indurito, ossido, gas adsorbito, contaminanti (Schmaltz 1936) (Fig. 6.2).

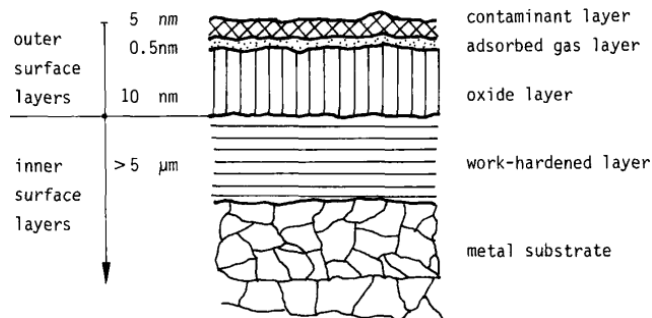


Figura 6.2: Composizione a strati per superfici metalliche

Lo strato di materiale indurito possiede una struttura che dipende dalla composizione e dalla storia di lavorazione del metallo.

Al di sopra di esso, può essere presente uno strato amorfo o cristallino, formatosi a seguito di notevoli stress termici. Uno strato di ossido generalmente ricopre lo strato di materiale indurito (ad eccezione dei metalli nobili); il suo spessore e la sua stabilità dipendono dalla particolare composizione chimica del metallo, nonché dell'atmosfera in cui esso è stato esposto.

Su tale strato, in condizioni normali, può essere presente uno strato di gas adsorbito ed eventualmente contaminanti come polvere, grasso e/o inquinanti provenienti dall'ambiente circostante.

Ancora nel caso di contatto tra metalli di analoghe caratteristiche, l'affinità dei legami intermolecolari determina una resistenza allo scorrimento maggiore, diversamente la resistenza caratteristica del materiale, influenza limitatamente i fenomeni di adesione.

Contrariamente a quanto si ritiene, il valore del coefficiente d'attrito, non dipende direttamente dalla rugosità superficiale, poichè l'attrito si esercita a parità di area di contatto.

Un ulteriore meccanismo d'interazione si manifesta, quando sono poste a contatto tra loro superfici a spigolo vivo, il moto relativo induce striature all'interfaccia provocando l'incremento della forza d'attrito.

Ai fini del bilancio energetico, il lavoro compiuto dalle azioni esternamente applicate risulta pari all'energia potenziale elastica di deformazione, immagazzinata nel sistema. All'atto dello scorrimento tale contributo viene dissipato per via cinetica, sotto forma di deformazioni plastiche, energia termica, di vibrazione e/o rumore.

In particolare l'energia termica diffonde per conduzione, convezione e irraggiamento, dagli strati più interni agli strati più esterni, causando una progressiva variazione del profilo di temperatura locale. Suddetta variabilità dipenderà direttamente dall'entità e dalla durata dello scorrimento, nonché dall'efficienza del meccanismo di diffusione, dalla conducibilità termica e dal calore specifico del materiale.

Un notevole quantitativo di energia termica è solitamente concentrata in corrispondenza delle micro-saldature che si rompono e si ricreano durante lo scorrimento. Poiché hanno una limitata resistenza, la temperatura varia continuamente lungo l'interfaccia e influenza il meccanismo di scorrimento.

Il massimo valore, che può essere registrato non può superare il punto di fusione dei due metalli in contatto.

Se la temperatura di fusione è raggiunta all'interfaccia di uno dei due metalli, un film di metallo fuso si forma. In tale circostanza la superficie non è più in grado di esibire una propria resistenza a taglio, il coefficiente d'attrito si abbatta significativamente.

L'aumento della temperatura aumenta la possibilità di formare uno strato di ossido, riducendo la resistenza dei legami e di conseguenza il coefficiente d'attrito.

Quando la temperatura di fusione è registrata nel materiale indurito, si forma un'ampia area di contatto, determinando un elevato coefficiente d'attrito.

6.1 Meccanismi di usura

L'usura è un processo che comporta la progressiva asportazione di materiale dalla superficie di scorrimento per effetto dell'attrito generatosi all'interfaccia. Le più comuni forme di usura sono:

- Adesione

- Abrasione
- Corrosione

L'usura adesiva si manifesta, allorchè all'atto dello scorrimento, si registra l'asportazione di materiale in corrispondenza di una delle due superfici a contatto. Al progredire del cinematismo, le micro-particelle risultanti possono collocarsi in aderenza ad una delle due superfici, trasferirsi nuovamente sulla superficie originaria o distaccarsi definitivamente in particelle sciolte. D'altro canto, il materiale sciolto derivante dai fenomeni d'interazione favorisce la formazione di asperità, determinando un aumento del coefficiente d'attrito.

Qualora si impieghino due differenti materiali, le micro-particelle si collocheranno in corrispondenza del materiale più debole, determinando di fatto un elevato valore del coefficiente d'attrito, come nel caso di superfici affini.

L'usura abrasiva si manifesta qualora le superfici risultino interessata da scanalature superficiali e/o striature atte a ridurre lo spessore del materiale. I frammenti derivanti da tale interazione, favoriscono ulteriormente al meccanismo di usura.

L'usura corrosiva, si realizza con l'innescarsi reazioni chimiche superficiali, con la progressiva formazione di un film sottile, che gradualmente produce un impatto irreversibile per l'interfaccia.

In altre circostanze, l'indesiderato fenomeno può prevenire l'usura adesiva, preservando di fatti le caratteristiche superficiali.

Tali fenomeni, determinano una progressiva riduzione dello spessore all'interfaccia, facendo registrare progressive diminuzioni del coefficiente d'attrito.

6.2 Teoria Classica dell'attrito

Come già accennato l'origine del fenomeno attritivo risiede nell'entità delle forze di adesione e coesione che si innescano tra due superfici a contatto. Da un punto di vista essenzialmente geometrico, è possibile di distinguere contatti di tipo puntuale e contatti di tipo conforme.

Nel primo caso, l'area di contatto è degenere, si riduce ad un punto o ad una linea (elementi volventi posti su piste di rotolamento) e risulta proporzionale al carico normale superficiale e alla resistenza del materiale.

Capitolo VI: L'attrito, cenni e problematiche

Nel secondo caso, l'area di contatto non degenera e risulta proporzionale alle dimensioni dell'oggetto coinvolto (slitte piane, cuscinetti di scorrimento).

Innumerevoli modelli teorici sono stati sviluppati nei secoli per descrivere la complessa interazione attritiva che si genera tra due materiali.

Nella generalità dei casi, l'attrito risulta notevolmente influenzato dalla velocità, nonostante dipenda da altri fattori, quali le pressioni di contatto all'interfaccia, la temperatura, il grado di usura, le caratteristiche dei lubrificanti. Tale dipendenza può essere matematicamente espressa secondo:

$$F_A(\dot{x}) = -\mu(\dot{x}) N \operatorname{sign}(\dot{x}) \quad (6-1)$$

F_A è la forza d'attrito, che si oppone all'azione di scorrimento; N è lo sforzo normale agente sulla superficie di contatto e \dot{x} rappresenta la velocità relativa tra le due superfici.

Tuttavia, è possibile ricorrere a modelli matematici semplificati, atti a garantire un sufficiente grado di approssimazione alla scala macroscopica della pratica ingegneristica.

In particolare, nel caso di superfici metalliche, secondo la teoria di Bowden & Tabor, le forze di adesione dipendono dal valore di resistenza a taglio esibito dalle micro-saldature, e risultano direttamente proporzionali all'effettiva area di contatto.

Nel caso di metalli a comportamento elasto-plastico, si può assumere:

$$A = \frac{N}{\sigma_0} \quad (6-2)$$

A è la reale area di contatto, σ_0 è la durezza alla penetrazione del materiale e N è lo sforzo normale agente sulla superficie di contatto.

La forza ad attrito dovuta all'adesione F_A può essere espressa come :

$$F_A = A s = \frac{N}{\sigma_0} s_0 \quad (6-3)$$

Laddove s rappresenta la forza per unità di area necessaria per attivare lo scorrimento relativo tra le micro-saldature.

Diversamente il contributo derivante dalle asperità superficiali, può essere stimato secondo:

$$F_P = n r h \sigma_0 \quad (6-4)$$

Dove n è il numero delle asperità, r è la profondità delle asperità dimezzata e h è l'altezza delle asperità.

La forza di scorrimento complessiva risulta:

$$F = F_A + F_P \quad (6-5)$$

La componente F_P offre un contributo significativo durante il processo di abrasione. Tuttavia è stato dimostrato per il particolare caso dei metalli, che suddetto contributo risulta trascurabile.

Dalla Eq. (6-3) si ricava il postulato fondamentale alla base della teoria classica dell'attrito, secondo cui il rapporto tra la forza di attrito e il carico normale applicato all'interfaccia, risulta di fatto costante e non dipende dall'area effettiva di contatto. Sia il coefficiente d'attrito dell'interfaccia a scorrimento:

$$\mu = s_0 / \sigma_0 \quad (6-6)$$

s_0 rappresenta la tensione di aderenza del materiale più debole e σ_0 la durezza alla penetrazione del materiale più duro.

Il modello teorico valido nel caso di attrito a secco, assume a proprio fondamento i seguenti postulati:

- La forza d'attrito è indipendente dall'area di contatto.
- La forza d'attrito risulta direttamente proporzionale all'azione normale applicata.
- La forza d'attrito complessiva è indipendente dalla velocità di scorrimento, qualora il suo valore risulti di modesta entità.

I primi due postulati sono spesso conosciuti come 'Leggi di Amontons', dal nome del fisico francese Guillaume Amontons, che per primo le ripropose nel 1699. La terza legge, venne successivamente proposta dall'ingegnere francese Charles Augustin Coulomb (Halling, 1978; Persson, 2000), che stimò sperimentalmente il valore delle forze d'attrito statica e dinamica secondo la seguente legge:

$$F = \mu N \quad (6-7)$$

Nel prossimo paragrafo verranno descritti i principali fenomeni che condizionano la variabilità del coefficiente d'attrito in considerazione dei materiali utilizzati per la realizzazione dei dispositivi oggetto di ricerca.

6.3 Variabilità del coefficiente d'attrito

Considerata la notevole variabilità della domanda sismica in considerazione di differenti eventi, e, inoltre, considerato il comportamento fortemente non lineare e discontinuo dei dispositivi di isolamento attritivi, è utile dare cenni sulla variabilità dei parametri che governano il fenomeno dell'attrito.

Numerosi autori hanno studiato la variazione del coefficiente d'attrito tramite test sperimentali su interfacce acciaio - PTFE (Bondonet e Filiatrault, 1997).

I test sono stati eseguiti al variare dello sforzo normale sull'interfaccia (5, 15, 30, 45 Mpa), la frequenza dell'input sinusoidale (0.02, 0.2, 1.0, 2.0, 5.0 Hz) e lo spostamento (± 10 mm, ± 70 mm), per una velocità massima di scorrimento di 0.82 m/sec, corrispondente a una accelerazione massima di 1.03g. Tre tipologie di Teflon sono stati testati: unfilled PTFE, glass-filled PTFE, carbon-filled PTFE. I risultati dei test (Fig.6.3.1. - 6.3.2 - 6.3.3) mostrano che :

- il coefficiente d'attrito statico aumenta al crescere della velocità, mentre quello dinamico cresce all'aumentare della velocità, per basse velocità, superata una certa velocità, inizia a decrescere;
- Entrambi i coefficienti decrescono all'aumentare della pressione di confinamento;
- Il coefficiente d'attrito statico è linearmente proporzionale alla pressione applicata;
- Entrambi i coefficienti d'attrito diminuiscono all'aumentare della temperatura;
- Il coefficiente d' attrito diminuisce all'aumentare del numero di cicli a causa del surriscaldamento delle superfici;

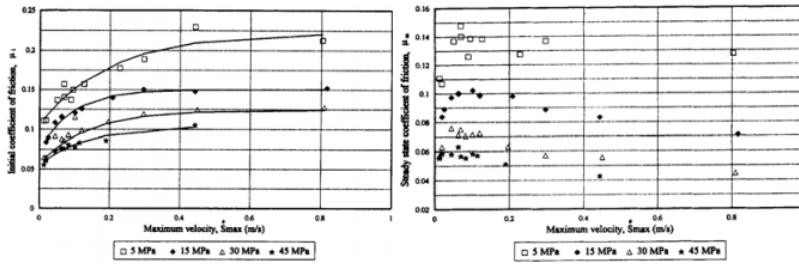


Fig.6.3.1. Test sperimentali – Dipendenza dalla velocità di scorrimento (Bondonet e Filiatrault, 1997).

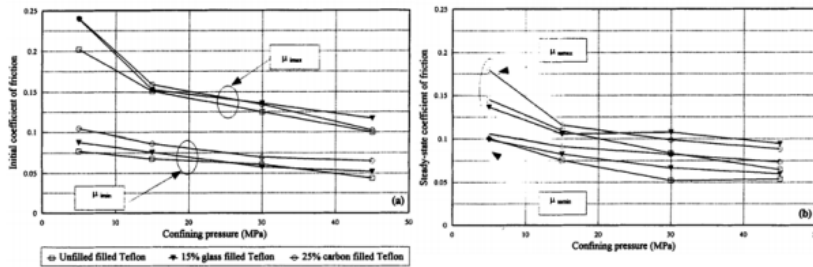


Fig.6.3.2. Test sperimentali – Dipendenza dalla pressione di confinamento (Bondonet e Filiatrault, 1997).

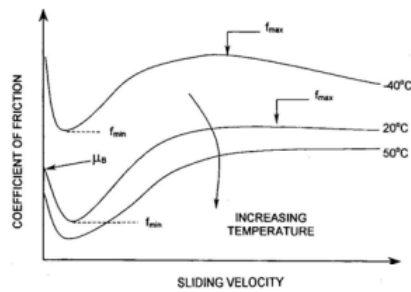


Fig.6.3.3 Test sperimentali – Dipendenza dalla temperatura

A tal proposito, le Norme Tecniche Italiane prevedono opportune prove di qualificazione e accettazione nelle quali i controlli sul coefficiente d'attrito sono svolti attuando test ciclici su isolatori di prova al variare della velocità dell'eccitazione in ingresso e del carico verticale impresso.

Il grado di usura limite che il materiale che ricopre lo slider può sopportare durante la sua vita utile senza perdere la sua funzionalità può essere espresso mediante (Nadein, et al., 2007) le leggi empiriche che consentono di valutare il grado di usura medio adimensionale \bar{I}_h come:

$$\bar{I}_h = K_1 \Phi_1^{\alpha_1} \Phi_2^{\alpha_2} \dots \Phi_n^{\alpha_n} \quad (6-8)$$

in cui K_1 è parametro rappresentativo della scabrezza della superficie e Φ_i ($i=1, \dots, n$) sono fattori adimensionali che tengono in conto di fenomeni di natura fisica, chimica, meccanica e geometrica che intercorrono tra le superfici a contatto. Gli α_i sono coefficienti numerici.

Per il PTFE la (6-8) si può specializzare in :

$$\bar{I}_h = K_1 \Phi_1^{\alpha_1} \Phi_2^{\alpha_2} \Phi_3^{\alpha_3} \Phi_4^{\alpha_4} \quad (6-9)$$

In cui Φ_1 descrive lo stato di sollecitazione agente sul materiale di ricoprimento, Φ_2 la resistenza alla rottura del materiale quando questa si trova alla temperatura di vetrificazione, Φ_3 mette in relazione le proprietà viscoelastiche del materiale con la velocità di deformazione, Φ_4 è un rapporto tra temperature caratteristiche del materiale. Con questa relazione è possibile calcolare il numero di cicli e la vita operativa che il ricoprimento può sopportare e, date le evidenze sperimentali mostrate da (Nadein, et al., 2007), si può affermare che in condizioni statiche la vita utile di questi materiali supera i 30 anni. Gli stessi autori forniscono una formula sperimentale per il calcolo del coefficiente d'attrito in cui K_2 è un fattore dimensionale, V_s è la velocità di scorrimento, p_d è la pressione di contatto, T_0 è la temperatura di esercizio e a, b e c sono parametri determinati in modo sperimentale:

$$\mu = \frac{K_2 V_s^a}{p_d^b T_0^c} \quad (6-10)$$

Questa formula è valida nel seguente campo di variazione dei parametri: $0 < p_d < 260$ MPa; $273 < T_0 < 453$ K; $0.0001 < V_s < 0.04$ m/s.

6.3.1 Dipendenza di μ dalla pressione e dalla velocità

L'equazione (6-8), per quanto contenga i parametri principali che fanno variare il coefficiente d'attrito, presenta dei limiti applicativi in quanto non è in grado di restituire risultati che rispettino le evidenze sperimentali mostrate in Figura 6.3.1.1. Per sopperire ai

limiti di cui sopra sono necessarie formule di natura sperimentale che descrivano in modo corretto tutti gli aspetti evidenziati di seguito.

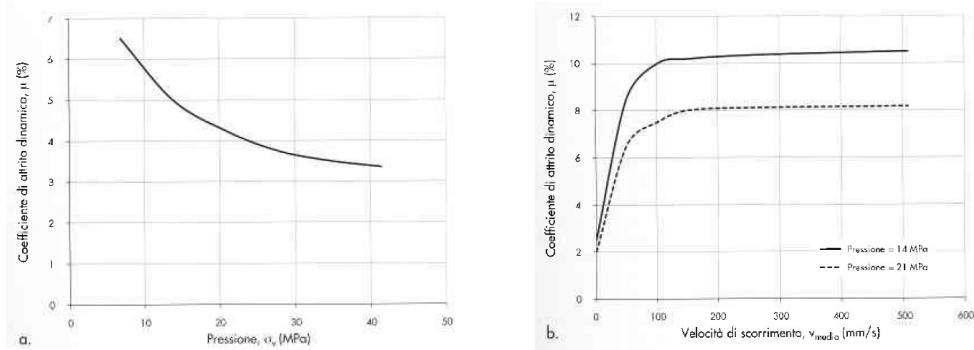


Figura 6.3.1.1 Variazione del coefficiente d'attrito con (a) la pressione e (b) con la velocità (Calvi, et al., 2003).

Se consideriamo la variabilità del coefficiente d'attrito con la velocità si vede da Figura 6.3.5 come μ aumenta fino ad un valore di velocità che si attesta attorno ai 150÷200 mm/s per poi rimanere costante (Constantinou, et al., 1990a). Per le analisi di tipo lineare si assume che le velocità di scorrimento siano tali da ricadere nella zona di plateau e quindi si assume il coefficiente d'attrito costante, mentre per quelle non lineari questo sarà fornito dall'espressione di (Constantinou, et al., 1990a):

$$\mu(\dot{u}) = \mu_{din} - (\mu_{din} - \mu_{stat})e^{-a|\dot{u}|} \quad (6-11)$$

$$\mu(\dot{u}) = \mu_{din} \left(1 - (1 - \tilde{\mu}_v)e^{-a|\dot{u}|} \right) = \mu_{din} k_{\dot{u}} \quad (6-12)$$

In cui "a" è una costante sperimentale (dimensionalmente è l'inverso di una velocità).

I valori di μ_{stat} e μ_{dim} sono determinati sperimentalmente o a livelli di pressione costante (si utilizza direttamente la (6-9) o con pressione variabile. In quest'ultimo caso si possono usare le formule di (Dolce, et al., 2005):

$$\mu_{din} = c_1 - (c_1 - c_2)e^{(-\beta_1|p|)} \quad (6-13)$$

$$\mu_{stat} = c_3 - (c_3 - c_4)e^{(-\beta_2|p|)} \quad (6-14)$$

$$a = \lambda_1 + \lambda_2|p| \quad (6-15)$$

in cui c_1 e c_2 sono rispettivamente i valori minimi e massimi di μ_{din} , c_3 e c_4 minimi e massimi di μ_{stat} , β_1 , b_2 , λ_1 e λ_2 parametri che regolano la forma della legge determinati da regressione lineare di risultati sperimentali e p la pressione di interfaccia.

L'ipotesi fatta precedentemente sullo sforzo normale costante è poco realistica in quanto questo varierà sia per la presenza di componente di accelerazione verticale, sia per effetti $P-\Delta$ (momento che nasce a causa della eccentricità dei carichi durante il moto). Visto poi che il taglio trasmesso dagli isolatori dipende dal carico su di essi applicato si comprende l'interesse di molti autori nello studio di questa problematica tra cui (Nadein, et al., 2007) che sostituisce, nell'equazione della restoring force, al peso W il carico P applicato sull'articolazione pari a:

$$P = W \left(1 + \frac{\Delta P}{W} + \frac{\ddot{v}}{g} \right) \quad (6-16)$$

In cui ΔP è l'incremento di sforzo normale per l'equilibrio al ribaltamento della sovrastruttura rispetto al piano di base e \ddot{v} è la componente di accelerazione verticale.

Tenendo conto di questa variazione si vede come questi effetti portano ad un allontanamento dal comportamento bilineare perfetto come è evidente in Figura 6.3.1.2 sotto l'ipotesi di coefficiente d'attrito dinamico costante (Calvi, et al., 2003).

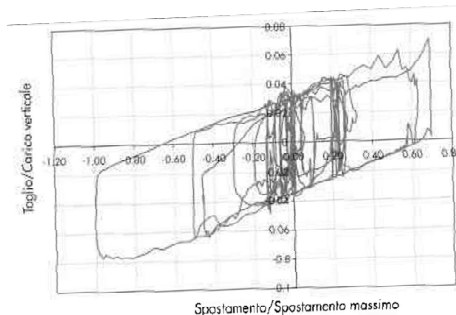


Figura 6.3.1.2 Legame forza spostamento per variazione del carico assiale con attrito dinamico costante (Calvi, et al., 2003).

L'espressione seguente è specializzata ad un livello di pressione di riferimento fornita da (Kumar, et al., 2015) (Figura 6.3.5):

$$\mu(p) = \mu_{p_0} \left(\tilde{\mu}_p + (1 - \tilde{\mu}_p) a_p^{h_p(p-p_0)} \right) = \mu_{p_0} k_p \quad (6-17)$$

in cui μ_{p_0} è il valore del coefficiente d'attrito alla pressione p_0 di riferimento per alti valori di velocità, $\tilde{\mu}_p$ è il rapporto tra il coefficiente d'attrito ad elevata pressione (es. 250 MPa) e μ_{p_0} , a_p e h_p sono costanti sperimentali che determinano la forma della legge.

Lo studio condotto da (Khoshnoudian & Rezaei Hagdoust, 2009) al fine di valutare le variazioni nel comportamento sismico di strutture isolate in considerazione delle variazioni del coefficiente d'attrito dovute a pressione e velocità. A tal fine, lo studio considera un modello 2DOF descrittivo del comportamento di una struttura di un livello isolata mediante 9 dispositivi. Gli autori considerano un modello di simulazione del comportamento attritivo del dispositivo di tipo isteretico. Gli autori hanno effettuato la validazione del modello confrontando i risultati ottenuti su tavola vibrante con quelli ottenuti dalla modellazione usando tre pattern di spostamento (circolare, ellittica e a forma di 8). Nei grafici 6.3.1.3 vengono descritti gli spettri in termini di taglio massimo che sollecita la sovrastruttura R_s , il taglio massimo alla base R_b e lo spostamento relativo alla base V_{bmax} per valori di attrito costante ($\mu = \text{cost}$), dipendenti solo dalla velocità ($\mu = \mu(\dot{u})$) e dalla velocità e carico applicato ($\mu = \mu(\dot{u}, p)$).

I risultati mostrano che la soluzione mediante attrito costante è meno conservativa nei riguardi della sollecitazione tagliante a cui è soggetta la sovrastruttura e la base, mentre risulta essere l'opposto nel caso degli spostamenti relativi della base.

Capitolo VI: L'attrito, cenni e problematiche

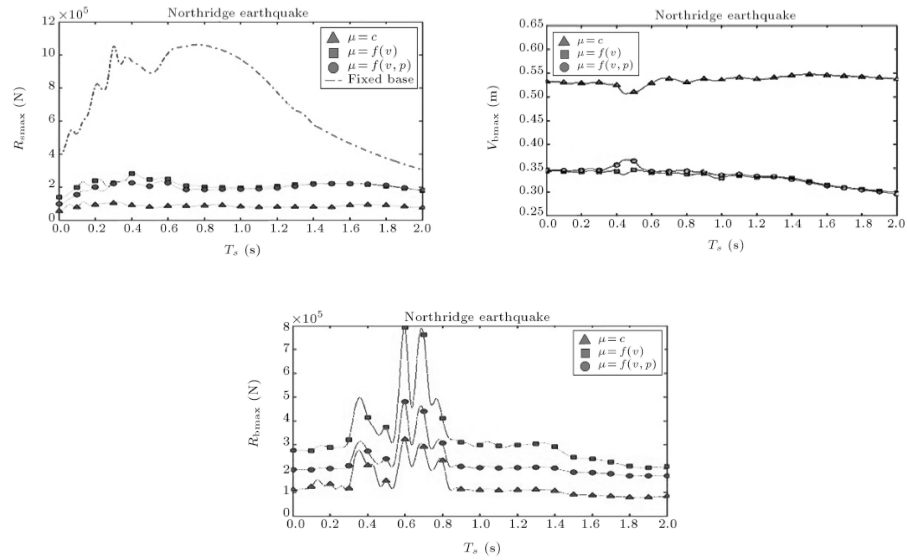


Figura 6.3.1.3 a) Spettri in termini di taglio massimo della sovrastruttura b) Spettri in termini di spostamento massimo del sistema di isolamento, c) Spettri in termini di taglio massimo alla base (Khoshnoudian & Hemmati, 2011).

Di seguito si riportano i grafici (6.3.1.4) degli spettri delle componenti sismiche indagate in considerazione della complessità dell'eccitazione in ingresso.

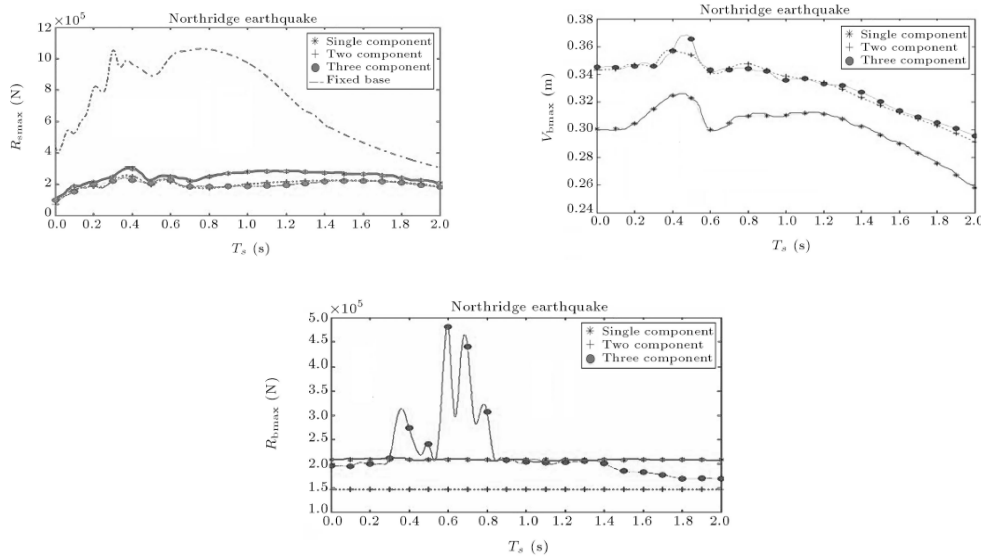


Figura 6.3.1.4 b) Spettri in termini di taglio massimo della sovrastruttura per eccitazione sismica mono- bi- e tri- direzionale, b) Spettri in termini di spostamento massimo del sistema di isolamento per eccitazione sismica mono- bi- e tri- direzionale, c) Spettri in termini di taglio massimo del sistema di isolamento per eccitazione sismica mono- bi- e tri- direzionale (Khoshnoudian & Hemmati, 2011).

L'influenza del numero di componenti è trascurabile nel caso dei taglianti che interessano la struttura, la base sperimenta spostamenti relativi minori se eccitata lungo una sola direzione rispetto a quelli eccitati lungo due direzioni in quanto, non c'è interazione tra le rigidità taglianti delle due direzioni. Variazioni importanti si riscontrano nella risposta in termini di taglio alla base.

6.3.2 Dipendenza di μ dalla temperatura

Nel seguente paragrafo si discute dell'effetto dell'incremento di temperatura dovuto alla dissipazione di energia sul coefficiente d'attrito, concludendo con uno studio parametrico che tiene in conto delle considerazioni esposte fin' ora. L'espressione di seguito riportata che descrive, e valida per valori di velocità elevate, è fornita da (Kumar, et al., 2015) sulla variazione del coefficiente d'attrito con la temperatura:

$$\mu(T) = \mu_{T_0} \left(\tilde{\mu}_T + (1 - \tilde{\mu}_T) a_T^{h_T(T-T_0)} \right) = \mu_{T_0} k_T \quad (6-18)$$

in cui μ_{T_0} è il valore del coefficiente d'attrito alla temperatura T_0 di riferimento per alti valori di velocità, $\tilde{\mu}_T$ è il rapporto tra il coefficiente d'attrito ad alta temperatura (es. 250 °C) e μ_{T_0} , a_T e h_T sono costanti sperimentali che determinano la forma della legge.

In figura 6.3.2.1 è mostrata la legge di variazione espressa dalle Equazioni (6-18) e (6-11) determinate per l'interfaccia PTFE - acciaio inossidabile. Si vede come all'aumentare della pressione e della temperatura il coefficiente d'attrito decresce fino ad un valore asintotico.

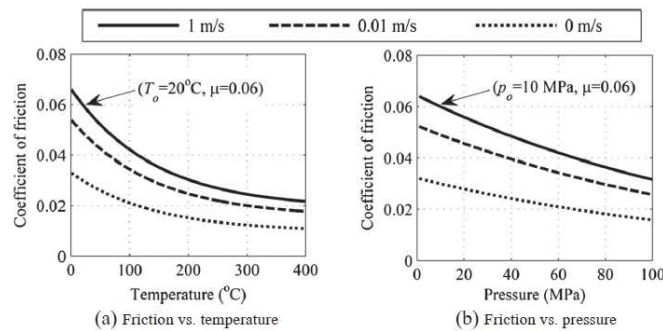


Figura 6.3.2.1 Variazione del coefficiente di attrito al variare della velocità, della temperatura (a) e della pressione (b) (Kumar, et al., 2015).

Seguendo sempre le indicazioni di (Kumar, et al., 2015) si vede come il secondo termine delle espressioni di riferimento sia costituito dal prodotto di un valore di riferimento del coefficiente d'attrito (μ_{dim} , μ_{p_0} o μ_{T_0}) per dei fattori che tengono in conto della variazione di pressione, velocità e temperatura ($k_{\dot{u}}$, k_p e k_T). Se si definiscono delle condizioni di riferimento di pressione, temperatura e velocità si può determinare un coefficiente d'attrito μ_{ref} con cui calcolare il valore corrente di μ come:

$$\mu(p, T, \dot{u}) = \mu_{ref} k_{\dot{u}} k_p k_T \quad (6-19)$$

I risultati sperimentali, empirici e analitici (Modello di Coulomb) (Fig. 6.3.2.2) fanno emergere che per un basso numero di cicli (1-3 cicli) si ha di fatto coincidenza tra le tre curve mentre quando il numero di cicli aumenta (10 cicli) l'attrito alla Coulomb comporta una stima per eccesso del taglio.

Gli autori affermano inoltre che la scelta del modello del coefficiente d'attrito risulta importante solo per alti valori di pressione (es. 50Mpa) e per bassi valori del periodo, con l'effetto della temperatura predominante rispetto a quello della pressione e della velocità di scorrimento.

Capitolo VI: L'attrito, cenni e problematiche

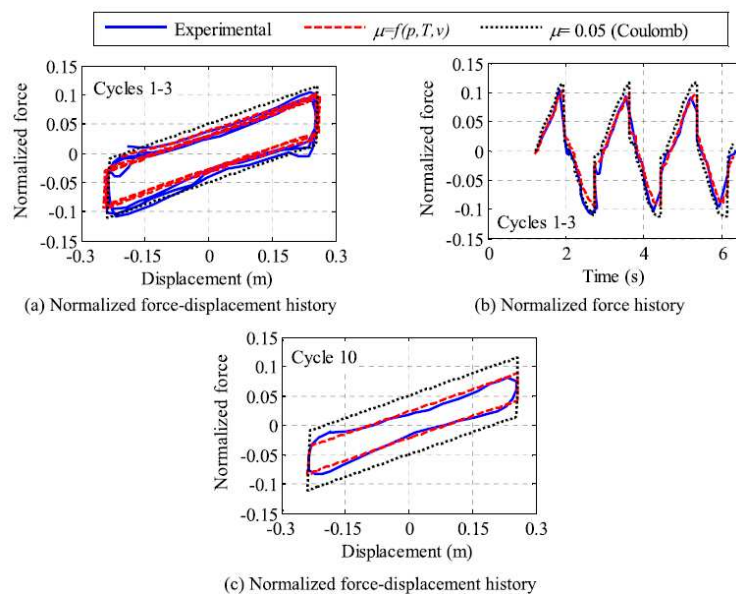


Figura 6.3.2.2 Curve taglio-spostamento per diversi modelli d'attrito (Kumar, et al., 2015).

7 Analisi delle NTC08

I recenti e violenti terremoti di Northridge (USA) del 1994, Kobe (Giappone) del 1995 e Chi-Chi (Taiwan) del 1999 hanno spinto i paesi a più elevata sismicità ad includere nell'ambito delle proprie disposizioni normative regole di progettazione per strutture isolate alla base.

Questi eventi hanno, infatti, evidenziato l'inefficacia e il costo, sia in termini economici sia di vite umane, della mancanza di normative basate su criteri antisismici aggiornati.

Nell' Eurocodice 8 "Strutture in zona sismica" la progettazione delle strutture dotate di isolamento sismico è trattata in specifici sottocapitoli riferiti a ciascun tipo di costruzione, nello specifico le parti 1 e 2 sono relative rispettivamente agli edifici (e alle strutture in generale) e ai ponti. La giustificazione del volume dedicato al sisma è fornita dalla grande mole di prescrizioni particolari, dalla gravità degli effetti indotti dal sisma e, non ultimo, dal fatto che diversi paesi europei non sono affatto interessati dalle azioni sismiche. I principi e i metodi adottati dall'EC8 sono in completa armonia con quelli contenuti nelle norme dei Paesi a più alta attività sismica, quali USA, America del Sud, Cina, Giappone ed Asia del Sud-Est.

In Italia le nuove Norme Tecniche per le Costruzioni, approvate dal Consiglio Superiore dei Lavori Pubblici e pubblicate in Gazzetta Ufficiale il 14 gennaio 2008, hanno innovato sensibilmente la progettazione e l'esecuzione di strutture sismo-resistenti, in particolare contengono due specifici capitoli, in cui sono riportati i requisiti funzionali e le regole di progettazione, le caratteristiche dei materiali, i requisiti di produzione, i criteri di accettazione, installazione e manutenzione sia per quanto attiene al caso degli edifici che a quello dei ponti.

Nel confronto con l'EC8, di cui ereditano i criteri e gran parte dei contenuti, le nuove norme italiane sono più attente ad una serie di aspetti riguardanti i diversi metodi di analisi e la relativa applicabilità. Inoltre, a differenza dell'EC8, sono trattati in dettaglio sia i diversi tipi di dispositivi che costituiscono un sistema d'isolamento, che le relative procedure di accettazione e qualificazione, così da rendere le norme sismiche immediatamente applicabili, in mancanza di una specifica normativa sui dispositivi. Per tutte le tipologie di dispositivi considerate, in relazione al ruolo critico da essi svolto nella protezione sismica

delle strutture, le NTC 2008 forniscono le prescrizioni per la loro sperimentazione ai fini della qualificazione dei prototipi e dell'accettazione dei dispositivi da mettere in opera.

La norma italiana fornisce specifiche indicazioni progettuali per i sistemi d'isolamento costituiti da isolatori elastomerici, isolatori a scorrimento, dispositivi ausiliari a comportamento viscoso, lineare o non lineare, dispositivi a vincolo rigido o provvisorio. Anche la norma giapponese prevede contributi viscosi, isteretici ed elastici alla forza totale portata dal sistema d'isolamento.

Passando ai metodi di analisi delle strutture isolate, la maggior parte delle norme o linee guida mondiali consentono, in relazione alle caratteristiche dell'edificio e del sistema d'isolamento, di applicare i seguenti metodi di analisi:

- statica lineare
- dinamica lineare
- dinamica non lineare

Tutte le normative sono concordi nella possibilità di effettuare analisi semplificate come l'analisi statica lineare a patto che siano soddisfatte una serie di condizioni riguardanti A) le caratteristiche meccaniche del sistema d'isolamento, B) le caratteristiche meccaniche e geometriche della sovrastruttura e C) il terreno di fondazione e la sismicità del sito (Dolce, Cardone, & Ponzio, 2004).

Le caratteristiche meccaniche considerate per il sistema d'isolamento riguardano nello specifico:

A1) la variazione tra rigidità del sistema d'isolamento nel range degli spostamenti d'interesse;

A2) il fattore di smorzamento viscoso equivalente;

A3) la capacità ricentrante del sistema d'isolamento;

A4) la dipendenza del comportamento meccanico del sistema d'isolamento dalla velocità di deformazione e dai carichi verticali applicati.

Le caratteristiche meccaniche e geometriche considerate per la sovrastruttura si riferiscono a:

B1) la regolarità in pianta e in elevazione della sovrastruttura;

- B2) l'altezza della sovrastruttura e/o il suo numero di piani;
- B3) il periodo T_{is} dell'oscillatore semplice, che modella il comportamento dinamico della struttura isolata;
- B4) le dimensioni in pianta della struttura;
- B5) il rapporto tra le rigidezze in direzione verticale ed orizzontale del sistema di isolamento K_v/K_h e/o il valore del periodo della struttura in direzione verticale T_v ;
- B6) eventuali sforzi di trazione (o sollevamenti) nel sistema d'isolamento;
- B7) eventuali eccentricità tra il centro di massa della sovrastruttura e centro di rigidezza del sistema d'isolamento.

Infine, le limitazioni sul terreno di fondazione e sulla sismicità del sito riguardano:

- C1) la presenza di strati di terreno deformabili in fondazione;
- C2) la vicinanza della struttura a faglie attive.

La nuova norma italiana impone delle limitazioni su tutte le condizioni sopra elencate, tranne la C1 e la C2, inoltre della B1 viene richiesto, nel caso degli edifici, soltanto che il sistema resistente all'azione sismica possieda una configurazione strutturale regolare in pianta definita al § 7.2.2. Per i ponti, con la condizione B1, è richiesto che lo schema statico sia ad impalcati semplicemente appoggiati, oppure lo schema statico sia ad impalcati continui con geometria regolare, caratterizzata da: impalcato ad asse rettilineo, luci uguali, rapporto massimo tra le rigidezze delle pile inferiore a 2, lunghezza totale dell'impalcato continuo inferiore a 150m.

I metodi d'analisi semplificati, quando applicabili, permettono di valutare il taglio totale alla base della struttura, da distribuire lungo l'altezza della stessa secondo leggi che variano a seconda della norma considerata.

L'analisi dinamica lineare si rende necessaria quando le condizioni di tipo B non sono verificate, implicando che la sovrastruttura non può essere modellata come una massa rigida. Le condizioni di tipo A risultano comunque necessarie, trattandosi di un'analisi lineare e, nella norma italiana, sono anche sufficienti.

Infine, l'analisi dinamica non lineare può essere svolta in ogni caso e consente di portare in conto le non linearità del comportamento del sistema d'isolamento e, ove necessario, della sovrastruttura. Essa è obbligatoria quando il sistema d'isolamento non può essere rappresentato da un modello lineare equivalente e prevede l'impiego di accelerogrammi coerenti con le caratteristiche spettrali dei terremoti che possono verificarsi nel sito in esame. In tal caso, la norma italiana, prevede che gli elementi della struttura siano modellati in campo elastico lineare mentre per gli elementi del sistema d'isolamento è richiesto un accurato modello numerico non lineare. Il legame costitutivo dei singoli dispositivi deve riprodurre adeguatamente il loro comportamento nel campo di deformazioni e velocità che si verificano durante l'evento sismico, anche in relazione alla corretta rappresentazione dell'energia dissipata nei cicli d'isteresi.

Non è citata nella norma italiana, così come nelle altre norme considerate, l'analisi statica non lineare poiché, dovendo essere trascurabili le non linearità che si sviluppano nella struttura, l'adozione di tale analisi non comporterebbe vantaggi nella progettazione.

Il sistema d'isolamento svolge un ruolo cruciale all'interno di una struttura isolata. Ad esso, infatti, è completamente affidato il vincolo, sia verticale che orizzontale, della sovrastruttura e per questo motivo tutte le normative sismiche sono concordi nel richiedere un livello di sicurezza maggiore rispetto alle altre parti della struttura. Secondo le prescrizioni delle NTC 2008 il rispetto della verifica allo SLC dei dispositivi del sistema d'isolamento assicura il livello superiore di sicurezza richiesto. I dispositivi devono, infatti, essere in grado di sostenere, senza rotture, gli spostamenti valutati per un terremoto avente probabilità di superamento pari a quella prevista per lo SLC. Nel caso di sistemi a comportamento non lineare, allo spostamento ottenuto con l'azione sismica allo SLC, occorre aggiungere il maggiore tra lo spostamento residuo allo SLD e il 50% dello spostamento corrispondente all'annullamento della forza, seguendo il ramo di scarico a partire dal punto di massimo spostamento raggiunto allo SLD.

Le prestazioni del sistema d'isolamento non sono costanti ma possono variare in funzione di una serie di fattori meccanici, ambientali e temporali di cui si deve tener conto durante la progettazione. A tal riguardo, le proprietà del sistema d'isolamento da adottare nelle analisi di progetto, derivanti dalla combinazione delle proprietà meccaniche dei singoli dispositivi che lo costituiscono, sono le più sfavorevoli che si possono verificare durante la sua vita utile. Si devono, pertanto, eseguire più analisi per ciascuno stato limite da verificare, attribuendo ai parametri del modello i valori estremi più sfavorevoli ai fini della valutazione delle grandezze da verificare e coerenti con l'entità delle deformazioni subite dai dispositivi. Per le costruzioni di classe d'uso I e II (Costruzioni il cui uso preveda

Capitolo VII: Analisi delle NTC08

normali affollamenti senza funzioni pubbliche e sociali essenziali), si possono adottare i valori medi delle proprietà meccaniche del sistema d'isolamento, a condizione che i relativi massimi e minimi non differiscano più del 20% dal valore medio. Per edifici di maggiore importanza (ad esempio quelli strategici) la norma impone di effettuare più analisi, assumendo i valori più sfavorevoli contemporaneamente presenti.

Per quanto riguarda la caratterizzazione e la verifica dei dispositivi, la norma italiana appare la più completa, fornendo indicazioni precise sulle modalità di prova e sulla determinazione dei parametri sperimentali dei singoli dispositivi (NTC 2008-§ 11.9).

Si può concludere che la norma italiana pur essendo molto rigorosa sui controlli e le modalità di applicazione dei dispositivi, tenta di valorizzare i vantaggi insiti nell'isolamento sismico con il quale si ottengono livelli di sicurezza maggiori rispetto alle strutture convenzionali.

Nell'ambito delle nuove Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2008) l'isolamento sismico viene presentato in una trattazione unificata relativa sia a strutture da ponte che ad edifici (NTC 2008, punto 7.10), scelta questa legata ai numerosi aspetti comuni che si riferiscono alle procedure di progettazione, mentre tutto ciò che riguarda i dispositivi è trattato separatamente (NTC 2008, punto 11.9), seguendo un approccio analogo a quello delle norme europee.

Entrando nello specifico, il Capitolo 7 tratta le metodologie di progettazione dei sistemi isolati in presenza di azioni sismiche occupandosi in maniera esplicita dei criteri generali di progettazione e modellazione delle strutture (NTC 2008, punto 7.2), argomento di riconosciuta importanza in relazione all'ormai inevitabile impiego dei programmi automatici di calcolo, nonché dei problemi specifici relativi alla progettazione di costruzioni e ponti con isolamento e/o dissipazione (NTC 2008, punto 7.10).

Il Capitolo 11 completa i contenuti tecnici delle norme fornendo le regole di qualificazione, certificazione ed accettazione dei materiali e prodotti per uso strutturale (il paragrafo §11.9 si riferisce in particolare ai dispositivi antisismici) rese coerenti con le procedure consolidate del Servizio Tecnico Centrale e del Consiglio Superiore e le disposizioni comunitarie in materia.

Nella Circolare esplicativa delle NTC08 [Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti 2009] vengono forniti commenti e spiegazioni sui concetti fondamentali alla base della progettazione con isolamento sismico e del funzionamento dei dispositivi.

Di seguito sono riportati i suddetti punti della norma e dell'annessa Circolare Applicativa (2/02/2009), commentati e arricchiti con lo scopo che questo lavoro possa risultare utile al professionista che si trova a doversi districare nei nuovi meandri delle norme strutturali

7.10.2 Requisiti generali e criteri per il loro soddisfacimento

Il sistema d'isolamento è composto dai dispositivi d'isolamento, ciascuno dei quali espleta una o più delle seguenti funzioni.

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

Fanno parte integrante del sistema d'isolamento gli elementi di connessione, nonché eventuali vincoli supplementari disposti per limitare gli spostamenti orizzontali dovuti ad azioni non sismiche (ad es. vento).

Detta "interfaccia d'isolamento" la superficie di separazione sulla quale è attivo il sistema d'isolamento, si definiscono:

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

La sovrastuttura e la sottostruttura si devono mantenere sostanzialmente in campo elastico. Per questo la struttura può essere progettata con riferimento ai particolari costruttivi della zona 4, con deroga, per le strutture in c.a., a quanto previsto al § 7.4.6.

Un'affidabilità superiore è richiesta al sistema d'isolamento, formato dall'insieme dei dispositivi d'isolamento, per il ruolo critico che esso svolge. Tale affidabilità si ritiene

conseguita se il sistema d'isolamento è progettato e verificato sperimentalmente secondo quanto stabilito nel §11.9.

C.7.10.2 Requisiti generali e criteri per il loro soddisfacimento

Il sistema d'isolamento deve consentire elevati spostamenti orizzontali garantendo, al contempo, le previste condizioni di vincolo sotto le azioni di servizio. Per garantire quest'ultima condizione, qualora i dispositivi d'isolamento non siano in grado di garantire la condizione di vincolo necessaria, possono essere anche utilizzati dispositivi di vincolo temporaneo, del tipo "a fusibile" (v. § 11.9 delle NTC), che cessano di essere efficaci quando l'azione sismica supera una prefissata intensità. Quando si utilizzano dispositivi di vincolo temporaneo occorre valutare gli effetti che hanno sul movimento della struttura isolata anche per azioni sismiche che eccedono questo livello prefissato.

La capacità di ricentraggio del sistema d'isolamento è un requisito aggiuntivo, legato alla necessità, o, semplicemente l'opportunità, di garantire che al termine di un terremoto anche violento il sistema d'isolamento, e quindi la struttura nella sua globalità, presenti spostamenti residui nulli o molto piccoli, in modo da non compromettere la sua efficacia operativa nel caso di scosse successive.

Il comportamento di una costruzione con isolamento sismico risulta ben prevedibile se i suoi elementi strutturali non subiscono grandi escursioni in campo plastico. La completa plasticizzazione della sovrastruttura può condurre, in alcuni casi particolari (strutture con uno o due piani, con alti periodi di isolamento, scarsa ridondanza e basso incrudimento post-elastico), a notevoli richieste di duttilità. Per questo motivo "la sovrastruttura e la sottostruttura si devono mantenere sostanzialmente in campo elastico", il che, per azioni sismiche relative allo SLV, implica un danneggiamento strutturale molto più limitato, quasi nullo, rispetto a quello di una struttura antisismica convenzionale, dove si ammette che per lo stesso livello di azione si verifichino notevoli richieste di duttilità.

Il rispetto di questa prescrizione, peraltro, non richiede in generale sovradimensionamenti rispetto alle costruzioni convenzionali, grazie al drastico abbattimento delle accelerazioni cui la struttura isolata è soggetta, e anzi conduce a sollecitazioni di progetto paragonabili quando non inferiori.

Essendo nulle o molto limitate le richieste di duttilità agli elementi strutturali, l'adozione di una progettazione in alta duttilità comporterebbe degli inutili aggravii di costo, senza sostanziali vantaggi. Pertanto per i dettagli costruttivi (e solo per questi) si fa riferimento

alle regole relative alla Classe di Duttilità Bassa “CDB”, per la quale non si richiedono particolari capacità dissipative, ma solo un’adeguata resistenza laterale.

Un sistema d’isolamento deve in generale avere la capacità di sostenere i carichi gravitazionali in condizioni di riposo e in condizioni sismiche (funzione di appoggio). Esso deve, inoltre, possedere elevata deformabilità in direzione orizzontale sotto azioni sismiche, permettendo notevoli spostamenti orizzontali e garantendo, al contempo, un adeguato vincolo laterale sotto azioni di servizio (vento, traffico, etc.). Per garantire questa ultima condizione possono essere utilizzati dispositivi di vincolo temporaneo del tipo “a fusibile” che impediscono i movimenti tra le parti collegate sino al raggiungimento di una determinata soglia di forza. Al superamento di tale forza, sotto l’azione sismica, grazie alla rottura di un elemento sacrificale, questi dispositivi consentono tali movimenti.

Per ciò che concerne la modellazione della struttura poiché “la sovrastruttura e la sottostruttura si devono mantenere sostanzialmente in campo elastico”, la struttura può essere progettata con riferimento ai particolari costruttivi della zona 4 (NTC 2008 § 4.1.6.), con deroga, per le strutture in c.a., a quanto previsto al §7.4.6. in cui sono riportate le indicazioni fornite in merito alle limitazioni geometriche e di armatura degli elementi strutturali (travi, pilastri, nodi trave-pilastro, pareti).

L’affidabilità superiore richiesta ai dispositivi d’isolamento si traduce in una serie di severi controlli, secondo quanto prescritto al punto 11.9, da effettuarsi sia su dispositivi campione, eventualmente in scala ridotta, sia sui dispositivi stessi da disporre in opera in una percentuale cospicua e con riferimento a stati di deformazione e sollecitazioni simili a quelli prodotti dall’azione di progetto per lo stato limite di collasso (SLC).

7.10.4 Indicazioni progettuali

7.10.4.1 Indicazioni riguardanti i dispositivi

L’alloggiamento dei dispositivi d’isolamento ed il loro collegamento alla struttura devono essere concepiti in modo da assicurarne l’accesso e rendere i dispositivi ispezionabili e sostituibili. È necessario anche prevedere adeguati sistemi di contrasto, idonei a consentire l’eventuale ricentraggio dei dispositivi qualora, a seguito di un sisma, si possano avere spostamenti residui incompatibili con la funzionalità della costruzione e/o con il corretto comportamento del sistema d’isolamento.

Ove necessario, gli isolatori devono essere protetti da possibili effetti derivanti da attacchi del fuoco, chimici e biologici. In alternativa, occorre prevedere che, in caso di distribuzione degli isolatori, siano idonei a trasferire il carico verticale alla sottostruttura.

C.7.10.4.1 Indicazioni riguardanti i dispositivi

La salvaguardia della costruzione isolata dai terremoti è garantita dal corretto funzionamento del sistema d'isolamento. Malfunzionamenti del sistema possono sopraggiungere, durante la sua vita utile, per invecchiamento dei materiali, come gli elastomeri degli isolatori o le guarnizioni di tenuta dei dispositivi oleodinamici, o, più in generale, per il loro deterioramento o per un eccessivo accumulo di deformazioni plastiche a seguito di un terremoto.

Occorre quindi prevedere la possibilità di sostituzione, e dunque predisporre la struttura in modo che sia possibile trasferire temporaneamente alla sottostruttura, attraverso martinetti opportunamente disposti, il carico gravante sul singolo isolatore e prevedere un adeguato spazio per le operazioni necessarie alla rimozione e sostituzione.

Per ridurre o annullare gli spostamenti residui a seguito di un terremoto è inoltre necessario verificare la presenza o prevedere appositi elementi strutturali di contrasto contro cui fare forza per ricollocare la struttura nella sua posizione originaria.

La salvaguardia dai terremoti della costruzione isolata è garantita se sono evitati malfunzionamenti dei dispositivi per difetti propri o di montaggio e se è possibile, in ogni momento, la loro ispezione, manutenzione e, eventualmente, sostituzione, qualora quest'ultima si rendesse necessaria.

Gli effetti dell'invecchiamento, ad esempio, sono particolarmente significativi negli isolatori elastomerici e le variazioni delle loro caratteristiche meccaniche nel tempo possono essere valutate approssimativamente mediante procedure di invecchiamento accelerato.

La necessità di dotare il sistema d'isolamento di capacità ricentranti è una questione molto discussa poiché eccessivi spostamenti residui potrebbero non essere compatibili con le condizioni di utilizzabilità della struttura dopo l'evento sismico e con le condizioni di sicurezza nei confronti di scosse successive ("aftershocks"), che potrebbero far assumere al fenomeno dimensioni eccessive. Il problema può risultare particolarmente accentuato in presenza di terremoti aventi elevata intensità quali quelli di tipo Near Fault.

7.10.4.2 Controllo di movimenti indesiderati

Per minimizzare gli effetti torsionali, la proiezione del centro di massa della sovrastruttura sul piano degli isolatori ed il centro di rigidità dei dispositivi di isolamento o, nel caso di sottostruttura flessibile, il centro di rigidità del sistema sottostruttura-isolamento debbono essere, per quanto possibile, coincidenti. Inoltre, nei casi in cui il sistema d'isolamento affidi a pochi dispositivi le sue capacità dissipative e ricentranti rispetto alle azioni orizzontali, occorre che tali dispositivi siano, per quanto possibile, disposti in maniera da minimizzare gli effetti torsionali (ad esempio perimetralmente) e siano in numero staticamente ridondante.

Per minimizzare le differenze di comportamento degli isolatori, le tensioni di compressione a cui lavorano devono essere per quanto possibile uniformi. Nel caso di sistemi d'isolamento che utilizzino isolatori di diverso tipo, particolare attenzione deve essere posta sui possibili effetti della differente deformabilità verticale sotto le azioni sia statiche che sismiche.

Per evitare o limitare azioni di trazione negli isolatori, gli interassi della maglia strutturale devono essere scelti in modo tale che il carico verticale "V" di progetto agente sul singolo isolatore sotto le azioni sismiche e quelle concomitanti, risulti essere di compressione o, al più, nullo ($V \geq 0$). Nel caso in cui dall'analisi risultasse $V < 0$, occorre che la tensione di trazione sia in modulo inferiore al minore tra $2G$ (G modulo di taglio del materiale elastomerico) e 1 MPa , negli isolatori elastomerici, oppure, per gli isolatori di altro tipo, dimostrare, attraverso adeguate prove sperimentali, che l'isolatore è in grado di sostenere tale condizione, oppure predisporre opportuni dispositivi in grado di assorbire integralmente la trazione.

C.7.10.4.2 Controllo di movimenti indesiderati

Gli effetti torsionali d'insieme del sistema strutturale, ossia di rotazione intorno ad un asse verticale, determinano spostamenti diversi nei dispositivi e, nel caso di forti non linearità, differenze di comportamento che possono ulteriormente accentuare la torsione. Occorre pertanto evitare o limitare quanto più possibile le eccentricità massa-rigidità, cosa peraltro facilmente ottenibile attraverso una corretta progettazione degli isolatori e dei dispositivi ausiliari, e incrementare la rigidità e/o resistenza torsionale del sistema d'isolamento.

Nel caso di sistemi di isolamento costituiti unicamente da isolatori elastomerici, quest'ultimo obiettivo viene conseguito maggiorando, rispetto alla rigidità derivante da un dimensionamento basato sulle tensioni verticali di compressione, gli isolatori in gomma disposti lungo il perimetro. Nel caso di sistemi con dispositivi ausiliari che conferiscano rigidità e/o resistenza al sistema, è opportuno disporre questi ultimi lungo il perimetro in modo da massimizzare la rigidità e/o resistenza torsionale del sistema d'isolamento.

Sistemi d'isolamento che combinano isolatori elastomerici e isolatori a scorrimento possono fornire ottime prestazioni in relazione alla necessità di conseguire un elevato periodo di vibrazione in presenza di bassi carichi verticali, e quindi di piccole masse da isolare. È opportuno in tal caso, in relazione alle suddette problematiche, collocare gli isolatori elastomerici lungo il perimetro e quelli a scorrimento nella zona centrale.

Si sottolinea, inoltre, la necessità di valutare i possibili effetti sulla struttura legati alla deformabilità verticale degli isolatori elastomerici, funzione delle caratteristiche geometriche dell'isolatore e meccaniche dell'elastomero, e a quella pressoché nulla degli isolatori a scorrimento. Si possono avere spostamenti differenziali significativi sia nella fase elastica di caricamento, sia nella fase successiva, di deformazioni lente (creep della gomma), sia, infine, sotto l'azione del terremoto.

L'isolatore in gomma, infatti, sottoposto a spostamento laterale, subisce anche accorciamenti verticali non trascurabili, a causa della concentrazione degli sforzi di compressione nell'area di sovrapposizione tra la piastra superiore e quella inferiore, nella condizione di isolatore deformato. In termini generali è consigliabile adottare isolatori in gomma molto rigidi verticalmente e, dunque, con fattori di forma primario e secondario piuttosto elevati, così da minimizzare gli spostamenti verticali in condizioni statiche e sismiche.

La presenza di sforzi di trazione negli isolatori, risultante dalla concomitanza dei carichi verticali e delle azioni sismiche, non è rara come potrebbe sembrare, e si verifica soprattutto in siti ad elevata pericolosità sismica, nel caso di edifici alti e snelli (condizione peraltro non favorevole in generale all'adozione dell'isolamento) e di strutture nelle quali la resistenza alle azioni orizzontali sia concentrata in pochi elementi (quali pareti, nuclei ascensori, controventamenti allineati verticalmente). Altre condizioni che favoriscono l'insorgere di notevoli sforzi di trazione, che possono superare quelli di compressione presenti per effetto dei carichi verticali, sono la presenza di travi a ginocchio nei corpi scala, l'alternanza di campate lunghe e corte nei telai, queste ultime con travi rigide, o la presenza di accoppiamento tra pareti o tra pareti e telai mediante travi corte rigide. Gli sforzi di trazione prodotti dall'azione sismica possono essere ridotti adottando opportune

disposizioni degli isolatori e/o calibrando la rigidità delle strutture orizzontali di base della sovrastruttura.

Gli isolatori soggetti a forze di trazione o a sollevamento durante l'azione sismica dovranno essere in grado di sopportare la trazione o il sollevamento senza perdere la loro funzionalità strutturale.

La presenza di sforzi di trazione eccessivi negli isolatori elastomerici può indurre cavitazione nella gomma e l'insorgere di rotture. Nel caso di isolatori a scorrimento, possono determinarsi sollevamenti e quindi distacchi tra le superfici di scorrimento, con possibili negativi effetti di impatto. In generale, la trazione negli isolatori determina comportamenti non lineari, difficilmente valutabili attraverso un calcolo lineare, ed una condizione di lavoro degli isolatori di solito non verificata sperimentalmente.

Anche la progettazione del sistema d'isolamento dovrà quindi essere finalizzata, per quanto possibile, ad evitare tali situazioni.

11.9.8 Isolatori a scorrimento

Le superfici di scorrimento in acciaio e PTFE devono essere conformi alla normativa vigente per gli apparecchi di appoggio.

Gli isolatori a scorrimento devono essere in grado di sopportare, sotto spostamento massimo impresso pari a $1,2 d_2$, almeno 10 cicli di carico e scarico. I cicli si riterranno favorevolmente sopportati se il coefficiente d'attrito (f), nei cicli successivi al primo, non varierà di più del 25% rispetto alle caratteristiche riscontrate durante il terzo ciclo, ossia

$$\left| f_{(i)} - f_{(3)} \right| / f_{(3)} < 0,25$$

Avendo contrassegnato con il pedice "(i)" le caratteristiche valutate all'i-esimo ciclo e con il pedice "(3)" le caratteristiche valutate al terzo ciclo. Detto d_{dc} lo spostamento massimo di progetto del centro di rigidità del sistema d'isolamento, corrispondente allo SLC, qualora l'incremento della forza nel sistema di isolamento per spostamenti tra $0,5 d_{dc}$ e d_{dc} sia inferiore all' 1,25% del peso totale della sovrastruttura, gli isolatori a scorrimento debbono essere in grado di garantire la loro funzione di appoggio fino a spostamenti pari ad $1,25 d_2$.

Si deve verificare che il coefficiente d'attrito sia, comunque, sempre inferiore al valore di progetto per variazioni nell'ambito della fornitura, della temperatura e della frequenza di prova.

Gli isolatori a scorrimento sono costituiti da appoggi a scorrimento (acciaio-PTFE) caratterizzati da bassi valori delle resistenze per attrito. Gli isolatori a scorrimento dovranno avere un coefficiente d'attrito in tutte le condizioni di lavoro del sistema di isolamento sismico compreso tra 0 e 4%, ossia tenuto conto di:

- differenze nell'ambito della singola fornitura rispetto al valore di progetto;
- variazioni legate all'invecchiamento;
- variazioni dovute ai fattori ambientali (temperatura), valutate per condizioni estreme dei fattori stessi e con riferimento al valore misurato in condizioni medie di tali fattori;
- variazioni dovute al carico verticale, valutate come differenza tra i valori corrispondenti al carico verticale massimo e a quello minimo;
- variazioni dovute alla velocità (frequenza), valutate in un intervallo di 30% del valore massimo.

Gli isolatori a scorrimento possono essere unidirezionali o multidirezionali, permettendo rispettivamente spostamenti in una sola direzione o in tutte le direzioni del piano orizzontale. I primi sono maggiormente utilizzati per la protezione sismica delle strutture da ponte essendo quest'ultime caratterizzate da un comportamento totalmente diverso nelle due direzioni da cui la necessità di un sistema d'isolamento che risulti efficace soltanto in direzione longitudinale. Negli edifici si preferisce, invece, utilizzare isolatori multidirezionali poiché si cerca di ottenere un comportamento isotropo, nel piano orizzontale, del sistema d'isolamento.

A causa dell'eccessiva variabilità del coefficiente d'attrito nel tempo e a causa delle diverse condizioni ambientali (temperatura, umidità) e di pulizia nelle quali l'isolatore svolge la sua funzione antisismica, quasi sempre, si rinuncia a sfruttare la dissipazione di energia per attrito degli isolatori a scorrimento. Si utilizzano, perciò, isolatori lubrificati, con l'unica funzione di sostegno dei carichi verticali, lasciando praticamente liberi gli spostamenti orizzontali. Per tale motivo, gli appoggi scorrevoli in acciaio-PTFE non sono utilizzati quasi mai come unico componente del sistema d'isolamento, a meno che non incorporino elementi atti ad aumentarne la rigidità iniziale e la capacità dissipativa e/o a fornire capacità di ricentraggio (Dolce, Cardone, & Ponzo, 2004).

Gli unici isolatori a scorrimento che incorporano la funzione ricentrante e dissipativa, senza l'aggiunta di altri elementi, sono quelli con superficie di scorrimento curve, tra questi il più noto è il "Friction Pendulum System" FPS.

11.9.8.1 Prove di accettazione sui materiali

Le prove di accettazione sulle superfici di scorrimento sono quelle previste dalle norme per gli apparecchi di appoggio.

11.9.8.2 Prove di qualificazione sui dispositivi

Le prove di qualificazione sui dispositivi, che possono essere estese a tutti i dispositivi geometricamente simili (rapporti di scala geometrica compresi tra 0,5 e 2) e prodotti con gli stessi materiali di quelli provati sono le seguenti:

- *determinazione statica del coefficiente d'attrito, per almeno tre valori della compressione, costante durante la prova, pari al carico verticale V di esercizio, a V_{\max} e V_{\min} , opportunamente scalati;*
- *determinazione dinamica del coefficiente d'attrito, per almeno tre valori della compressione, costante durante la prova, pari al carico verticale V di esercizio, a V_{\max} e V_{\min} , opportunamente scalati, e per tre valori della velocità (frequenza), pari a quella di progetto e alla stessa variata del ± 30 ;*
- *Valutazione della capacità di sostenere, sotto compressione costante e pari al valore della tensione di compressione di progetto, con una tolleranza del $\pm 20\%$, almeno 10 cicli con spostamento massimo impresso almeno pari a d_2 .*

Qualora gli isolatori fossero dotati di elementi o meccanismi supplementari atti a migliorarne le prestazioni sismiche, le prove andranno ripetute con la presenza di tali parti supplementari.

Le prove di qualificazione devono essere effettuate su almeno 2 dispositivi. I dispositivi sottoposti a prove di qualificazione potranno essere utilizzati nella costruzione previa verifica della loro perfetta integrità a seguito delle prove, da accertare attraverso la successiva effettuazione delle prove di accettazione e il controllo dei relativi parametri di verifica.

Nel caso in cui le prove vengano effettuate su dispositivi in scala, i certificati di prova dovranno essere accompagnati da una relazione del produttore o del progettista che dimostri l'equivalenza dei risultati a quelli ottenibili su un dispositivo non in scala.

11.9.8.3 Prove di accettazione sui dispositivi

Le prove di accettazione sui dispositivi, che saranno effettuate con le modalità già viste per le prove di qualificazione.

- *Verifica delle tolleranze dimensionali delle superfici di scorrimento come previste dalle norme per gli apparecchi di appoggio.*
- *determinazione statica del coefficiente d'attrito, per almeno tre valori della compressione, costante durante la prova, pari al carico verticale V di esercizio, e ai valori di progetto sotto azioni sismiche V_{\max} e V_{\min} .*
- *Le prove di accettazione devono essere effettuate su almeno il 20% dei dispositivi, comunque non meno di 4 e non più del numero di dispositivi da mettere in opera.*

Qualora gli isolatori fossero dotati di elementi o meccanismi supplementari atti a migliorarne le prestazioni sismiche, su almeno un dispositivo completo di tali parti supplementari verrà anche condotta una prova "quasi statica", imponendo almeno 5 cicli completi di deformazioni alternate, con ampiezza massima pari a $\pm d_2$. Il dispositivo non potrà essere utilizzato nella costruzione, a meno che il suo perfetto funzionamento non sia ripristinabile con la sostituzione degli elementi base.

Capitolo VII: Analisi delle NTC08

8 Procedure di Analisi dell'affidabilità strutturale

L'analisi di affidabilità delle strutture, in particolare quelle isolate alla base, implica la stima delle probabilità di superamento degli stati limite di una struttura sottoposta ad azioni ambientali o antropiche durante la sua vita utile. L'analisi di rischio è un'estensione dell'analisi di affidabilità al fine di includere le conseguenze del collasso delle strutture. Tipicamente, nell'analisi di rischio sismico delle strutture, la probabilità di superamento di un certo stato limite, ottenuta tramite l'analisi di affidabilità, è integrata con il rischio sismico associato al sito di interesse. Un termine associato che è connesso all'analisi di affidabilità o all'analisi di rischio è l'analisi di fragilità, volta ad indagare le probabilità di collasso delle strutture per differenti livelli di intensità sismica al sito.

8.1 Metodologia per la costruzione delle curve di fragilità

Le funzioni di fragilità (Porter 2013) sono strumenti utili per valutare la vulnerabilità sismica delle strutture al fine di selezionare le strutture che hanno maggiore necessità di adeguamento e/o miglioramento, di pianificare le azioni in tempo di pace e di stimare le perdite post-evento sismico.

Una funzione di fragilità esprime la probabilità di superamento di un assegnato livello di danneggiamento, definito da un appropriato parametro di danno (EDP - Engineering Demand Parameter), per un'assegnata intensità sismica (IM - Intensity Measure).

La forma più comune di funzione di fragilità è la funzione di distribuzione cumulata lognormale (CDF) (Eq. 8-1):

$$F_d(x) = P[D \geq d | X] = x = \Phi\left(\frac{\ln(x/\theta_d)}{\beta_d}\right) \quad d \in \{1, 2, \dots, N_D\} \quad (8-1)$$

Dove:

$P[A | B]$ è la probabilità che A sia vero dato che B sia vero;

D è lo stato di danno di un componente in particolare. Può assumere valori nell'intervallo $\{0, 1, \dots, N_D\}$,

d è un valore che può assumere D ;

N_D è il numero di stati di danno possibili;

X è l'eccitazione esterna definita come una misura dell'intensità dello scuotimento sismico (IM);

x è un valore assunto dall'IM;

$F_d(x)$ rappresenta la funzione di fragilità per lo stato di danno d valutata per l'intensità x ;

$\Phi(s)$ è la funzione di distribuzione cumulata normale standard valutata in s ;

θ_d è la capacità media stimata in termini di X ;

β_d è il logaritmo della deviazione standard della capacità;

A seconda delle diverse risorse di dati, le funzioni di fragilità possono essere generate con metodi empirici tramite l'analisi del danno stimato a seguito di eventi sismici occorsi, oppure mediante metodi analitici.

A causa della mancanza di dati sul danneggiamento delle strutture e l'arbitrarietà nella definizione degli Stati Limite di danneggiamento, l'utilizzo delle funzioni di fragilità empiriche è limitata.

Per contro, le funzioni di fragilità analitiche sono sempre più utilizzate sia nella ricerca accademica che nelle applicazioni pratiche.

Le funzioni analitiche possono essere derivate da analisi dinamiche non lineari, analisi modali con spettro di risposta oppure analisi statiche non lineari.

Al fine di derivare in modo analitico le funzioni di fragilità è possibile utilizzare il modello Probabilistic Seismic Demand, che può essere attuato mediante un approccio di tipo "scaling" (mediante multi stripes analysis o IDA analysis), oppure mediante l'approccio di tipo "cloud" (cloud regression) al fine di relazionare il parametro di danno alla misura di intensità. Mediante l'approccio "scaling" tutti gli eventi sismici vengono scalati a prefissati livelli di intensità, mentre l'approccio "cloud" utilizza eventi non scalati.

8.1.1 Multi Stripes Analysis

Le analisi strutturali possono essere eseguite per un insieme discreto di livelli di IM, e differenti input sismici possono essere utilizzati ad ogni livello di IM. Questo approccio detto analisi multi-banda (*Multi-stripes analysis* o MSA) è comune quando si utilizza l'approccio del Conditional Spectrum o altri approcci al fine di selezionare eventi sismici rappresentativi di un sito specifico e di un determinato livello di IM, poichè le proprietà degli eventi cambiano ad ogni livello di IM e di conseguenza li rende rappresentativi di un tipo di terremoto (Iervolino et al 2010). Utilizzando tale approccio, le intensità da selezionare possono non essere tali da causare il collasso. In figura 8.1.1.1 si mostra un esempio di questo tipo. Poiché si utilizzano differenti accelerogrammi ad ogni livello IM, dai risultati delle analisi si potrebbero osservare frazioni di collasso non strettamente crescenti con l'aumentare dell'IM, anche se nella maggior parte dei casi la vera probabilità di collasso aumenta all'aumentare dell'IM. I risultati delle analisi forniscono la frazione di eventi ad ogni livello di intensità sismica che causano il collasso. La tecnica di *fitting* appropriata per questo tipo di dati è il metodo di massima verosimiglianza. L'approccio è descritto di seguito.

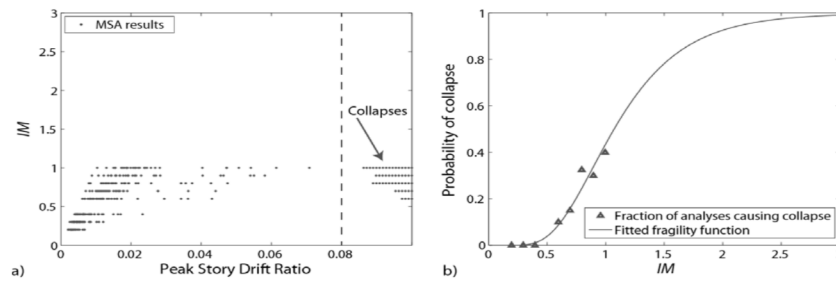


Figura 8.1.1.1: a) Esempio di risultati delle analisi MSA. b) le frazioni di collasso osservate in funzione della IM (Baker, 2014)

Ad ogni livello di intensità $IM = x_j$, le analisi producono un numero di crolli rispetto al numero totale di eventi considerati. Supponendo che l'osservazione di un collasso o di non-collasso per ogni evento sia indipendente dalle osservazioni di altri eventi, la probabilità di osservare z_j crolli su n_j terremoti per un assegnato $IM = x_j$ è data dalla distribuzione binomiale (Eq. 8-2):

$$P(z_j \text{ crolli in } n_j \text{ terremoti}) = \binom{n_j}{z_j} p_j^{z_j} (1 - p_j)^{n_j - z_j} \quad (8-2)$$

dove p_j è la probabilità che un evento con $IM = x_j$ causerà il collasso della struttura. L'obiettivo è quello di identificare la funzione di fragilità che preveda p_j , e l'approccio di massima verosimiglianza identifica la funzione di fragilità che dà la più alta probabilità di aver osservato i dati di collasso che sono stati ottenuti dalle analisi. Ottenuti i dati per ciascun livello IM, si considera il prodotto delle probabilità binomiali (da equazione 8-3) ad ogni livello di IM per ottenere la probabilità per l'intero set di dati:

$$Likelihood = \prod_{j=1}^m \binom{n_j}{z_j} p_j^{z_j} (1 - p_j)^{n_j - z_j} \quad (8-3)$$

dove m è il numero di livelli di IM, e Π rappresenta la produttoria per tutti i livelli di IM. Sostituendo nell'equazione 8.3 per p_j , vengono esplicitati i parametri di fragilità nella funzione di verosimiglianza.

$$Likelihood = \prod_{j=1}^m \binom{n_j}{z_j} \Phi \left(\frac{\ln(\frac{x_j}{\theta})}{\beta} \right)^{z_j} \left(1 - \Phi \left(\frac{\ln(\frac{x_j}{\theta})}{\beta} \right) \right)^{n_j - z_j} \quad (8-4)$$

Le stime dei parametri sono ottenuti massimizzando la funzione di verosimiglianza. E' equivalente e numericamente più facile massimizzare il logaritmo della funzione di verosimiglianza, così diventa (Eq.8-5):

$$\{\hat{\theta}, \hat{\beta}\} = \arg \max_{\theta, \beta} \sum_{j=1}^m \left\{ \ln \binom{n_j}{z_j} + z_j \ln \Phi \left(\frac{\ln(\frac{x_j}{\theta})}{\beta} \right) + (n_j - z_j) \ln \left(1 - \Phi \left(\frac{\ln(\frac{x_j}{\theta})}{\beta} \right) \right) \right\} \quad (8-5)$$

Ai fini delle analisi di vulnerabilità del caso studio presentato al capitolo è stato utilizzato il metodo MSA.

8.1.2 Metodo IDA

L'analisi dinamica incrementale prevede che ciascun set di eventi sismici venga scalato sino al raggiungimento del collasso della struttura (Vamvatsikos and Cornell 2002). Tale procedura produce un set di valori di IM associati con il raggiungimento del collasso per ciascun evento sismico, come illustrato in figura 8.1.2.1.

La probabilità di collasso per un dato livello di IM, x , può essere stimata come la frazione dei record per i quali il collasso occorre ad un livello inferiore a x . Un plottaggio di queste probabilità è mostrato in figura, riferito a un funzione di distribuzione cumulata.

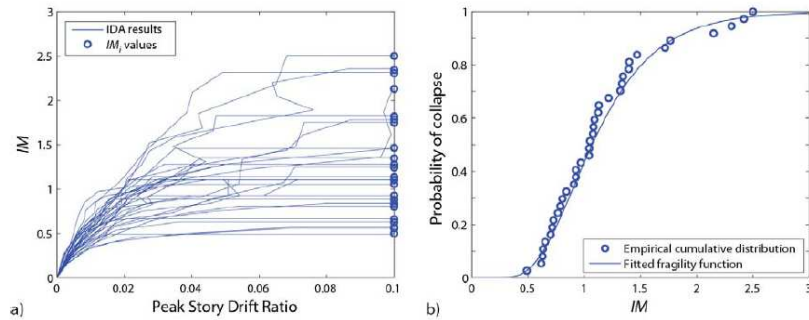


Fig.8.1.2.1 Curve di fragilità mediante metodo IDA

8.1.3 Metodo Cloud

In questo metodo la struttura è soggetta ad una serie di accelerogrammi di assegnata intensità IM . Qualora gli accelerogrammi originali non siano abbastanza intensi da indurre il livello di risposta strutturale di nostro interesse, questi possono essere in seguito scalati uniformemente. I risultati delle analisi dinamiche non lineari, plottati sul piano IM - EDP , formano spesso una nuvola (cloud), come in Figura 8.1.3.1: per mezzo di una regressione è possibile computare il valore medio e la deviazione standard del parametro EDP , data l'intensità IM . Una regressione lineare tra i logaritmi delle due variabili spesso fornisce una buona stima del valor medio di $\ln EDP$, in accordo con l'equazione 8-6:

$$\ln EDP = a + b \ln IM + e \quad (8-6)$$

dove a e b sono coefficienti costanti ricavabili tramite una regressione, ed e è una variabile aleatoria a media nulla rappresentante la dispersione. Così, il valor medio di $\ln EDP$, data un'intensità IM pari ad im vale (Eq. 8-7):

$$E[\ln EDP | IM = im] = \hat{a} + \hat{b} \ln im \quad (8-7)$$

dove \hat{a} e \hat{b} sono le stime dei coefficienti a e b ottenuti dalla regressione. Se si assume che la variabile e abbia varianza costante per ogni valore di IM (ipotesi ragionevole se il range dei valori IM è piccolo), allora possiamo scrivere:

$$\widehat{Var}[e] = \sqrt{\frac{\sum_i^n (\ln edp_i - (\hat{a} + \hat{b} \ln im_i))^2}{n-2}} \quad (8-8)$$

dove edp_i e im_i sono i valori di EDP e IM per l'accelerogramma i -esimo, e d n è il numero degli accelerogrammi. Se ora si assume che $\ln EDP | IM$ abbia distribuzione Gaussiana, possiamo scrivere la funzione di ripartizione $G_{EDP|IM}(y|im)$ come segue:

$$G_{EDP|IM}(y|im) = 1 - \phi\left(\frac{\ln y - \hat{a} + \hat{b} \ln im}{\sqrt{\hat{\sigma}^2}}\right) \quad (8-9)$$

dove $\phi\left(\frac{\ln y - \hat{a} + \hat{b} \ln im}{\sqrt{\hat{\sigma}^2}}\right)$ rappresenta la funzione di probabilità cumulata di una variabile normale standard.

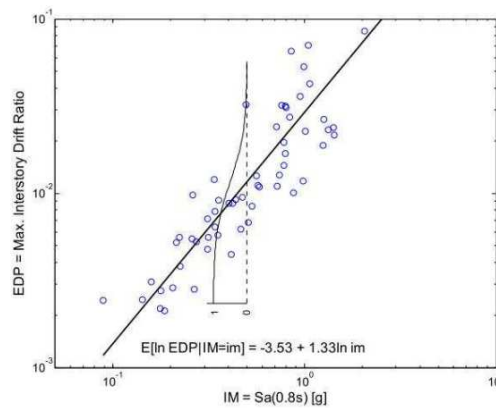


Figura 3.6. Un cloud di dati $EDP|IM$, e la funzione di ripartizione complementare di EDP, data $Sa(T_1)=0.5g$
(Vector-valued ground motion intensity measures for probabilistic seismic demand analysis, Baker 2005)

Fig. 8.1.3.1 Cloud di dati (Baker 2005)

Questo metodo presenta alcune restrizioni, in particolare richiede un legame lineare tra i logaritmi del parametro EDP e dell'intensità IM, con varianza costante: a volte, queste ipotesi possono essere accettabili solo su piccoli intervalli di IM, ma hanno il vantaggio di ridurre notevolmente il costo computazionale, perché pochi sono i parametri che devono essere ricavati. Inoltre, come si è mostrato, questo metodo consente una soluzione in forma chiusa. Se non si ritengono valide in toto queste ipotesi, e non è richiesta una soluzione in forma chiusa, esse possono essere abbandonate.

Ad esempio, se la varianza non è costante, essa può essere stimata a parte, utilizzando la regressione lineare. Un legame lineare potrebbe non essere indicato per coprire tutto il range dei valori di IM, in tal caso si potrebbe applicare la regressione lineare solo in quegli intervalli dove lo si ritiene opportuno, o dove si pensa che possa dare stime cautelative. Infine, nel metodo ora presentato non si tiene in debito conto che un accelerogramma possa causare il collasso strutturale: questa eventualità può essere incorporata aggiungendo una

funzione supplementare della probabilità di collasso. Svolgendo una regressione solo su quegli accelerogrammi che non portano al collasso strutturale, si moltiplica infine la funzione di ripartizione così ottenuta per la probabilità di non collasso precedentemente stimata.

8.2 Intensity Measure

Attualmente, è diventato di comune utilizzo l'impiego di analisi dinamiche con integrazione al passo per la descrizione del comportamento sismico delle costruzioni, sia esse a base fissa che isolate, essendo uno strumento affidabile in numerosi casi. Nell'analisi e nella progettazione sismica è necessario l'utilizzo di indici per caratterizzare l'intensità del moto del suolo (Ye et al 2011).

Alcuni ricercatori (Fajfar et al 1990; Housner e Jennings 1977; Riddell e Garcia 2001; Nau e Hall 1984; Hao et al 2005; Sucuoglu e Nurtug 1995; Arias 1970; Trifunac e Brady 1975) hanno proposto diversi indici di intensità. Tuttavia a causa della complessità delle caratteristiche della domanda sismica, risulta non semplice l'applicabilità e la scelta dei vari indici di intensità esistenti. Tale problema è di importanza centrale nella ricerca nel campo dell'ingegneria sismica ed è diventato un problema di fondamentale importanza nel *Performance based seismic design*.

Sui parametri di intensità dei terremoti sono stati condotti ampi studi, che possono essere divisi in due categorie principali (Liu 1958):

- L'intensità viene messa in relazione ai parametri di scuotimento del terreno che si ottengono direttamente dalle registrazioni del sisma, come accelerazione di picco Peak ground Acceleration (PGA) e Peak ground Velocity (PGV);
- L'intensità viene rapportata agli spettri di risposta sismica, come la Peak Spectrum Acceleration (PSA) e Peak Spectrum velocity (PSV).

L'indice d'intensità più utilizzato per l'analisi strutturale sismica è la PGA, trattata anche nella maggior parte delle normative internazionali come Eurocodice 8 (1994) e le GB50011-2001 in Cina (2001), questo perché tale indice risulta di più semplice utilizzo e più adatto per le strutture caratterizzate da basso periodo fondamentale di vibrazione. Di seguito si riportano gli indici di intensità sismica di più comune utilizzo.

Peak Ground Acceleration (PGA)

Per le analisi sismiche delle strutture, l'indice di intensità largamente usato è la PGA, tale indice viene adottato anche dai codici di progettazione internazionale. Nonostante la PGA

sia un indice importante per la misura dell'intensità del terremoto, il suo campo di applicazione risulta limitato poiché essendo una singola misura non è in grado di descrivere appieno le complesse caratteristiche di un evento sismico. La PGA, tuttavia, è ancora ampiamente utilizzata per la sua semplicità di calcolo, nonostante la ricerca (Hao et al. 2005) ha individuato nella *Peak Ground Velocity (PGV)*, un parametro che meglio riesce a descrivere il livello di intensità dei danni rispetto alla PGA.

Ratio of Peak Ground Velocity and Peak Ground Acceleration (PGV/PGA)

Per alcuni terremoti gli indici di intensità PGA e PGV, presentano differenti smorzamenti, indotti dalle diverse componenti dello spettro. Per tener conto degli effetti di entrambi i parametri PGA e PGV, è stato introdotto il rapporto PGV/PGA quale indice di intensità, (Sucuoglu e Nurtug 1995; Vamvatsikos e Cornell 2002).

Housner Spectrum Intensity

Come suggerito da Housner (1952), la relazione tra la massima energia di deformazione $E_{e,max}$ presente in un sistema elastico e la sua risposta in termini di pseudo-velocità S_v è

$$E_{e,max} = mS_v^2/2$$

Tale formulazione indica che lo spettro di pseudo-velocità può essere usato nell'analisi sismica per misurare l'intensità dei terremoti. Inoltre può anche essere utilizzato per valutare l'energia in ingresso di un terremoto e l'entità del danneggiamento delle strutture. Housner (1952) ha ulteriormente definito l'intensità dello spettro come:

$$S_I(\xi) = \int_{0.1}^{2.5} S_V(\xi, T) dT$$

dove l'integrale temporale si riferisce alla area sottesa dallo spettro di risposta in termini di pseudo-velocità S_v nel range di periodi T da 0.1 a 2.5s, indicando con ξ il fattore di smorzamento della struttura.

Arias Intensity

Arias, nel (1970) ha proposto un parametro di intensità applicabile a strutture indipendentemente dalle loro caratteristiche dinamiche, considerando l'energia totale dissipata per unità di massa di un sistema elasto-plastico:

$$I_A(\xi) = \frac{\cos^{-1} \xi}{g\sqrt{1 - \xi^2}} \int_0^{t_f} \ddot{x}^2(t) dt$$

dove I_A è definita intensità di Arias, ξ il fattore di smorzamento della struttura, g è l'accelerazione di gravità, t_f è la durata complessiva dell'evento e $\ddot{x}^2(t)$ è l'input in termini di di accelerazioni al suolo. Sulla base dell'intensità di Arias, Trifunac e Brady (1975) hanno definito una durata significativa del moto sismico come:

$$t_D = t_{95} - t_5$$

dove t_{95} e t_5 sono rispettivamente gli istanti in cui si raggiunge il 95% e il 5% dell'intensità di Arias.

Modified Arias Intensity

Gli studi di Arias e Saragoni (1984) hanno dimostrato che nonostante l'intensità di Arias sia capace di tenere in conto del picco e della durata dell'evento, non tiene in conto delle caratteristiche frequenziali del moto. Perciò è stato proposto un indice che considera le caratteristiche frequenziali dello scuotimento sismico:

$$P_D = I_A/v_0^2$$

Dove I_A è l'intensità di Arias e v_0 è il numero di zero-crossing per unità di tempo nell'accelerogramma.

Housner Intensity

Come suggerito da Housner (1975), la capacità di danneggiamento di un sisma può essere stimata con l'aliquota media dell'energia totale in ingresso per unità di massa durante l'evento sismico. Considerando che l'energia totale in ingresso è direttamente proporzionale all'integrale nel tempo del accelerazione al suolo al quadrato, è stato poi proposto l'indice di intensità seguente:

$$P = \frac{1}{t_2 - t_1} \int_{t_1}^{t_2} \ddot{x}^2(t) dt$$

dove t_1 e t_2 sono i limiti temporali del range dove l'evento sismico ha effetti maggiori. Dal punto di vista matematico, l'equazione implica che l'indice sia un valore medio del quadrato dell'accelerazione nell'intervallo tra t_1 e t_2 . Sostituendo i limiti t_{95} e t_5 della

durata significativa t_d , l'indice P viene presentato come valore medio quadratico dell'accelerazione P_a :

$$P_a = \frac{1}{t_d} \int_{t_5}^{t_{95}} \ddot{x}^2(t) dt$$

Allo stesso modo, la media quadratica P_v della velocità e dello spostamento P_d potranno essere definite come:

$$P_v = \frac{1}{t_d} \int_{t_5}^{t_{95}} \dot{x}^2(t) dt$$

$$P_d = \frac{1}{t_d} \int_{t_5}^{t_{95}} x^2(t) dt$$

dove $\dot{x}(t)$ e $x(t)$ rappresentano le storie temporali delle velocità e degli spostamenti al suolo. Le formule contenenti la radice quadra di P_a , P_v e P_d (Housner e Jennings 1964), sono riportate di seguito:

$$\begin{cases} a_{rms} = \sqrt{P_a} \\ v_{rms} = \sqrt{P_v} \\ d_{rms} = \sqrt{P_d} \end{cases}$$

Nau and Hall Indices

Per semplicità, Nau e Hall (1982), hanno proposto gli integrali nel tempo del quadrato delle caratteristiche del moto al suolo, senza tenere in conto del rapporto di smorzamento e dell'accelerazione di gravità come fatto da Arias, ottenendo la seguente formulazione:

$$\begin{cases} E_a = \int_0^{t_f} \ddot{x}^2(t) dt \\ E_v = \int_0^{t_f} \dot{x}^2(t) dt \\ E_d = \int_0^{t_f} x^2(t) dt \end{cases}$$

dove t_f è la durata complessiva del moto al suolo. Allo stesso modo, la forma sotto radice quadra di Nau ed Hall sono riportate di seguito:

$$\begin{cases} a_{rs} = \sqrt{E_a} \\ v_{rs} = \sqrt{E_v} \\ d_{rs} = \sqrt{E_d} \end{cases}$$

Park-Ang Intensity

Park et al (1985) hanno proposto un indice denominato "intensità caratteristica" dato da:

$$I_c = a_{rms}^{1.5} t_d^{0.5}$$

dove a_{rms} è definito in precedenza e t_d è la durata significativa. L'indice di intensità proposto descrive bene il danneggiamento strutturale e può essere considerato una ragionevole rappresentazione del potenziale distruttivo dei terremoti.

Fajfar Intensity

Fajfar et al. (1990) hanno introdotto un indice in grado di stimare il danneggiamento delle strutture a periodo intermedio:

$$I_c = v_{max} t_d^{0.5}$$

Dove v_{max} è la velocità di picco al suolo e t_d è la durata significativa del moto del suolo.

Ai fini delle analisi affidabilistiche condotte è stata utilizzata la pseudo-accelerazione spettrale quale parametro di intensità sismica di riferimento, considerate le caratteristiche degli input sismici e il comportamento dinamico della struttura considerata.

8.3 Indici di danno

Nel problema complesso dello studio della vulnerabilità sismica degli edifici attraverso la caratterizzazione e definizione del danno, un valido aiuto può essere l'uso di appositi parametri di valutazione (Cosenza e Manfredi, 2000). Essi forniscono delle misure qualitative o quantitative degli effetti del sisma sulle strutture, e dalla loro combinazione attraverso gli indici si può risalire ad una stima totale del danno. I parametri di danno sono delle variabili utili a quantificare il progressivo collasso strutturale e in ogni momento lo stato di danneggiamento del sistema (capacità di resistenza e deformabilità) e sono raggruppate in un vettore $\{d\}$, che raccoglie i valori assunti dai parametri di sulla struttura,

perciò è necessario che essi siano ricavati da prove sperimentali semplici e di facile interpretazione.

Esistono variabili di danno legate alle deformazioni, variabili di danno legate alle forze e variabili relative all'energia dissipata. Per quanto riguarda le variabili di danno legate alle deformazioni, il ragionamento è fatto in termini di deformazioni irreversibili, cioè avvenute in campo plastico. Queste possono essere variabili di danno globali, come ad esempio gli spostamenti orizzontali di piano o quelli relativi tra piani adiacenti, oppure deformazioni volte a caratterizzare il danno locale come curvature e rotazioni nelle sezioni degli elementi strutturali. Anche se collegate in maniera meno diretta al danneggiamento, anche le forze sono talvolta utilizzate come variabili di danno valutando ad esempio il taglio alla base o le forze resistenti delle strutture. Altre variabili di danno da poter considerare sono quelle legate all'energia dissipata durante i cicli di carico considerando le escursioni in campo plastico dei vari elementi.

Un altro fattore importante riguarda la distribuzione dei cicli plastici, perché il danneggiamento dipende in modo sostanziale dal tipo di carico ciclico a cui è sottoposta la struttura. Applicando quanto detto ad un semplice modello elasto-plastico, si tratta di definire i valori $\{dy\}$ e $\{du\}$ assunti dal vettore di stato $\{d\}$, rispettivamente in corrispondenza dell'inizio della plasticizzazione del sistema strutturale e del suo collasso sotto carichi ciclici.

La classificazione degli indici di danno può essere ottenuta attraverso vari criteri:

- Indici globali o locali;
- Indici probabilistici o deterministici;
- Indici strutturali ed economici;
- Classificazione basata sul tipo di analisi;
- Classificazione basata sul tipo di approccio usato nel definire l'indice dai danneggiamento.

I parametri maggiormente utilizzati per valutare il danneggiamento strutturale sono sicuramente la duttilità richiesta e l'energia dissipata plasticamente. Nel primo caso si suppone che la struttura collassi al raggiungimento di un prefissato valore dello spostamento, che può determinarsi in base ad una prova monotona. Nel secondo caso si postula che la struttura posseda una prefissata quantità di energia da poter dissipare plasticamente e che di conseguenza il collasso avvenga quando, sotto carichi ciclici, si raggiunga tale ammontare di energia dissipata.

Per definire i relativi funzionali di danneggiamento si introduce, come noto, la cosiddetta duttilità cinematica:

$$\mu_s = \frac{x_{max}}{x_y}$$

in cui x_{max} rappresenta la massima escursione plastica della struttura in valore assoluto e x_y lo spostamento al limite elastico.

In alternativa può essere conveniente definire un fattore di «duttilità ciclica» (Mahin e Bertero, 1981), considerando il parametro cinematico $x_{max,c}$ che rappresenta la massima escursione subita sul ramo plastico, ossia la massima deformazione inelastica tra la fase di carico e quella di scarico, indipendentemente dal segno. Assumendo, dunque, come criterio di collasso sismico il raggiungimento dello spostamento limite, deducibile da una prova monotona, $x_{u,mon}$, la verifica sismica si riconduce a constatare che, indipendentemente dall'effetto dei cicli plastici, si abbia:

$$x_{max} < x_{u,mon}$$

Operando in termini di indici di danneggiamento, alla definizione di duttilità, cinematica o ciclica, è immediato associare l'equivalente indice normalizzato D_μ . Definendo, infatti, attraverso una prova monotona, il massimo valore ammissibile $x_{u,mon} = x_{u,mon}/x_y$ della duttilità, può porsi:

$$D_\mu = \frac{\mu - 1}{\mu_{u,mon} - 1}$$

ottenendo un funzionale che assume i valori limite 0 nel caso di assenza di danno plastico ed 1 nel caso di collasso. La verifica sismica si riconduce, dunque, a constatare che $D_\mu < 1$.

Al di là degli indici basati sui semplici criteri della duttilità e dell'energia dissipata, funzionali di danneggiamento più realistici, che incorporino cioè nel danno tanto l'effetto della massima escursione plastica quanto quello dell'energia plastica cumulata per effetto ciclico, sono quelli definiti per le strutture in cemento armato da Banon e Veneziano e da Park ed Ang. Questi funzionali hanno, tra l'altro, il grande pregio di essere calibrati su dati sperimentali.

L'analisi di Banon e Veneziano è inquadrata in un contesto probabilistico ed il modello è stato tarato su 29 diverse sperimentazioni riferite ad elementi e sottostrutture in cemento armato selezionate come le più rappresentative della letteratura tecnica sulle azioni cicliche. In particolare si definiscono come variabili di danneggiamento D_1 e D_2 , rispettivamente, il

rapporto tra la rigidezza al limite elastico e la rigidezza in condizioni ultime, e l'energia dissipata plasticamente adimensionalizzata rispetto a quella dissipata elasticamente.

Si definiscono le variabili di danneggiamento modificate D_1^* e D_2^* , rispettivamente date da:

$$D_1^* = D_1 - 1$$

$$D_2^* = aD_2^b$$

Essendo a e b due parametri da definirsi su base sperimentale. Si può quindi introdurre il seguente funzionale di danneggiamento:

$$D_B = \sqrt{(D_1^*)^2 + (D_2^*)^2}$$

In relazione alle strutture in cemento armato definite da Banon e Veneziano, una scelta ottimale dei parametri del modello è costituita da $a=1.1$ e $b=0.38$.

Il più conosciuto e il più ampiamente usato tra tutti gli indici di danno cumulativi è quello di Park e Ang (1985). Questo indice consiste in una semplice combinazione lineare tra la deformazione normalizzata e l'assorbimento di energia come mostrato nella formula 5.2.18:

$$D_{P.A.} = \frac{x_{\max}}{x_{u,mon}} + \beta \frac{E_H}{F_y x_{u,mon}} = \frac{\mu_s + \beta(\mu_e - 1)}{\mu_{u,mon}}$$

x_{\max} è lo spostamento massimo raggiunto; $x_{u,mon}$ è lo spostamento massimo a cui può essere soggetto l'oscillatore in una prova di carico monotona ed è pari al prodotto della duttilità monotona $\mu_{u,mon}$ per lo spostamento al limite elastico x_y ; E_H è l'ammontare di energia isteretica dissipata. L'espressione definisce una duttilità equivalente che tiene in conto sia della duttilità cinematica $\mu_s = x_{\max}/x_y$ che della duttilità isteretica $\mu_e = 1 + (E_H/(F_y x_y))$. Il coefficiente β può interpretarsi come un parametro di degrado del modello collegato all'energia plastica dissipata (Kunnath et al. 1990). Il parametro β viene fatto dipendere, attraverso una curva di regressione ottenuta utilizzando circa 260 risultati sperimentali, dal valore del taglio e dello sforzo normale presenti nella sezione e dai quantitativi di armatura longitudinale e trasversale. Un'espressione di β leggermente diversa è invece riportata da Park ed Ang (1985) e sempre i due autori (1987) consigliano, invece, di assumere il valore

0.025 nel caso di telai in acciaio e di 0.05 per i telai in cemento armato. I valori sperimentali di b riportati in letteratura variano da circa -0.3 a +1.2 (Park, 1984), con un valore medio di circa 0.15 (Cosenza et al., 1993). La tabella 5.2.26 suddivide il danno osservato in 5 livelli e ad ognuno associa un corrispondente indice di Park ed Ang (Tab. 8.3.1):

Tabella 8.3.1 Classificazione del danno osservato a seconda dell'indice di PA.

PA index values	Observed structural damage
$PA < 0.1$	No damage or localized cracking
$0.1 \leq PA < 0.25$	Minor damage
$0.25 \leq PA < 0.4$	Moderate damage
$0.4 \leq PA < 1.0$	Severe damage
$PA > 1.0$	Collapse

9 Analisi dell'affidabilità sismica delle strutture dotate di isolamento alla base

9.1 Effetti indotti dalla componente verticale sul comportamento sismico delle strutture isolate alla base mediante FPS

Attualmente l'isolamento alla base è una delle più comuni strategie di protezione sismica alternative al tradizionale capacity design utilizzato nei correnti codici. Negli ultimi anni, notevole è stata la diffusione di dispositivi a pendolo scorrevole, economici, di facile realizzazione, ed efficaci nei confronti delle azioni orizzontali. Le norme tecniche italiane (NTC2008), consentono generalmente l'utilizzo di analisi lineari e non lineari considerando le due direzioni principali orizzontali, ma non tengono in conto della componente sismica verticale. Essendo la risposta dinamica strettamente correlata al coefficiente d'attrito e quindi ai carichi verticali, il comportamento sismico può essere notevolmente affetto dalla componente verticale del moto sismico.

In particolare, gli effetti dei carichi verticali possono essere notevolmente amplificati nel caso di eventi sismici near-fault.

Tali eventi sono caratterizzati dal fatto che le zone vicine alla sorgente possono essere interessate da fenomeni chiamati dai sismologi di direttività (Chioccarelli e Iervolino 2009). Tali effetti sono definiti di campo vicino, o near-source, perché legati alle direzioni prevalenti di propagazione della rottura e dello scorrimento (slip) sulla faglia. A causa di essi il moto al suolo di un sito che si trova in determinate condizioni geometriche in prossimità della sorgente può avere delle caratteristiche peculiari. In particolare, la storia di velocità in direzione ortogonale alla faglia può presentare, nelle prime fasi del segnale, un ciclo a bassa frequenza (l'impulso) nel quale si concentra gran parte dell'energia (Somerville et al. 1997). Ciò che succede è schematicamente rappresentato in figura 4, per semplicità relativa a un terremoto di tipo strike-slip. In modo grossolano si può dire che discretizzando la rottura in sorgenti puntiformi di onde meccaniche, la parte iniziale della rottura irradia prima verso il sito mentre quella successiva irradia dopo, ma deve percorrere meno strada, questo può determinare interferenza costruttiva delle onde sismiche e quindi la formazione di un impulso a bassa frequenza e alta energia (Sito 2) (Fig. 9.1.1).

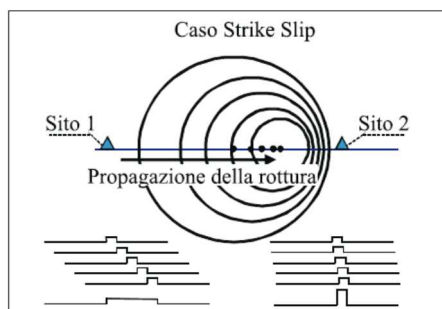


Figure 9.1.1 Schematizzazione degli effetti near-source (Chioccarelli e Iervolino 2009)

Lontano dalla sorgente o per siti che vedono allontanarsi da se la rottura questo effetto si perde e l'energia portata in dote dal segnale è distribuita più uniformemente (Sito1). Nel caso di rottura strike-slip, l'impulso si registra sulle componenti orizzontali del segnale e soprattutto in direzione ortogonale allo strike essendo quest'ultima anche la direzione ortogonale alla propagazione della rottura, mentre questo effetto è atteso attenuato in direzione parallela. Nel caso dei terremoti normali o dip-slip, la componente impulsiva del segnale è in direzione ortogonale al piano di rottura e di conseguenza ha componenti sia nel piano orizzontale sia nel piano verticale (Fig. 9.1.2).

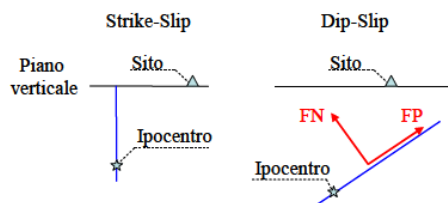


Fig.9.1.2 Tipologie di eventi sismici near - fault (Somerville et al. 1997)

Un tipico esempio di evento sismico di tipo dip-slip è quello di L'Aquila 2009, dove si sono registrate elevate componenti in termini di accelerazioni in direzione orizzontale e verticale (Fig. 9.1.3 e 9.1.4), in alcuni casi notevolmente superiori rispetto a quelle previste dalle NTC 2008.

Gli effetti della direttività, visti in questi termini, sono di particolare interesse per l'ingegneria sismica. Infatti, le strutture che hanno un periodo fondamentale di oscillazione pari a una certa frazione del periodo dell'impulso, andando in campo non lineare ed essendo soggette a elongazione del periodo, possono subire una richiesta anomala di prestazione inelastica, dove l'anomalia è intesa rispetto ai terremoti che non presentano l'impulso, detti anche ordinari.

In tale ambito, alcune ricerche sono state condotte da Constantinou (8), i quali mostrano gli effetti dell'interazione tra le componenti ortogonali della forza attrittiva all'interfaccia.

Numerosi test su modelli a telaio rigido sono stati condotti da Whittaker (9), che dimostrano che gli effetti dello scuotimento verticale sulla risposta in termini di forza e spostamento sono trascurabili. Nel 2009, Khoshnoudian and Hagdoust (2) hanno dimostrato che l'interazione tra la rigidità nelle due direzioni orizzontali comporta una diminuzione del taglio alla base nelle strutture isolate, e la componente verticale influisce sulla risposta orizzontale.

9.1.1 Effetti indotti dalla componente verticale: Analisi deterministiche

Ai fini dell'analisi dell'efficacia del comportamento sismico delle costruzioni isolate alla base mediante isolatori FPS in presenza di effetti sismici dovuti ad eventi near-fault è stato investigato il comportamento sismico del dispositivo trascurando gli effetti indotti dal comportamento della sovrastruttura (Petti et al. 2013) (Fig. 9.1.1.3). In particolare, il sistema è stato analizzato mediante l'utilizzo del modello descritto al par. 5.1 implementato in SAP2000 (Friction Pendulum Isolator) considerando gli eventi sismici di L'Aquila 2009 ed Emilia Romagna 2012.

Nella seguente tabella (Tab. 9.1.1.1) si mostrano la Magnitudo e la PGA riferite alle componenti orizzontali (X ed Y) e verticali (Z).

Tab.9.1.1.1 Caratteristiche eventi sismici considerati

ID station	Pga (g)			
	Mw	PGA _{NS}	PGA _{EW}	PGA _v
L'Aquila 06/04/2009	6,3	0,34	0,34	0,35
AQK Station				
Emilia Romagna 20/05/2012	6,0	0,26	0,26	0,30
MRN Station				

Un plottaggio degli spettri in termini di pseudo - accelerazione per le tre direzioni, e le due stazioni, è mostrato nelle seguenti figure (Fig. 9.1.1.1 – 9.1.1.2):

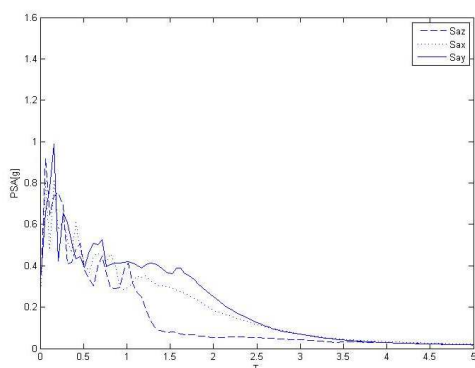


Fig.9.1.1.1 Acceleration spectra (L'Aquila event, Petti et al. 2012)

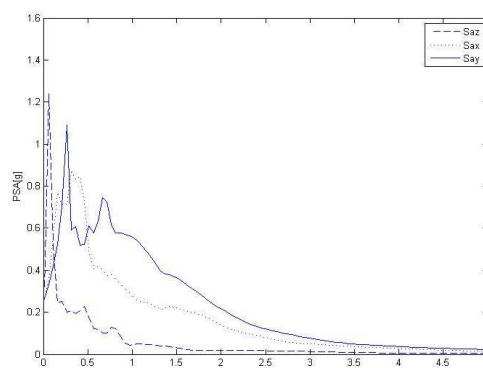


Fig.9.1.1.2 Acceleration spectra (Emilia Romagna event, Petti et al. 2012)

Il sistema complessivo (Fig. 9.1.1.3) è modellato mediante il modello di Park et al. descritto al paragrafo 5.1 in ambiente SAP 2000 (CSI Berkeley):



Fig.9.1.1.3 Sistema indagato

E' stato condotto un ampio set di analisi dinamiche non lineari al fine di analizzare la risposta sismica dei sistemi isolati mediante FPS considerando tre differenti raggi R (1,2 e 4m) e tre coefficienti d'attrito μ (0.025, 0.05 e 0.10). Le figure 9.1.1.4 - 9.1.1.5 - 9.1.1.6 - 9.1.1.7 - 9.1.1.8 - 9.1.1.9 - 9.1.1.10 - 9.1.1.11 descrivono i risultati ottenuti rispettivamente per le stazioni AQK ed MRN con (3D) e senza (2D) componente verticale del moto.

In particolare le figure (9.1.1.4-9.1.1.8) rappresentano il massimo spostamento relativo d_{max} , le figure (9.1.1.5-9.1.1.9) mostrano il rapporto tra il taglio massimo alla base S_{max} e il peso totale del sistema W . Le figure (9.1.1.6-9.1.1.10) mostrano il rapporto tra le massime accelerazioni assolute a_{abs} e g e le figure (9.1.1.7-9.1.1.11) i rapporti tra i periodi di vibrazione effettivi T_{eff} e quelli di riferimento T_r . L'analisi dei risultati mostra che il comportamento sismico dei sistemi isolati con FPBs è generalmente considerevolmente

affetto dalla componente verticale. In particolare il taglio base e le accelerazioni assolute aumentano fino al doppio per l'input sismico inerente la stazione MRN.

Di contro, gli spostamenti massimi relativi generalmente aumentano in maniera minore e, alla fine, poche differenze si riscontrano sui periodi effettivi. Usualmente, la risposta peggiora al diminuire del raggio dell'FPBs. Inoltre, nel caso con raggio pari a 1 m si ha un'inversione del trend rispetto ai casi in cui il raggio è maggiore. Infine, i periodi di vibrazione effettivi diminuiscono leggermente all'aumentare del coefficiente d'attrito e del raggio dell'FPBs.

L'analisi dei risultati mostra che nel caso di coefficiente d'attrito pari a 0.025, ad eccezione del raggio pari a 1m, non c'è alcun incremento degli spostamenti relativi, mentre il rapporto del taglio alla base aumenta linearmente all'aumentare della PGA sino a valori pari a 1.75 in corrispondenza di PGA pari a 1.3g.

Nel caso di coefficienti d'attrito pari a 0.10 il rapporto di spostamento raggiunge 1.25 per raggi pari a 1m e il rapporto del taglio alla base aumenta fino a 2.10m in corrispondenza di PGA pari a 1.1g.

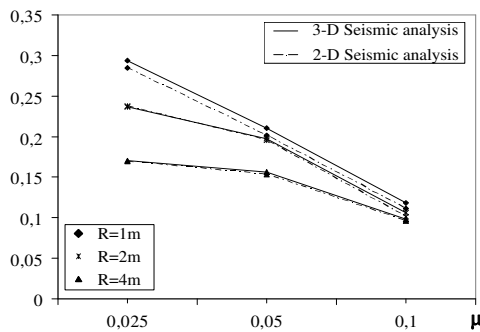


Fig.9.1.1.4 Maximum displacement d_{max} (m), AOK site

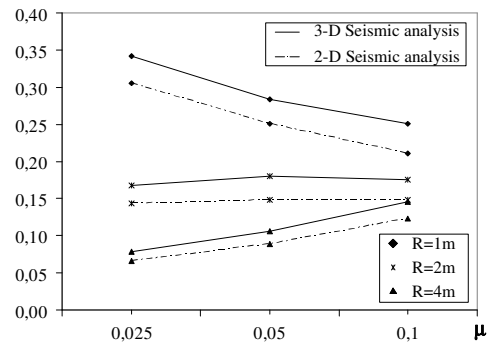


Fig.9.1.1.5 Ratio S_{max}/W , AOK site

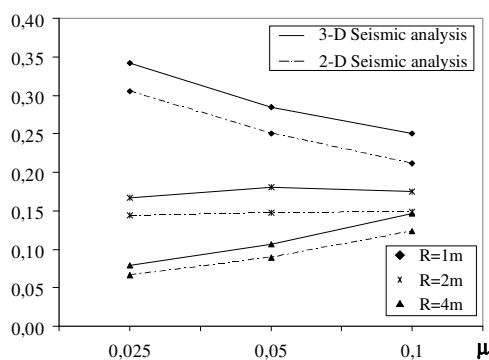


Fig.9.1.1.6 Ratio a_{abs}/g , AQK site

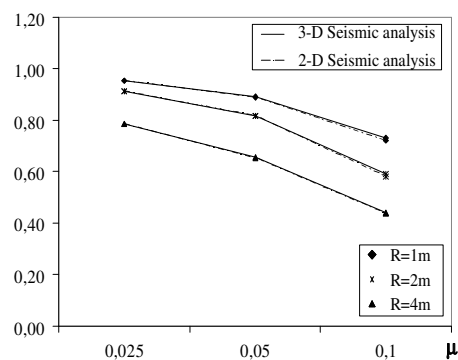


Fig.9.1.1.7 Ratio T_{eff}/T_r , AQK site

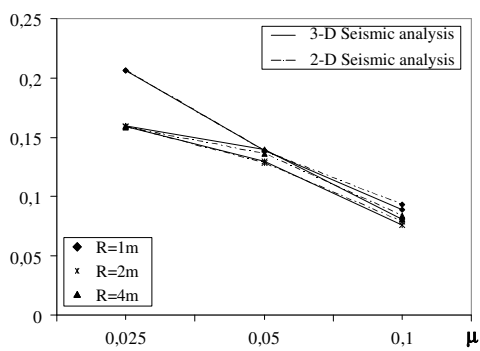


Fig.9.1.1.8 Maximum displacement d_{max} (m), MRN site

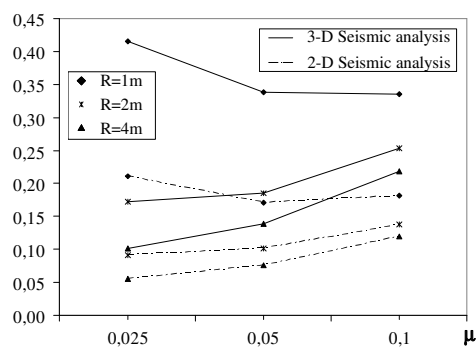


Fig.9.1.1.9 Ratio S_{max}/W , MRN site

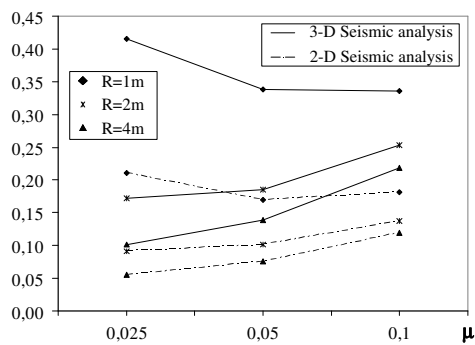


Fig.9.1.1.10 Ratio a_{abs}/g , MRN site

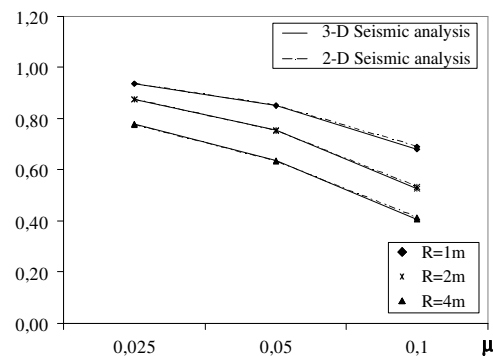


Fig.9.1.1.11 Ratio T_{eff}/T_r , MRN site

Al fine di investigare gli effetti della componente verticale del moto, le figure da 9.1.1.12 a 9.1.1.19 descrivono la risposta sismica al variare della PGA della componente verticale

scalando le registrazioni originali delle stazioni AQK e MRN. In particolare, le figure (9.1.1.12-9.1.1.13-9.1.1.16-9.1.1.17) descrivono i rapporti tra gli spostamenti massimi relativi d_{max} ottenuti tenendo o meno in conto della componente verticale del moto nel caso di coefficiente d'attrito pari a 0.025 e 0.10. Le figure (9.1.1.14-9.1.1.15-9.1.1.18-9.1.1.19) rappresentano invece i rapporti tra il taglio alla base valutati tenendo o meno in conto della componente verticale per gli stessi casi.

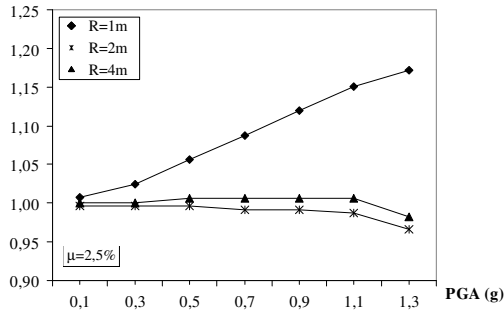


Fig.9.1.1.12 Ratio $d_{max}(3D)/d_{max}(2D)$, AQK

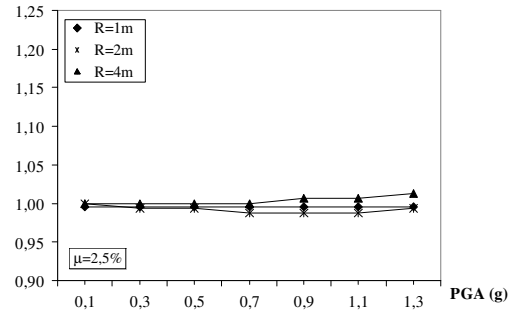


Fig.9.1.1.13 Ratio $d_{max}(3D)/d_{max}(2D)$, MRN site

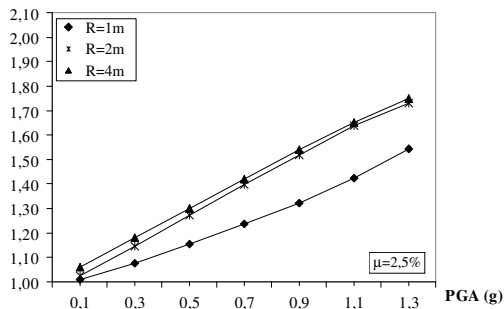


Fig.9.1.1.14 Ratio $S_{max}(3D)/S_{max}(2D)$, AQK site

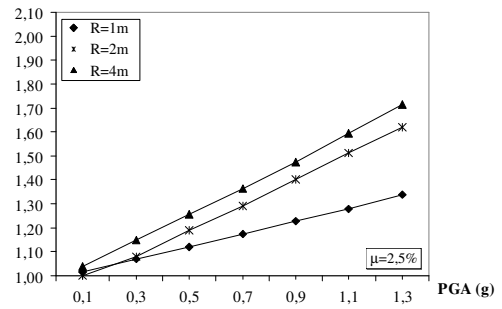


Fig.9.1.1.15 Ratio $S_{max}(3D)/S_{max}(2D)$, MRN site

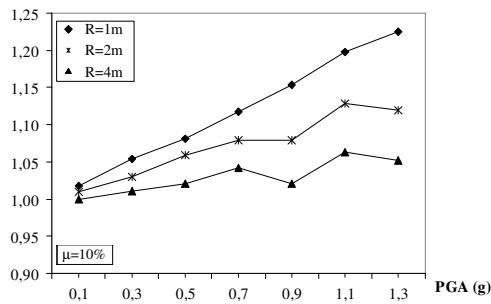


Fig.9.1.1.16 Ratio $d_{max}(3D)/d_{max}(2D)$, AQK site

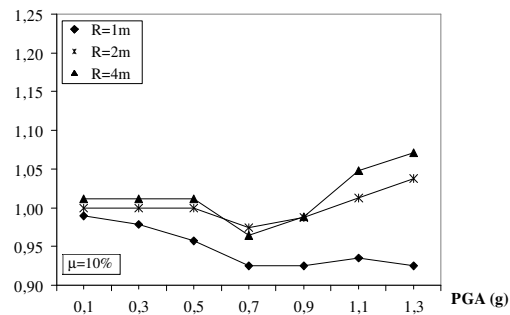


Fig. 9.1.1.17 Ratio $d_{max}(3D)/d_{max}(2D)$, MRN site

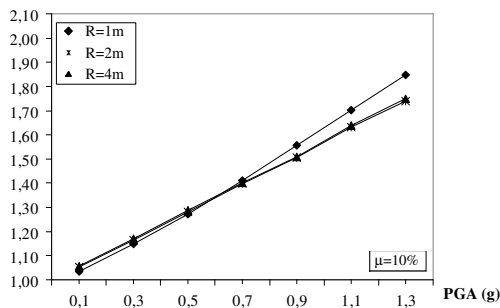


Fig. 9.1.1.18 Ratio $S_{max}(3D)/S_{max}(2D)$, AQK site

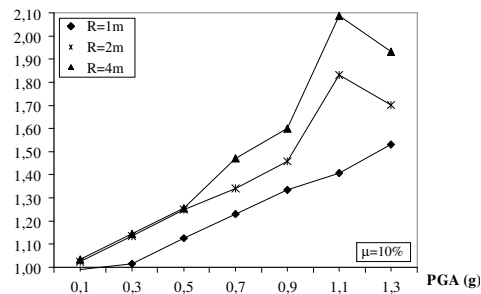


Fig. 9.1.1.19 Ratio $S_{max}(3D)/S_{max}(2D)$, MRN site

L'analisi dei risultati mostra che nel caso di coefficiente d'attrito pari a 0.025, ad eccezione del raggio pari a 1m, non c'è alcun incremento degli spostamenti relativi, mentre il rapporto del taglio alla base aumenta linearmente all'aumentare della PGA sino a valori pari a 1.75 in corrispondenza di PGA pari a 1.3g.

Nel caso di coefficienti d'attrito pari a 0.10 il rapporto di spostamento raggiunge 1.25 per raggi pari a 1m e il rapporto del taglio alla base aumenta fino a 2.10 in corrispondenza di PGA pari a 1.1g.

9.1.2 Effetti indotti dalla componente verticale: Analisi stocastiche

Come discusso al paragrafo 6.3, il coefficiente d'attrito è dipendente da numerosi fattori, quali la temperatura, lo sforzo assiale, il numero di cicli, la velocità, il tasso di usura del materiale costituente le superfici a contatto. Al fine di investigare l'effetto delle variazioni di tale parametro sulla risposta dinamica di un sistema di isolamento descritto da un

oscillatore semplice attrittivo alla Coulomb, sono state condotte analisi affidabilistiche considerando quale variabile aleatoria di una ipotetica distribuzione di probabilità il coefficiente d'attrito che caratterizza la superficie di scorrimento.

In particolare, sono state condotte analisi Montecarlo in ambiente Matlab utilizzando il metodo dell'inversione (Angelini 2012). Esso, considerata una variabile aleatoria continua X avente densità di probabilità ρ_x e $Z=f(X)$ una variabile aleatoria funzione monotona di X , se si considera il caso in cui Z assume proprio i valori della distribuzione cumulativa avremo che:

$$z(x) = \int_{-\infty}^x \rho_x(t) dt$$

Il metodo dell'inversione consta nel:

- 1) Campionare una sequenza di numeri η_i uniformemente distribuiti in $[0,1]$
- 2) Risolvere (analiticamente o numericamente) per ciascun valore η_i l'equazione:

$$z(x_i) = \eta_i$$

determinare cioè:

$$x_i = z^{-1}(\eta_i)$$

considerata una variabile aleatoria continua X .

Ai fini delle analisi svolte, è stata utilizzata una distribuzione di tipo log-normale (Fig. 9.1.2.1), utilizzata per rappresentare quantità definite positive, che per definizione è la distribuzione di una variabile il cui logaritmo naturale segue una distribuzione normale. Dalla definizione di distribuzione normale:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma_x \sqrt{2\pi}} \cdot \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{x - \mu_x}{\sigma_x} \right)^2 \right] \quad -\infty < x < +\infty$$

se si pone $x=\ln(y)$, si ottiene la distribuzione log-normale di y :

$$f(x) = \frac{1}{y\sigma_x\sqrt{2\pi}} \cdot \exp\left[-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln(y) - \mu_x}{\sigma_x}\right)^2\right] \quad 0 < y < +\infty$$

Si riporta di seguito un esempio di distribuzione lognormale:

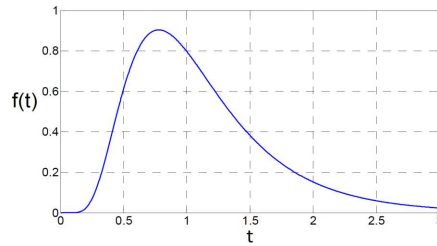


Fig.9.1.2.1 Esempio di distribuzione lognormale

Partendo dai valori di media e varianza della distribuzione normale associata è possibile passare a quella della v.a. distribuita in modo lognormale. Ai fini delle analisi sono stati assunti quali valori della distribuzione $\mu_y = 5\%$ e $\sigma_y = 10\%\mu_y$. A valle della procedura di simulazione statistica si ottengono le seguenti funzioni di densità e di distribuzione della variabile aleatoria considerata (Fig. 9.1.2.2 – 9.1.2.3):

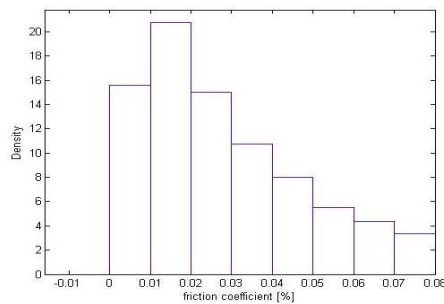


Fig.9.1.2.2 PDF dei valori del coefficiente d'attrito [%]

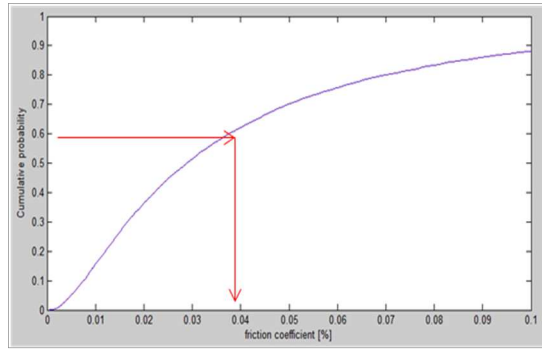
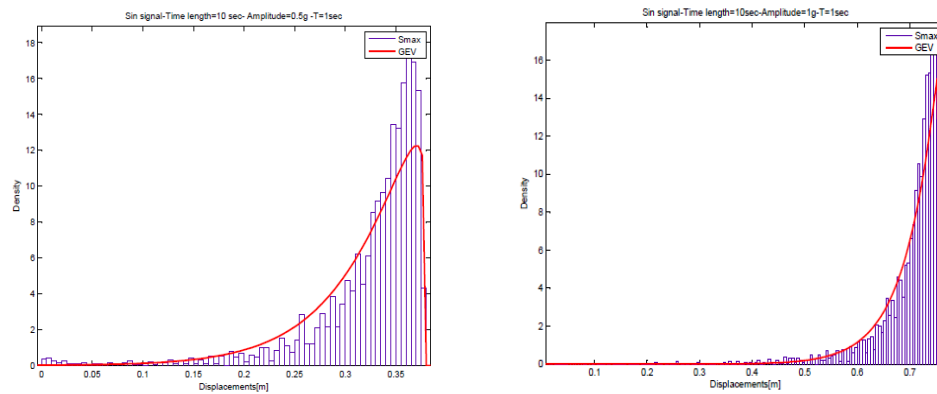


Fig.9.1.2.3 CDF dei valori del coefficiente d'attrito [%]

Di seguito si mostrano i risultati principali delle analisi condotte in termini di funzioni di densità di probabilità degli spostamenti relativi massimi approssimando esse con la distribuzione dei valori massimi generalizzati GEV (Fig. 9.1.2.4). In particolare il periodo del sistema considerato è stato assunto pari a $T=3$ sec, fattore di smorzamento equivalente pari a $\xi = 1\%$, raggio pari a $R=2,23$ m, soggetto a forzante sinusoidale di durata pari a 5sec e 10sec, ampiezza variabile da 0,5g a 2g e periodo pari a $T=1,2,3,4$ sec.



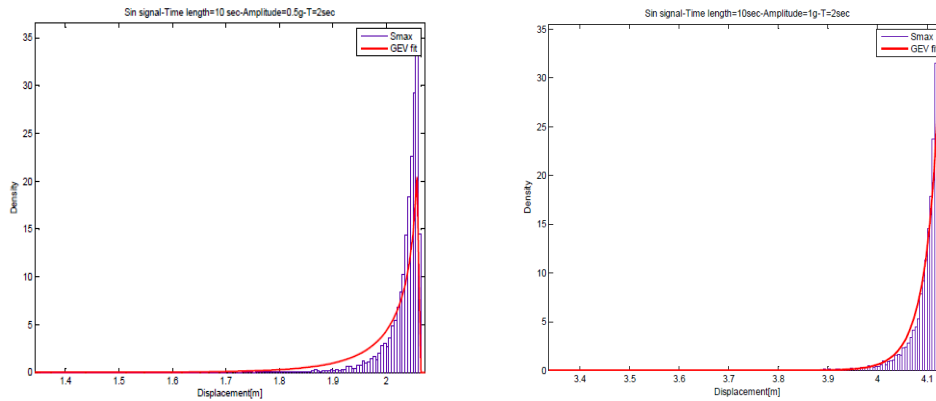


Fig. 9.1.2.4. Funzioni di densità di probabilità in termini di spostamento massimo – forzante sinusoidale

Dai risultati si evidenzia come i massimi della funzione densità in termini di spostamenti relativi massimi variano al variare di tali parametri (in particolare ampiezza e periodo) presentando, nel caso esaminato, risultati maggiormente dispersi nel caso di periodi di oscillazione della forzante minori.

Di seguito si riporta il plottaggio dei rapporti tra i valori probabilistici e i valori deterministici della media, del frattile al 95% normalizzato rispetto alla media e del coefficiente di variazione al variare del periodo e dell'ampiezza della forzante in ingresso (Fig. 9.1.2.5 – 9.1.2.6).

Capitolo IX: Analisi dell'affidabilità sismica delle strutture dotate di isolamento alla base

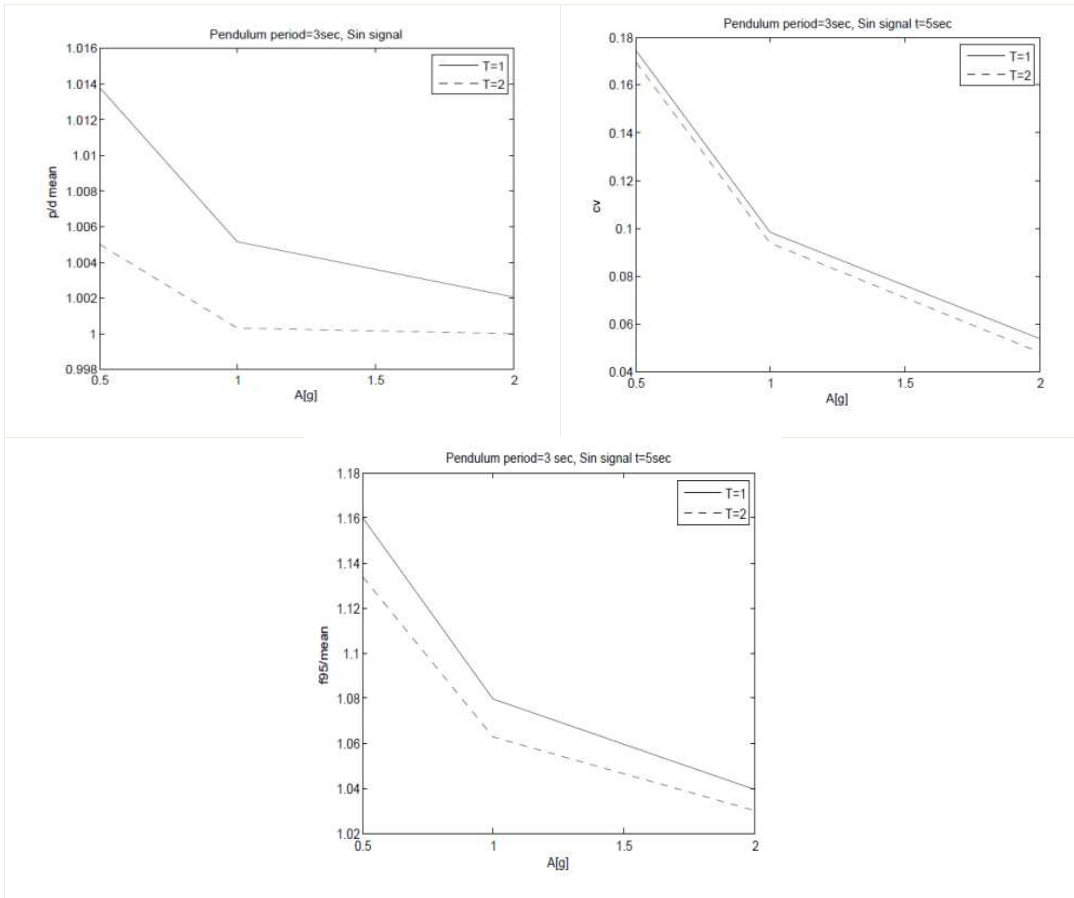
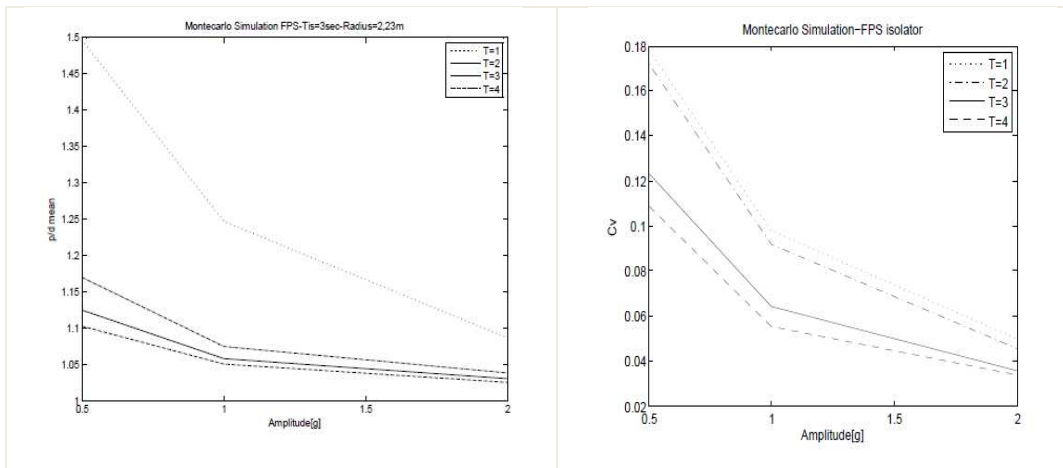


Fig.9.1.2.5 Stime dei rapporti tra parametri probabilistici e deterministici – Durata del segnale 5sec



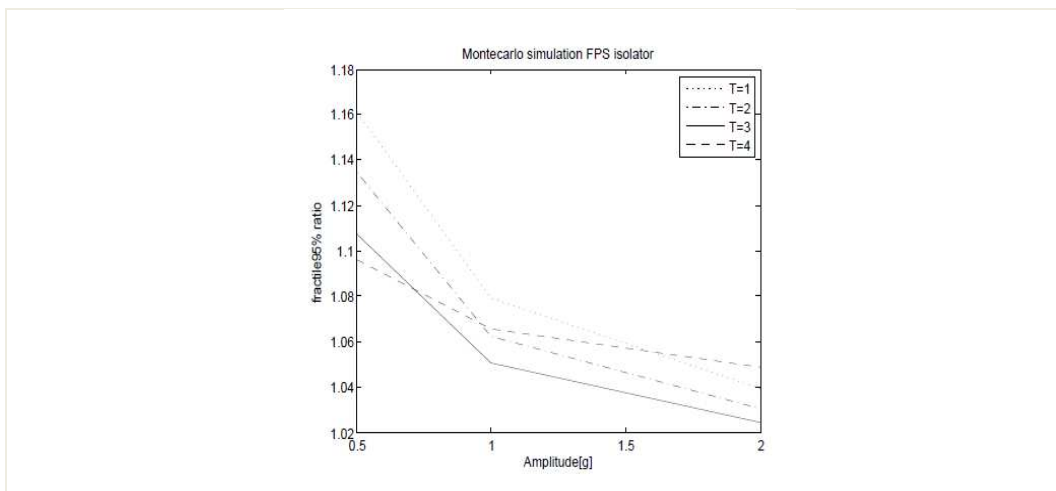


Fig.9.1.2.6 Stime dei rapporti tra parametri probabilistici e deterministici – Durata del segnale 10sec

In particolare le stime dei parametri probabilistici migliori si hanno per periodi più elevati della forzante ed ampiezze più elevate, inoltre per durate del segnale basse i valori degli scostamenti sono circa pari all' 1%, mentre per durate maggiori sono circa pari al 10-15%.

Analisi affidabilistiche sul modello suddetto sono state svolte considerando segnali in ingresso registrati (Evento di L'Aquila 09') evidenziando la presenza di valori densità elevati in termini di spostamenti massimi relativi e taglio massimo in corrispondenza di particolari valori del coefficiente d'attrito a causa del comportamento non lineare del dispositivo (Fig. 9.1.2.7 -9.1.2.8 – 9.1.2.9 – 9.1.2.10 – 9.1.2.11).

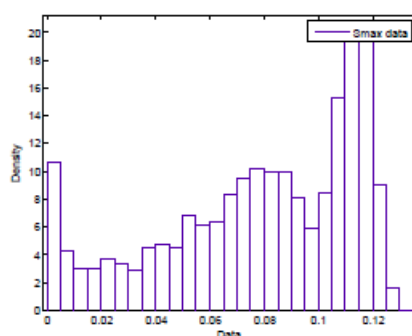


Fig.9.1.2.7 Funzione di densità di probabilità degli spostamenti massimi relativi – evento di L'Aquila 09'

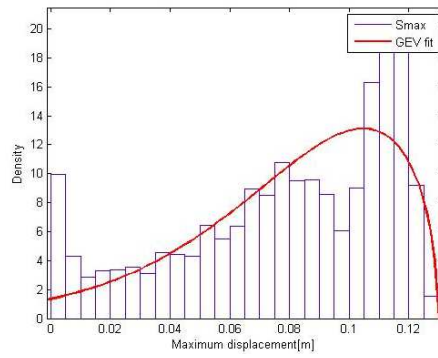


Fig.9.1.2.8 Approssimazione mediante funzione GEV

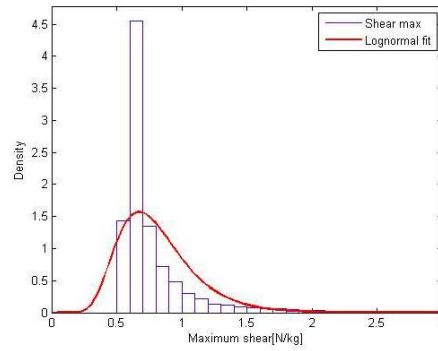


Fig.9.1.2.9 Funzione di densità di probabilità del taglio massimo – evento di L'Aquila 09'

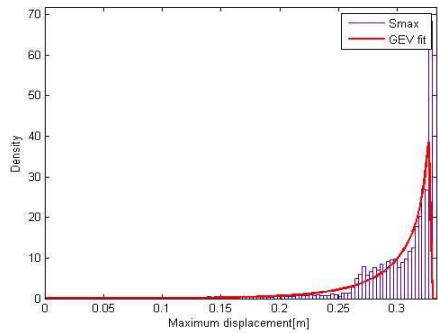


Fig.9.1.2.10 Funzione di densità di probabilità degli spostamenti massimi relativi – evento di Northridge

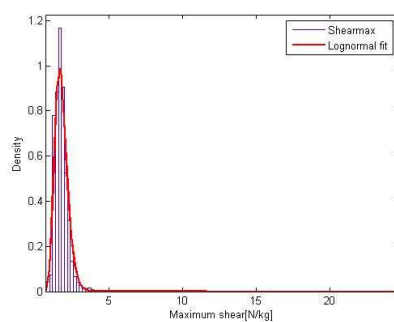


Fig.9.1.2.11 Funzione di densità di probabilità del taglio massimo – evento di Northridge

Lo studio ha indagato poi l'efficacia dei sistemi di isolamento nei confronti di sollecitazioni assiali indotte da eventi di tipo near-fault. In particolare, i seguenti eventi sismici sono stati considerati (Tab. 9.1.2.1):

Capitolo IX: Analisi dell'affidabilità sismica delle strutture dotate di isolamento alla base

Tab.9.1.2.1 Caratteristiche eventi sismici considerati

Località Evento Sismico	Anno	Stazione	Coordinate		ML	Profondità Focale(km)	Dist.Epic. (Km)	Dist.Faglia (Km)	Geologia Locale	Meccanismo di faglia	Comp.	PGA (g)
			N.Lat	E.Long								
L'Aquila	06/04/2009	AQK Park Ing.	42.345	13.401	5.8	8.8	5.7	3.1	-	-	V1 V2 UP	0.341 0.34 0.349
Northridge	17/01/1994	Tarzana - Cedar Hill Nursery A	34.16	118.534	6.4	19	5.5	0.4	soft rock	strike slip + thrust fault	V1 V2 UP	1.778 0.989 1.047
Parkfield	28/09/2004	Fault Zone 14	35.908	120.459	6	7.9	12.9	0.1	alluvium, rock	strike slip	V1 V2 UP	1.311 0.538 0.557
New Zealand	03/09/2010	Greendale	43.588	172.089	7	5	6.9	3.50	-	strike slip	V1 V2 UP	0.752 0.676 0.95
San Fernando	09/02/1971	Pacoima Dam	34.34	118.4	Mw 6.6	8.4	6.7	-	-	-	V1 V2 UP	1.17 1.075 0.709
Landers	28/06/1992	Joshua tree - Fire Station	34.131	116.315	7.3	1.1	14.4	10.1	-	strike slip	V1 V2 UP	0.273 0.284 0.181
Ancona	14/06/1972	Palombina	43.63	13.5	4.3	8	4	3	alluvium	Normal	V1 V2 UP	0.212 0.211 0.112
Umbria - Marche	29/09/1997	Nocera Umbra	43.031	12.862	Mw 6	6	11	1	stif soil	Normal	V1 V2 UP	0.524 0.462 0.419
Campano Lucano	23/11/1980	Surno	40.78	15.33	Mw 6.9	16	32	14	rock	Normal	V1 V2 UP	0.323 0.216 0.235
Bingol - Turkey	01/05/2003	Bayindirlik Murlugu	39.008	40.511	6.3	10	14	10	rock	strike slip	V1 V2 UP	0.515 0.297 0.451
Imperial Valley	15/10/1979	El Centro-Imperial Co services Bldg	32.793	115.563	6.6	12	27.7	-	deep alluvium	strike slip	V1 V2 UP	0.542 0.453 0.177
Loma Prieta	17/10/1989	Santa Cruz - UCSC Lick Elect.Shop	37.001	122.062	7	18	16.4	-	-	-	V1 V2 UP	0.41 0.441 0.331
Morgan Hill	24/04/1984	Coyote Lake Dam	37.12	121.54	6.2	9	24.9	8	alluvium, rock	strike slip	V1 V2 UP	1.159 0.652 0.384
San Simeon	22/12/2003	Templeton	35.556	120.719	6.5	4.7	38.3	-	-	strike slip + thrust fault	V1 V2 UP	0.428 0.467 0.263
Capo Mendocino	25/04/1992	Petrolia	40.325	124.287	7	15	7.8	-	-	strike slip + thrust fault	V1 V2 UP	0.589 0.662 0.163

I box plot (Fig. 9.1.2.12) ottenuti dalle analisi affidabilistiche condotte mediante l'utilizzo del modello SDOF descritto al par.5.3 mostrano l'elevata dispersione dei risultati in termini di spostamenti relativi massimi per gli eventi sismici di New Zeland, Campano Lucano e Capo Mendocino con dispersioni dell'ordine di circa 20-30 cm, mentre nei casi di Loma Prieta e San Simeon i valori sono dispersi di circa 10 cm.

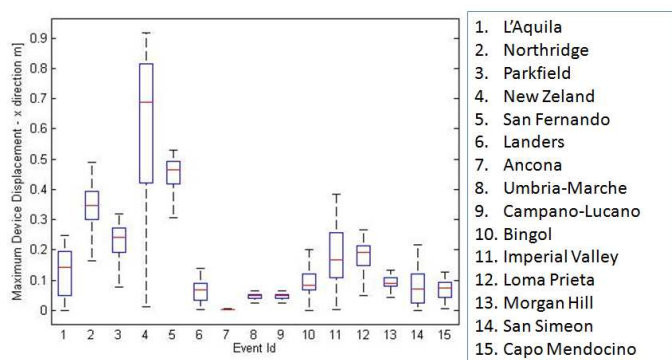


Fig. 9.1.2.12. Box plot degli spostamenti massimi relativi – modello SDOF

I risultati in termini in taglio mostrano un comportamento che è in linea con quello degli spostamenti registrati dai dispositivi per i corrispondenti eventi (Fig. 9.1.2.13).

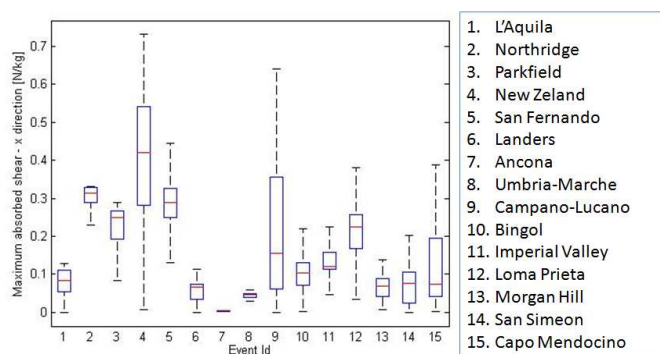


Fig. 9.1.2.13. Box plot del taglio massimo – modello SDOF

Al fine di valutare l'effetto della componente sismica verticale sull'affidabilità del comportamento di isolatori FPS sono state condotte analisi probabilistiche mediante modelli attritivi a due gradi di libertà già descritti nel paragrafo 5.4 soggetti ai segnali sismici di L'Aquila 09' (stazione AM043) e di Northridge (stazione Tarzana Cedar Hill) (Fig. 9.1.2.14 – 9.1.2.15 – 9.1.2.16 – 9.1.2.17).

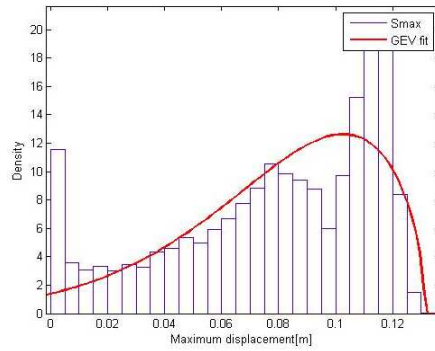


Fig. 9.1.2.14 Funzione di densità di probabilità degli spostamenti massimi relativi – evento di L'Aquila (componenti x e z)

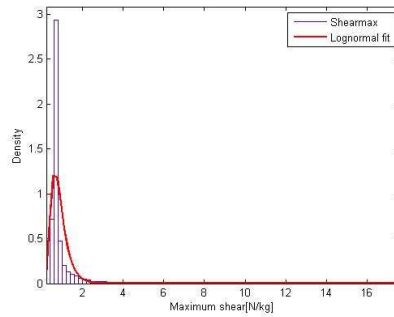


Fig. 9.1.2.15 Funzione di densità di probabilità del taglio massimo - evento di L'Aquila (componenti x e z)

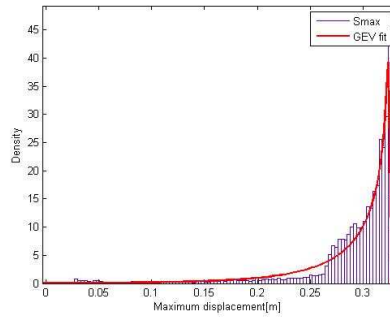


Fig. 9.1.2.16 Funzione di densità di probabilità degli spostamenti massimi relativi – evento di Northridge (componenti x e z)

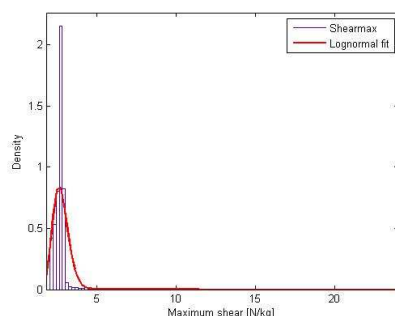


Fig. 9.1.2.17 Funzione di densità di probabilità del taglio massimo – evento di Northridge (componenti x e z)

Nel caso dell'evento di L'Aquila 09', i risultati ottenuti mostrano che la funzione di densità si addensa intorno a spostamenti massimi relativi di circa 8 ed 11 cm, ed il taglio intorno a valori di 0.6 N/Kg.

Nel caso dell'evento di Northridge, i risultati ottenuti mediante la modellazione semplificata mostrano che la funzione di densità assume valori elevati per spostamenti massimi di circa 0.35 cm, ed il taglio intorno a valori di 2.5 N/Kg.

I risultati ottenuti mediante la modellazione con comportamento multidirezionale in considerazione del comportamento assiale dell'isolatore conducono a risultati trascurabili rispetto a quelli ottenuti mediante la modellazione con comportamento unidirezionale. La variazione di sforzo assiale non induce variazioni significative sulla risposta stocastica del dispositivo (Fig. 9.1.2.18).

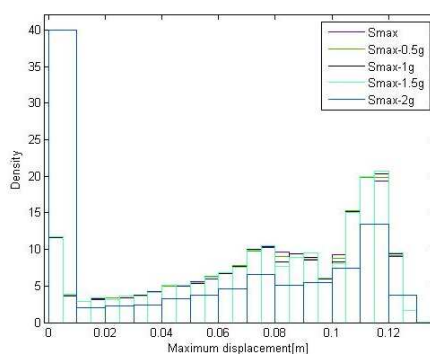


Fig. 9.1.2.18 Funzione di densità di probabilità degli spostamenti massimi al variare della componente verticale (Evento di L'Aquila)

I risultati in termini di spostamenti massimi relativi orizzontali e gli spostamenti residui normalizzati rispetto a quelli deterministici considerando un modello dell'oscillatore attrittivo a due gradi di libertà al variare dell'accelerazione sismica verticale vedono differenti andamenti crescenti o decrescenti in dipendenza delle caratteristiche del segnale in ingresso (Fig. 9.1.2.19 e 9.1.2.20).

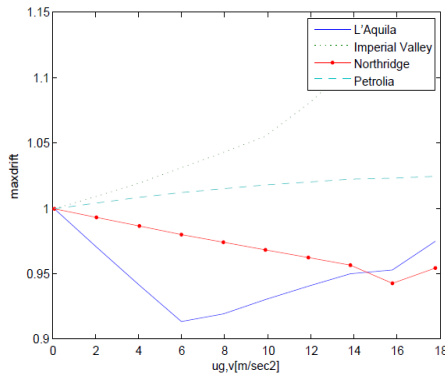


Fig. 9.1.2.19 Spostamenti massimi relativi normalizzati al variare dell'accelerazione verticale.

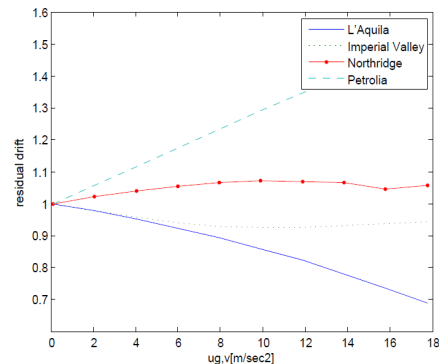


Fig.9.1.2.20 Spostamenti residui normalizzati al variare dell'accelerazione verticale.

9.2 Effetti indotti dalla componente verticale sul comportamento sismico di un edificio intelaiato in c.a. regolare

9.2.1 Modellazione

Lo studio indaga inoltre la risposta sismica di un sistema strutturale intelaiato isolato alla base con eccitazione in ingresso di tipo near fault al fine di investigare il comportamento globale di esse. Il sistema indagato è quello riportato al par. 4.2, modellato in ambiente SAP 2000 (Fig 9.2.1.1 – 9.2.1.2 – 9.2.1.3):

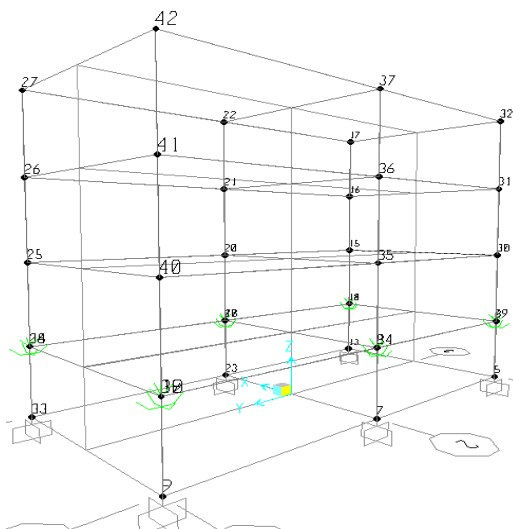


Fig. 9.2.1.1 Modello strutturale considerato ai fini delle analisi

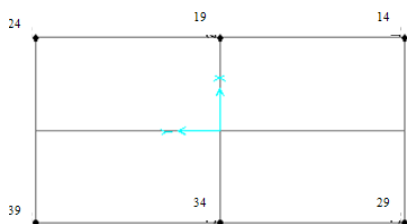


Fig.9.2.1.2 Numerazione nodi livello di isolamento

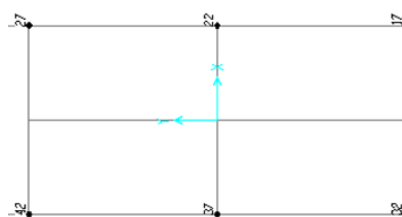


Fig. 9.2.1.3 Numerazione nodi ultimo livello

I 6 elementi rappresentativi degli isolatori FPS sono caratterizzati dai seguenti parametri meccanici:

raggio $R_0 = 1,50$ m

attrito dinamico $\mu_{max} = 0,05$

attrito statico $\mu_{min} = 0,1$

rate parameter: $\alpha=40$ sec/m

Una delle prime caratteristiche degli isolatori (Link non lineari: Friction Pendulum) da determinare per condurre l'analisi lineare è la rigidezza laterale.

Caratteristiche lineari degli isolatori

$$K_{FPS} = m \left(\frac{2\pi}{T} \right)^2 = 3130548 \text{ N/m}$$

$$\frac{K_{FPS}}{n_{isol}} = 521.758001 \text{ kN/m}$$

Il modello utilizzato nel software agli elementi finiti è basato sul comportamento isteretico proposto al paragrafo 3.3.1.

La relazione tra il coefficiente di attrito e la velocità di scorrimento è data da Constantinou et al. (1990) ed è del tipo esponenziale negativa, inoltre α è un parametro che ha le dimensioni dell'inverso di una velocità (Eq. 9-1):

$$\mu = \mu_{\max} - (\mu_{\max} - \mu_{\min})e^{-\alpha|u|} \quad (9-1)$$

I parametri dell'equazione (9-1) sono stati calibrati in modo tale che per un valore di $V_{\max}/10$ ottenuto dall'analisi lineare della struttura, si registri un calo della funzione μ abbastanza rapido, passando dal valore iniziale μ_{\min} del 10% a velocità nulla ad un valore μ_{\max} del 5%, così da rappresentare il fenomeno del primo distacco negli isolatori ad attrito (Fig. 9.2.1.4).

La procedura di calibrazione ha determinato il seguente valore per il parametro:

$$\alpha = 40 \text{ sec/m}$$

con valori prefissati del coefficiente di attrito:

$$\mu_{\max} = 0,10$$

$$\mu_{\min} = 0,05$$

V	μ
(m/sec)	
0	0.100
0.05	0.057
0.1	0.051
0.15	0.050
0.2	0.050
0.25	0.050
0.3	0.050
0.35	0.050
0.4	0.050
0.45	0.050
0.5	0.050
0.55	0.050
0.6	0.050
0.65	0.050

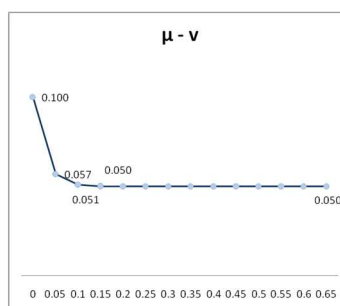


Fig.9.2.1.4 Relazione attrito – velocità

9.2.2 Risultati

Dai risultati delle analisi dinamiche non lineari con registrazioni accelerometriche di eventi naturali (L'Aquila 09' – Northridge) sono stati ricavati gli spostamenti orizzontali massimi relativi dei nodi di controllo posti all'ultimo livello ed a quello di isolamento. In particolare, i risultati sono plottati in termini di spostamenti relativi ottenuti nel caso di input bidimensionale planare normalizzati rispetto agli spostamenti orizzontali ottenuti nel caso di input tridimensionale al variare della accelerazione di picco al suolo verticale (Fig. 9.2.2.1).

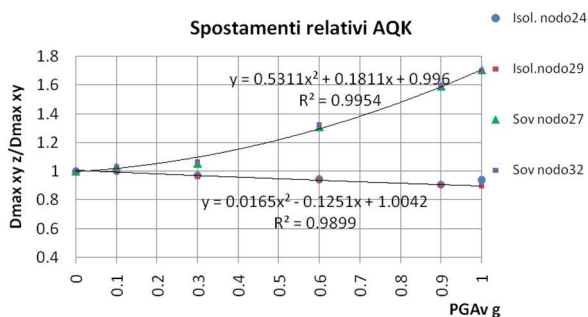


Fig.9.2.2.1 Spostamenti dei nodi di controllo

I risultati mostrano un notevole incremento del comportamento sismico della sovrastruttura all'aumentare della componente verticale con PGA pari ad 1g. A livello del sistema di isolamento, invece, non si registrano evidenti variazioni di risposta.

Tale incremento è evidente nel plottaggio del taglio alla base normalizzato (3D/2D) (Fig.9.2.2.2).

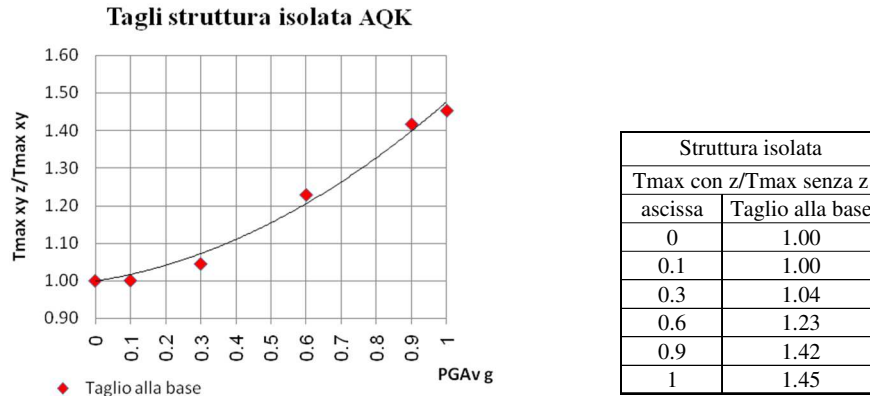


Fig. 9.2.2.2: Taglio alla base 3D/2D

Il taglio alla base aumenta di circa il 45% mentre si osserva che rispetto alla struttura non isolata, la presenza degli FPS migliora la risposta sismica della struttura (9.2.2.3).

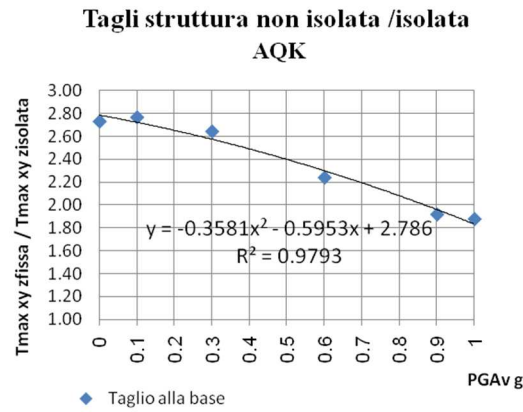


Fig.9.2.2.3: Confronto tagli alla base tra struttura a base fissa e isolata

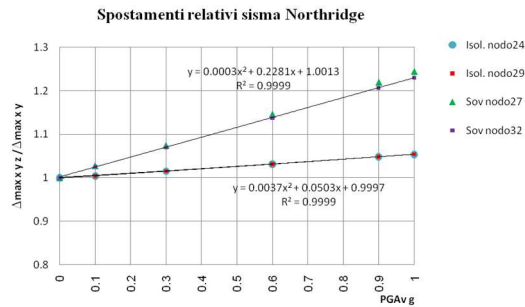


Figura 9.2.2.4: Spostamenti dei nodi di controllo

Nel caso dell'evento di Northridge si registra un peggioramento del comportamento sia della sovrastruttura (fino ad esibire uno spostamento maggiorato di circa il 25% in corrispondenza di componente verticale con PGA pari ad 1g), sia degli isolatori (5%), all'aumentare della componente sussultoria (Fig. 9.2.2.4). Invece per il taglio le condizioni peggiorano di circa il 50% (Fig. 9.2.2.5).

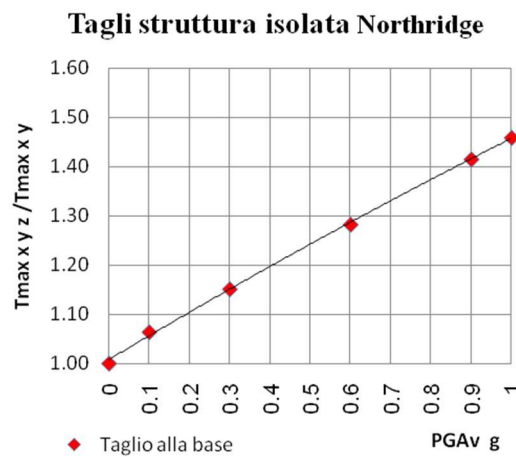


Fig.9.2.2.5: Taglio alla base 3D/2D

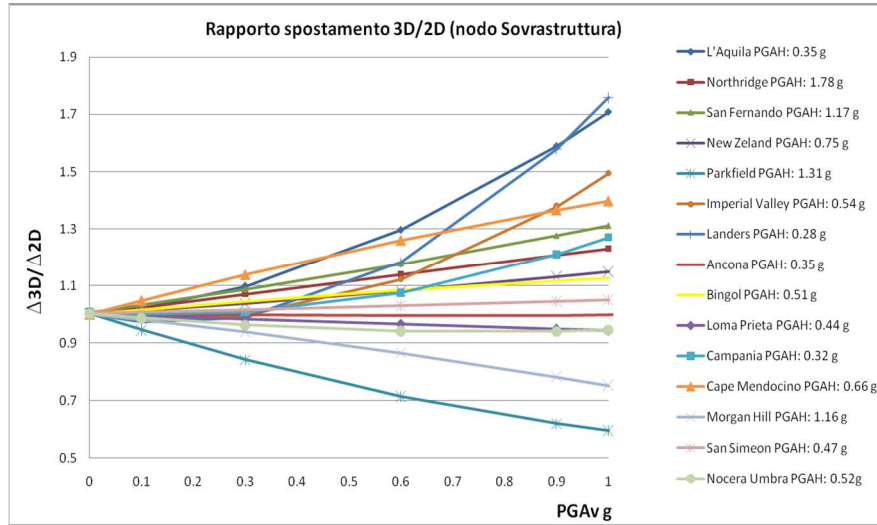


Fig. 9.2.2.6 Spostamenti orizzontali massimi normalizzati

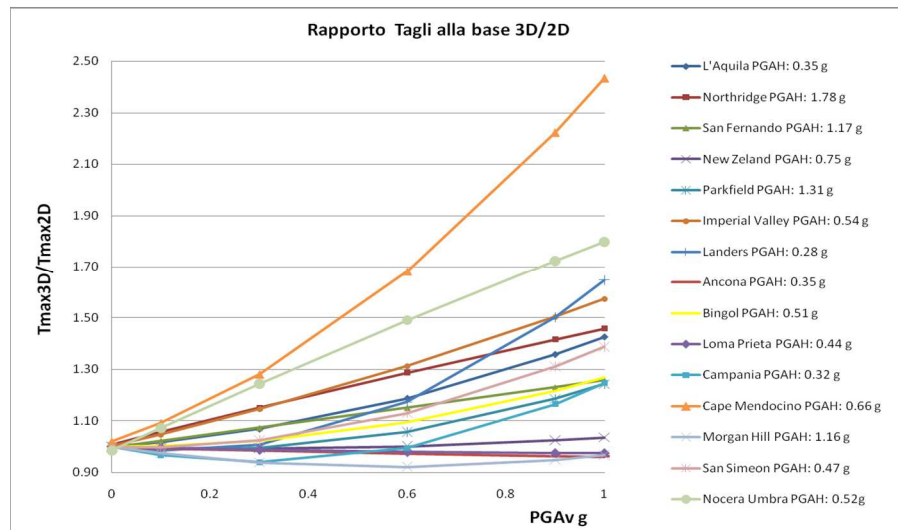


Fig.9.2.2.7 Taglio alla base massimo normalizzato

I risultati delle analisi dinamiche non lineari considerando gli input in ingresso mostrati in tabella 9.1, evidenziano che l'incremento di spostamento orizzontale della sovrastruttura dovuto alla presenza della componente verticale oscilla nel range dal 20 al 30% per la maggioranza degli eventi in corrispondenza di una PGAv pari a 1g, mentre in alcuni casi può essere al di fuori di tale range (Fig. 9.2.2.6). In particolare, in alcuni casi si registra una

diminuzione dello spostamento orizzontale dovuto ad effetti di stabilizzazione della risposta sismica della componente verticale. Inoltre il comportamento è di tipo lineare o più che lineare.

Gli incrementi dovuti alla presenza della componente verticale in termini di taglio alla base massimo raggiungono valori intorno a circa il 70% in corrispondenza di PGA_v pari a $1g$ con comportamento lineare o più che lineare (Fig. 9.2.2.7). In taluni casi si evidenzia un decremento della risposta dovuto ad effetti di decompressione negli isolatori.

Di conseguenza sorge la necessità, in molti casi, di un adeguamento/rafforzamento della sottostruttura e del sistema fondazione/terreno mediante interventi di rinforzo statico. Inoltre è consigliabile apportare un incremento di resistenza della sovrastruttura.

10 Analisi di affidabilità sismica delle strutture complesse isolate mediante FPS: il caso studio di un viadotto a travate semplicemente appoggiate

Ai fini dello studio dell'affidabilità della strategia dell'isolamento sismico si considera quale caso studio quello di un viadotto in c.a. a travate semplicemente appoggiate.

Attualmente la ricerca scientifica ha svolto numerose attività nel campo della riduzione della vulnerabilità sismica dei viadotti in c.a. (Zhang e Huo 2009) essendo il comportamento di tali tipologie di infrastrutture complesso sia dal punto di vista statico che dinamico. I limiti di tale strategia di protezione sismica applicata ai viadotti risultano essere dovuti essenzialmente a:

-problematiche di modellazione: l'influenza della tipologia di modellazione assunta sul comportamento sismico; l'influenza della modellazione dell'interazione suolo struttura.

-problematiche di concezione strutturale: controllo degli spostamenti dovuti a variazioni di temperatura stagionali; spostamenti relativi eccessivi tra campate adiacenti, influenza dei parametri dinamici di sovrastruttura e pile e della loro interazione; influenza degli effetti latero torsionali dovuti alle caratteristiche di rigidità della sovrastruttura; interazione tra la risposta sismica trasversale e quella longitudinale; rocking delle pile.

- problematiche dovute alla variabilità dell'input sismico: interazione tra la risposta sismica trasversale e quella longitudinale; influenza di eventuali moti asincroni, presenza di elevate componenti verticali.

-problematiche intrinseche al comportamento degli isolatori: presenza di spostamenti residui che possono provocare interruzioni della funzionalità dell'opera.

In tale ottica, il lavoro di ricerca indaga l'efficacia dell'isolamento sismico nel progetto di interventi di miglioramento o adeguamento delle strutture da ponte esistenti, analizzando il comportamento dei viadotti realizzati negli anni '60 e '70 con la tipologia strutturale a travi semplicemente appoggiate e pile alte a cassone. In particolare, la ricerca indaga l'efficienza di differenti soluzioni progettuali, applicate ad un modello strutturale di

riferimento, comparandone la vulnerabilità sismica espressa da opportune funzioni di fragilità (cap 6.) calcolate utilizzando l'analisi dinamica non lineare.

L'approccio considerato pone attenzione al comportamento delle specifiche parti che costituiscono il viadotto, considerando in modo esplicito le incertezze connesse alla definizione dell'azione sismica che, nel caso di studio, risultano dominante rispetto alle altre incertezze.

Le analisi ed i risultati presentati di seguito sono da considerarsi preliminari in quanto ancora in corso di validazione.

10.1 Descrizione del viadotto di riferimento – Stato di fatto

La ricerca considera lo studio di un viadotto realizzato con travi semplicemente appoggiate e pila alte a cassone (Fig.10.1.1). La tipologia strutturale indagata è tipica dei viadotti realizzati negli anni '60 e '70 in corrispondenza delle strade a scorrimento veloce.

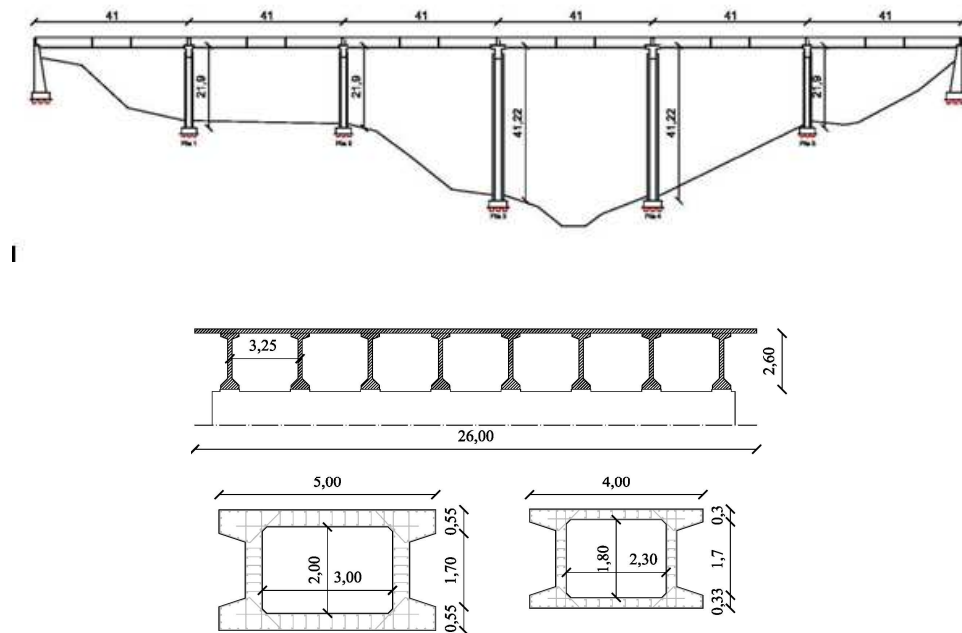


Fig. 10.1.1 Principali caratteristiche geometriche del viadotto considerato

In particolare il viadotto preso a riferimento presenta 6 campate di luce pari a 41,00 metri, costituite da soletta in c.a. di spessore 0,20 m ed 8 travi longitudinali in c.a.p., 5 pile scatolari accoppiate, di cui 3 di altezza pari a 21,90 m e 2 di altezza pari a 41,22 m, fondazioni indirette del tipo plinto su pali e spalle del tipo a contenimento. Il viadotto presenta asse orizzontale e rettilineo. Per quanto attiene alle pile, come detto, le stesse sono accoppiate nella direzione trasversale, realizzando in tal modo un telaio.

10.2 Modellazione

La modellazione del viadotto oggetto di indagine è stata effettuata in ambiente “SAP 2000” (CSI Analysis Reference Manual) nella configurazione attuale ed adeguata mediante isolamento sismico con FPS.

Il modello numerico bidimensionale agli elementi finiti prevede colonne accoppiate descritte da singoli elementi frame, discretizzati in fase di calcolo con sub-frame di lunghezza pari a 3m, impalcati descritti da elementi frame descritti da una sezione equivalente in termini di area ed inerzia, la massa è concentrata lungo l’asse baricentrico (Fig. 10.2.1).

L’ impalcato è vincolato alle colonne per mezzo di nodi ausiliari e constraints (body) descrittivi della geometria del pulvino, e nodi incastro in fondazione rappresentativi della rigidità relativa dei plinti su pali.

Di seguito si riporta lo schema considerato:

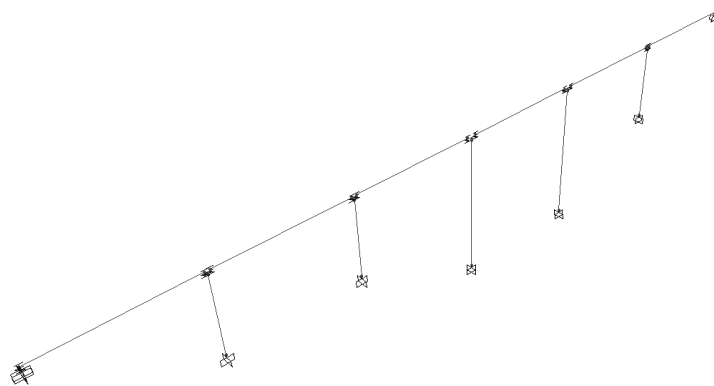


Figura 10.2.1 Modello 2D del viadotto campione

La configurazione attuale prevede l'impiego di appoggi elastomerici modellati mediante link a comportamento elastico lineare di cui si riportano di seguito le caratteristiche meccaniche (Tab. 10.2.1):

Tabella 10.2.1 Stato di fatto-caratteristiche meccaniche degli appoggi elastomerici.

F_{zd} (kN)	K_o (kN/mm)	K_v (kN/mm)
1250	3,43	1114

Gli elementi frame, descrittivi di impalcati e pile, sono stati modellati assumendo una sezione generica definendone i parametri meccanici in accordo alla geometria reale. Il comportamento anelastico delle pile è stato modellato mediante cerniere plastiche del tipo *Multilinear Plastic*, (Fig.10.2.2), assegnando ad ogni cerniera il legame momento curvatura descritto di seguito e corrispondente al comportamento di una pila di riferimento indagata assumendo un modello a fibre per la sezione nelle ipotesi di carico verticale originarie.

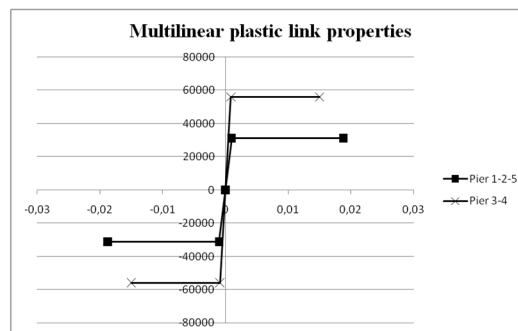


Figura 10.2.2 Modellazione della plasticità

10.3 Stato di progetto

Nella configurazione di progetto sono stati impiegati isolatori del tipo attritivo modellati mediante link non lineari (Friction Pendulum – SAP2000) con le seguenti caratteristiche meccaniche (Tab. 10.3.1 – 10.3.2):

Capitolo X: Analisi di affidabilità sismica delle strutture complesse isolate mediante FPS: il caso studio di un viadotto a travate semplicemente appoggiate

Tabella 10.3.1 Stato di progetto-caratteristiche meccaniche degli isolatori FPS con raggio 2,50m

R	K_{eq}	K_{el}	K_{axial}
(m)	(kN/mm)	(kN/mm)	(kN/mm)
2,50	3,62 ($\mu=2\%$)	100000000	9266,3
	4,25 ($\mu=5\%$)		

Tabella 10.3.2 Stato di progetto-caratteristiche meccaniche degli isolatori FPS con raggio 3,10m

R	K_{eq}	K_{el}	K_{axial}
(m)	(kN/mm)	(kN/mm)	(kN/mm)
3,10	3,00 ($\mu=2\%$)	100000000	1010,5
	3,63 ($\mu=5\%$)		

Con lo scopo valutare le variazioni di efficacia dell'intervento di protezione sismica adottato sono state considerate due differenti soluzioni di vincolo relativo tra le campate: campate sconnesse e campate connesse in serie. Lo scopo della strategia è quello di migliorare la risposta dinamica del viadotto, sia nelle condizioni originarie che in quelle adeguate mediante isolamento sismico, diminuendo il taglio trasferito dalla sovrastruttura alle pile e caricando invece le spalle. Inoltre tale strategia consente di diminuire la vulnerabilità sismica per perdita di appoggio delle campate, che in tali tipologie di viadotti risulta essere un problema tipicamente rilevante.

10.4 Valutazione della vulnerabilità

La vulnerabilità del viadotto di riferimento è stata indagata mediante la costruzione di curve di fragilità, calcolate con il metodo Multi-stripes analysis (MSA) (Baker 2014) che prevede lo svolgimento di analisi dinamiche non lineari al passo. In particolare, è stato utilizzato l'approccio cosiddetto del Conditional Spectrum, prevedendo per ogni stato limite indagato l'impiego di un set di eventi sismici registrati da scalare al variare dell'intensità sismica (IM - Intensity measure) descritta dalla pseudo accelerazione spettrale Spa, valutata in corrispondenza del periodo fondamentale di vibrazione del viadotto (Iervolino et al. 2010).

10.5 Descrizione dell'input sismico

Secondo le attuali norme tecniche italiane per le costruzioni, le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, si definiscono a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione. La pericolosità sismica è definita in termini di accelerazione orizzontale massima attesa a_g in condizioni di campo libero su sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale, nonché di ordinate dello spettro di risposta elastico in accelerazione, funzione dei parametri a_g : accelerazione orizzontale massima al sito, F_o : valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale T_c^* : periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale (Tab.10.5.1). Ai fini delle analisi, il sito di costruzione è caratterizzato dalle seguenti coordinate geografiche: Longitudine 14,975 – Latitudine 41,0264 situato in Regione Campania (Italia).

Tabella 10.5.1 Parametri della pericolosità sismica di base

T_r (years)	A_g (g)	F_o (-)	T_c^* (s)
30	0,060	2,355	0,279
50	0,080	2,307	0,296
72	0,096	2,297	0,317
101	0,114	2,312	0,327
140	0,133	2,319	0,335
201	0,158	2,327	0,345
475	0,228	2,369	0,366
975	0,302	2,421	0,383
2475	0,416	2,503	0,417

Capitolo X: Analisi di affidabilità sismica delle strutture complesse isolate mediante FPS: il caso studio di un viadotto a travate semplicemente appoggiate

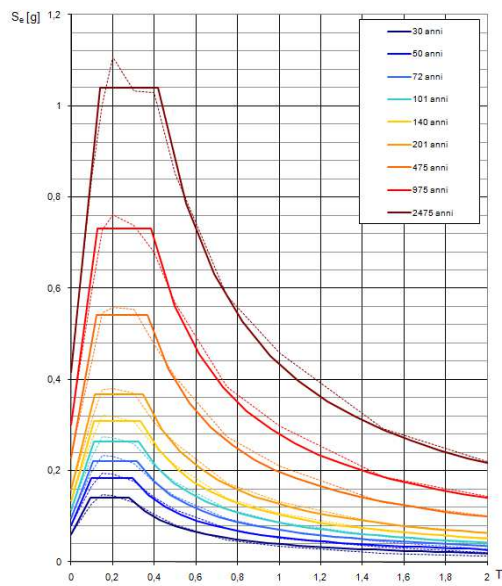


Figura 10.5.1 Spettri di risposta elastici per differenti periodi di ritorno.

Il metodo MSA si basa su numerose analisi di tipo dinamiche non lineari per derivare le funzioni di fragilità, si è reso quindi necessario utilizzare un significativo numero di input sismici tali da ottenere una migliore previsione statistica della risposta sismica del ponte. A tal fine, sono stati selezionati 56 terremoti attraverso il software REXEL (Iervolino et al. 2009), che ha consentito di ottenere combinazioni di accelerogrammi compatibili con lo spettro di normativa nell'intervallo di periodi di vibrazione, definito dalla norma. La tabella 10.5.2 mostra una sintesi del numero di registrazioni di eventi naturali considerati mentre le figure 10.5.2, 10.5.3 e 10.5.4 si mostrano gli spettri compatibili per gli stati limite SLD, SLV ed SLC.

Capitolo X: Analisi di affidabilità sismica delle strutture complesse isolate mediante FPS: il caso studio di un viadotto a travate semplicemente appoggiate

Tabella 10.5.2 Numero di input sismici considerate per differenti stati limite e differenti classi di viadotto.

Nominal Life	50		100	
Use	III	IV	III	IV
class				
SLC	7	*	*	*
SLV	7	7	7	*
SLD	7	7	7	7

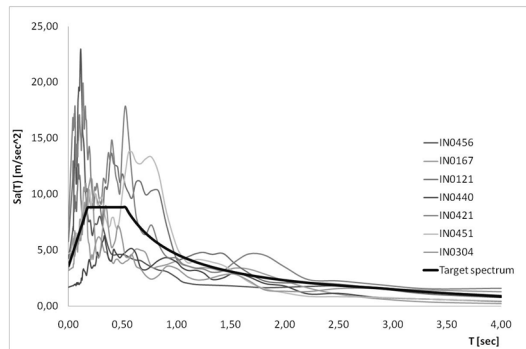


Figura 10.5.2 Spettri elastici compatibili considerati per classe d'uso III e $V_n=50$ anni – SLC.

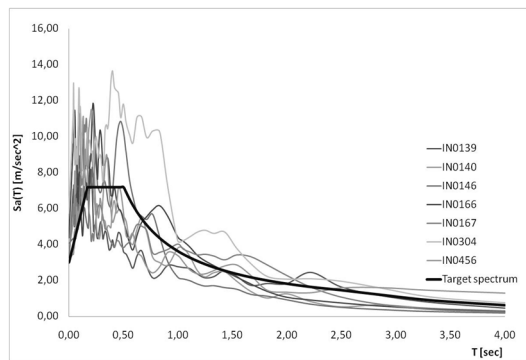


Figura 10.5.3 Spettri elastici compatibili considerati per classe d'uso III e $V_n=50$ anni – SLV.

Capitolo X: Analisi di affidabilità sismica delle strutture complesse isolate mediante FPS: il caso studio di un viadotto a travate semplicemente appoggiate

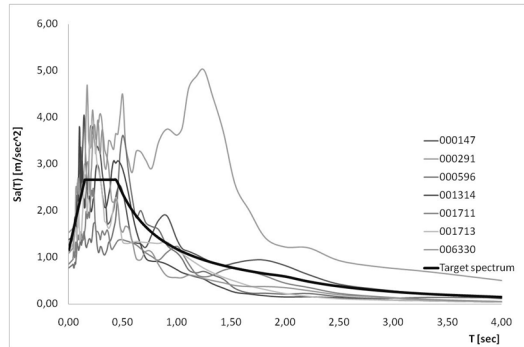


Figura 10.5.4 Spettri elastici compatibili considerati per classe d'uso III e $V_n=50$ anni – SLD.

10.6 Analisi delle prestazioni del viadotto migliorato

La risposta delle strutture soggette ad eventi sismici è rappresentata e verificata mediante un'appropriata scelta degli Engineering Demand Parameters (EDPs) nell'analisi di fragilità. Nello studio, il danno degli elementi strutturali è rappresentato mediante Indici di danno in termini di superamento degli Stati Limite considerati, valutati per mezzo del taglio e delle rotazioni plastiche alla base delle pile. I valori delle rotazioni limite utilizzando i criteri esposti al cap.8 delle NTC 08 italiane. La tabella 10.6.1 riassume il calcolo dei limiti considerati:

Tabella 10.6.1 Rotazioni alla base limite secondo le NTC08.

Pier	θ_{SLD} (rad)	θ_{SLV} (rad)	θ_{SLC} (rad)
1	0,0068	0,0053	0,0071
2	0,0069	0,0055	0,0073
3	0,0148	0,0159	0,0212
4	0,0148	0,0159	0,0212
5	0,0069	0,0055	0,0073

10.7 Risultati

Ai fini dello studio sono state indagate le rotazioni massime delle pile in funzione dei terremoti considerati al variare dell' intensity measure (IM), descritto dall'accelerazione spettrale valutata in corrispondenza del periodo principale di vibrazione. In particolare, le curve di fragilità, descrittive del gruppo di pile 1-2-5 e 3-4, sono ricavate considerando un'accelerazione spettrale variabile da 0,1g a 1,0g, con passo 0,1g (Fig. 10.7.1 – 10.7.2 – 10.7.3 – 10.7.4 – 10.7.5 – 10.7.6).

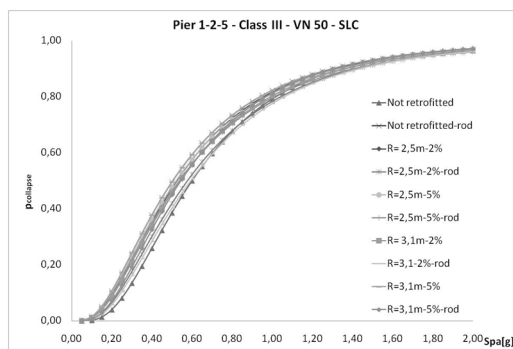


Figura 10.7.1 Curve di fragilità pile 1-2-5 – SLC

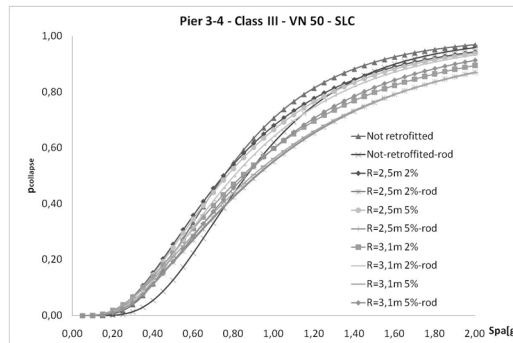


Figura 10.7.2 Curve di fragilità pile 3-4 - SLC

Capitolo X: Analisi di affidabilità sismica delle strutture complesse isolate mediante FPS: il caso studio di un viadotto a travate semplicemente appoggiate

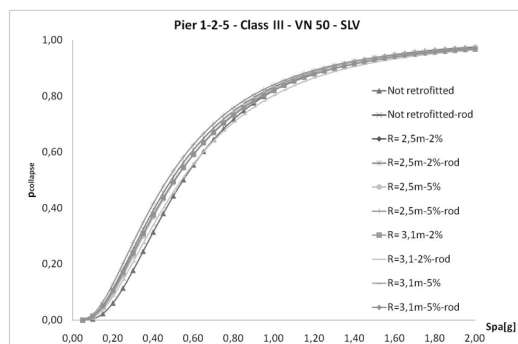


Figura 10.7.3 Curve di fragilità pile 1-2-5 – SLV

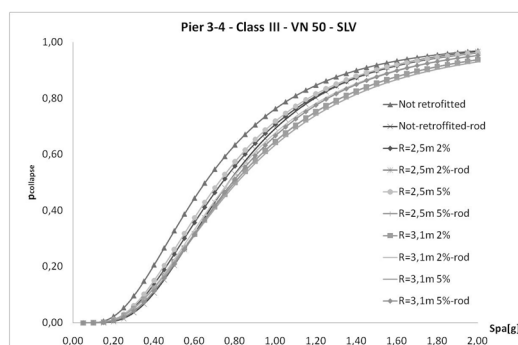


Figura 10.7.4 Curve di fragilità pile 3-4 – SLV

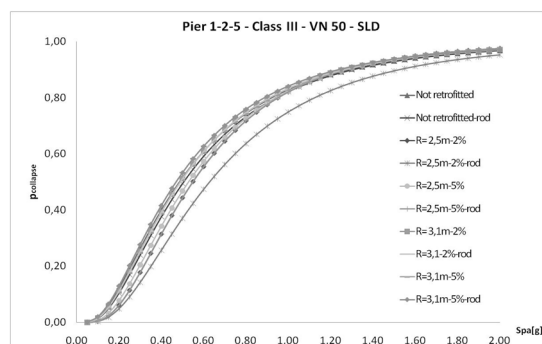


Figura 10.7.5 Curve di fragilità pile 1-2-5 – SLD

Capitolo X: Analisi di affidabilità sismica delle strutture complesse isolate mediante FPS: il caso studio di un viadotto a travate semplicemente appoggiate

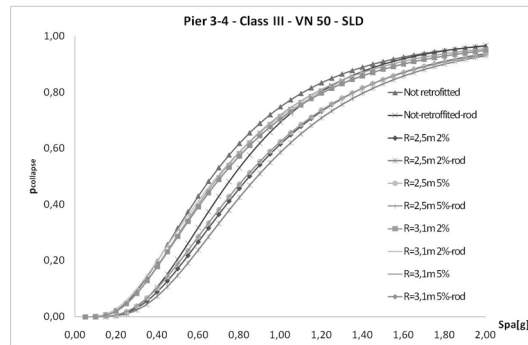


Figura 10.7.6 Curve di fragilità pile 3-4 - SLD

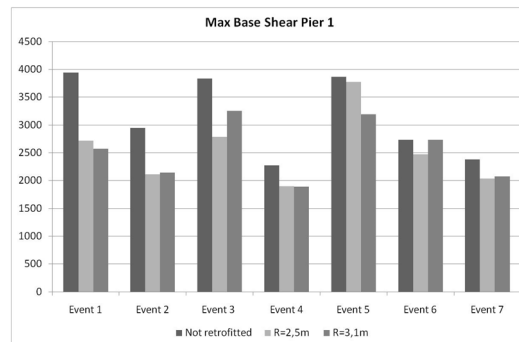


Figura 10.7.7 Taglio alla base massimo - Pila 1 - SLC - Cu=III - Vn=50 anni

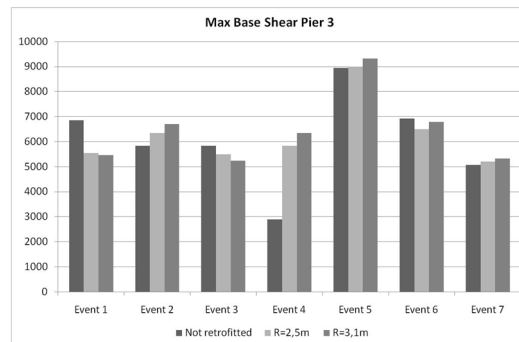


Figura 10.7.8 Taglio alla base massimo - Pila 3 - SLC - Cu=III - Vn=50 anni

Capitolo X: Analisi di affidabilità sismica delle strutture complesse isolate mediante FPS: il caso studio di un viadotto a travate semplicemente appoggiate

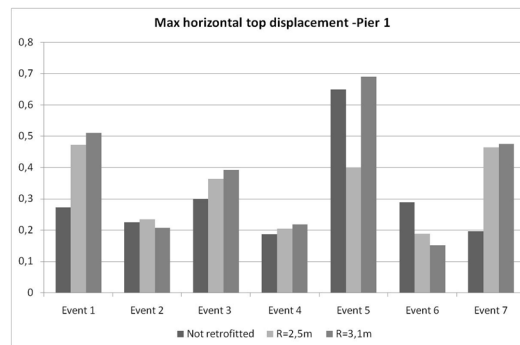


Figura 10.7.9 Spostamento orizzontale massimo – Pila 1 – SLC – Cu=III - Vn=50 anni

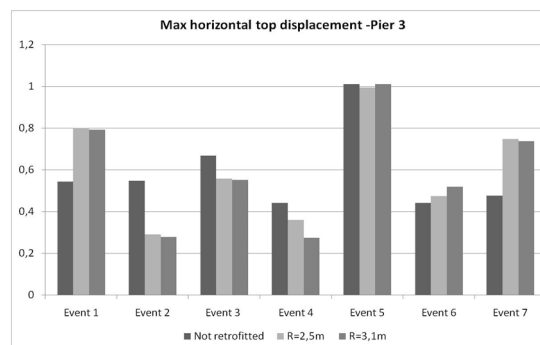


Figura 10.7.10 Spostamento orizzontale massimo – Pila 3 - SLC – Cu=III - Vn=50 anni

Le figure da 10.7.1 a 10.7.6 mostrano le curve di fragilità del viadotto considerato per i gruppi di pile 1-2-5 e 3-4 per gli stati limite SLC, SLV e SLD, classe d'uso III e vita nominale pari a 50 anni nelle configurazioni non isolata, non isolata con campate connesse, isolata con FPS rispettivamente di raggio 2,50m e 3,10m e coefficiente d'attrito 2% e 5%, isolata con campate connesse.

I risultati mostrano l'efficacia della strategia di isolamento sismico nella riduzione delle probabilità di eccedenza degli stati limite nel caso delle pile 1-2-5. Nel caso delle pile 3-4, la strategia di isolamento con isolatori FPS di raggio 2.50m e coefficiente d'attrito pari a 2% è la più efficace nel caso dello stato limite SLC; la strategia di isolamento con isolatori FPS di raggio 3,10m e coefficiente d'attrito 5% è la più efficace nel caso dello stato limite SLV; la strategia di isolamento con isolatori FPS di raggio 2,50m e coefficiente d'attrito 2% e campate connesse è la più efficace nel caso dello stato limite SLD.

Capitolo X: Analisi di affidabilità sismica delle strutture complesse isolate mediante FPS: il caso studio di un viadotto a travate semplicemente appoggiate

I grafici a barre (Fig.10.7.7-10.7.10) mostrano il taglio alla base massimo e il massimo spostamento orizzontale in testa alla pila, rispettivamente per le pile 1 e 3, per lo stato limite SLC con classe d'uso III e vita nominale pari a 50 anni, nelle configurazioni non isolata e isolata con FPS rispettivamente di raggio 2,50m e 3,10m.

I risultati mostrano, per entrambe le pile, non sempre una significativa riduzione del taglio alla base e degli spostamenti orizzontali in testa nel caso di adeguamento con isolamento sismico. È chiaro che la capacità a taglio originaria delle pile gioca un ruolo fondamentale sulla capacità sismica globale. In particolare, la risposta dinamica delle pile influisce significativamente sulla risposta sismica anche in condizioni di progetto.

11 Conclusioni

Lo stato attuale delle conoscenze in merito alle capacità dei dispositivi di protezione sismica sviluppati è ancora incompleto e da ampliare, in considerazione delle incertezze che caratterizzano, in primis, sia le caratteristiche oscillatorie dei segnali sismici, sia le assunzioni alla base dei modelli di simulazione del comportamento dinamico degli stessi, sia le prestazioni dei materiali sottoposti a carichi sismici di differente intensità. Inoltre, le fasi di produzione, qualificazione, installazione, progettazione e messa in opera dei dispositivi sono affetti da errori dovuti essenzialmente alle carenze di know-how da parte degli attori del processo edilizio.

Considerato ciò, il lavoro di tesi ha indagato il comportamento sismico delle strutture isolate mediante dispositivi FPS mediante l'analisi dell'affidabilità nei confronti di eccitazioni caratterizzate da elevate componenti sismiche verticali e del fenomeno dello scalottamento.

In particolare, partendo dall'analisi dei modelli rappresentativi del comportamento dinamico del dispositivo presenti in letteratura, sono stati implementati ed analizzati differenti modelli di simulazione del comportamento sismico dei dispositivi FPS in considerazione degli obiettivi suddetti.

Sono state condotte analisi dinamiche non lineari su un sistema rappresentativo del dispositivo in assenza degli effetti indotti dalla sovrastruttura, in considerazione della presenza congiunta di una o più componenti dell'azione sismica, al variare dei parametri meccanici del dispositivo.

L'analisi dei risultati evidenzia che:

- Gli spostamenti massimi relativi generalmente risultano poco influenzati e l'incremento sui periodi effettivi è trascurabile;
- il comportamento sismico dei sistemi isolati con FPS è considerevolmente affetto dalla componente verticale, inoltre, per alcuni input in ingresso, il taglio alla base e le accelerazioni assolute subiscono incrementi rilevanti;

Capitolo XI: Conclusioni

- la risposta sismica subisce un peggioramento al diminuire del raggio dell'FPBs;

Le successive analisi affidabilistiche consentono di valutare come l'aleatorietà dei parametri che regolano la forza di ripristino del dispositivo giochino un ruolo fondamentale nella risposta stocastica del dispositivo in termini di spostamenti e taglio massimi. Le analisi box plot, infine confermano l'elevata dispersione dei risultati dal valore della mediana in termini di spostamenti orizzontali massimi e taglio massimo del dispositivo per particolari eventi near-fault in considerazione delle caratteristiche dell'evento sismico.

L'applicazione dell'isolamento sismico mediante sistemi FPS può non risultare efficace nel miglioramento o adeguamento sismico di particolari strutture complesse quali ponti e viadotti. Nei casi in cui la sottostruttura è dotata di elevata massa sismica, è necessario accoppiare la strategia di isolamento con interventi di consolidamento a pressoflessione e taglio.

In conclusione, i risultati ottenuti possono essere considerati una valida base al fine di provvedere all'aggiornamento dei moderni codici, utili alla definizione di criteri di progetto per strutture isolate sismicamente sollecitate da particolari condizioni di carico sismico.

Bibliografia

J.L. Almazan, J.C. De la Llera, (2003), "Physical model for dynamic analysis of structures with FPS isolators", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 2003; 32:1157-1184 (DOI: 10.1002/eqe.266).

Baker, J.W., (2014), "Efficient analytical fragility function fitting using dynamic structural analysis", M.EERI, Technical Note.

Bowden, F. & Tabor, D., (1950). "The Friction and Lubrication of Solids: part I." Oxford: Oxford University Press.

Bondonet G., Filiatrault A. (1997), "Frictional Response of PTFE Sliding Bearings at high frequencies", *Journal of Bridge Engineering*, ASCE, 2(4), 139-148

Butta P., Negrini P. "Note del corso di sistemi dinamici" Università di Roma La Sapienza.

Chein-Shan Liu, (2000), "The Steady Loops of Sdof Perfectly Elastoplastic Structures under Sinusoidal Loadings" *Journal of Marine Science and Technology*, Vol. 8, No. 1, pp. 50-60.

Chioccarelli E., Iervolino I. (2009), "Direttività e azione sismica: discussione per l'evento de L'Aquila", *Anidis 2009 Bologna*.

Constantinou MC, Mokha, A, Reinhorn, AM, (1990), "Teflon Bearings in Base Isolation. II: Modeling. *J. Struct. Eng.*, 116(2):455-474.

G.M. Calvi, D. Pietra, M. Moratti, (2010). "Criteri per la progettazione di dispositivi di isolamento a pendolo scorrevole", *Progettazione Sismica N.03.2010*.

CNR – "Istruzioni per la Valutazione Affidabilistica della Sicurezza Sismica di Edifici Esistenti" CNR-DT 212/2012.

Cosenza E., Manfredi G., "Indici e misure di danno nella progettazione sismica", CNR – Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti – Roma, 2000, 125 pp.

CSI Analysis Reference Manual, "SAP 2000," Berkeley.

Dolce M., Cardone D., Ponzo F.C., Di Cesare A. "Progetto di edifici con isolamento sismico" IUSS PRESS.

E. Efraim, B. Blotsotsky, (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, Moscow, Russia, 27-29 June 2012.

Bibliografia

- Fajfar P., Krawinkler H., (2004), "Performance-Based Seismic Design Concepts and Implementation, International Workshop, Bled, Slovenia.
- Farzad N., Kelly J.M., (1999), "Design of seismic isolated structures – From theory to practice", John Wiley & Sons, Inc.,.
- D. Huang, H. Xial Y. Liu, B. Wu, (2004), "Simulation of Structural Nonlinear Seismic Responses Based on Simulink", 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004, Paper No. 1530.
- Iervolino I., Galasso C., Cosenza E., (2009), "Rexel: Computer Aided Record Selection For Code-Based Seismic Structural Analysis", *Bulletin Of Earthquake Engineering*, 8, (2009), Pp. 339-362.
- Iervolino, I., Giorgio, M., Galasso, C., Manfredi, G. (2010), "Conditional Hazard Maps for Secondary Intensity Measures", *Bulletin of the Seismological Society of America*, 100(6), (2010), pp. 3312–3319.
- Kumar M., Whittaker A.S., Constantinou M.C., "Characterizing friction in sliding isolation bearings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Earthquake Engng Struct. Dyn.* 2015; 44:1409-1425, DOI: 10.1002/eqe.2524
- F. Khoshnoudian and V. Rezai Hagdoust, "Response of Pure-Friction Sliding Structures to Three Components of Earthquake Excitation Considering Variations in the Coefficient of Friction," *Civil Engineering*, Vol. 16, No. 6, 2009, pp. 429-442.
- NISTIR 5800, "Guidelines for Pre-qualification, Prototype and Quality Control Testing of Seismic Isolation System," 1996, 143 p.
- Marioni A., (2010), "The use of sliding pendulum isolators for the C.A.S.E. project in L'Aquila" .
- MATLAB, "The Language of Technical Computing," The Mathworks.
- A. S. Mokha, M. C. Constantinou and A. M. Reinhorn, (1993). "Verification of Friction Model of Teflon Bearings under Triaxial Load," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 119, No. 1, 1993, pp. 240-261.
- Mosqueda, A. S. Whittaker and G. L. Fenves, (2004), "Characterization and Modeling of Friction Pendulum Bearings Subjected to Multiple Components of Excitation," *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130, No. 3, 2004, pp. 433-442. doi:10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:3(433).
- V. A. Nadein, Yu. N. Drozdov, V. N. Puchkov and M. V. Puchkov, (2007), "Characteristics of Pendulum Sliding Bearings Used as Seismic Isolators," *Russian Engineering Research*, Vol. 27, No. 2, 2007, pp. 85-92.
- S. Nagarajaiah, A. M. Reinhorn, and M. C. Constantinou, (1991), "3D-Basis: Non linear Dynamic Analysis of Three- Dimensional Base Isolated Structures: Part II", Technical Report NCEER- 91-

Bibliografia

0005, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Buffalo, N. Y.

Palazzo B., Petti L., (1997), "Aspects of Structural Vibration Passive Control", International Journal of MECCANICA Vol. 32 N.6 Dec.1997.

Y. J. Park, Y. K. Wen, and A. H-S. Ang, (1986), "Random Vibration of Hysteretic Systems under Bi-Directional Ground Motions," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 14.

Pampanin. S., (2012), "Reality-check and Renewed challenges in Earthquake Engineering: Implementing low-damage structural Systems – from theory to practice", University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

L. Petti and A. Lodato, (2012), "Preliminary Spatial Analysis and Comparison between Response Spectra Evaluated for Emilia Romagna Earthquakes and Elastic Demand Spectra According to the New Seismic Italian Code," Report ReLuis.

L.Petti, A. Lodato, A. Mammone "Reliability Analysis of seismic isolation in retrofitting of simply supported span bridge" ACE 2015, Advance in Civil Engineering and Infrastructures, 12-13 June 2015.

Petti L., Polichetti F., (2012), "Analysis of the Dynamic Behaviour of Base Isolated Structures by State-space Formulation", *Ingegneria Sismica*, No 4., 2012.

L. Petti, F. Polichetti, A. Lodato, B. Palazzo, (2013), "Modelling and analysis of base isolated structures with friction pendulum system considering near fault events", *Open Journal of Civil Engineering*, 2013, 3, 86-93 doi:10.4236/ojce.2013.32009, ISSN 2164-3172.

Keith Porter, (2013), "A Beginner's Guide to Fragility and Risk (in progress)".

Symans M.D., Constantinou M.C., (1999), "Semi-active control systems for seismic protection of structures: a state-of-the-art review", *Engineering Structures* 21 (1999) 469–487.

Somerville, P. G., Smith, N. F., Graves, R.W., Abrahamson, N.A. (1997) "Modification of Empirical Strong Motion Attenuation Relations to Include the Amplitude and Duration Effect of Rupture Directivity", *Seism. Res. Lett.* 68(1), 199-122.

D. Vamvatsikos and C. Allin Cornell, (2002), "Incremental Dynamic Analysis" *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, *Earthquake Engng Struct. Dyn.* 2002; 31:491-514 (DOI: 10.1002/EQ.141)

SEAOC, Vision 2000: Performance Based Seismic Engineering of Buildings, San Francisco, April 1995.

L.Ye, Q. Ma, Z. Miao, H. Guan, Y. Zhuge, "Numerical and Comparative Study of Earthquake Intensity Indices in Seismic Analysis", *The Structural Design of Tall and Special Buildings* (2011). (DOI:10.1002/TAL.693).

Bibliografia

Y. K. Wen, (1976) "Method for Random Vibration of Hysteretic Systems," *Journal of the Engineering Mechanics Division*, ASCE, Vol. 102, No. EM2.

J. Zhang, Y. Huo, (2009), "Evaluating effectiveness and optimum design of isolation devices for highway bridges using the fragility function method", *Engineering Structures* 31 (2009) 1648_1660.