Università Politecnica delle Marche

Facoltà di Ingegneria

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

Tesi di Laurea

Analisi probabilistiche di vulnerabilità sismica di ponti multicampata in calcestruzzo armato con catena cinematica

♦

Probabilistic seismic vulnerability analyses of link slab multispan reinforced concrete bridges

Relatore

Dott. Ing. Sandro Carbonari

Correlatori

Prof. Ing. Fabrizio Gara

Ing. Lucia Minnucci

Candidato

Riccardo Martini

Anno Accademico 2019/2020

Sommario

Introduzione *1*

1. Principali vulnerabilità dei ponti in CA *3*

1.1 Cenni storici 3

1.2 Vulnerabilità dei ponti in CA 8

2. Dispositivi di appoggio e modellazione *12*

2.1 Dispositivi di appoggio 12

2.2 Modellazione 25

2.3. Analisi 45

3. Spalle del ponte e modellazione *82*

3.1 Spalla del ponte 82

3.2 Modellazione 83

3.3 Analisi 102

4. Definizione del caso studio e metodologia di analisi *104*

4.1 Caso studio 104

4.2 Analisi 106

5. Analisi e curve di fragilità *119*

5.1 Metodologia delle analisi 119

5.2 Curve di fragilità 129

Conclusioni *134*

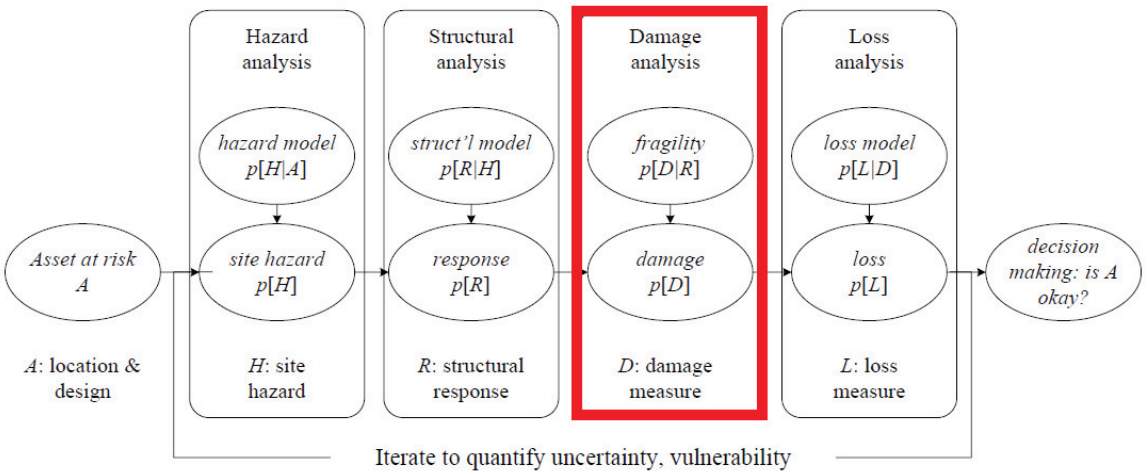
Bibliografia *137*

Introduzione

I ponti sono opera d'arte appartenenti alla rete stradale molto vulnerabili nei confronti delle azioni sismiche. Il ruolo strategico che queste strutture ricoprono all'interno del sistema viario nazionale ha spinto la comunità scientifica ad indagare e quantificare con un approccio ingegneristico probabilistico le loro fragilità caratteristiche.

La vulnerabilità o *loss* (perdita) è la quantità di risorse che possono essere perse in relazione ad un evento sismico. Nell'ambito dell'ingegneria sismica la vulnerabilità è una relazione probabilistica tra intensità dell'evento sismico (PGA: *Peak Ground Acceleration* o accelerazione massima al suolo) e un livello di danneggiamento precedentemente fissato (EDP: *Engineering Demand Parameter*).

Per definire la vulnerabilità di un'opera viene utilizzato il seguente metodo analitico:



La prima fase è l'*Hazard analysis* rappresenta l'analisi di pericolosità sismica del sito in cui è posizionata l'opera presa in esame.

La seconda fase è la *Structural analysis* che richiede la realizzazione di un modello agli elementi finiti su cui effettuare le analisi.

Infine, rielaborando i risultati delle analisi e fissando i livelli prestazionali delle singole vulnerabilità individuate è possibile costruire per ogni elemento considerato la relativa curva di fragilità. Le curve di fragilità sono essenziali per quantificare i danni che la struttura subisce a seguito di un evento sismico e, utilizzando un modello di valutazione economica dei danni, rende possibile quantificare il costo di ripristino e riparazione della struttura.

Per ottenere curve di fragilità rappresentative della reale risposta sismica degli elementi principali presenti nei ponti, è necessario adottare una modellazione agli elementi finiti molto raffinata.

A seguito di numerosi fenomeni di danno e crolli e per l'alta presenza di ponti in cemento armato all'interno della rete stradale nazionale, in questa tesi è stata studiata la tipologia dei ponti a travata in cemento armato con catena cinematica.

Per arrivare alla definizione della vulnerabilità è stato quindi realizzato un modello di ponte in CA con catena cinematica con il software *OpenSees* e sono state condotte una serie di analisi dinamiche non lineari con il metodo della MSA (*multiple-stripe analysis*).

Essendo la modellazione delle singole vulnerabilità di questa tipologia strutturale di ponte un prerequisito fondamentale per giungere alla costruzione delle curve di fragilità, l'obiettivo di questo elaborato è ricercare le tecniche di modellazione più raffinate degli elementi più sensibili dei ponti in CA.

Dopo una breve introduzione dei tipici danni causati dal sisma sui ponti in cemento armato, l'attenzione è stata rivolta in primo luogo ai dispositivi di appoggio in gomma armata utilizzati su questa tipologia strutturale di ponti.

In seguito, si è passati alla modellazione della spalla considerando quindi la risposta longitudinale e trasversale di questo elemento. Per ottenere delle curve di fragilità rappresentative dello stato del ponte l'introduzione del contributo in rigidezza è fondamentale. In questa fase è stato indagato il fenomeno del pounding ovvero del martellamento dell'impalcato tra campate o tra campata e spalla.

Infine, integrando le modellazioni ottenute dei singoli elementi, si è giunti alla costituzione di un modello completo di un ponte a travata in cemento armato a catena cinematica su cui eseguire le analisi dinamiche non lineari.

Con i risultati ottenuti dalle analisi, una volta fissati i valori prestazionali degli elementi strutturali (EDP: *engineering demand parameter*), è stato possibile costruire le curve di fragilità per ogni singola vulnerabilità considerata.

1. Principali vulnerabilità dei ponti in CA

1.1 Cenni storici

Le prime forme di ponti sono di origine naturale e sono la conseguenza diretta di fenomeni fisici naturali. La caduta di un albero sopra un letto di un fiume o l'erosione della roccia dovuta ad un corso d'acqua e agli agenti atmosferici, danno vita ai ponti naturali. Gli archi naturali in roccia sono visibile tutt'oggi in molte parti del mondo e costituiscono un patrimonio paesaggistico unico.

Fin dalla storia antica l'uomo per spostarsi ha utilizzato le risorse messe a disposizione dalla natura e cercato di ricrearle, infatti i primi ponti artificiali documentati della storia risultano essere strutture molto semplici che replicano quelle già presenti in natura. Un esempio di costruzioni antiche pervenute sino a noi sono i *clapper bridges* o ponticelli in pietra che venivano realizzati utilizzando pietre di varie forme che fungevano da appoggi ed impalcati del ponte (Fig. 1).

Figura 1 – Un esempio di clapper bridge situato a Postbridge nella contea di Devon (Inghilterra).

Fonte: Foto di Nigel Cox del 15/10/2008, https://historicengland.org.uk/listing/the-list/list-entry/1105432.

I *clapper bridges* sono presumibilmente preistorici tipici della regione del Devon in Inghilterra dove si possono contare numerose strutture ancora integre. Le costruzioni in pietra sono le più antiche forme di ponti rinvenute ma si ipotizza che l'uomo iniziò molto prima a costruire ponti utilizzando il legno che, a causa della sua deteriorabilità, non ha resistito all'azione aggressiva degli eventi atmosferici.

I più grandi costruttori di ponti della storia sono i Romani che grazie all' invenzione del cemento e con l'utilizzo della muratura sono stati in grado di costruire ponti e acquedotti che hanno resistito più di 2000 anni.

La tipologia che i romani hanno utilizzato per le loro opere è quella del ponte ad arco in muratura che sarà lo schema statico principalmente impiegato sino ai primi decenni del 900 (Fig.2).

Figura 2 - Un esempio di clapper bridge situato a Postbridge nella contea di Devon (Inghilterra).

Fonte: Foto di Nicolas Janberg del 15/04/2017, https://structurae.net/en/media/275961-pont-du-gard.

Il ponte riportato in figura 2 è il Pont Du Gard ed è un ponte e acquedotto romano costruito nel 19 a.C. circa per superare il fiume Gardon in Francia. La sua struttura è composta da tre livelli caratterizzati da arcate di raggio decrescenti all'aumentare dell'altezza.

Il mattone viene sostituito da un altro materiale da costruzione per la prima volta nel 1779 a Coalbrookdale nello Shropshire quando, nel pieno della rivoluzione industriale, fu inaugurato il primo ponte metallico in ghisa della storia (Fig. 3).

Figura 3 – "Iron Bridge" situato a Coalbrookdale nella contea dello Shropshire (Inghilterra).

Fonte: https://www.ironbridge.org.uk/our-story/the-iron-bridge/.

Con lo sviluppo della siderurgia la ghisa è stata successivamente abbandonata e sostituita dal più performante acciaio che ad oggi viene impiegato nella realizzazione di ponte con luci medio – grandi.

Per piccole e medie luci invece il materiale che ancora oggi rimane molto competitivo è senza dubbio il cemento armato. Questo è il materiale da costruzione che ha caratterizzato il dopo guerra italiano ed ha sostituito la muratura sia nelle civili abitazione che nelle infrastrutture. Il primo esempio di ponte in cemento armato lo si può trovare in Svizzera a Schiers ed è il viadotto Salginatobel (Fig. 3). Il viadotto è stato costruito nel 1930 per superare una gola profonda 93 metri ed è caratterizzato da una luce massima di 90 metri e larga 3,80 metri. La sua particolare forma ad arco è stata progettata dal celebre ingegnere Robert Maillart dal quale ne prenderà il nome lo schema statico "Arco Maillart".

Figura 4 – Viadotto Salginatobel in Svizzera.

Fonte: Foto di Nicolas Janberg scattata 08/07/2009, https://structurae.net/en/media/147828-salginatobel-bridge.

Lo schema utilizzato è quello dell'arco a tre cerniere che, essendo privo di rigidezza flessionale, può essere realizzato utilizzando sezioni molto sottili. La snellezza della struttura consente di ridurre i costi di realizzazione dell'opera ma comporta anche lo svantaggio dell'instabilità caratteristica degli elementi snelli.

Un esempio di ponte ad arco in Italia è il Ponte Bisantis situato a Catanzaro e progettato da Morandi (Fig. 5). La sua struttura monumentale comprende campate che raggiungono una lunghezza massima di 231 metri e sorregge un impalcato largo 12,5 metri ad un'altezza di 112 metri.

Figura 5 – Ponte Bisantis a Catanzaro.

Fonte: Foto di Rino Porrovecchio scattata nel 22/02/2008,
http://www.highestbridges.com/wiki/index.php?title=File:BisantisRino_Porrovecchio.jpg

Oltre ai ponti ad arco in cemento armato, la tipologia sicuramente più utilizzata per ponti di piccola e media lunghezza è quella dei ponti a travata. Su questi ponti si possono adottare tre principali schemi statici: la trave su più appoggi, le travi con sella Gerber e la trave continua.

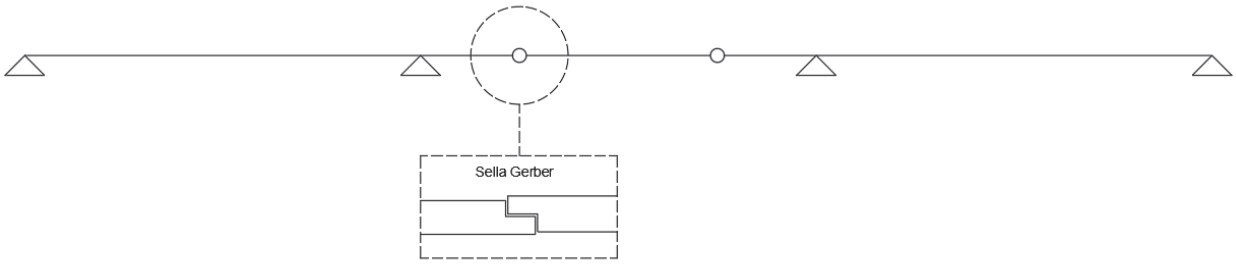
La trave semplicemente appoggiata è lo schema statico più semplice dei tre e si basa sull'appoggiare una campata su dei dispositivi di appoggio posizionati nelle spalle e nelle eventuali pile del ponte (Fig. 6).

Figura 6 – Trave semplicemente appoggiata.

Fonte: Elaborazione propria.

Le travi con sella Gerber sono una tipologia statica molto impiegata nella costruzione di ponti in cemento armato grazie alla redistribuzione delle sollecitazioni all'interno della travatura. Lo svantaggio che si ha nell'utilizzo di tale schema statico è l'introduzione di una grande vulnerabilità all'interno della struttura, la sella infatti necessita di un controllo e manutenzione continui per scongiurare il degrado dell'elemento che causerebbe il crollo della campata (Fig. 7).

Figura 7 – Travi con sella Gerber interna.

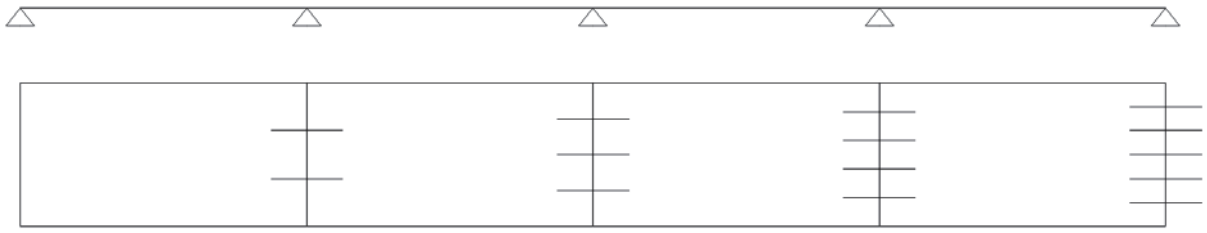


Fonte: Elaborazione propria.

I ponti a trave continua si sono diffusi in Italia con l'arrivo della prefabbricazione e della precompressione che ne garantiscono la continuità per la totale lunghezza dell'impalcato (Fig. 8). La trave continua può essere realizzata anche con il sistema della catena cinematica che ne garantisce la

connessione. La catena cinematica è composta da barre pretese di grande diametro che vengono poste tra una campata e l'altra e pretese.

Figura 8 – Trave continua su più appoggi.



Fonte: Elaborazione propria.

1.2 Vulnerabilità dei ponti in CA

Nei ponti in CA oltre al degrado fisico e chimico del cemento prodotto dagli agenti atmosferici anche gli elementi strutturali possono essere considerati una vulnerabilità. I ponti sono strutture semplici e spesso non possiedono numerose iperstaticità all'interno del proprio schema statico, quindi la rottura di un elemento potenzialmente può causare il crollo parziale o totale del ponte. Per questo motivo in letteratura sono presenti studi dove si analizzano le vulnerabilità dei ponti in cemento armato concentrando l'attenzione su questi elementi strutturali:

- **Pile**
- **Giunti impalcato**
- **Dispositivi di appoggio**
- **Spalle**

Pile

In letteratura, dopo il verificarsi di numerosi danneggiamenti e collassi di ponti esistenti a seguito di eventi eccezionali, uno degli argomenti più studiati e approfonditi riguarda il comportamento delle pile dei ponti. Un problema frequente che si può riscontrare nelle pile esistenti riguarda le staffature a taglio che in passato venivano ancorate e chiuse con lunghezze insufficienti e utilizzate con passi troppo grandi. A seguito di eventi sismici importanti, un classico esempio di danni causati dall'eccessiva azione da taglio agente sulle pile è riportato in figura 9.

Figura 9 – Rottura a taglio delle pile del ponte Wu-Shi dopo il terremoto dello Chi-Chi nel 1999 in Taiwan.

Fonte: Yu-Chi Sung (2009), https://www.researchgate.net/publication/265540448_Enhancing_the_Structural_Longevity_of_the_Bridges_with_Insufficient_Seismic_Capacity_by_Retrofitting.

Se si combina l'azione del taglio con un ingente presso-flessione il risultato può essere catastrofico come è successo a Kobe nel 1995 sul ponte Fukae (Fig. 10).

Figura 10 – Collasso del ponte Fukae in seguito all'evento sismico di Kobe del 1995.

Fonte: Mylonakis et al. (2004), https://scholarsmine.mst.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=2621&context=icchge.

Anche la geometra della pila ha un ruolo importante nella risposta sismica del ponte. In una pila snella e alta che deve sorreggere un impalcato pesante, gli effetti del secondo ordine o P-Delta non sono più trascurabili e la comparsa del momento secondario nella configurazione deformata può portare alla rottura della pila.

Tutti questi effetti possono essere facilmente considerati all'interno di una modellazione agli elementi finiti di una struttura di un ponte grazie alle numerose ricerche presenti in letteratura dove vengono riportate metodologie ormai ben consolidate.

Giunti impalcato

I giunti presenti nei ponti hanno come obiettivo principale quello di assorbire le deformazioni causate dalle variazioni termiche. Durante un evento sismico importante, le dimensioni del giunto di espansione possono non essere sufficienti ad evitare lo scontro di due campate consecutive e se ciò avviene, il fenomeno prende il nome di *pounding.* Il *pounding* è lo scontro che avviene tra due masse messe in movimento da una forzante esterna. Nel caso dei ponti le masse sono rappresentate dagli impalcati che, durante una sollecitazione esterna, iniziano a muoversi e non sempre in modo sincrono. Quando il moto di due masse avviene in modo asincrono e viene superato una soglia di spostamento ammissibile garantita dai giunti presenti nel ponte, avviene l'impatto con conseguente dissipazione di energia.

Nel caso dei ponti a catena cinematica questo può avvenire una volta raggiunto lo snervamento e la rottura delle barre di collegamento poste tra campate adiacenti (Fig. 11).

Figura 11 – Rottura delle barre di collegamento tra due campate e successivo martellamento.

Fonte: Miari et al. (2020), https://link.springer.com/article/10.1007/s11831-019-09389-x.

All'interno del modello agli elementi finiti si può tenere in considerazione l'energia che viene dissipata dall'impatto degli impalcati.

Dispositivi di appoggio

Una criticità di più recente sviluppo è rappresentata dai dispositivi di appoggio. In molte parti del mondo i vecchi dispositivi utilizzati nei ponti in CA venivano realizzati in gomma con uno spessore variabile che raggiungeva un massimo di alcuni centimetri e all'interno degli strati di lamierini d'acciaio. Il comportamento di questi dispositivi durante un evento sismico risulta essere ad oggi oggetto di studio poiché, tali dispositivi, non erano progettati per sopportare azioni sismiche così importanti. Una scarsa progettazione degli appoggi può causare danni ingenti alla struttura e portare al crollo per perdita dell'appoggio della campata come è successo in Cile nel 2010 (Fig. 12) e in Giappone.

Figura 12 – Crollo della campata di un ponte in Cile per perdita dell'appoggio durante il sisma di febbraio 2010.

Fonte: Petrangeli (2012).

Per costruire un modello affidabile sul quale eseguire analisi che siano rappresentative del reale comportamento della struttura, la corretta modellazione dei dispositivi di appoggio è un elemento cruciale. Nei lavori più recenti di ricerca presenti in letteratura vengono proposti alcuni modelli più raffinati per tenere in conto del reale comportamento di questi particolari dispositivi di appoggio.

Spalle

Le spalle sono elementi che vengono spesso trascurati nella modellazione del ponte ma hanno un ruolo importante nella risposta sismica globale della struttura. Grazie ad alcune sperimentazioni in vera grandezza tenute in America è ora possibile tenere in considerazione il contributo di rigidezza del sistema spalla-terreno- fondazioni all'interno del modello globale del ponte.

In questa tesi si concentrerà l'attenzione sulle più moderne tecniche di modellazione dei dispositivi di appoggio e del sistema spalla-terreno-fondazione, considerando gli altri aspetti non meno importanti ma ormai ben consolidati e utilizzati in letteratura.

2. Dispositivi di appoggio e modellazione

2.1 Dispositivi di appoggio

Gli appoggi nei ponti sono elementi che consentono il trasferimento dei carichi tra la sovrastruttura e la sottostruttura e forniscono i gradi di libertà previsti in fase di progetto. Dividendo i dispositivi di appoggio a seconda del movimento consentito si individuano le seguenti tipologie:

- Appoggi fissi
- Appoggi mobili

Appoggi fissi: Questi dispositivi impediscono le traslazioni relative tra la sovrastruttura e la sottostruttura ma permettono la rotazione intorno un asse (cerniera lineare) o intono a più assi (cerniera sferica).

Appoggi mobili: Questi dispositivi oltre alle rotazioni intorno a uno o più assi, consentono anche la traslazione lungo un asse (carrello unidirezionale) o lungo più assi (carrello multidirezionale).

Gli elementi di appoggio presenti nelle strutture italiane, come riportato nei Quaderni Tecnici dell'ANAS, possono essere classificati secondo le seguenti tipologie:

- **Apparecchi di appoggio elastomerici semplici**
- **Apparecchi di appoggio elastomerici armati**
- Apparecchi di appoggio a disco elastomerico confinato
- Apparecchi di appoggio completamente in acciaio
- Apparecchi di appoggio con superfici di scorrimento in politetrafluoroetilene (PTFE)

I dispositivi di appoggio elastomerici sono composti principalmente da gomma naturale o sintetica (Neoprene) e sono i dispositivi maggiormente utilizzati nella tipologia di ponti a travata in cemento armato.

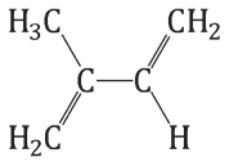
Gomma naturale e neoprene

La gomma naturale, indicata con la sigla NR (*Natural rubber*), è prodotta commercialmente dal lattice dell'albero *Hevea brasiliensis*, coltivato nelle regioni tropicali dell'Asia sudorientale. Il lattice è composto per il 30-35% da particelle in sospensione di gomma in un siero acquoso, che costituisce il 60% del totale, e il restante 5-10% è composto da altri costituenti come proteine ed enzimi. Il lattice è estratto praticando un'incisione sottile lungo la corteccia dell'albero e successivamente raccolto alla base dell'incisione.

Per ottenere la gomma essiccata, si procede diluendo il lattice al 15% e acidificando la soluzione mediante l'utilizzo di acido formico che ne causa la coagulazione e precipitazione sul fondo. Si procede quindi alla rimozione del contenuto d'acqua nel precipitato attraverso un'azione meccanica ed essicazione con correnti d'aria calda.

La gomma naturale è un polimero ovvero una catena continua di molecole ripetenti detti monomeri. Il primo ad individuare il monomero costituente la gomma naturale, l'isoprene, fu Michael Faraday nel 1826 e gli attribuì la formula chimica (C_5H_8), rappresentata in figura 1.

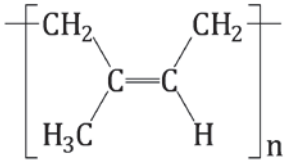
Figura 1 – Struttura molecolare dell'isoprene



Fonte: Elaborazione propria.

La gomma naturale, essendo una catena continua di molecole di isoprene, è definita poliisoprene la cui rappresentazione grafica è qui riportata (Fig. 2).

Figura 2 - Struttura della catena di poliisoprene.



Fonte: Elaborazione propria.

In seguito nel 1920 la DuPont riuscì a commercializzare la prima gomma sintetica con la denominazione "neoprene". Questa denominazione in realtà rappresenta una famiglia di gomme sintetiche basate sulla forma polimerica del cloroprene, il policloroprene. Il monomero base di questo polimero è il cloroprene (C_4H_5Cl) che ha una struttura simile a quella dell'isoprene ad eccezione del gruppo dell'etilene che viene sostituito da una molecola di cloro.

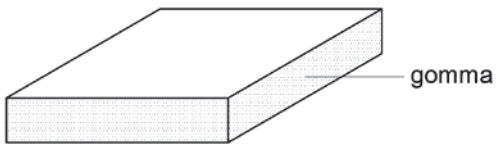
Vulcanizzazione

La gomma così ottenuta non può essere utilizzata per applicazioni ingegneristiche poiché caratterizzata da scarse prestazioni meccaniche. L'utilizzo della gomma in ambito ingegneristico fu possibile solo nel 1839 grazie alla scoperta del processo di vulcanizzazione da parte di Charles Goodyear. La vulcanizzazione è un processo termico che consente di legare chimicamente lo zolfo alla gomma mediante il calore. Lo zolfo va a modificare la conformazione molecolare del polimero della gomma e questo comporta un aumento generale delle prestazioni meccaniche. La gomma vulcanizzata risulta essere meno viscosa e molto più resistente rendendola idonea ad utilizzi ingegneristici.

Apparecchio di appoggio elastomerico semplice

Gli apparecchi di appoggio elastomerici semplici sono costituiti da un solo strato di gomma natura o sintetica (Fig. 3).

Figura 3 - Apparecchio d'appoggio puramente elastomerico.



Fonte: Elaborazione propria su dati CNR 10018 (1987).

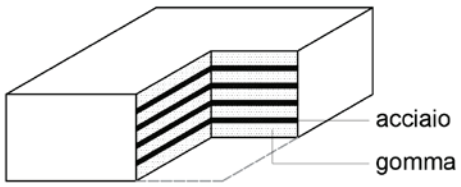
Questi dispositivi, secondo le norme CNR 10018 sui dispositivi d'appoggio, possono essere ottenuti mediante l'utilizzo di uno stampo di dimensioni adeguate oppure ricavati per taglio da una lastra di gomma più grande. Durante l'operazione di taglio è importante controllare ed evitare che la temperatura interna della gomma subisca un eccessivo innalzamento.

Gli appoggi elastomerici semplici non armati non possono essere utilizzati per le strutture da ponte.

Apparecchio di appoggio elastomerico armato

Gli apparecchi di appoggio elastomerici armati sono costituiti da strati di acciaio solidarizzati a strati in gomma. A seconda del periodo storico di progettazione, questi dispositivi presentano delle differenze costruttive: gli strati di gomma e lamiera di acciaio possono essere incollate o solidarizzate mediante un processo di vulcanizzazione a caldo (Fig. 4); le lamiere interne d'acciaio possono essere completamente ricoperte dalla gomma o risultare visibili dall'esterno. Gli stampi utilizzati per la fabbricazione dei dispositivi hanno forma rettangolare o circolare.

Figura 4 - Apparecchio di appoggio elastomerico armato (CRN 10018).



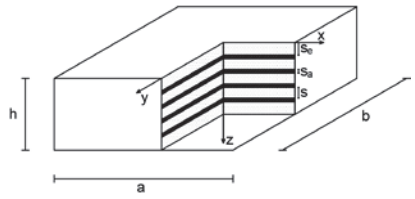
Fonte: Elaborazione propria su dati CNR 10018 (1987).

Gli appoggi elastomerici armati rientrano nella categoria degli appoggi mobili poiché consentono la rotazione e la traslazione relativa tra sovrastruttura e sottostruttura. Gli spostamenti, pur essendo consentiti, mobilitano delle reazioni antagoniste che dipendono dalla rigidezza traslazionale e rotazionale del dispositivo utilizzato. A causa dell'insorgenza di reazioni antagoniste questi dispositivi in gomma possono essere considerati, come riportato nella CNR 10018 che per prima tratta questi dispositivi, sia *come appoggi fissi con limitazione delle reazioni orizzontali*, sia come *appoggi mobili con limitazione delle traslazioni consentite*.

Tensioni sul dispositivo

Le caratteristiche geometriche globali individuabili in un dispositivo di appoggio elastomerico armato sono rappresentate qui sotto (Fig. 5).

Figura 5 - Caratteristiche geometriche appoggio elastomerico armato.



Fonte: Elaborazione propria su dati CNR 10018 (1987).

I parametri geometrici principali del dispositivo sono:

a, b: dimensioni di base dell'elemento di appoggio

h: altezza totale del dispositivo

s: spessore degli strati interni in gomma posti tra una lamina d'acciaio e l'altra

s_a: spessore delle lamine d'acciaio presenti all'interno del dispositivo

s_e: spessore in gomma esterno di ricoprimento dell'ultimo strato d'acciaio.

Questi dispositivi sono progettati e fabbricati per resistere alle tensioni principale di progetto. Le tensioni a cui il dispositivo può resistere sono le tensioni normali, derivanti dai carichi portati dalla sovrastruttura, e le tensioni tangenziali. Vediamo ora in dettaglio come viene eseguito il calcolo delle tensioni agenti sull'apparecchio di appoggio.

Tensioni normali

Il dispositivo funge da sistema di appoggio e deve quindi essere in grado di portare le azioni verticali provenienti dalla sovrastruttura. La tensione normale di compressione è convenzionalmente definita positiva e viene calcolata come:

$$\sigma_V = \frac{F_z}{A_r} \tag{1}$$

con

F_z: componente della forza in direzione verticale z

$A_r = ab\left(1 - \frac{|u_x|}{a} - \frac{|u_y|}{b}\right)$: area ridotta per dispositivi rettangolari che tiene conto della riduzione dell'area di appoggio in caso di deformazione nel piano orizzontale del dispositivo

Tensioni tangenziali

Essendo soggetto a carichi verticali, orizzontali e rotazioni, ognuna di queste azioni genera sul dispositivo delle tensioni tangenziali che possono essere calcolate in questo modo:

$$\tau_V = \frac{1.5}{S}\sigma_V \tag{2}$$

$$\tau_H = \frac{F_{xy}}{A_c} \tag{3}$$

$$\tau_\varphi = \frac{1}{2}\frac{Ga^2}{sh_g} tg|\varphi_y| \tag{4}$$

con

τ_V: tensioni tangenziali prodotte da un carico verticale per effetto dell'aderenza tra la superficie del dispositivo e la sovrastruttura;

τ_H: tensioni tangenziali media prodotta da un carico orizzontale;

τ_φ: tensioni tangenziali prodotte dalla rotazione intorno all'asse y subita dal dispositivo per effetto dell'aderenza tra le superfici di contatto;

$S = \frac{ab}{2s(a+b)}$: coefficiente di forma del dispositivo che tiene conto delle dimensioni geometriche dello stesso;

F_{xy}: intensità della componente orizzontale della forza;

A_c: area della superficie compressa del dispositivo;

$h_g = \sum s$: spessore totale della gomma esclusi gli strati di ricoprimento esterni;

s: spessore del singolo strato di gomma interno;

a: dimensione del dispositivo di appoggio nella direzione x;

φ_y: rotazione intorno all'asse delle y.

Relazioni tensioni-deformazioni

Le tensioni che agiscono sul dispositivo per la legge elastica di Hooke generano delle deformazioni che, nel caso di dispositivi di appoggio in gomma armata, possono essere valutate considerando anche la reale geometria dell'elemento nel seguente modo:

$$\frac{\Delta h}{h} = \frac{\Delta h_g}{h_g + 2s_e} = \frac{\sigma_V}{5GS^2 + 3\sigma_V} \tag{5}$$

$$tg\gamma = \frac{u_{xy}}{h_g + 2s_e} = \frac{\tau_H}{G} \tag{6}$$

con

Δh: schiacciamento elastico dovuto al carico verticale F_z;

γ: scorrimento elastico dovuto al carico orizzontale F_{xy}.

Verifiche

Tutti i dispositivi di appoggio in gomma armata devono rispettare le verifiche presenti nella norma CNR 10018 che si dividono in:

- **Verifica a scorrimento**
- **Verifica di stabilità**
- **Verifica delle rotazioni**

Verifica a scorrimento

Gli apparecchi di appoggio elastomerici armati vengono generalmente solidarizzati alla struttura in cemento armato mediante malta cementizia di allettamento o resine epossidiche. Gli apparecchi di appoggio sono idonei al trasferimento di azioni tangenziali di entità non superiore al 25% dell'azione normale concomitante. Se gli apparecchi di appoggio sono muniti di piastre metalliche con aderenza migliorata il limite può essere elevato fino al 35%.

Le verifiche allo slittamento presenti nella CNR 10018 sono:

$$\sigma_{V,min} \geq 1.5\ N/mm^2 \tag{7}$$

$$\left(\frac{F_{xy}}{F_z}\right)_{max} \leq \mu \tag{8}$$

con

$\sigma_{V,min}$: tensione normale minima nella gomma

F_{xy}: intensità della componente orizzontale della forza

F_z: componente della forza in direzione verticale z

μ: coefficiente di attrito tra il dispositivo di appoggio e il materiale a contatto. In assenza di specifiche determinazioni del valore d'attrito può essere assunto pari a:

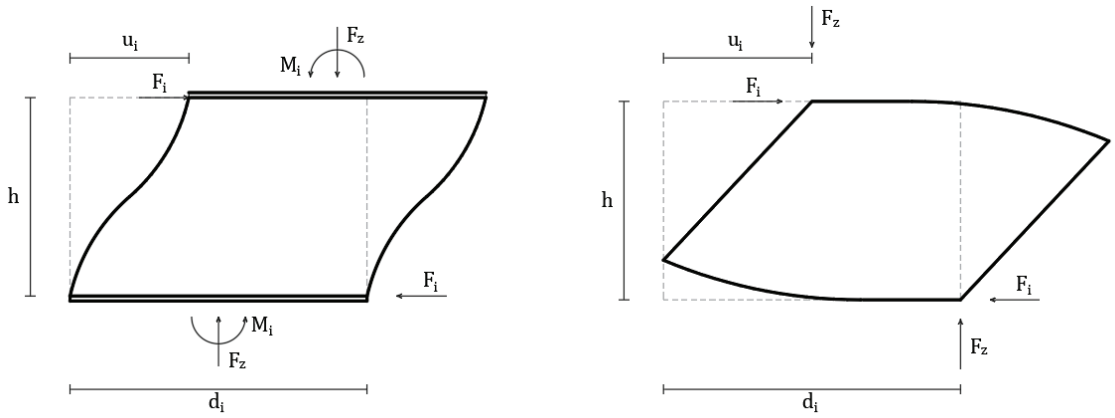
$$GOMMA - CALCESTRUZZO: \qquad \mu = min\begin{cases} 0.1 + \frac{0.2}{\sigma_V} & con\ \sigma_V[N/mm^2] \\ 0.25 \end{cases} \tag{9}$$

$$GOMMA - ACCIAIO: \qquad \mu = min\begin{cases} \frac{1}{2}\left(0.1 + \frac{0.2}{\sigma_V}\right) & con\ \sigma_V[N/mm^2] \\ 0.35 \end{cases} \tag{10}$$

Verifica di stabilità

Gli apparecchi di appoggio in gomma soggetti ad un carico verticale e ad uno scorrimento dovuto alle azioni orizzontali nel piano possono perdere la loro funzione di appoggio a causa dell'instabilità che può essere di due tipi: l'instabilità euleriana e l'instabilità di *roll-out* (Fig. 6).

Figura 6 - Instabilità euleriana a sinistra e instabilità di roll-out a destra.



Fonte: Elaborazione propria su dati Priestley et al. (2007).

***Instabilità euleriana**:* è detta anche instabilità a carico di punta o, in inglese, *buckling.* Una volta attivato il meccanismo di instabilità, il dispositivo di appoggio va in contro ad un'inflessione indefinita sotto il carico di punta. La verifica risulta essere un limite superiore al valore di sforzo normale agente sul dispositivo e dipende esclusivamente dalla forma e dalla rigidezza a taglio del dispositivo. Di seguito viene riportata la verifica inclusa nella CNR 10018:

$$\sigma_V \leq \frac{2}{3}\frac{a}{h_g}SG,\ per\ gli\ appoggi\ di\ altezza\ totale\ h \geq a/5. \tag{11}$$

con

σ_V: tensione normale agente nella gomma

a: lunghezza di base minore del dispositivo di appoggio

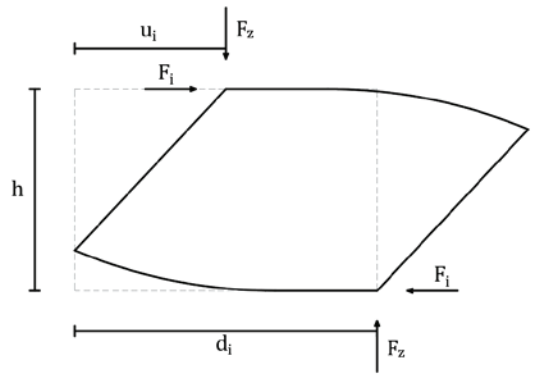
$h_g = \sum s$: spessore totale della gomma, esclusi gli strati di ricoprimento esterni

$S = \frac{ab}{2s(a+b)}$: coefficiente di forma per apparecchi di appoggio rettangolari

G: modulo di elasticità tangenziale della gomma

***Instabilità di roll-out**:* avviene quando, durante una deformazione di scorrimento, il momento instabilizzante ($F_i h$), causato dallo scorrimento dell'apparecchio di appoggio (u_i), risulta essere più grande del momento stabilizzante ($F_z(d_i - u_i)$). Nella figura seguente (Fig. 7) è schematizzato il meccanismo di *roll-out* di un dispositivo in gomma:

Figura 7 - Instabilità di roll-out.



Fonte: Elaborazione propria su dati Priestley et al. (2007).

Uguagliando i due momenti che nascono a causa dello scorrimento orizzontale, si può ricavare il valore massimo della traslazione orizzontale $u_{i,max}$:

$$F_z\left(d_i - u_{i,max}\right) = F_i h \tag{12}$$

con

F_z: componente della forza in direzione z;

F_i: componente della forza in direzione i-esima;

d_i: lunghezza di base del dispositivo nella direzione considerata;

h: altezza del dispositivo;

$u_{i,max}$: traslazione massima che può subire il dispositivo prima di instabilizzarsi per *roll-out* nella direzione considerata.

È noto che:

$$F_i = K_H u_i \tag{13}$$

con:

$K_H = \frac{GA}{h}$: rigidezza orizzontale dell'apparecchio di appoggio.

Sostituendo la (13) nella (12) si ottiene l'espressione:

$$\frac{u_{i,max}}{d_i} = \frac{F_z}{F_z + K_H h} \tag{14}$$

da cui si ottiene il limite superiore della traslazione orizzontale:

$$u_{i,max} = \frac{F_z}{F_z + K_H h} d_i \tag{15}$$

Se l'attrito di primo distacco è tale da non consentire lo scorrimento dell'elemento fino al raggiungimento della configurazione deformata $u_{i,max}$, il dispositivo inizia a rotolare anziché scorrere ed avviene il fenomeno del roll-out.

Verifica delle rotazioni

Limitare le rotazioni della struttura consente di evitare la parzializzazione del dispositivo di appoggio che viene scongiurata se la seguente relazione risulta soddisfatta:

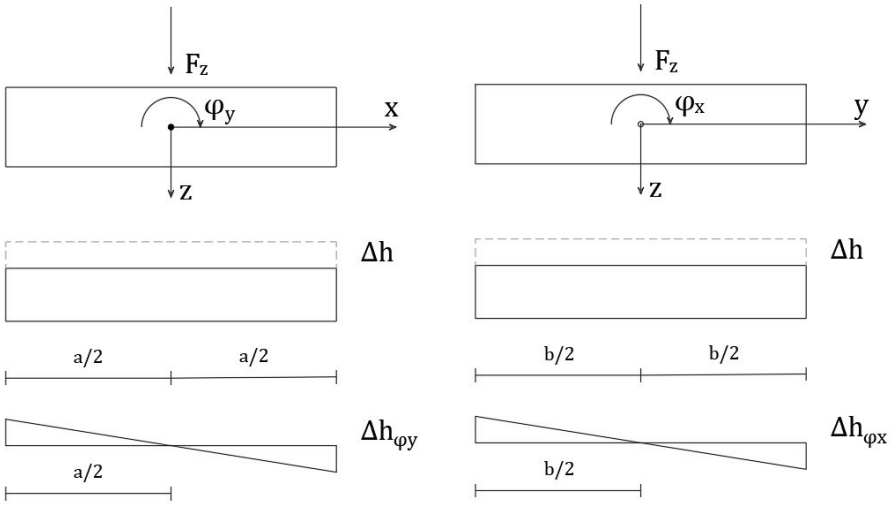
$$\Delta h \geq \Delta h_{\varphi_y} + \Delta h_{\varphi_x} = \frac{a}{2} tg|\varphi_y| + \frac{b}{2} tg|\varphi_x| \tag{16}$$

con

Δh:	schiacciamento del dispositivo di appoggio per effetto dei carichi verticali di progetto;
φ_x:	rotazione intorno l'asse delle x;
φ_y:	rotazione intorno l'asse delle y;
$\frac{a}{2} tg\|\varphi_y\| = \Delta h_{\varphi_y}$:	schiacciamento del dispositivo per effetto della rotazione intorno all'asse y;
$\frac{b}{2} tg\|\varphi_x\| = \Delta h_{\varphi_x}$:	schiacciamento del dispositivo per effetto della rotazione intorno all'asse x.

Per maggior chiarezza sul significato geometrico di tale limitazione, si riporta lo schema delle forze e rotazioni agenti sul dispositivo di appoggio nei due piani x-z e y-z (Fig. 8):

Figura 8 - Schiacciamento del dispositivo di appoggio nel piano x-z (sinistra) e nel piano y-z (destra).



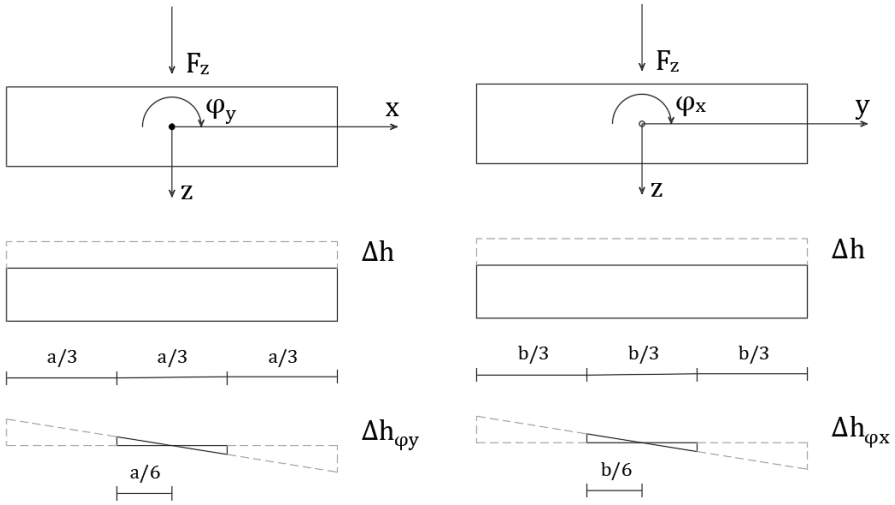
Fonte: Elaborazione propria.

Fintanto che lo spostamento verticale causato dalle rotazioni intorno ai due assi principali, calcolato lungo le fibre esterne del dispositivo, risulta minore dello schiacciamento dovuto ai carichi verticali di progetto, il dispositivo di appoggio non risulta parzializzato.

In presenza di condizioni sismiche la relazione (16) è sostituita da:

$$\Delta h \geq \frac{a}{6} tg|\varphi_y| + \frac{b}{6} tg|\varphi_x| \tag{17}$$

Figura 9 - Schiacciamento del dispositivo di appoggio nel piano x-z (sinistra) e nel piano y-z (destra) in condizioni sismiche.



Fonte: Elaborazione propria.

In condizioni sismiche lo spostamento verticale causato dalle rotazioni intorno agli assi è calcolato lungo la fibra esterna del nocciolo centrale d'inerzia (Fig. 9). Fintanto che lo schiacciamento risulta maggiore di tale spostamento verticale, la verifica risulta soddisfatta.

2.2 Modellazione

L'ingegneria sismica per approfondire la conoscenza del comportamento sismico delle strutture durante e dopo il sisma si avvale di modelli e simulazioni sempre più complessi. Un notevole passo avanti nella simulazione e modellazione sismica è avvenuto grazie al contributo del *Pacific Earthquake Engineering Research Center* dell'Università Berkeley in California che, con il supporto della *National Science Foundation*, ha sviluppato un sistema aperto per la simulazione ingegneristica dei terremoti chiamato *OpenSees*. La struttura o *framework* software *OpenSees* utilizza la programmazione orientata agli oggetti (OOP, *Object Oriented Programming*) che consente di massimizzarne la modularità e l'estendibilità grazie all'uso di classi interconnesse tra loro ma il più indipendenti possibile. Quest'ultime caratteristiche rendono il sistema flessibile e particolarmente adatto per risolvere problemi complessi di simulazione per edifici e ponti come analisi non lineari e interazioni terreno-struttura. Il *framework software* ha una licenza open source che consente non solo l'utilizzo ma anche la modifica del codice di programmazione. Non essendo un *software*, *OpenSees* non dispone di un'interfaccia grafica o GUI (*Graphic User Interface*) ma può interagire facilmente con altri programmi dotati di interfaccia grafica come ad esempio *Matlab*. Per tutte queste ragioni l'utilizzo di questa struttura è limitato principalmente al mondo accademico e della ricerca.

Per la modellazione agli elementi finiti dei dispositivi di appoggio in gomma armati è stato quindi utilizzato il *framework software* Opensees così da ottenere un modello facilmente implementabile all'interno di un modello completo del ponte.

Modellazione appoggio (FIP Neoarm 350x450x52)

Durante la sostituzione di numerosi appoggi effettuate in ponti in cemento armato esistenti, si è visto che i dispositivi di appoggio in gomma impiegati in passato sono mediamente alti alcuni centimetri. Per la modellazione dell'appoggio da inserire nei nostri modelli di analisi, le principali caratteristiche geometriche sono state ricavate dal catalogo dei dispositivi elastomerici della ditta FIP Industriale. Il dispositivo selezionato è rettangolare con codice 350x450x52 la cui geometria è qui sotto riportata (Tab. 1).

Tabella 1 – Caratteristiche geometriche del dispositivo di appoggio.

Geometria dispositivo di appoggio: NEOARM 350x450x52								
a	b	h_{tot}	t_s	t_i	n	K_0	Vol	W
[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[N/mm]	[mm^3]	[kg]
350	450	52	3	8	4	3830	8190000	24

Fonte: Elaborazione propria su dati FIP Industriale.

La tensione di lavoro verticale del dispositivo ricavata dall'analisi dei carichi della sovrastruttura è pari a 5.78 Mpa, si può ricavare il valore del carico verticale e lo spostamento necessario per plasticizzare il materiale:

$$\sigma_V = \frac{P}{A} \tag{1}$$

$$P = \sigma_V \cdot A = 910\ kN \tag{2}$$

$$F_y = \mu \cdot P = 307\ kN \tag{3}$$

$$d_1 = \$epsP = \frac{F_y}{K_0} = 80.28\ mm \tag{4}$$

Con

μ: coefficiente di attrito gomma – calcestruzzo preso pari a 0.3379 ovvero la media dei coefficienti di attrito a bassa e alta velocità calcolati secondo il modello proposto da N. Xing e J. Li. (2017).

Per modellare questo tipo di dispositivo sono stati utilizzati 3 strategie differenti:

- **Materiale elasto-plastico incrudente**
- **Materiale in parallelo**
- **Flat Slider Bearing**

Materiale elasto-plastico incrudente

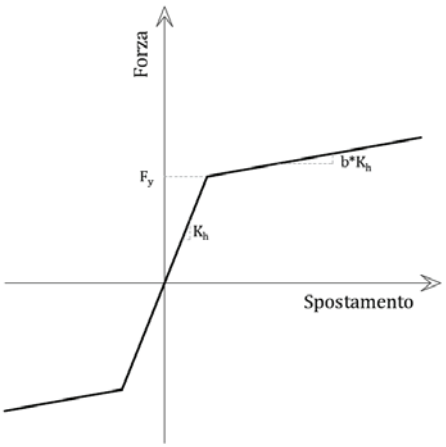
Per simulare la risposta di un dispositivo di appoggio soggetto ad una forza orizzontale esterna, si è scelto il legame costitutivo elasto-plastico incrudente. Nella libreria dei materiali già presenti all'interno di OpenSees si è scelto il materiale Steel01 che possiede tutte le caratteristiche ricercate. Il suo codice identificativo da inserire all'interno del modello OpenSees estratto dal manuale è:

uniaxialMaterial Steel01 $matTag $Fy $E0 $b <$a1 $a2 $a3 $a4>

$matTag	unique material object integer tag
$Fy	yield strength
$E0	initial elastic tangent
$b	strain-hardening ratio (ratio between post-yield tangent and initial elastic tangent)
$a1, $a2, $a3, $a4	isotropic hardening parameters: (optional, default: no isotropic hardening)
	$a1 isotropic hardening parameter, increase of compression yield envelope as proportion of yield strength after a plastic strain of $a2*($Fy/E0).
	$a2 isotropic hardening parameter (see explanation under $a1)

La rappresentazione del legame costitutivo del materiale con all'interno i suoi parametri caratteristici viene proposta qui sotto (Fig. 1).

Figura 1 - Legame costitutivo materiale elasto – plastico incrudente.



Fonte: Elaborazione propria su dati Mazzoni et al. (2007)

I parametri assegnati a questo materiale sono ricavati dalla tabella 1 e sono relativi al dispositivo FIP selezionato. Al fine di ottenere un legame costitutivo del materiale il più possibile simile ad un legame elasto-plastico perfetto si è attribuito al parametro di incrudimento $b un valore pari a 0.000001. Questa scelta è stata fatta poiché l'utilizzo diretto di un legame elasto-plastico perfetto all'interno del modello estremamente semplificato dell'appoggio (2 nodi coincidenti) restituiva errori di analisi numerica. Qui sotto viene riportata una tabella (Tab. 2) riassuntiva del materiale Steel01 utilizzato nelle successive analisi.

Tabella 2 – Caratteristiche geometriche del dispositivo di appoggio.

Steel01		
Kh	Fy	b
[N/mm]	[N]	[-]
3830.00	307468	0.000001

Fonte: Elaborazione propria.

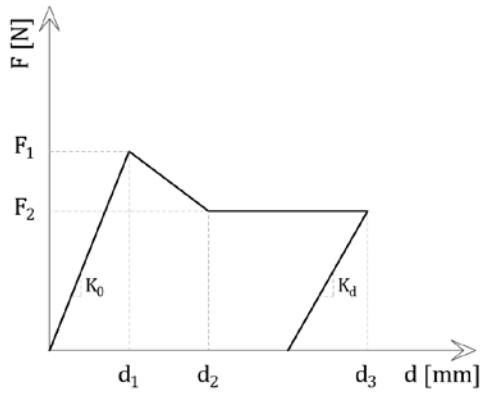
I codici che rappresentano il dispositivo all'interno del modello sono:

```
#--------PARAMETRI----------#
set Kh 3830.00
set Fy 307468
set b 0.000001

#--------MATERIALI----------#
uniaxialMaterial Steel01 1 $Fy $Kh $b

#--------ELEMENTI----------#
element zeroLength 1 1 2 -mat 1 -dir 1
```

Materiali in parallelo

Nei risultati dei tests sperimentali condotti sui dispositivi di appoggio in gomma non ancorati da *Wu et al. (2018)*, una volta che la forza è tale da attivare lo scorrimento del dispositivo, l'attrito risulta essere variabile durante lo scorrimento. La curva forza orizzontale – spostamento presenta un picco di forza in corrispondenza dell'inizio dello scorrimento del dispositivo dovuto al coefficiente di attrito statico che, una volta raggiunto, diminuisce fino al raggiungimento del valore di attrito dinamico. Dai risultati delle prove eseguite da *Wu et al. (2018)*, il valore di attrito diventa costante una volta raggiunto uno spostamento orizzontale pari al 250% dell'altezza del dispositivo e il valore della forza raggiunta è pari al 30% in meno rispetto al valore della forza di picco (Fig. 2).

Figura 2 - Legame costitutivo del dispositivo di appoggio.

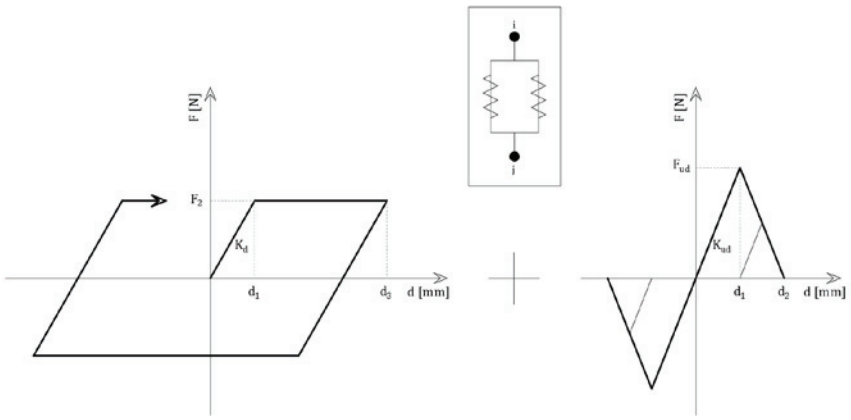


Fonte: Elaborazione propria su dati Wu et al. (2018)

Per ottenere questo legame costitutivo è stato adottato come suggerito da *Wu et al. (2018) e Filipov et al. (2011)* una combinazione in parallelo di due legami costitutivi distinti: un materiale elasto - plastico perfetto e un materiale con comportamento isteretico. Nella modellazione agli elementi finiti unire in parallelo due materiali comporta che:

1. i due materiali subiscono lo stesso spostamento indipendentemente dalla loro rigidezza;
2. la forza risultante associata ad uno spostamento risulta essere la somma delle forze di risposta di ogni materiale al medesimo spostamento.

Figura 3 – Modello analitico del sistema di appoggio in gomma.



Fonte: Elaborazione propria su dati Wu et al. (2018)

I risultati ottenuti da Wu et al. (2018) sono in linea con in risultati ottenuti da N. Xiang e J. Li (2017) che, nella loro ricerca, hanno analizzato il cambiamento del coefficiente d'attrito dei dispositivi di appoggio in gomma armata. Anche durante le loro prove, il coefficiente d'attrito prima dello scorrimento del dispositivo (attrito statico) risulta essere più grande del coefficiente d'attrito sviluppato durante lo scorrimento (attrito dinamico).

Durante la loro sperimentazione N. Xiang e J. Li (2017) hanno segnalato che il rapporto tra il coefficiente d'attrito statico o di rottura e il coefficiente d'attrito dinamico è circa 1.28 e questo dato è in linea con il valore del 30% di forza in più registrato da Wu et al. (2018).

I parametri fondamentali dei due materiali utilizzati per la modellazione in parallelo del dispositivo sono riportati nella seguente tabella (Tab. 3).

Tabella 3 – Parametri caratteristici dei legami costitutivi del materiale.

Materiale 1: Steel01				**Materiale 2: Hysteretic Material**			
K_d	F_2	d_1	d_3	K_{ud}	F_{ud}	d_1	d_2
[N/mm]	[N]	[mm]	[mm]	[N/mm]	[N]	[mm]	[mm]
3830.00	307468	80.28	200.00	1072.40	86091	80.28	130

Fonte: Elaborazione propria.

Per ottenere il materiale utilizzando la libreria di materiali di OpenSees si sono utilizzati i materiali Steel01 e Hysteretic che richiedono l'inserimento di questi valori (Tab.4):

Tabella 4 – Parametri caratteristici dei materiali disponibili su OpenSees.

Materiale 1: Steel01			**Materiale 2: Hysteretic Material**							
Kh	Fy	b	f1	u1	f2	u2	pinchX	pinchY	damage1	damage2
[N/mm]	[N]	[-]	[N]	[mm]	[N]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[-]
3830.00	307468	0.000001	86091	80.28	0.000001	130	0	0	0	1

Fonte: Elaborazione propria.

I codici che rappresentano il dispositivo all'interno del modello sono:

```
#--------PARAMETRI----------#
set Kh 3830.00
set Fy 307468
set b 0.000001
set f1 86091
set u1 80.28
set f2 0.000001
set u2 130
set f3 0
set u3 0
set pinchX 0
set pinchY 0
set damage1 0
set damage2 1

#--------MATERIALI----------#
uniaxialMaterial Steel01 1 $Fy $Kh $b
uniaxialMaterial Hysteretic 2 $f1 $u1 $f2 $u2 -$f1 -$u1 -$f2 -$u2 $pinchX $pinchY $damage1 $damage2
uniaxialMaterial Parallel 3 1 2

#--------ELEMENTI----------#
element zeroLength 1 1 2 -mat 3 -dir 1
```

Materiale isteretico

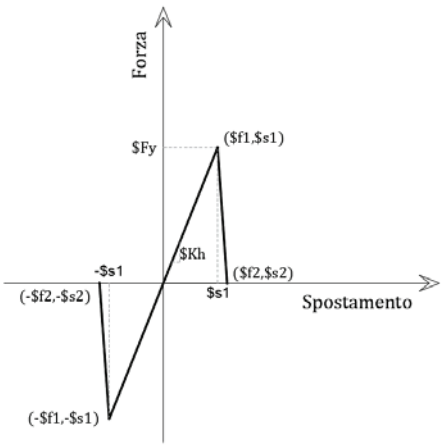
Il materiale isteretico presente nella libreria di OpenSees permette la costruzione di un generico legame costitutivo isteretico e prevede l'inserimento manuale di due punti se il legame è identico sia in compressione che in trazione oppure sei punti se non è simmetrico. Oltre alle coppie forza-spostamento o sforzo-deformazione vanno assegnati dei valori relativi al pinching e al danno del materiale. Il codice generico esplicativo presente nel manuale è:

```
uniaxialMaterial Hysteretic $matTag $s1p $e1p $s2p $e2p <$s3p $e3p> $s1n
        $e1n $s2n $e2n <$s3n $e3n> $pinchX $pinchY $damage1 $damage2
        <$beta>
```

$matTag		unique material object integer tag
$s1p	**$e1p**	stress and strain (or force & deformation) at first point of the envelope in the positive direction
$s2p	**$e2p**	stress and strain (or force & deformation) at second point of the envelope in the positive direction
$s3p	**$e3p**	stress and strain (or force & deformation) at third point of the envelope in the positive direction (optional)

I parametri sono stati selezionati in modo opportuno per ottenere un andamento simile a quello riportato in figura 4.

Figura 4 – Legame costitutivo del materiale isteretico.



Fonte: Elaborazione propria su dati Mazzoni et al. (2007)

Il legame costitutivo ricercato (Fig. 4) presenta un comportamento identico in compressione e trazione e quindi è stato necessario definire solo due dei sei punti disponibili. Per una comprensione più chiara i valori vengono riassunti nella seguente tabella (Tab. 5).

Tabella 5 – Parametri caratteristici del materiale isteretico utilizzato.

f1	u1	f2	u2	pinchX	pinchY	damage1	damage2
[N]	[mm]	[N]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[-]
86091	80.28	0.000001	130	0	0	0	0

Fonte: Elaborazione propria.

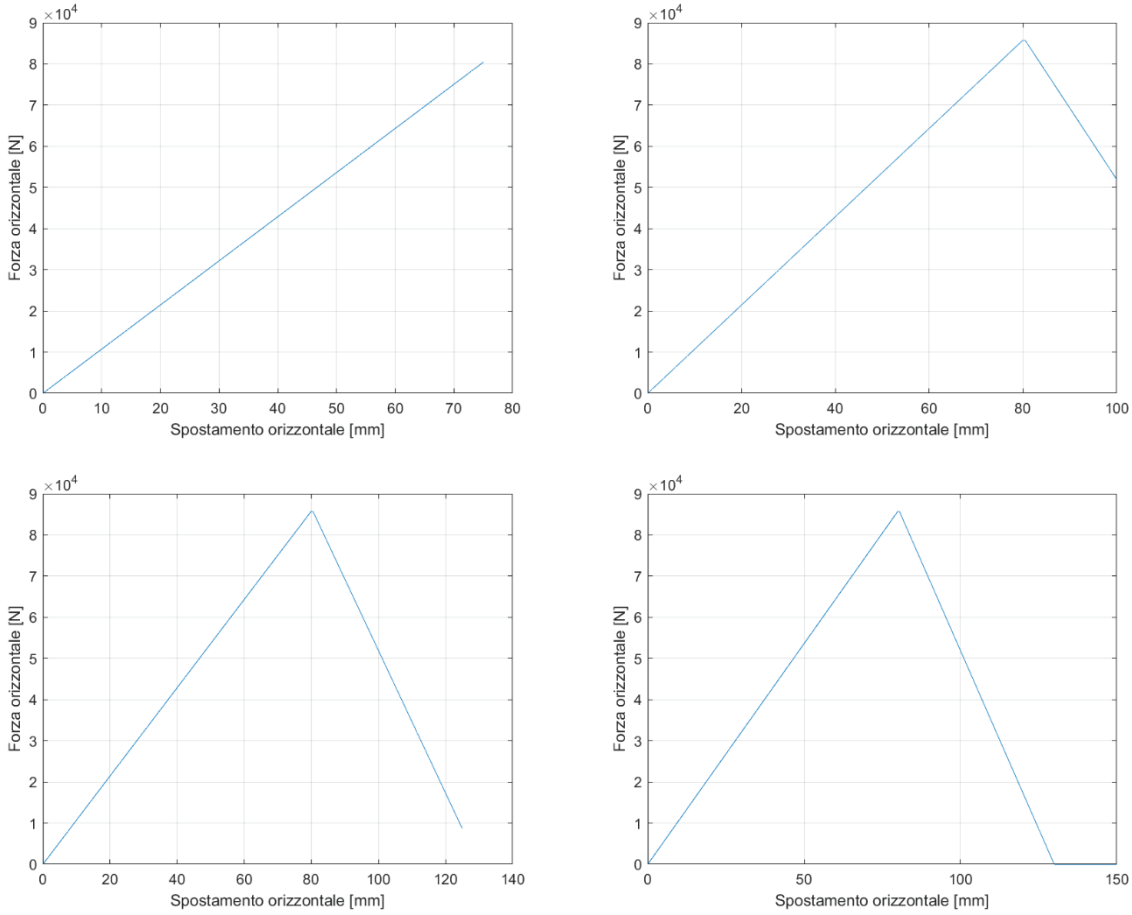
I parametri di pinching sono presi pari a zero così da escludere tale fenomeno dalla modellazione del dispositivo di appoggio. Per indagare maggiormente l'influenza dei parametri di danno sulla risposta del materiale nella sezione seguente verranno riportati i risultati delle analisi al variare di questi parametri. Sono state fatte quindi delle analisi su questo materiale prima di valutare una reale efficacia di questa modellazione del dispositivo di appoggio da inserire in un modello completo di un ponte. Le tipologie di analisi eseguite sono:

- **Pushover statico**
- **Pushover ciclico**

Pushover statico

La prova di pushover statica si basa su un'analisi condotta con controllo degli spostamenti. All'elemento ZeroLength a cui viene assegnato il materiale isteretico vengono imposti degli spostamenti. Gli steps di spostamenti imposti utilizzati sono: I (75 mm) – II (100 mm) – III (125 mm) – IV (150 mm). I risultati ottenuti sono riportati qui sotto (Fig. 5).

Figura 5 - Modello basato sui parametri ricavati da N. Xiang e J. Li.



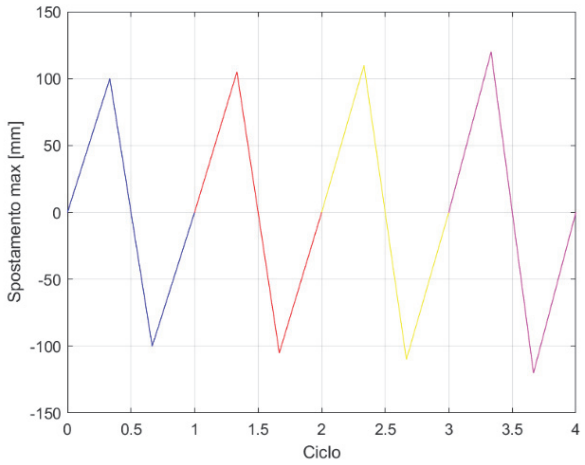
Fonte: Elaborazione propria.

La risposta è la stessa anche variando i valori di $damage1 e $damage2 poiché i due parametri entrano in gioco una volta superato il primo ciclo di carico e scarico.

Pushover statico ciclico

Alle analisi precedentemente svolte, si aggiungono delle prove di *pushover* statico ciclico. L'applicazione di percorsi di spostamenti ciclici consente di visualizzare il comportamento isteretico del materiale utilizzato nel modello. I cicli eseguiti dal materiale sono 4 secondo i seguenti steps: I (+100 mm, -100 mm), II (+105 mm, -105 mm), III (+110 mm, -110 mm), IV (+150 mm, -150 mm) e vengono riportati nella seguente figura (Fig. 6).

Figura 6 – Cicli di spostamenti imposti nell'analisi pushover ciclica.



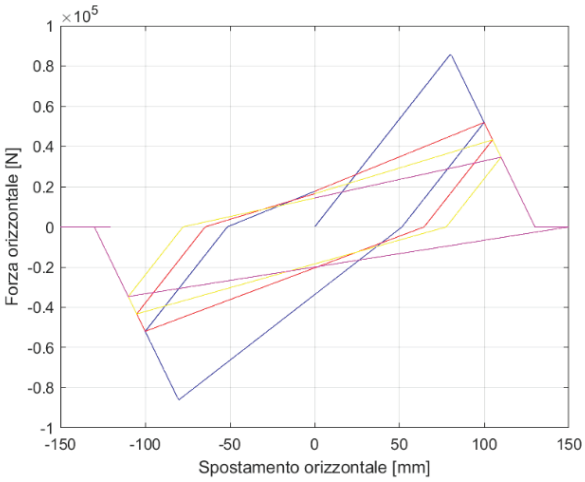
Fonte: Elaborazione propria.

Le prove vengono eseguite variando i parametri di danno $damage1 e $damage2 per valutarne gli effetti sul materiale.

- Vengono utilizzati i seguenti parametri:

f1	u1	f2	u2	pinchX	pinchY	damage1	damage2
[N]	[mm]	[N]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[-]
86091	80.28	0.000001	130	0	0	0	0

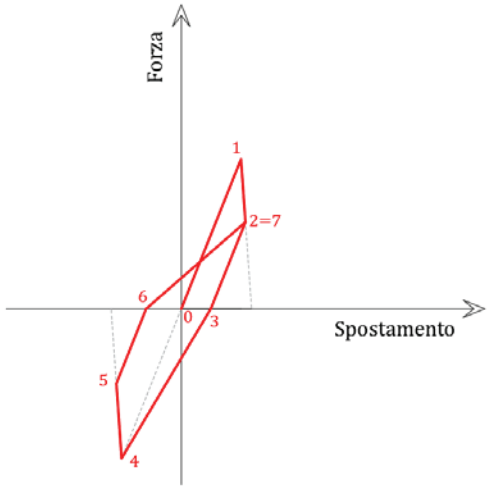
Figura 7 – Riposta del materiale isteretico sottoposto a cicli di spostamenti.



Fonte: Elaborazione propria.

Il percorso di carico-scarico e ricarico individuato nel materiale isteretico viene idealizzato e riportato qui sotto (Fig. 8). Da qui si può notare che lo scarico avviene sempre con la stessa rigidezza iniziale ma quello che cambia durante ogni ciclo è la rigidezza di ricarico che varia a seconda dello stato di sforzo raggiunto durante il ciclo precedente.

Figura 8 – Grafico forza spostamento durante un ciclo di spostamento ideale.



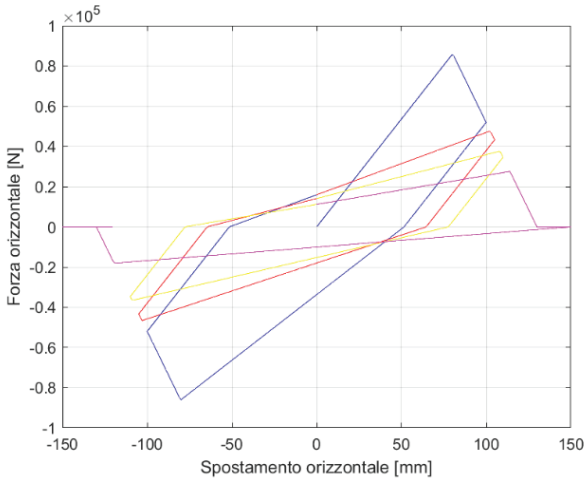
Fonte: Elaborazione propria.

Ora si farà variare il parametro di danno 1 per valutare gli effetti sul modello.

- Vengono utilizzati i seguenti parametri:

f1	u1	f2	u2	pinchX	pinchY	damage1	damage2
[N]	[mm]	[N]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[-]
86091	80.28	0.000001	130	0	0	0.1	0

Figura 9 – Riposta del materiale isteretico sottoposto a cicli di spostamenti.

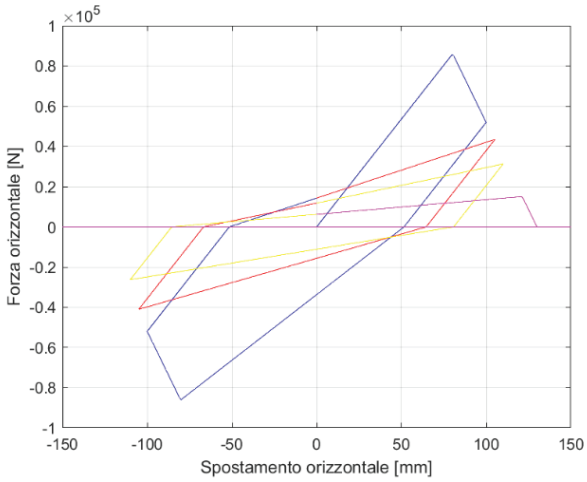


Fonte: Elaborazione propria.

- Vengono utilizzati i seguenti parametri:

f1	u1	f2	u2	pinchX	pinchY	damage1	damage2
[N]	[mm]	[N]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[-]
86091	80.28	0.000001	130	0	0	0.2	0

Figura 10 – Riposta del materiale isteretico sottoposto a cicli di spostamenti.

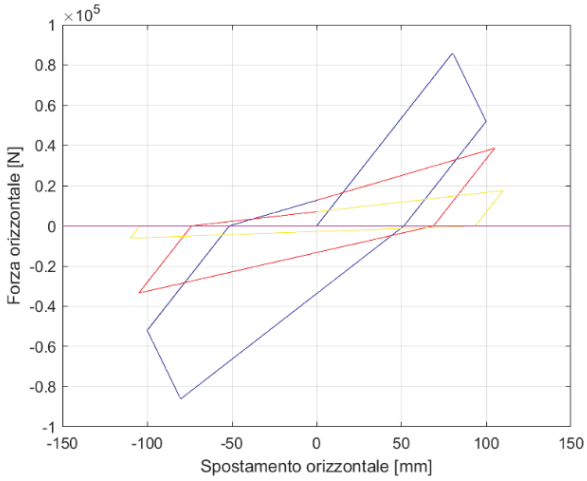


Fonte: Elaborazione propria.

- Vengono utilizzati i seguenti parametri:

f1	u1	f2	u2	pinchX	pinchY	damage1	damage2
[N]	[mm]	[N]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[-]
86091	80.28	0.000001	130	0	0	0.3	0

Figura 11 – Riposta del materiale isteretico sottoposto a cicli di spostamenti.

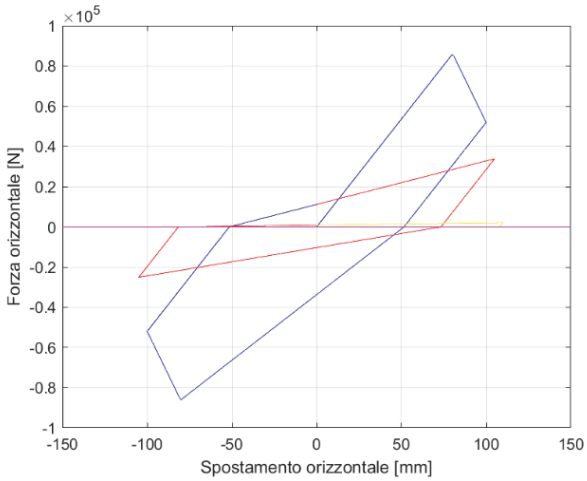


Fonte: Elaborazione propria.

- Vengono utilizzati i seguenti parametri:

f1	u1	f2	u2	pinchX	pinchY	damage1	damage2
[N]	[mm]	[N]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[-]
86091	80.28	0.000001	130	0	0	0.4	0

Figura 12 – Riposta del materiale isteretico sottoposto a cicli di spostamenti.

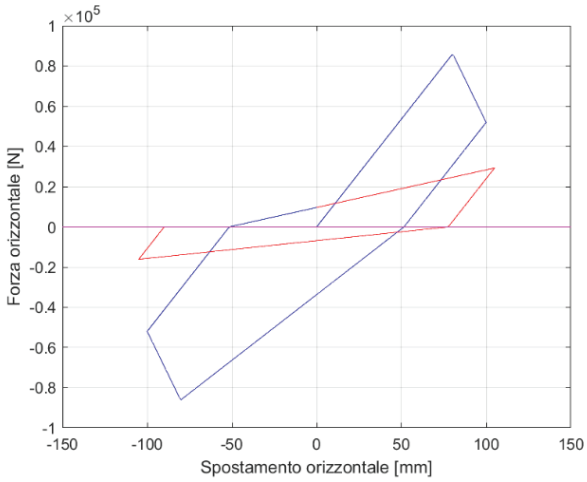


Fonte: Elaborazione propria.

- Vengono utilizzati i seguenti parametri:

f1	u1	f2	u2	pinchX	pinchY	damage1	damage2
[N]	[mm]	[N]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[-]
86091	80.28	0.000001	130	0	0	0.5	0

Figura 13 – Riposta del materiale isteretico sottoposto a cicli di spostamenti.

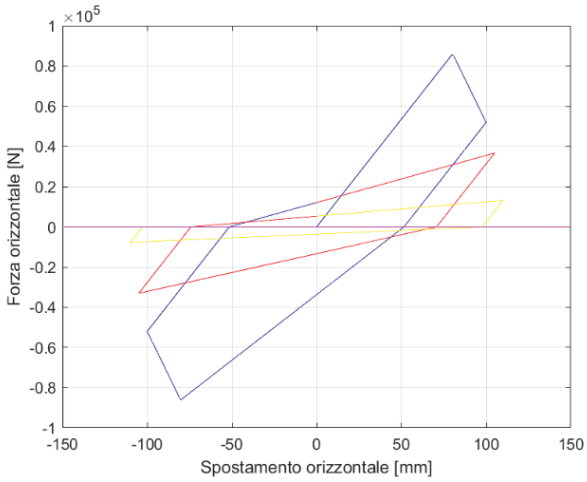


Fonte: Elaborazione propria.

- Vengono utilizzati i seguenti parametri:

f1	u1	f2	u2	pinchX	pinchY	damage1	damage2
[N]	[mm]	[N]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[-]
86091	80.28	0.000001	130	0	0	0	0.1

Figura 14 – Riposta del materiale isteretico sottoposto a cicli di spostamenti.

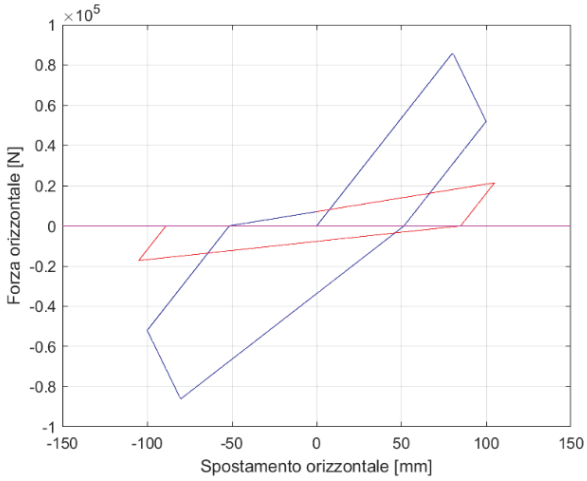


Fonte: Elaborazione propria.

- Vengono utilizzati i seguenti parametri:

f1	u1	f2	u2	pinchX	pinchY	damage1	damage2
[N]	[mm]	[N]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[-]
86091	80.28	0.000001	130	0	0	0	0.2

Figura 15 – Riposta del materiale isteretico sottoposto a cicli di spostamenti.

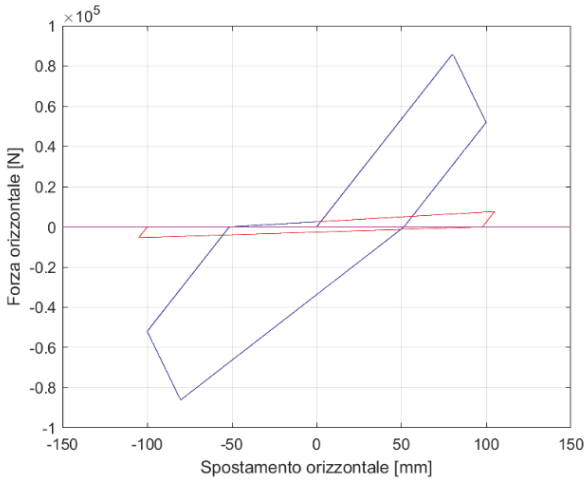


Fonte: Elaborazione propria.

- Vengono utilizzati i seguenti parametri:

f1	u1	f2	u2	pinchX	pinchY	damage1	damage2
[N]	[mm]	[N]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[-]
86091	80.28	0.000001	130	0	0	0	0.3

Figura 16 – Riposta del materiale isteretico sottoposto a cicli di spostamenti.

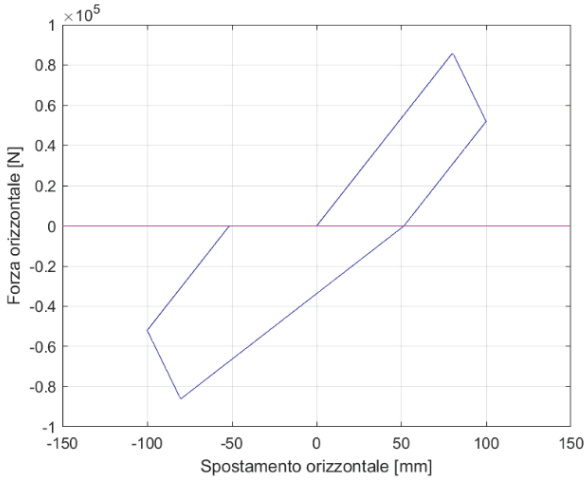


Fonte: Elaborazione propria.

- Vengono utilizzati i seguenti parametri:

f1	u1	f2	u2	pinchX	pinchY	damage1	damage2
[N]	[mm]	[N]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[-]
86091	80.28	0.000001	130	0	0	0	0.4

Figura 17 – Riposta del materiale isteretico sottoposto a cicli di spostamenti.

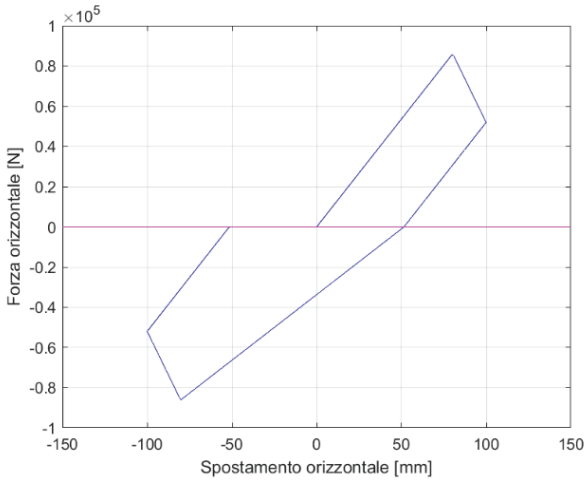


Fonte: Elaborazione propria.

- Vengono utilizzati i seguenti parametri:

f1	u1	f2	u2	pinchX	pinchY	damage1	damage2
[N]	[mm]	[N]	[mm]	[-]	[-]	[-]	[-]
86091	80.28	0.000001	130	0	0	0	0.5

Figura 18 – Riposta del materiale isteretico sottoposto a cicli di spostamenti.



Fonte: Elaborazione propria.

Da queste analisi è emerso che il parametro di danno 1 va ad agire sulla rigidezza di ricarico: aumentando il parametro di danno si va a diminuire progressivamente la rigidezza del ramo di ricarico.

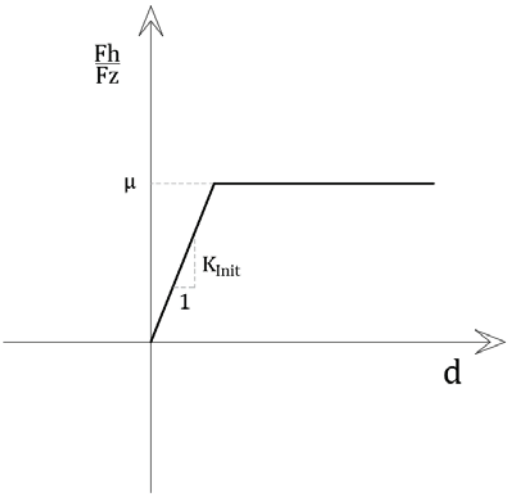
Il parametro di danno 2 va ad agire sull'energia dissipata durante un ciclo: aumentando il parametro di danno diminuisce progressivamente l'area del ciclo successivo.

Flat Slider Bearing

Nella libreria di OpenSees è presente l'elemento Flat Slider Bearing che è stato creato per simulare gli appoggi a scorrimento orizzontali (Fig. 19). A questo elemento possono essere assegnati il valore della rigidezza verticale, della rigidezza orizzontale iniziale e la legge d'attrito che deve rispettare. Nel modello possono essere considerate varie leggi attritive e nello specifico sono state selezionate due leggi:

1. Legge d'attrito alla Coulomb
2. Legge d'attrito dipendente dalla velocità

Figura 19 – Comportamento dell'elemento a scorrimento piatto Flat Slider Bearing.



Fonte: Elaborazione propria su dati Mazzoni et al. (2007)

La legge di variazione dell'attrito con la velocità è:

$$\mu_{fast} = k_{fast}\sigma^{(\eta_{fast}-1)} \quad (5)$$

$$\mu_{slow} = k_{slow}\sigma^{(\eta_{slow}-1)} \quad (6)$$

$$\mu_s = \mu_{fast} - (\mu_{fast} - \mu_{slow})e^{-av} \quad (7)$$

con

σ: tensione verticale agente sul dispositivo di appoggio espressa in MPa;

v: velocità di scorrimento del dispositivo espressa in mm/s;

a: costante caratteristica che dipende dalle due superfici di scorrimento;

k_{fast}, k_{slow}, η_{fast}, η_{slow}: costanti caratteristiche del modello d'attrito.

Il codice presente nel manuale OpenSees è:

frictionModel VelDependent $frnTag $muSlow $muFast $transRate

$frnTag	unique friction model object tag
$muSlow	coefficient of friction at low velocity
$muFast	coefficient of friction at high velocity
$transRate	transition rate from low to high velocity

Questi parametri sono stati ricavati utilizzando le costanti caratteristiche suggerite da N. Xiang e J. Li (2017) e sono riassunti nella seguente tabella (Tab. 5):

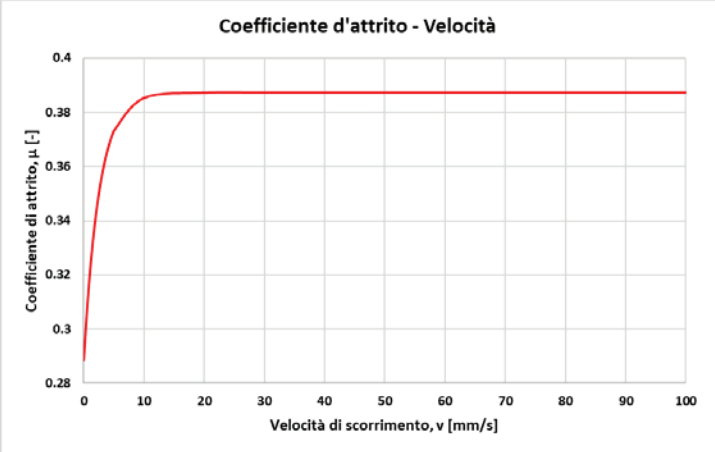
Tabella 6 – Coefficienti d'attrito a bassa e alta velocità.

k_{fast}	n_{fast}	k_{slow}	n_{slow}	μ_{fast}	μ_{slow}	a
1.09	0.41	1.02	0.28	0.3872309	0.288477	0.39

Fonte: Elaborazione propria su dati Xiang et al. (2017).

La rappresentazione della legge esponenziale dell'attrito variabile con la velocità è (Fig.):

Figura 20 – Coefficiente d'attrito variabile con la velocità.



Fonte: Elaborazione propria.

Per la legge di attrito alla Coulomb è stato assegnato come valore al coefficiente di attrito la media dei valori ad alta e bassa velocità sopra ricavati:

$$\mu_s = 0.3379 \tag{8}$$

e il suo codice rappresentativo OpenSees è:

frictionModel Coulomb $frnTag $mu

$frnTag	unique friction model object tag
$mu	coefficient of friction

Al dispositivo è stata assegnata anche una rigidezza verticale che è stata così calcolata:

$$K_v = \frac{P}{\delta_v} = \frac{E_c A}{t_{tot,gomma}} \tag{9}$$

$$E_c = 6GS_1^2\left(1 - \frac{8GS_1^2}{K}\right) \tag{10}$$

con

$t_{tot,gomma}$: spessore strato di gomma;

E_c: modulo elastico a compressione della gomma;

S_1: fattore di forma del singolo strato di gomma;

K: modulo di comprimibilità volumetrica della gomma pari a 2000 N/mm^2.

Nella seguente tabella (Tab. 6) si possono trovare i valori utilizzati per il calcolo della rigidezza verticale della gomma.

Tabella 7 – Rigidezza verticale del dispositivo in gomma.

G_{gomma}	S	E_{gomma}	Ec	A	K_v
[N/mm^2]	[-]	[N/mm^2]	[N/mm^2]	[mm^2]	[N/mm]
1	12.30	2000	358.27	157500	1763341.451

Fonte: Elaborazione propria.

I codici che rappresentano il dispositivo all'interno del modello sono:

```
#-----------MATERIALI------------#
set mv [expr 1.0*$mass]
set kv 1763341.45
set zetaVertical 0.02
set cv [expr 2.0*$zetaVertical*sqrt($kv*$mv)]
set mu 0.3379
set Kh 3830

uniaxialMaterial Elastic 1 $kv $cv
uniaxialMaterial Elastic 2 0.0

#------------MODELLI DI ATTRITO------------#
#ATTRITO ALLA COULOMB
frictionModel Coulomb 1 $mu

#ATTRITO DIPENDENTE DALLA VELOCITA'
set muslow 0.2885
set mufast 0.3872
set a 0.39
#frictionModel VDependent 1 $muslow $mufast $a

#------------ELEMENTO A SCORRIMENTO--------------#
# element flatSliderBearing eleTag NodeI NodeJ frnMdlTag kInit -P matTag -T matTag -My matTag -Mz matTag <-orient <x1 x2 x3> y1 y2 y3>
element flatSliderBearing 1 1 2 1 $Kh -P 1 -T 2 -My 2 -Mz 2 -orient 0 0 1 1 1 0
```

2.3. Analisi

Sulle prime due strategie di modellazione del dispositivo di appoggio in gomma armata, ovvero la modellazione con materiale elasto-plastico incrudente e il materiale in parallelo, sono state eseguite le seguenti analisi:

- Analisi di pushover statico
- Analisi di pushover ciclico

Successivamente si sono eseguite le seguenti analisi su tutte le strategie precedentemente riportate:

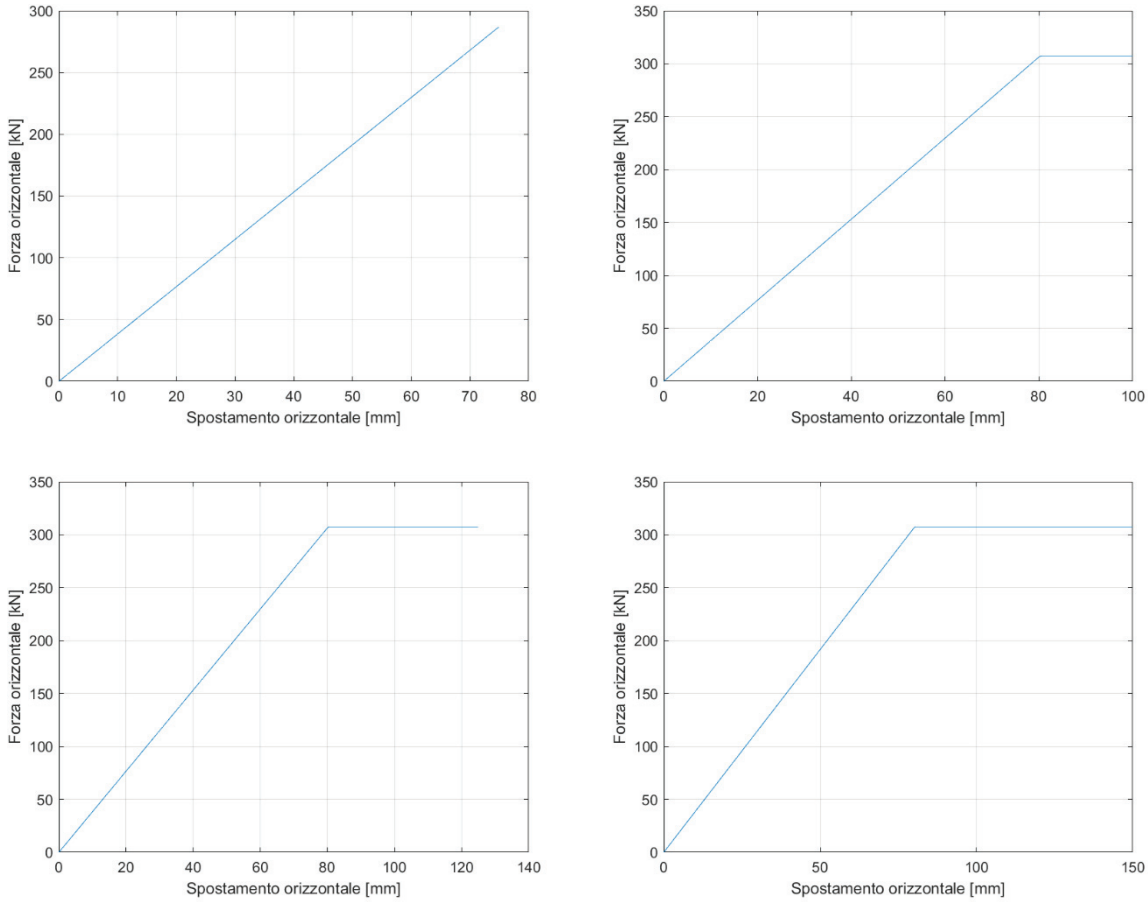
- Analisi dinamica sinusoidale
- Analisi dinamica con input sismico

Analisi di pushover statico

Questa analisi è stata utilizzata per ottenere la risposta laterale in termini di forza-spostamento dei materiali che si sono modellati verificando così il corretto inserimento dei parametri. Gli steps di spostamenti imposti utilizzati sono: I (75 mm) – II (100 mm) – III (125 mm) – IV (150 mm). I risultati ottenuti sono riportati qui sotto (Fig. 1-2).

Materiale elasto-plastico incrudente

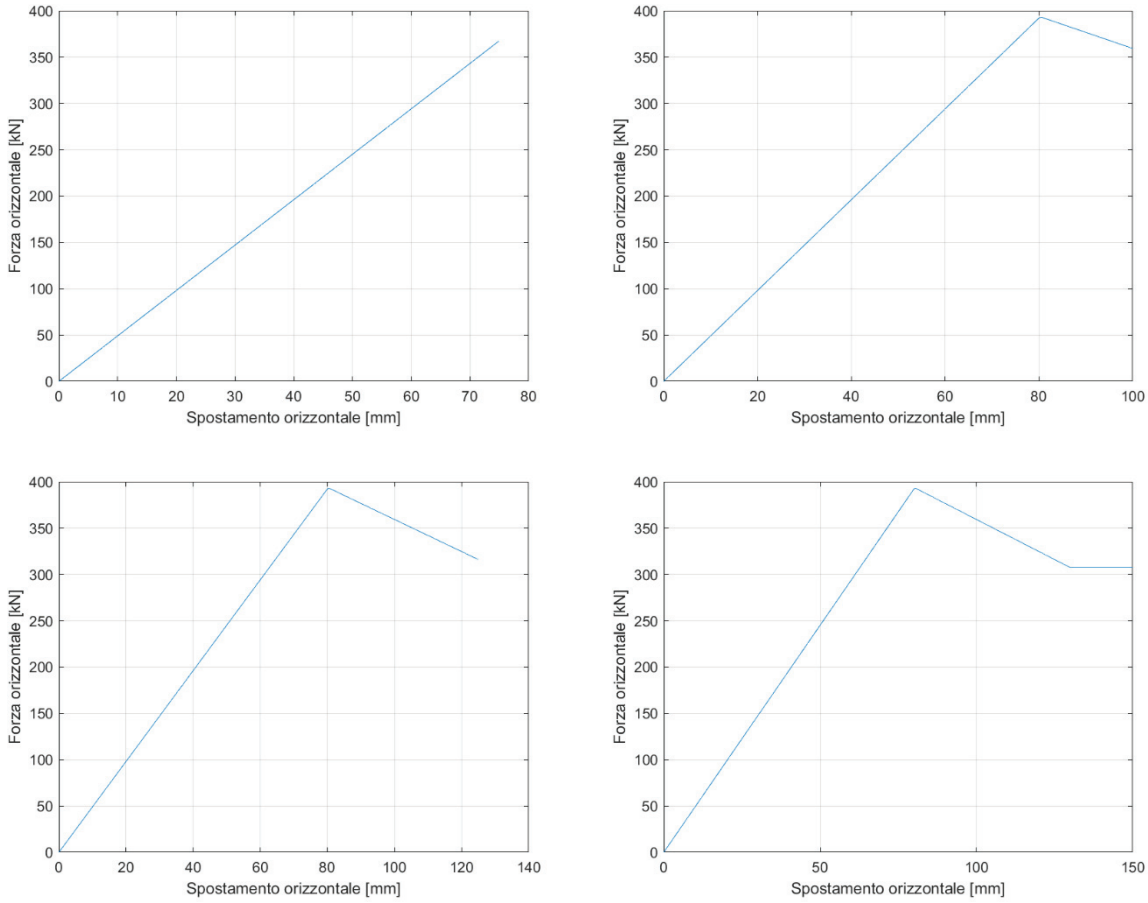
Figura 1 – Grafico forza-spostamento dei cicli di pushover del modello con materiale elasto-plastico incrudente.



Fonte: Elaborazione propria.

Materiali in parallelo

Figura 2 – Grafico forza-spostamento dei cicli di pushover del modello con i materiali in parallelo.

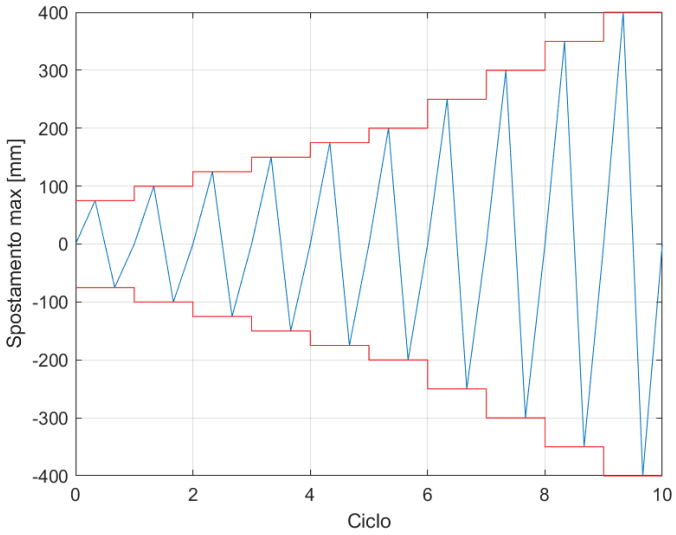


Fonte: Elaborazione propria.

Analisi di Pushover statico ciclico

L'applicazione di percorsi di spostamenti ciclici consente di visualizzare il comportamento isteretico del materiale utilizzato nel modello. I cicli eseguiti dal materiale sono 10 secondo i seguenti steps (Fig. 3): I (+75 mm, -75 mm), II (+100 mm, -100 mm), III (+125 mm, -125 mm), IV (+150 mm, -150 mm), V (+175 mm, -175 mm), VI (+200 mm, -200 mm), VII (+250,-250 mm) , VIII (+300 mm, -300 mm), IX (+350 mm, -350 mm), X (+400 mm, -400 mm). I risultati ottenuti sono riportati nelle figure 4-5.

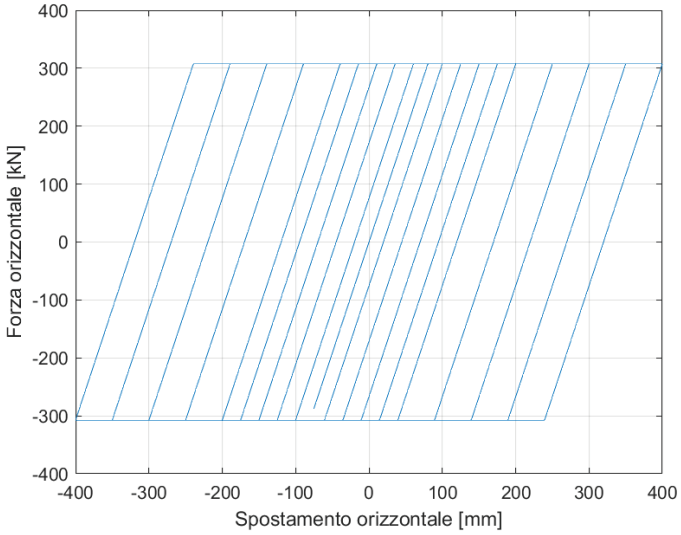
Figura 3 – Grafico forza-spostamento dei cicli di pushover del modello I.



Fonte: Elaborazione propria.

Materiale elasto-plastico incrudente

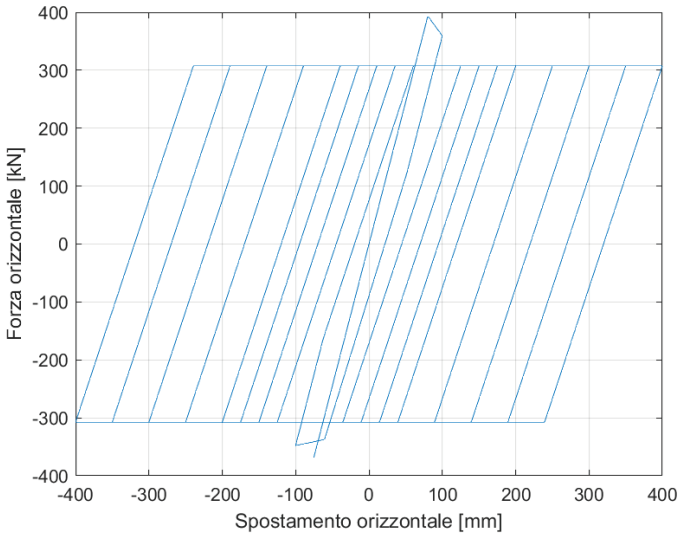
Figura 4 – Grafico forza-spostamento dei cicli di pushover del modello con materiale elasto-plastico incrudente.



Fonte: Elaborazione propria.

Materiali in parallelo

Figura 5 – Grafico forza-spostamento dei cicli di pushover del modello con materiali in parallelo.



Fonte: Elaborazione propria.

Analisi dinamica con input sinusoidale

Per generare gli input di accelerazione sinusoidale si sono utilizzate le ben note equazioni del moto dell'onda sinusoidale:

$$a(t) = Asin(wt) \tag{1}$$

$$v(t) = -\frac{A}{w}\cos(wt) + v_0 \tag{2}$$

$$s(t) = -\frac{A}{w^2}\sin(wt) + v_0 t + s_0 \tag{3}$$

con

A: ampiezza dell'onda sinusoidale che rappresenta il picco di accelerazione;

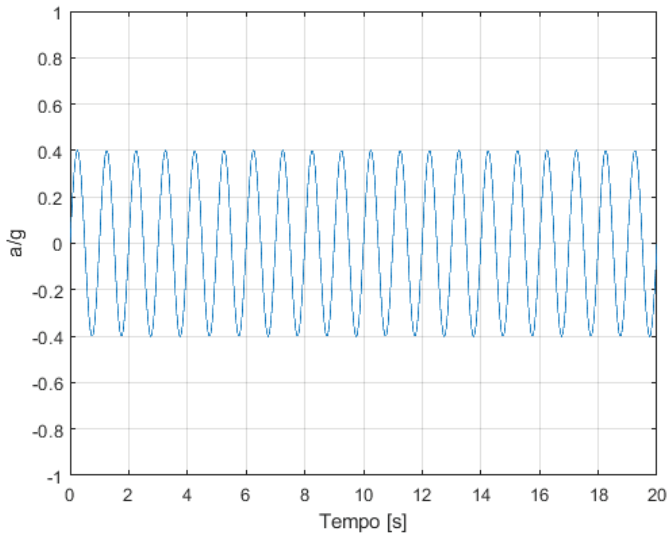
$w = \frac{2\pi}{T}$: pulsazione dell'onda che dipende dal periodo dell'onda T pari a 1 s;

v_0: velocità iniziale imposta all'instante t=0 s considerata nulla;

s_0: spostamento iniziale imposto all'instante t=0 s preso pari a 0.

La durata degli input è stata imposta pari a 20 s (Fig. 6).

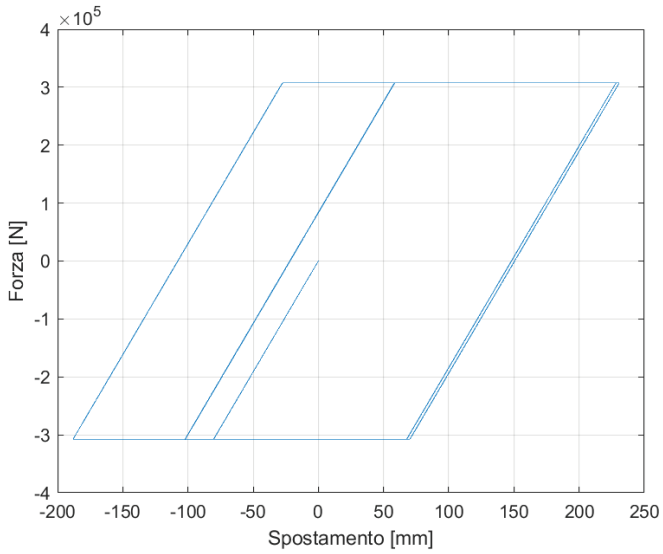
Figura 6 – Onda sinusoidale con amplificazione pari a 0.4 g.



Fonte: Elaborazione propria.

Materiale elasto-plastico incrudente

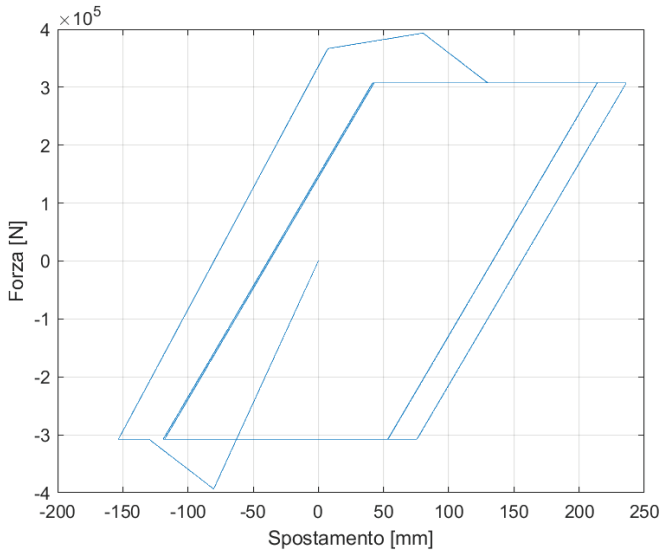
Figura 7 – Grafico forza-spostamento analisi dinamica del modello con materiale elasto-plastico incrudente.



Fonte: Elaborazione propria.

Materiali in parallelo

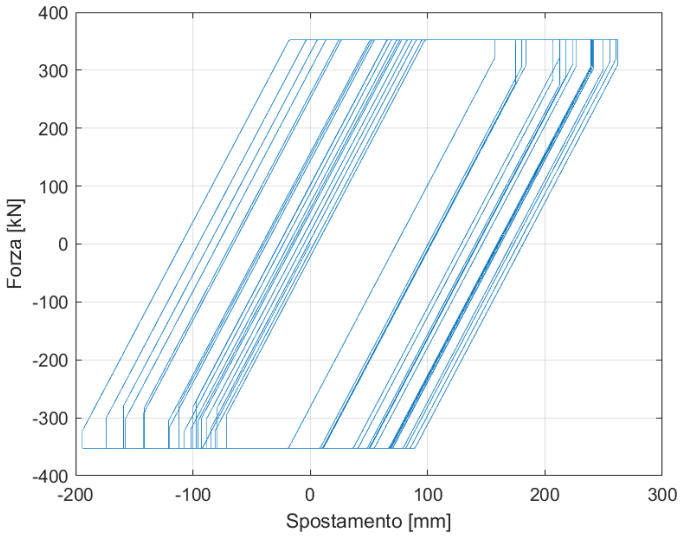
Figura 8 – Grafico forza-spostamento analisi dinamica del modello con materiali in parallelo.



Fonte: Elaborazione propria.

Elemento scorrevole ad attrito

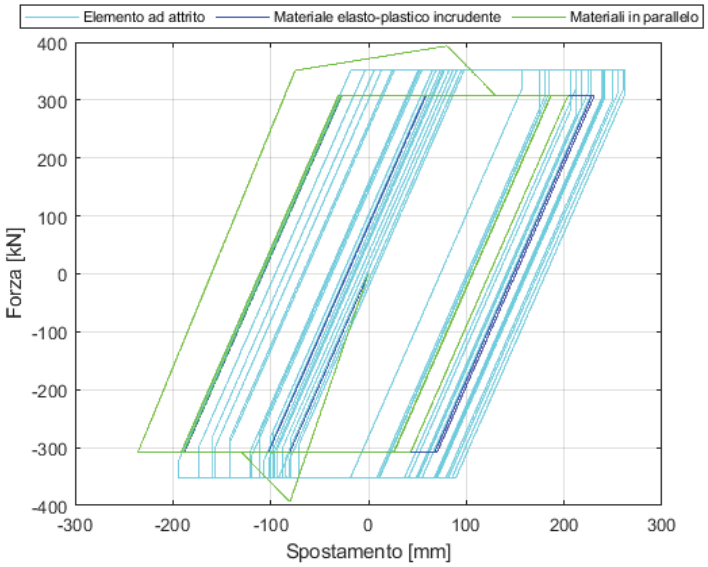
Figura 9 – Grafico forza-spostamento analisi dinamica del modello con elemento Flat Slider Bearing.



Fonte: Elaborazione propria.

Confronto dei modelli

Figura 10 – Grafico forza-spostamento analisi dinamica del modello con elemento Flat Slider Bearing.



Fonte: Elaborazione propria.

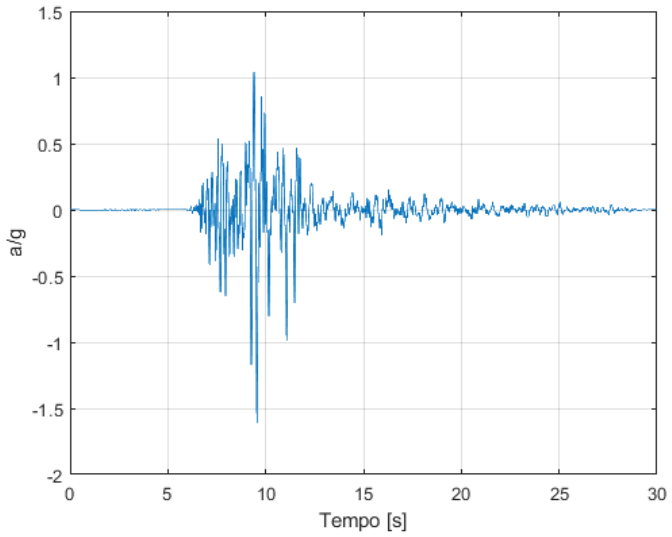
2.3.4 Analisi dinamica input sismico

Le analisi dinamiche con input sismico sono state eseguite applicando al dispositivo di appoggio una serie di accelerogrammi ricavati dal database disponibile online dell'Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia (INGV). Per questa simulazione sono stati selezionati gli accelerogrammi corretti di quattro eventi sismici noti: Visso (26/10/2016), Accumoli (24/08/2016), Irpinia (23/11/1980) e Friuli (06/05/1976). I relativi accelerogrammi sono stati amplificati di tre volte per indagare il comportamento post-elastico dei dispositivi modellati.

Accelerogramma di Visso

L'input di *accelerazione applicato è stato applicato ai modelli con diversi materiali ed elementi. Di seguito viene riportato l'accellerogramma utilizzato (Fig. 11).*

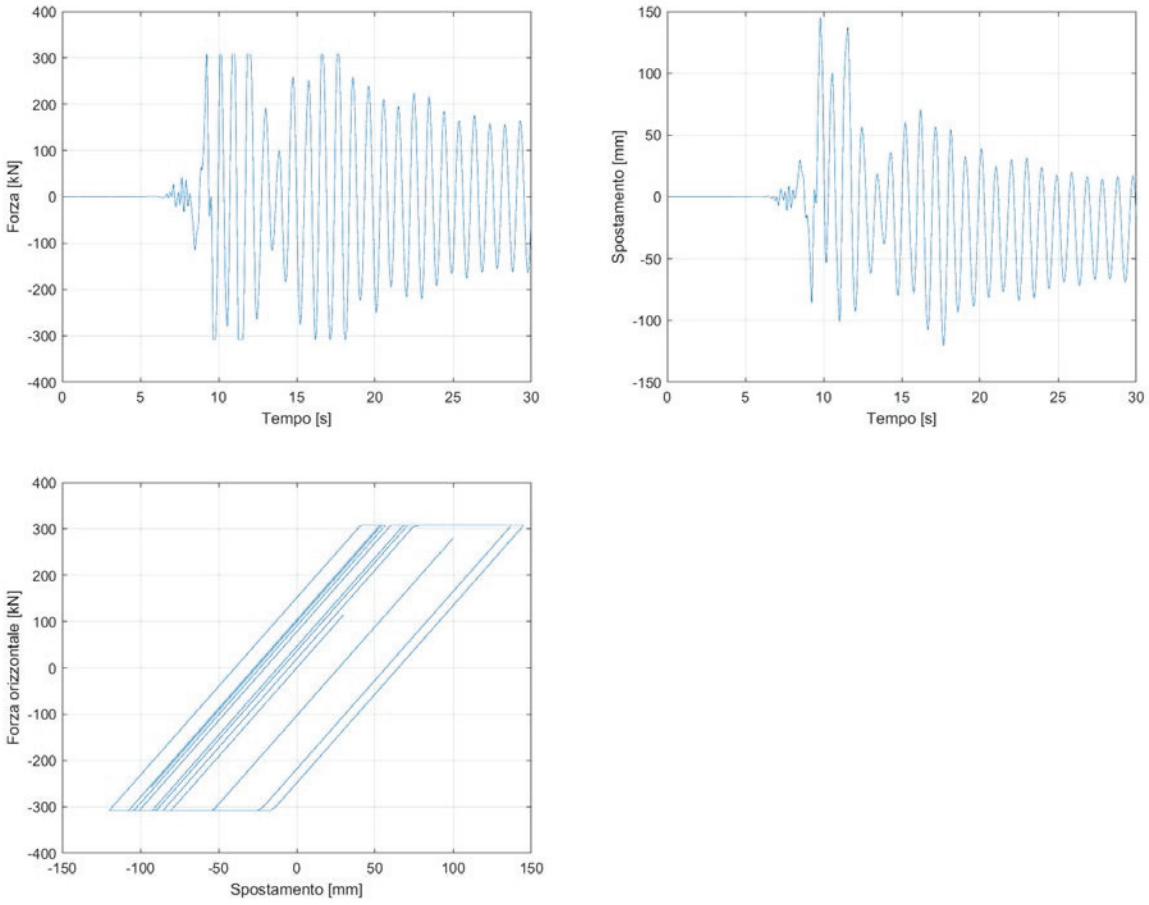
Figura 11 – Accelerogramma evento sismico di Visso avvenuto nel 26/10/2016.



Fonte: Elaborazione propria su dati Luzi et al. (2019).

Materiale elasto-plastico incrudente

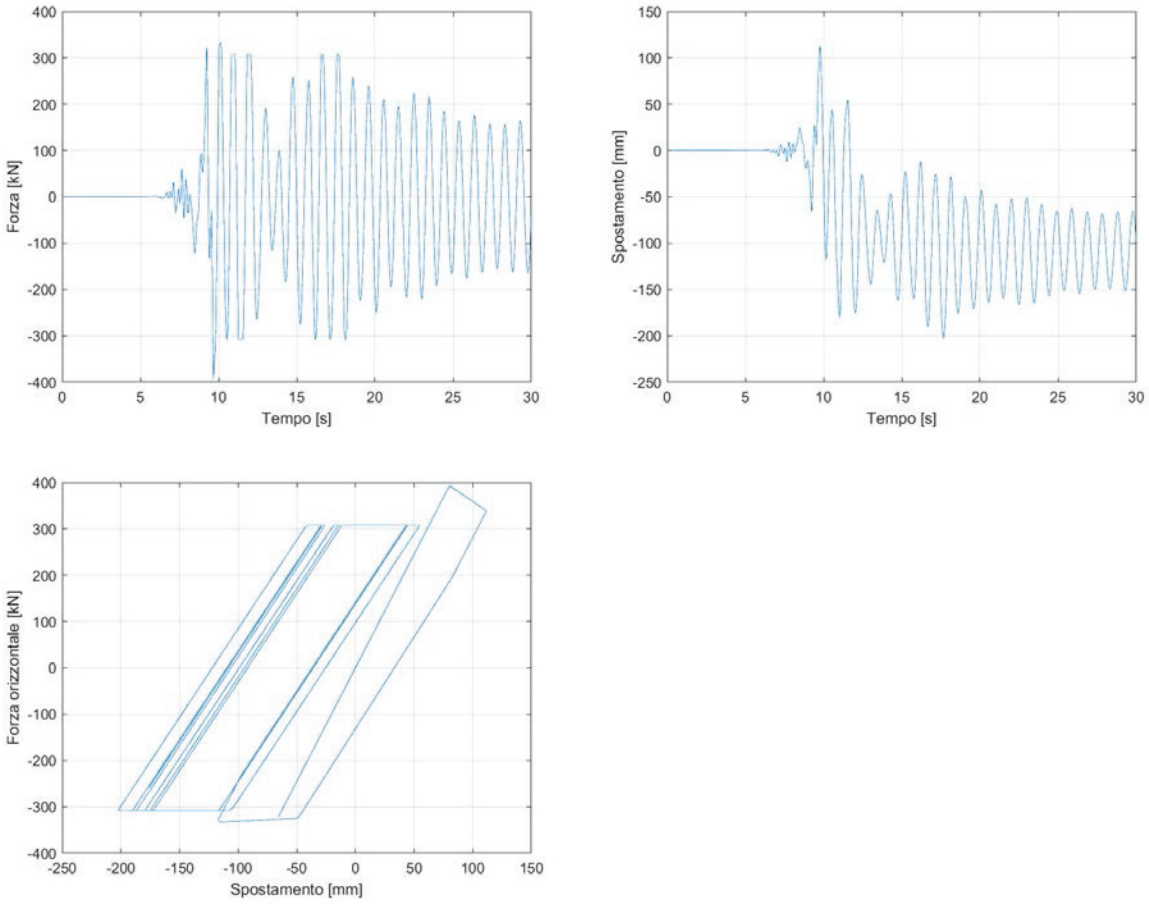
Figura 12 - Grafico forza – tempo a sinistra e spostamento – tempo a destra e forza – spostamento sotto.



Fonte: Elaborazione propria.

Materiali in parallelo

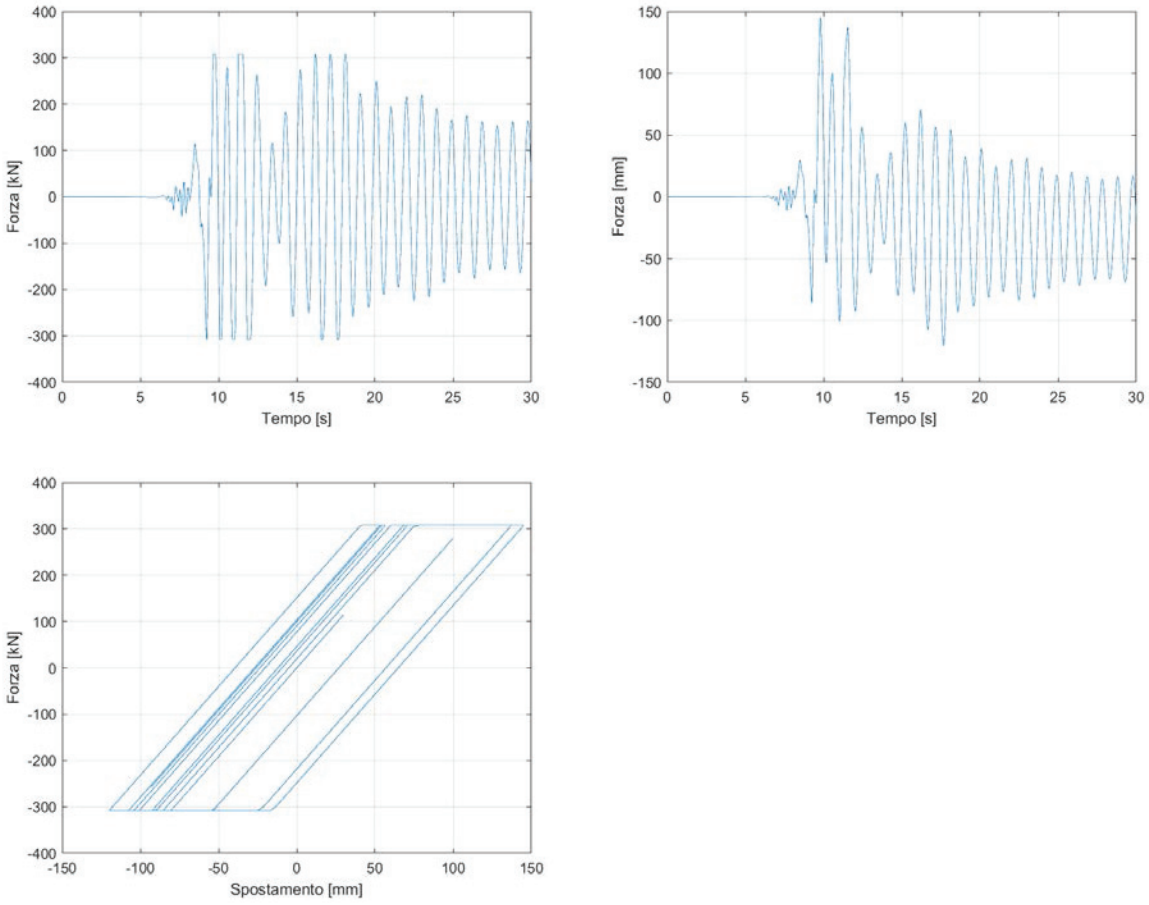
Figura 13 - Grafico forza – tempo a sinistra e spostamento – tempo a destra e forza – spostamento sotto.



Fonte: Elaborazione propria.

Elemento scorrevole ad attrito

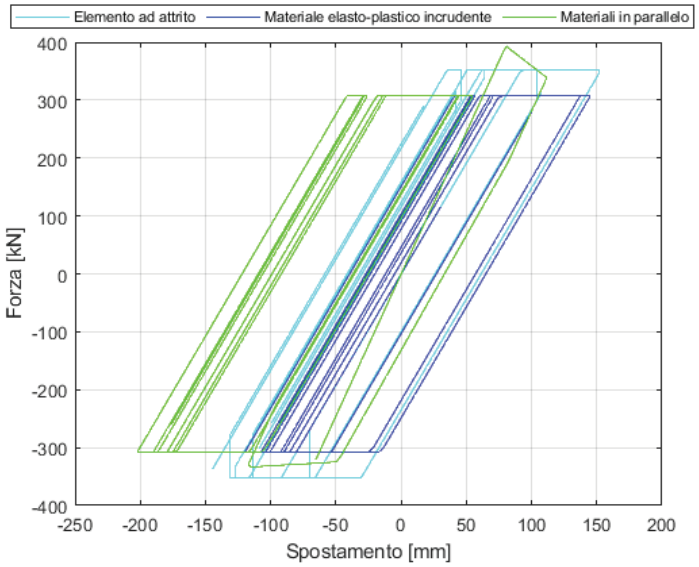
Figura 14 - Grafico forza – tempo a sinistra e spostamento – tempo a destra e forza – spostamento sotto.



Fonte: Elaborazione propria.

Confronto dei modelli

Figura 15 - Grafico forza-spostamento dei modelli a confronto.

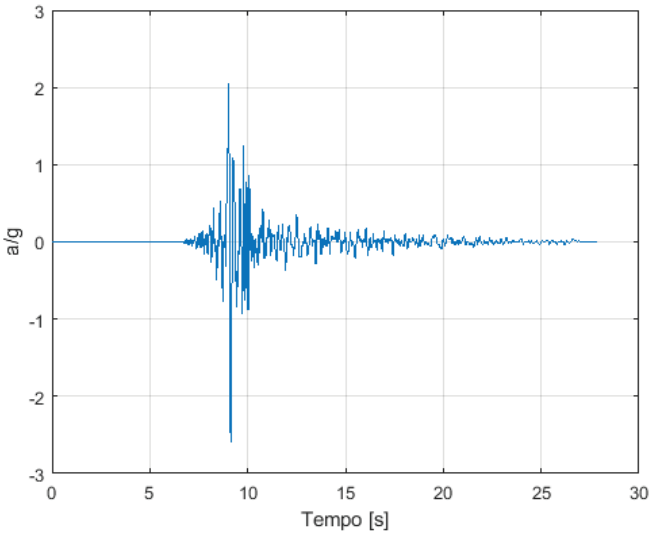


Fonte: Elaborazione propria.

Accelerogramma di Accumoli

L'input di accelerazione applicato è stato applicato ai modelli con diversi materiali ed elementi. Di seguito viene riportato l'accellerogramma utilizzato (Fig. 16).

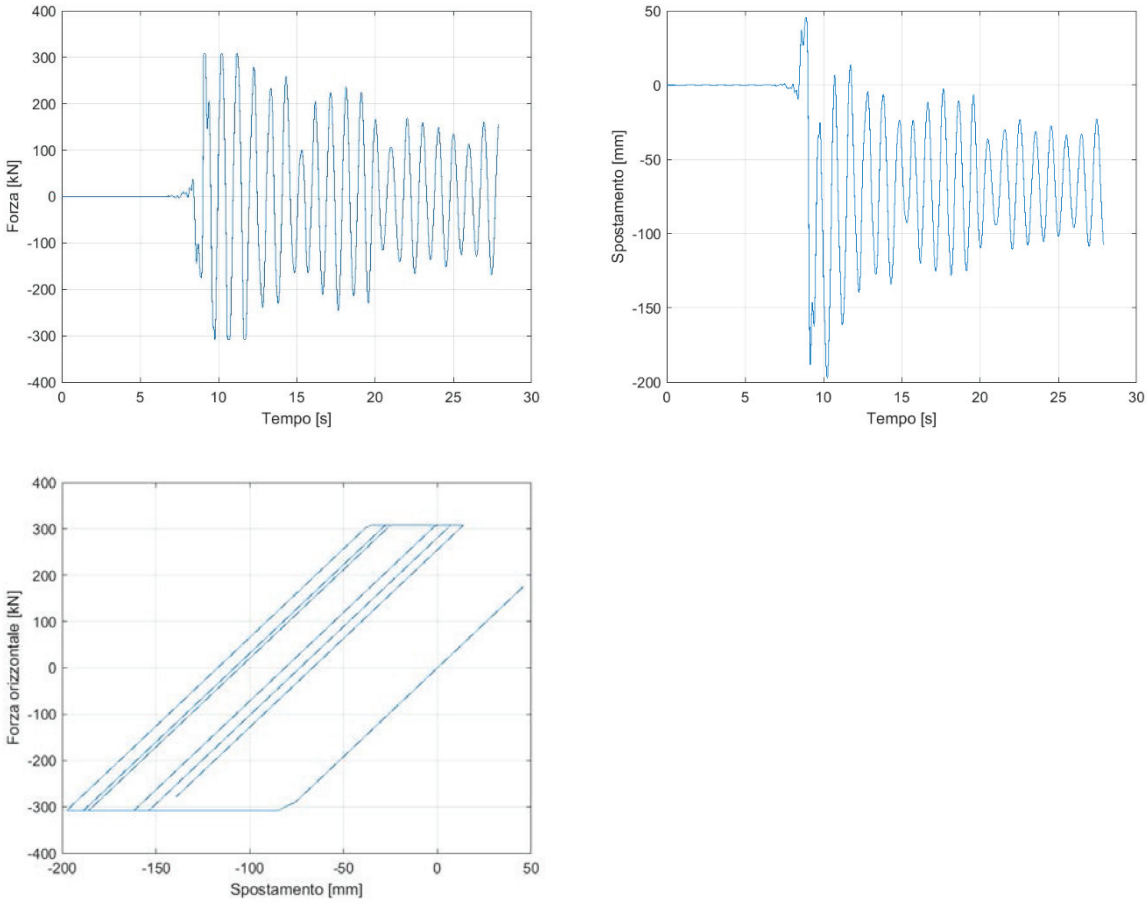
Figura 16 - Accelerogramma evento sismico di Accumoli avvenuto nel 24/08/2016.



Fonte: Elaborazione propria su dati Luzi et al. (2019).

Materiale elasto-plastico incrudente

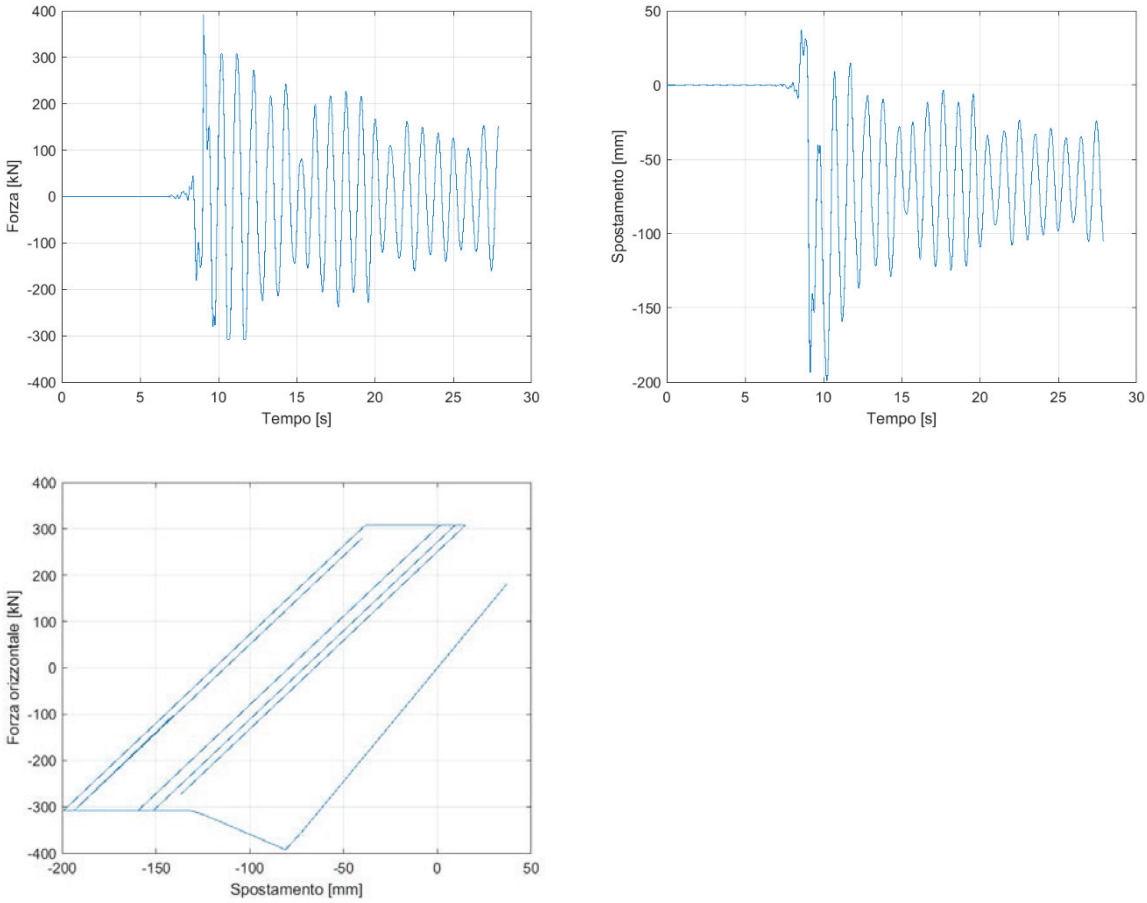
Figura 17 - Grafico forza – tempo a sinistra e spostamento – tempo a destra e forza – spostamento sotto.



Fonte: Elaborazione propria.

Materiali in parallelo

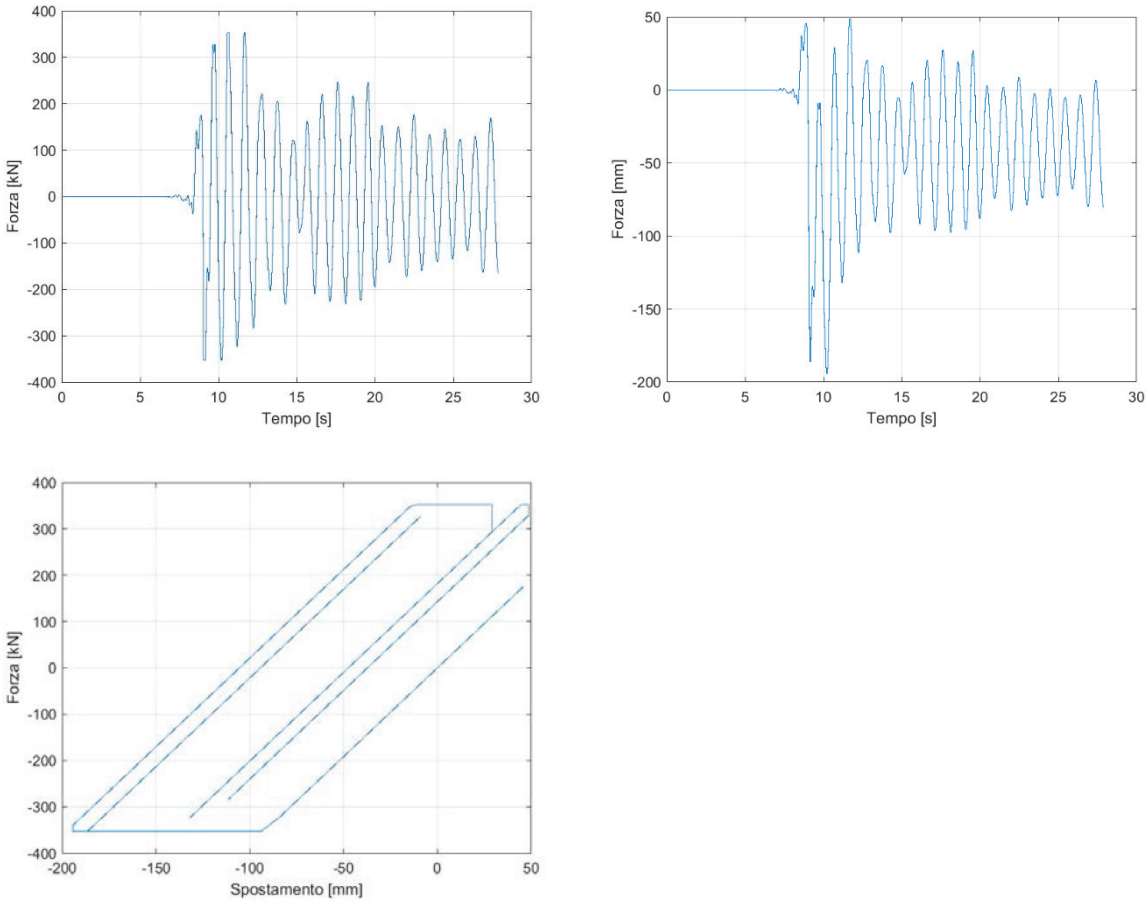
Figura 18 - Grafico forza – tempo a sinistra e spostamento – tempo a destra e forza – spostamento sotto.



Fonte: Elaborazione propria.

Elemento scorrevole ad attrito

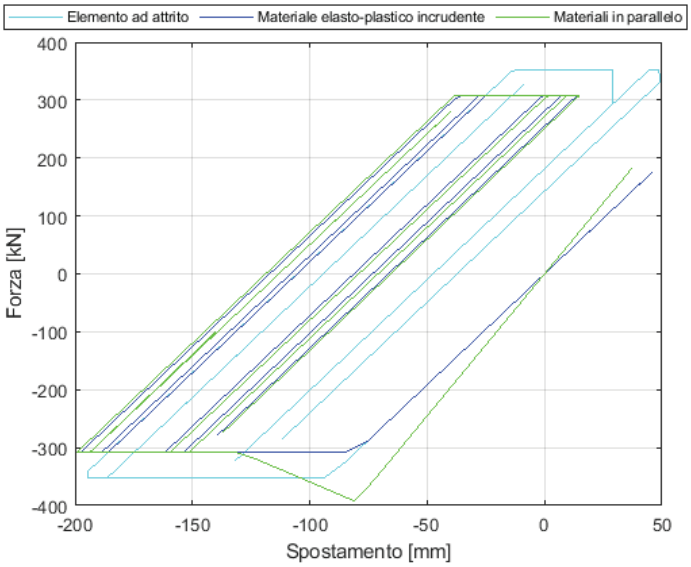
Figura 19 - Grafico forza – tempo a sinistra e spostamento – tempo a destra e forza – spostamento sotto.



Fonte: Elaborazione propria.

Confronto dei modelli

Figura 20 - Grafico forza-spostamento dei modelli a confronto.

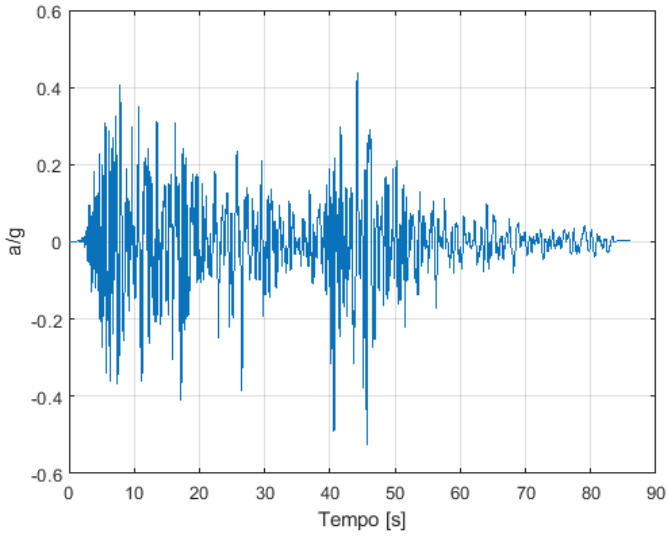


Fonte: Elaborazione propria.

Accelerogramma dell'Irpinia

L'input di accelerazione applicato è stato applicato ai modelli con diversi materiali ed elementi. Di seguito viene riportato l'accellerogramma utilizzato (Fig. 21).

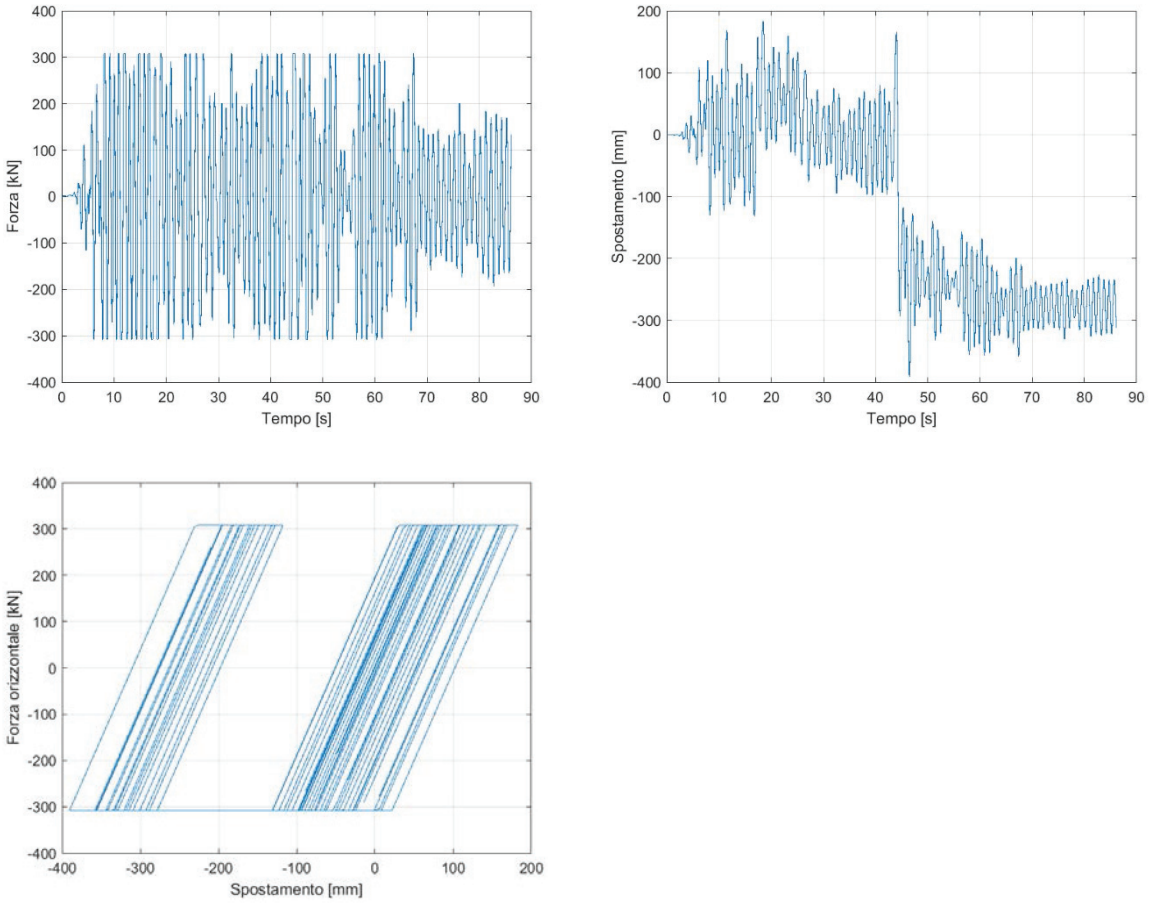
Figura 21 - Accelerogramma evento sismico dell'Irpinia avvenuto nel 23/11/1980.



Fonte: Elaborazione propria su dati Luzi et al. (2019).

Materiale elasto-plastico incrudente

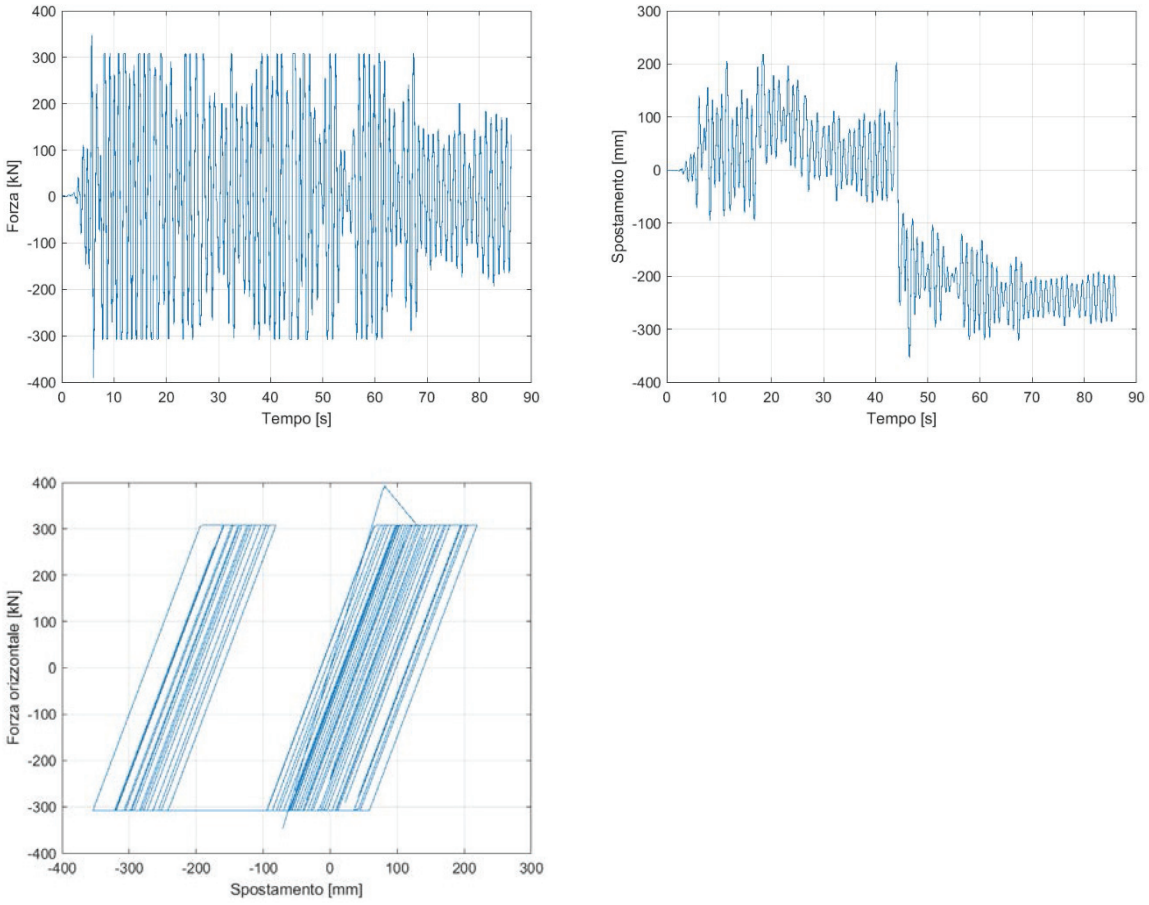
Figura 22 - Grafico forza – tempo a sinistra e spostamento – tempo a destra e forza – spostamento sotto.



Fonte: Elaborazione propria.

Materiali in parallelo

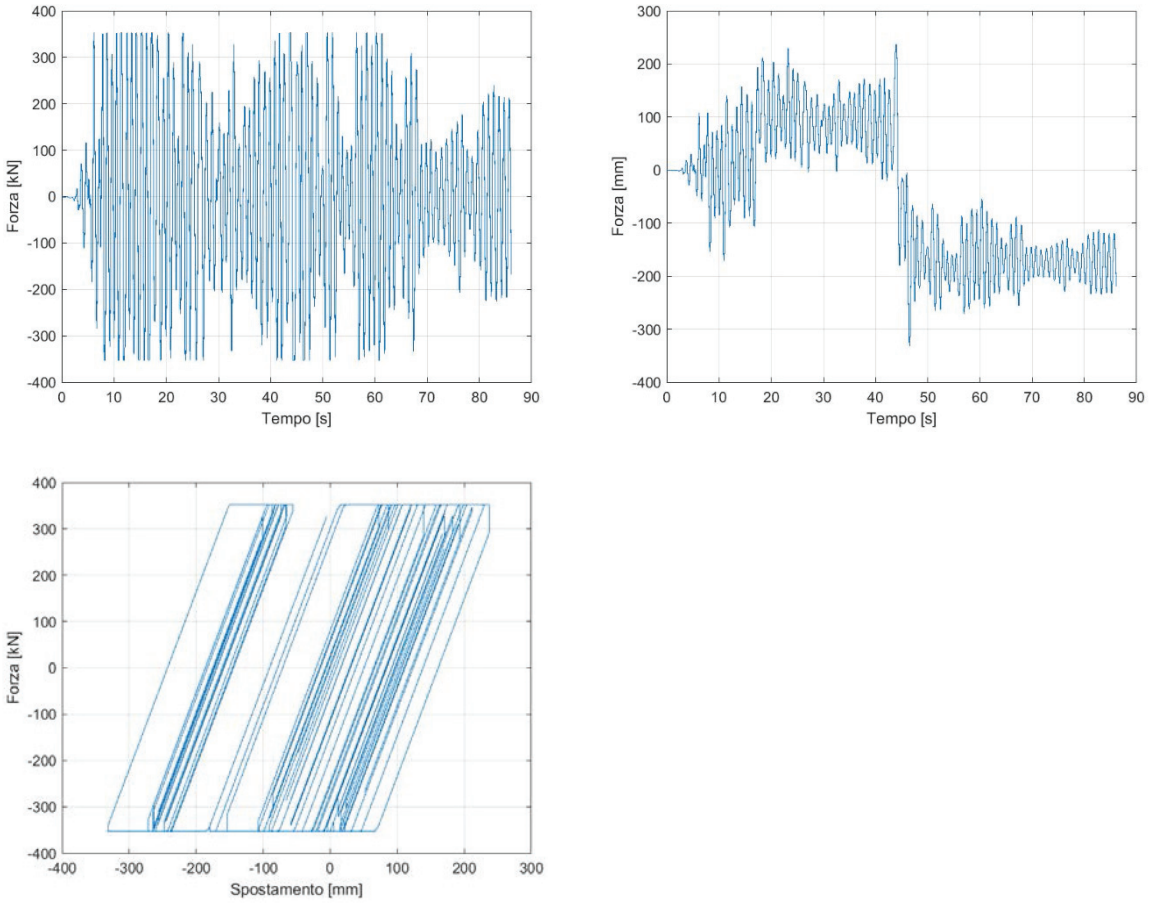
Figura 23 - Grafico forza – tempo a sinistra e spostamento – tempo a destra e forza – spostamento sotto.



Fonte: Elaborazione propria.

Elemento scorrevole ad attrito

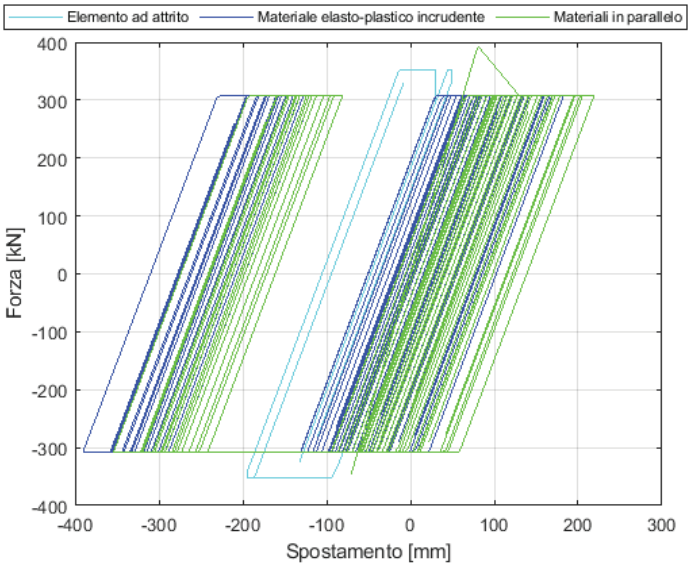
Figura 24 - Grafico forza – tempo a sinistra e spostamento – tempo a destra e forza – spostamento sotto.



Fonte: Elaborazione propria.

Confronto dei modelli

Figura 25 - Grafico forza-spostamento dei modelli a confronto.

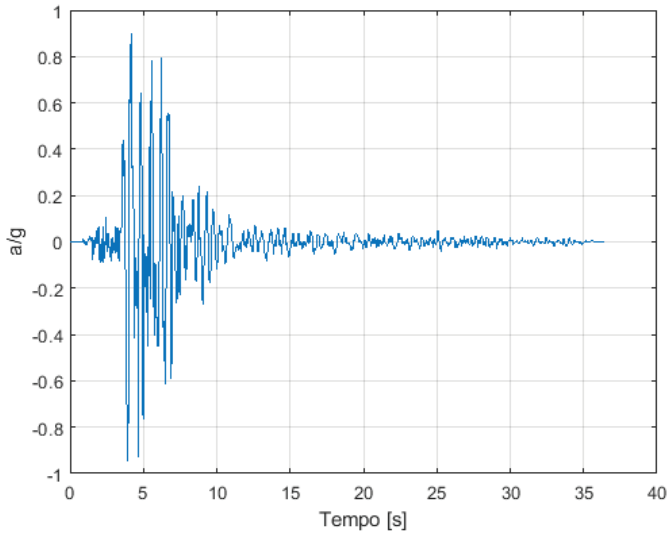


Fonte: Elaborazione propria.

Accelerogramma del Friuli

L'input di accelerazione applicato è stato applicato ai modelli con diversi materiali ed elementi. Di seguito viene riportato l'accellerogramma utilizzato (Fig. 26).

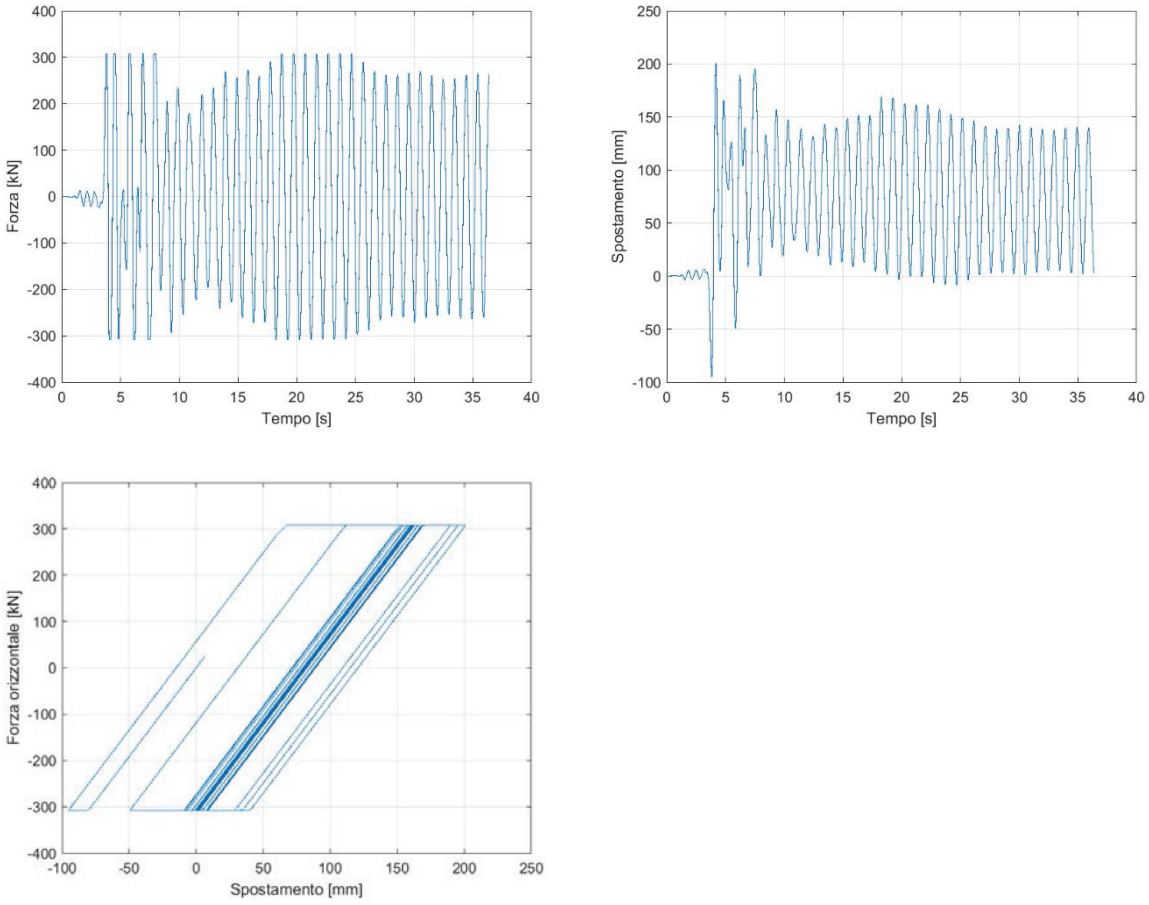
Figura 26 - Accelerogramma evento sismico del Friuli avvenuto nel 06/05/1976.



Fonte: Elaborazione propria su dati Luzi et al. (2019).

Materiale elasto-plastico incrudente

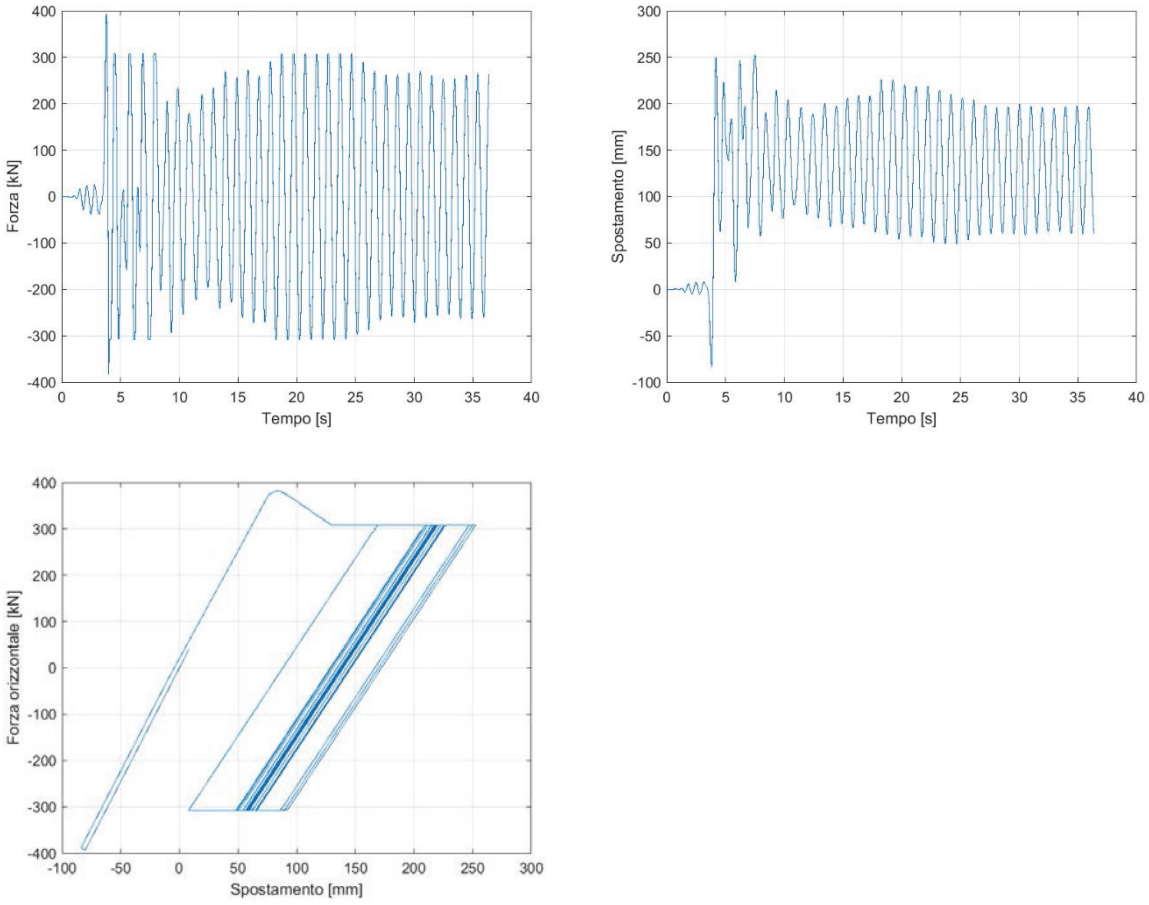
Figura 27 - Grafico forza – tempo a sinistra e spostamento – tempo a destra e forza – spostamento sotto.



Fonte: Elaborazione propria.

Materiali in parallelo

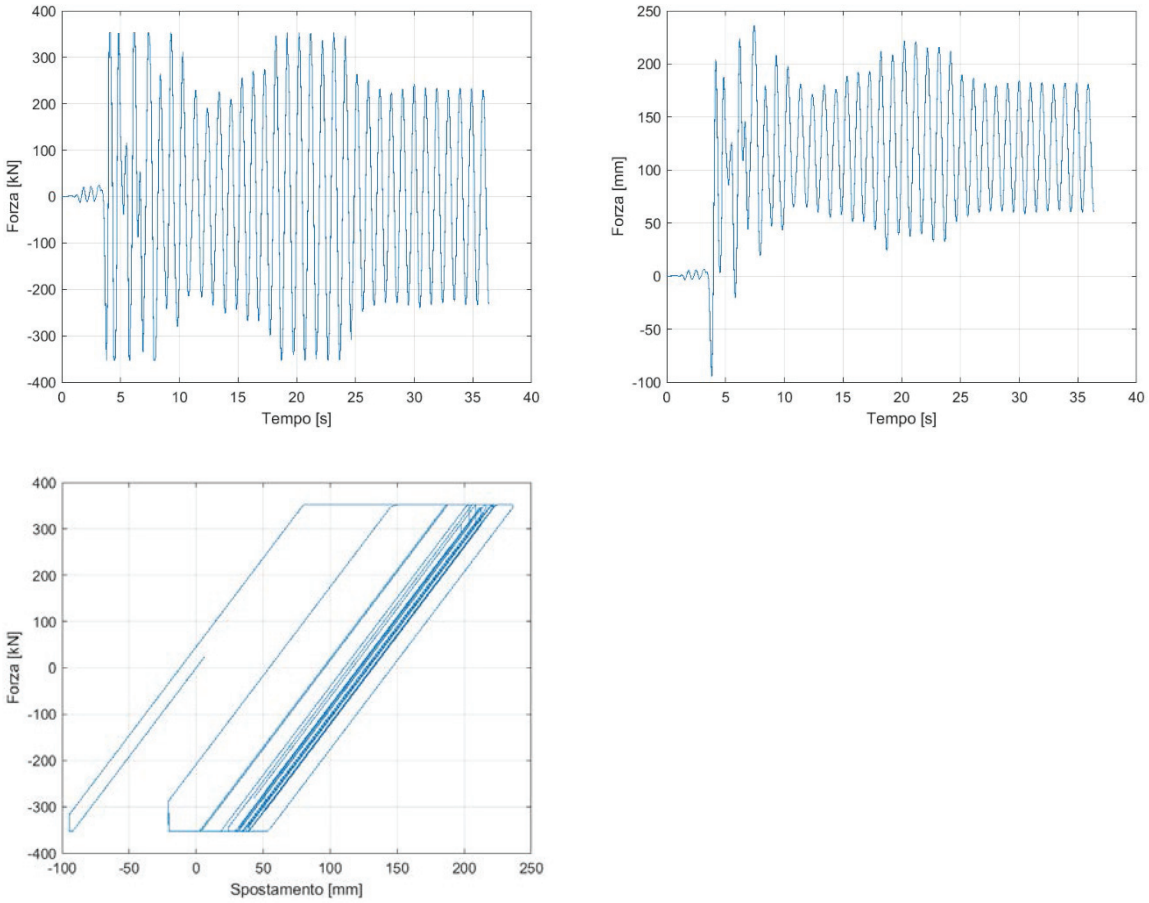
Figura 28 - Grafico forza – tempo a sinistra e spostamento – tempo a destra e forza – spostamento sotto.



Fonte: Elaborazione propria.

Elemento scorrevole ad attrito

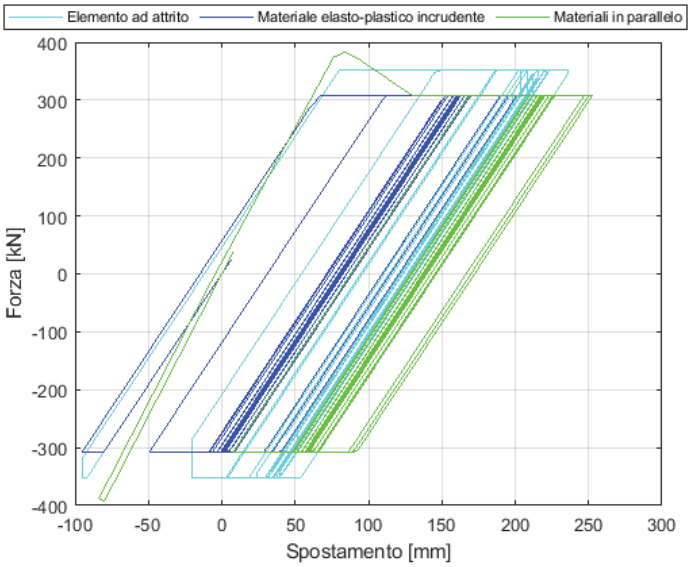
Figura 29 - Grafico forza – tempo a sinistra e spostamento – tempo a destra e forza – spostamento sotto.



Fonte: Elaborazione propria.

Confronto dei modelli

Figura 30 - Grafico forza-spostamento dei modelli a confronto.



Fonte: Elaborazione propria.

Confronto modello alla Coulomb e modello variabile con la velocità

Per l'elemento FlatSlider poiché dipende dalla legge attritiva utilizzata si sono eseguite ulteriori analisi confrontando la risposta dell'elemento con attrito alla Coulomb con la risposta dell'elemento ad attrito variabile con la velocità. Le prove eseguite su questi modelli sono:

- Percorso di spostamento sinusoidale
- Percorso di spostamento triangolare
- Accelerazione sinusoidale

Percorso di spostamento sinusoidale

Il percorso di spostamento sinusoidale è stato creato per valutare il comportamento dell'elemento OpenSees quando sottoposto a spostamenti a differenti velocità: 1 mm/s, 5 mm/s e 10 mm/s.

Per generare un input di spostamenti sinusoidale si sono utilizzate le equazioni del moto dell'onda sinusoidale:

$$d(t) = Asin(wt) \quad (1)$$

$$v(t) = Aw\cos(wt) \quad (2)$$

$$a(t) = -Aw^2\sin(wt) \quad (2)$$

con

A: ampiezza dell'onda sinusoidale che rappresenta il massimo spostamento raggiunto;

$w = \frac{2\pi}{T}$: pulsazione dell'onda che dipende dal periodo dell'onda T;

La durata dell'input è stata imposta pari a 2T.

I parametri utilizzati sono riportati nella seguente tabella (Tab. 1):

Tabella 1 – Parametri onda di spostamento sinusoidale.

	v=1 mm/s	v=5 mm/s	v=10 mm/s
A [mm]	100	100	100
T [s]	628.3185	125.6637	62.8319

Fonte: Elaborazione propria.

Utilizzano il modello a velocità variabile proposto i valori attesi di attrito e di forza massima sono (Tab. 2):

Tabella 2 – Valori del coefficiente d'attrito calcolati alle diverse velocità.

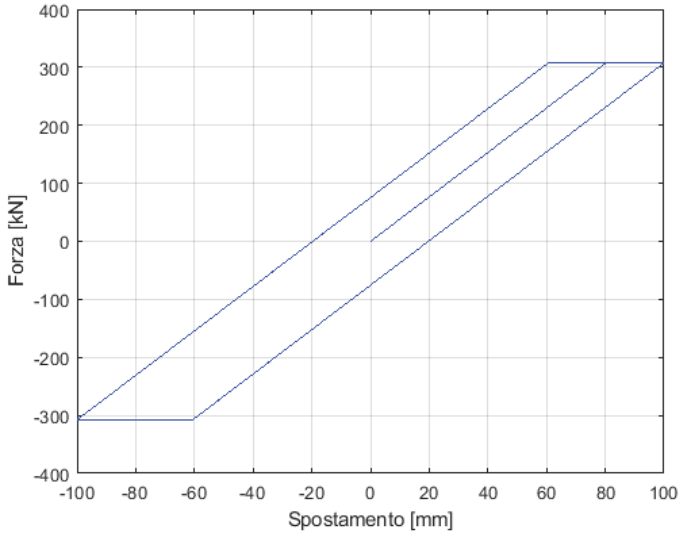
	v=1 mm/s	v=5 mm/s	v=10 mm/s
μs [-]	0.3204	0.3732	0.3852
Fy [N]	291556	339618	350585

Fonte: Elaborazione propria.

Di seguito vengono riportati i risultati delle analisi effettuate (Fig. 1-5).

Modello alla Coulomb

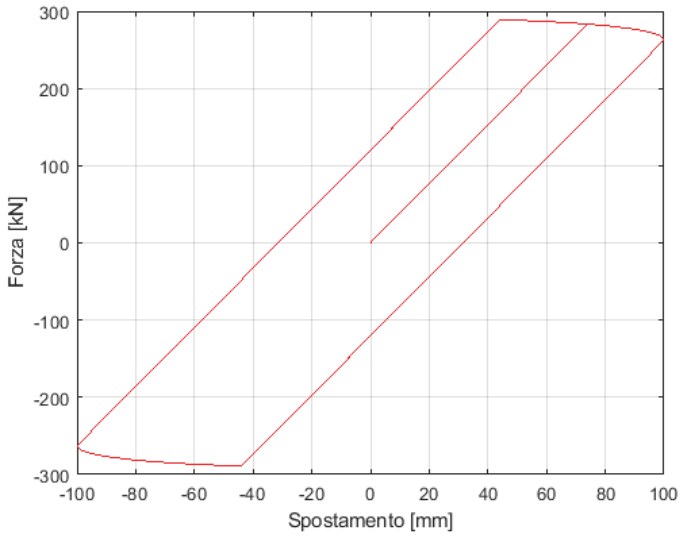
Figura 1 - Grafico forza-spostamento relativo al modello con attrito alla Coulomb.



Fonte: Elaborazione propria.

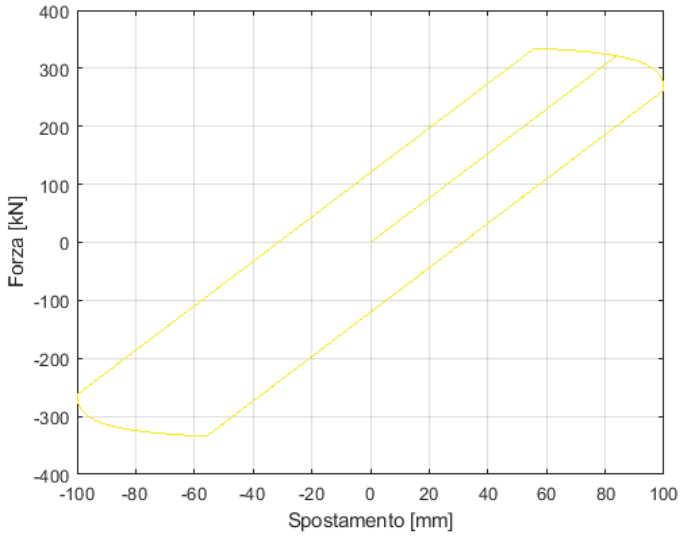
Modello con attrito variabile

Figura 2 - Grafico forza-spostamento relativo alla velocità massima di 1 mm/s.



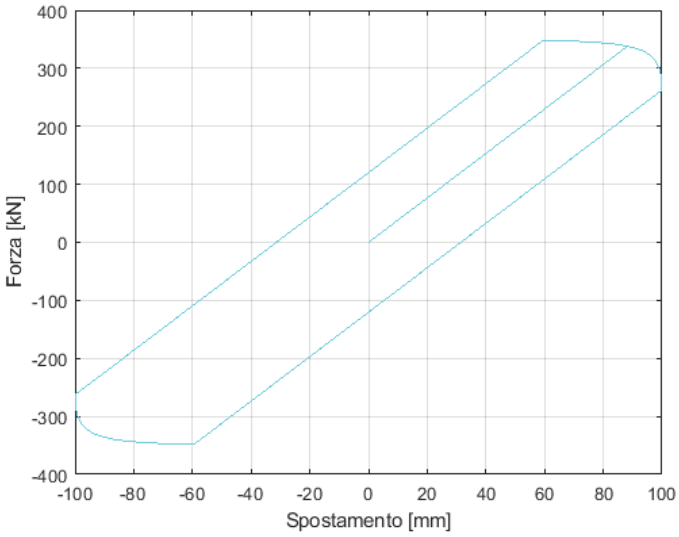
Fonte: Elaborazione propria.

Figura 3 - Grafico forza-spostamento relativo alla velocità massima di 5 mm/s.



Fonte: Elaborazione propria.

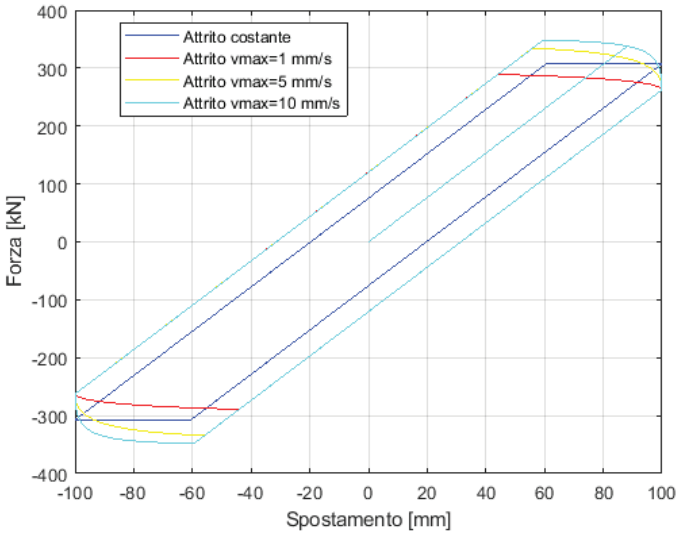
Figura 4 - Grafico forza-spostamento relativo alla velocità massima di 10 mm/s.



Fonte: Elaborazione propria.

Confronto tra i due modelli

Figura 5 – Sovrapposizione dei grafici forza-spostamento delle varie analisi.

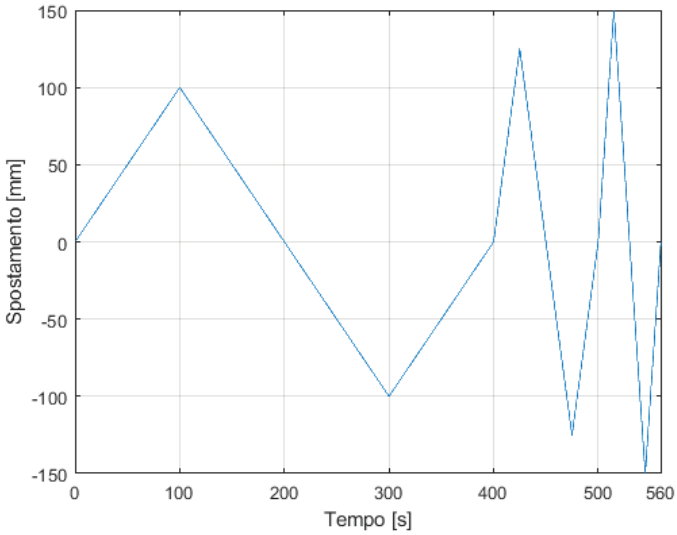


Fonte: Elaborazione propria.

Percorso di spostamento triangolare

Oltre al percorso di spostamenti sinusoidale si è scelto di applicare ai vari modelli un percorso di spostamento triangolare. Il percorso utilizzato è (Fig. 6):

Figura 6 – Percorso di spostamenti imposto.

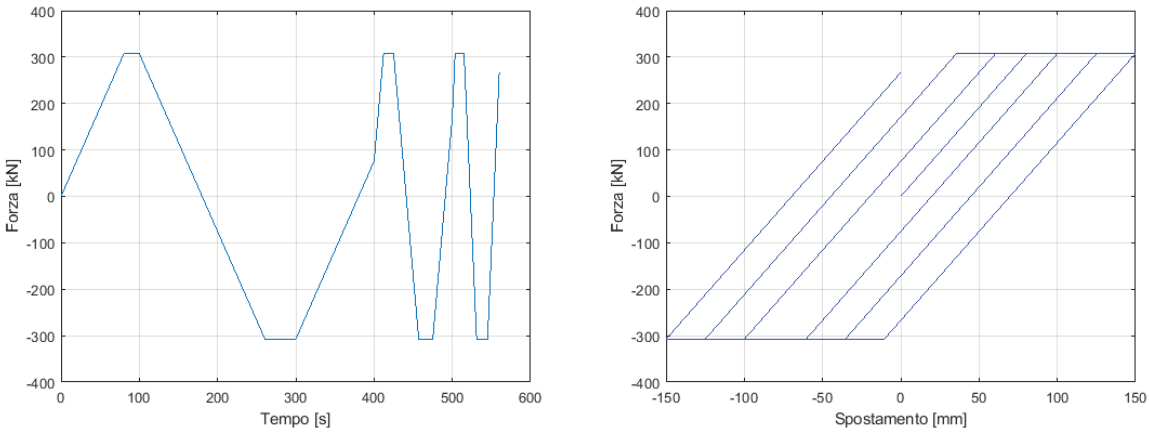


Fonte: Elaborazione propria.

I risultati ottenuti sono riportati qui sotto (Fig. 7-9).

Modello alla Coulomb

Figura 7 - Grafico forza-tempo a sinistra e forza-spostamento a destra del modello alla Coulomb.

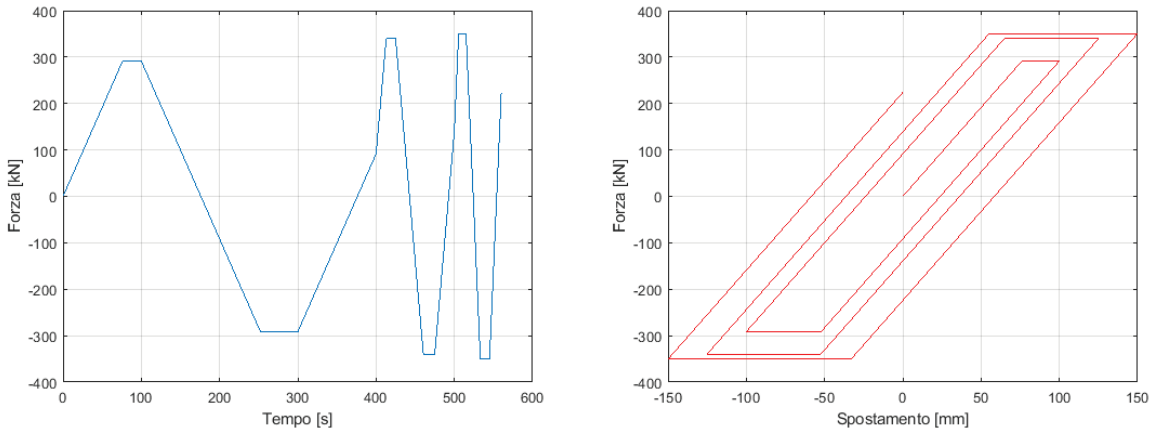


Fonte: Elaborazione propria.

La risposta del modello alla Coulomb risulta costante durante alla analisi poiché la legge attritiva utilizzata non dipende dalla velocità.

Modello con attrito variabile

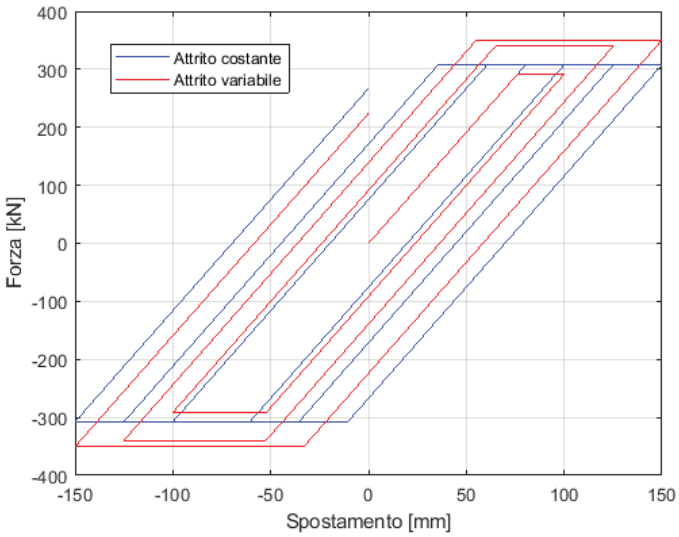
Figura 8 - Grafico forza-tempo a sinistra e forza-spostamento a destra del modello ad attrito variabile.



Fonte: Elaborazione propria.

Confronto tra i due modelli

Figura 9 – Sovrapposizione dei grafici forza-spostamento delle varie analisi.

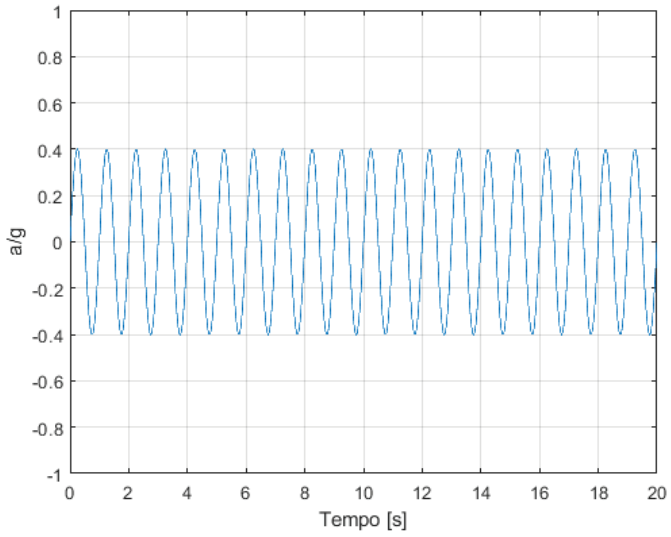


Fonte: Elaborazione propria.

Accelerazione sinusoidale

L'accelerazione sinusoidale applicata ai modelli è la stessa sinusoide presentata precedentemente. Per chiarezza viene riportata la sua rappresentazione nel dominio del tempo (Fig. 10).

Figura 10 – Onda sinusoidale con amplificazione pari a 0.4 g.

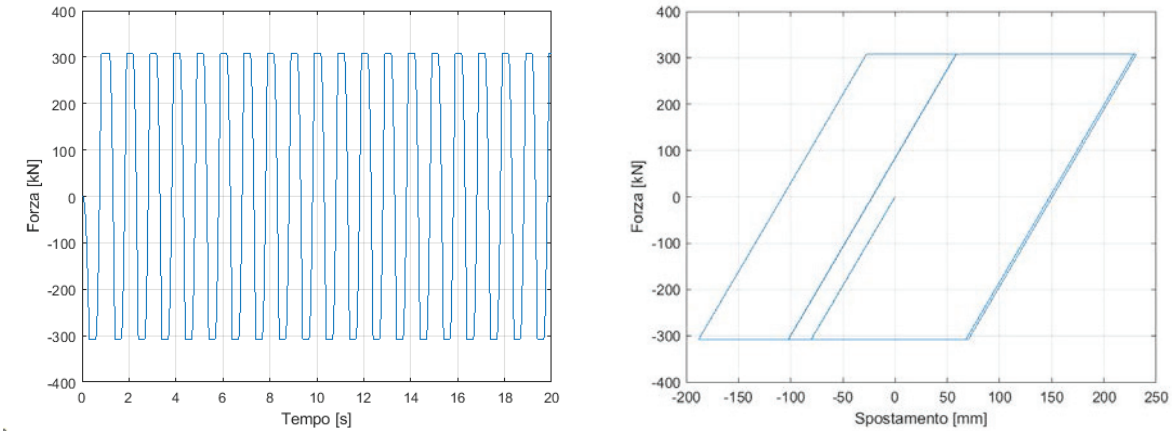


Fonte: Elaborazione propria.

I risultati ottenuti sono riportati nelle seguenti figure (Fig. 11-13).

Modello alla Coulomb

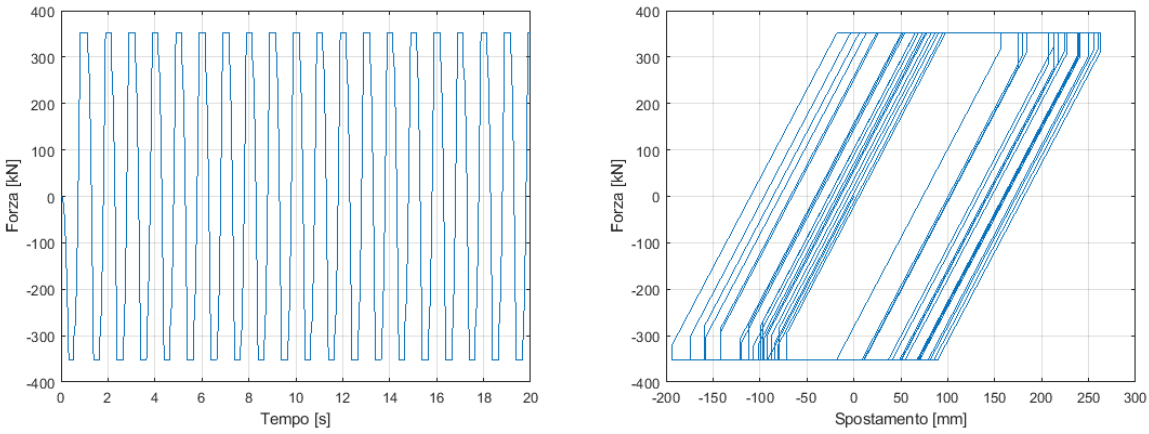
Figura 11 - Grafico forza-tempo a sinistra e forza-spostamento a destra del modello.



Fonte: Elaborazione propria.

Modello con attrito variabile

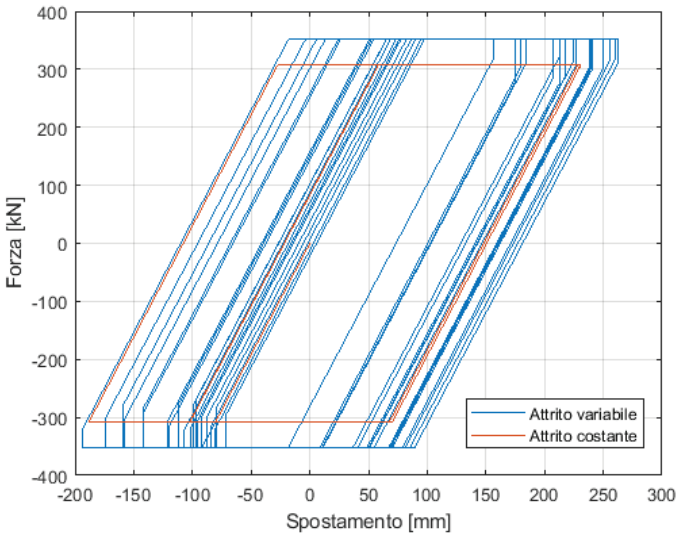
Figura 12 - Grafico forza-tempo a sinistra e forza-spostamento a destra del modello ad attrito variabile.



Fonte: Elaborazione propria.

Confronto tra i due modelli

Figura 13 – Sovrapposizione dei grafici forza-spostamento delle varie analisi.



Fonte: Elaborazione propria.

3. Spalle del ponte e modellazione

3.1 Spalla del ponte

Le spalle di un ponte sono gli elementi che collegano l'impalcato con il rilevato stradale e il materiale impiegato maggiormente nella loro realizzazione è il cemento armato. Le principali tipologie di spalle che si possono realizzare sono:

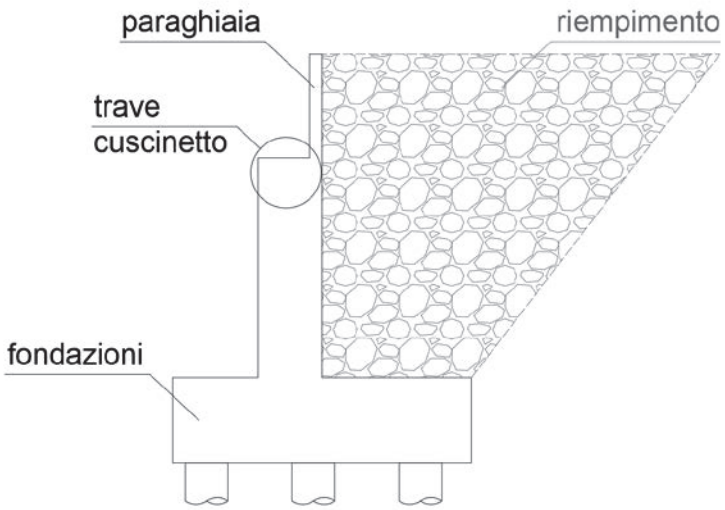
- **Muri a gravità**
- **Muri a parete sottile**: dove necessario possono essere presenti dei contrafforti (interni o esterni) per aumentare la rigidezza e la resistenza dell'elemento.
- **Spalle scatolari**

Gli elementi tipicamente presenti nelle spalle dei ponti sono:

- **Trave cuscino**: è l'elemento strutturale della spalla adibito al posizionamento dei dispositivi di appoggio.
- **Muro di risvolto o ala**: sono i muri laterali che conferiscono ulteriore rigidezza alla spalla e devono resistere alla spinta trasversale del terreno di riempimento.
- **Muro paraghiaia**: è la porzione di muro che si sviluppa dalla quota della trave cuscino sino alla quota finale della spalla e deve resistere alla spinta del terreno di riempimento nella direzione longitudinale.

Una rappresentazione di questi elementi è riportata nella seguente figura (Fig. 1).

Figura 1 – Elementi principale di una spalla di un ponte.

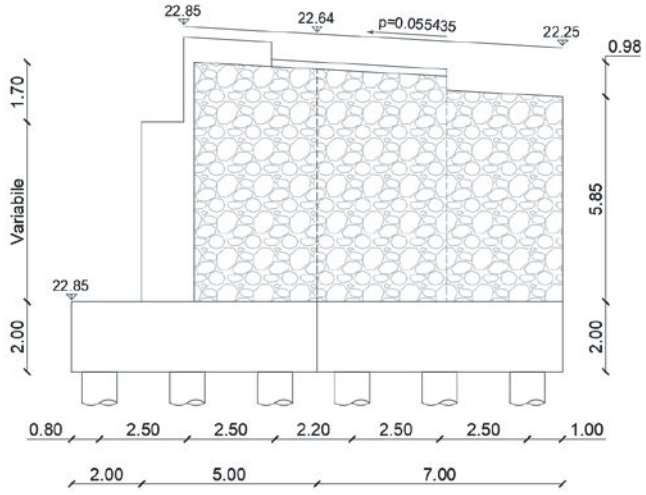


Fonte: Elaborazione propria.

3.2 Modellazione

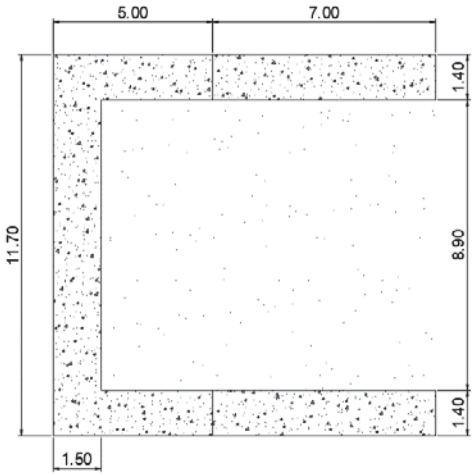
Le dimensioni della spalla in esame sono state ricavate analizzando gli elaborati tecnici di un ponte esistente situato nel comune di Chiaravalle. Dagli esecutivi della spalla si sono ricavate le dimensioni principali della struttura utili per il calcolo della rigidezza secondo le norme Caltrans e sono riportate nelle seguenti figure (Fig. 2-3):

Figura 2 – Vista orizzontale della spalla del ponte.



Fonte: Elaborazione propria.

Figura 3 - Vista in pianta della spalla del ponte.



Fonte: Elaborazione propria.

Calcolo della rigidezza della spalla secondo la norma Caltrans

Le norme Caltrans americane sono le uniche norme che riportano una stima del valore della rigidezza orizzontale del sistema spalla-rilevato. Il valore deriva dalle sperimentazioni su larga scala effettuate a UC Davis e UCLA. I valori di rigidezza al metro di larghezza della spalla dipendono dal terreno di riempimento utilizzato e valgono:

$$K_i \approx \frac{28.7\ KN/mm}{m}, \text{per terreni di riempimento conformi alle specifice Caltrans} \quad (1)$$

$$K_i \approx \frac{14.35\ KN/mm}{m}, \text{per terreni di riempimento differenti} \quad (2)$$

La rigidezza orizzontale iniziale proposta va corretta proporzionalmente all'altezza della spalla in esame secondo questa espressione:

$$K_{abut} = K_i \cdot w \cdot \left(\frac{h}{1.7\ m}\right) \quad (3)$$

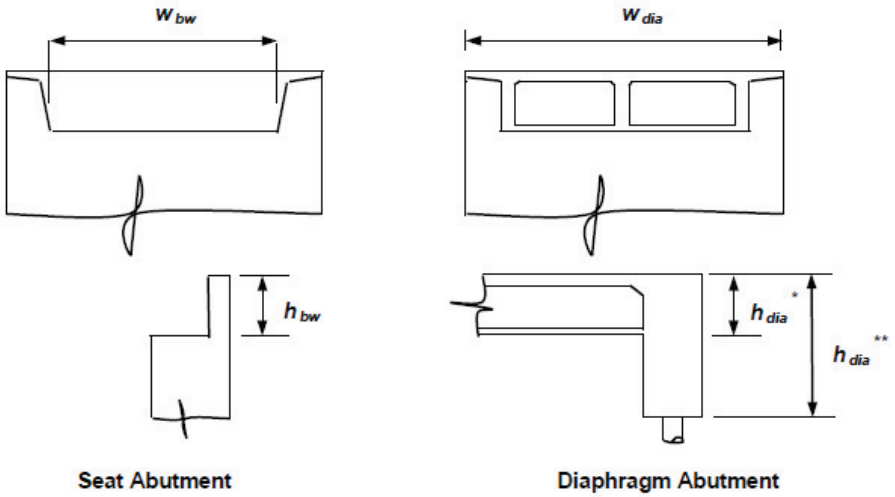
Con

w: larghezza effettiva della spalla (proiezione nel piano) espressa in metri

h: altezza della spalla espressa in metri

I parametri di altezza e larghezza da considerare dipendono dalla tipologia della spalla. In figura 4 sono riportati i parametri per spalle a gravità e a diaframma proposti dalle Caltrans.

Figura 4 – Larghezza e altezza della spalla da considerare per il calcolo della rigidezza.



Fonte: Caltrans (2013).

La capacità ultima del sistema spalla-terreno è misurabile in:

$$P_{bw}\ o\ P_{dia} = A_e \cdot 239\ kPa \cdot \left(\frac{h_{bw}\ o\ h_{dia}}{1.7\ m}\right) \tag{4}$$

Nell'espressione (4), la massima pressione di 239 kPa rappresenta la forza massima sviluppata durante le prove su larga scala eseguite a UC Davis e UCLA. Il fattore correttivo dell'altezza, $\left(\frac{h_{bw}\ o\ h_{dia}}{1.7\ m}\right)$, si basa sull'altezza delle spalle studiate sperimentalmente. L'area efficacie, A_e, necessaria per il calcolo della forza massima orizzontale agente sul sistema spalla-terreno è calcolata come:

$$A_e = \begin{cases} h_{bw} \times w_{bw} & per\ spalle\ a\ gravità \\ h_{dia} \times w_{dia} & per\ spalle\ a\ diaframma \end{cases} \tag{5}$$

dove:

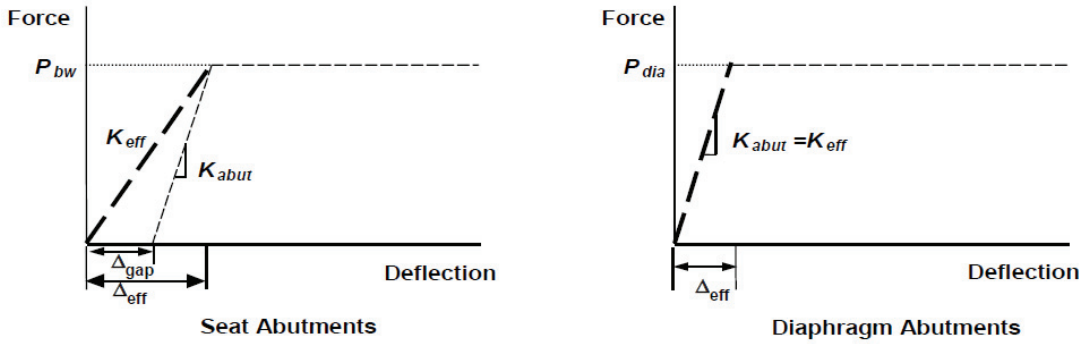
$h_{dia} = h_{dia}^{*}$: Altezza effettiva se il diaframma non è progettato per tutta la pressione del terreno (vedi figura 4)

$h_{dia} = h_{dia}^{**}$: Altezza effettiva se il diaframma è progettato per tutta la pressione del terreno (vedi figura 4)

$w_{bw}, w_{dia}, w_{abut}$: Larghezze effettive della spalla corrette per i ponti obliqui (vedi figura 4)

Il legame costitutivo finale che rappresenta il comportamento del sistema spalla-terreno sottoposto ad un carico orizzontale è del tipo elasto-plastico perfetto (Figura 5).

Figura 5 - Rigidezza effettiva della spalla.



Fonte: Caltrans (2013).

Se la spalla a gravità è dotata di un giunto di espansione e la rigidezza iniziale del sistema deve essere corretta nella rigidezza efficacie, K_{eff}, come riportato in figura 5.

Il contributo di rigidezza trasversale dei pali di fondazione (nel caso delle spalle a diaframma) può essere considerato pari a 7 kN/mm per palo.

Nel nostro caso si è ipotizzato l'utilizzo di un materiale idoneo al riempimento delle spalle e quindi il valore della rigidezza iniziale della spalla è stato considerato pari a:

$$K_i = 28{,}7 \frac{kN}{mm \cdot m}$$

Utilizzando le espressioni (3), (4) e (5) si sono calcolati i valori della rigidezza e della capacità ultima della spalla (Tab. 1).

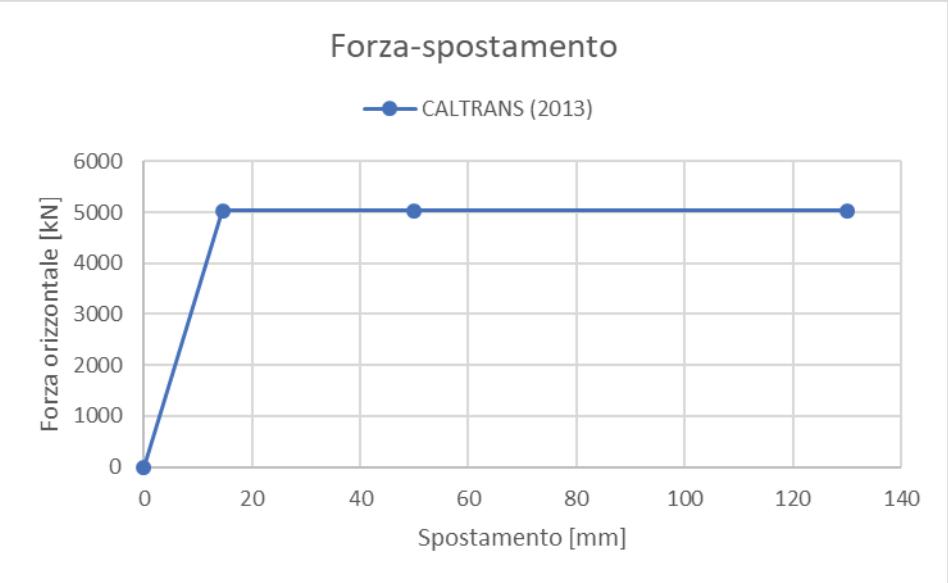
Tabella 1 – Parametri di rigidezza della spalla.

CALTRANS (2013)										
Ki	Ki	w_{bw}	h_{bw}	A_e	K_{abut}	P_{bw}	K_{abut}	Δ_{gap}	Δ_{eff}	K_{eff}
[kN/mm/m]	[kN/mm/m]	[m]	[m]	[m^2]	[kN/mm/m]	[kN]	[kN/mm]	[mm]	[mm]	[kN/mm]
28.7	14.35	11.7	1.75	20.48	29.54	5037.45	345.67	0	14.57	345.67

Fonte: Elaborazione propria.

La risposta della spalla è schematizzabile mediante l'utilizzo di una molla di rigidezza pari a K_{eff} che risponde in modo bilineare ad un'azione orizzontale agente su di essa. Il legame costitutivo attribuito alla molla è quello elasto-plastico perfetto ed è riportato in figura 6.

Figura 6 – Legame costitutivo elasto-plastico perfetto.



Fonte: Elaborazione propria.

Riposta passiva della spalla (Shamsabadi 2007)

Un modello più fedele alla realtà del sistema spalla-terreno è stato proposto da Shamsabadi et al. nel 2007 che, analizzando i risultati sperimentali ottenuti nelle prove su grande scala, ha formulato un nuovo legame costitutivo non lineare. Qui il comportamento della spalla non è più assimilabile ad un legame bilineare ma bensì a un'iperbole la cui espressione analitica è:

$$K = \frac{\frac{1}{2}F_{ult}}{y_{ave}} \tag{6}$$

$$F(y_i) = \frac{y_i}{A+By_i} \tag{7}$$

Per ricavare le costanti A e B è necessario applicare 3 condizioni al contorno:

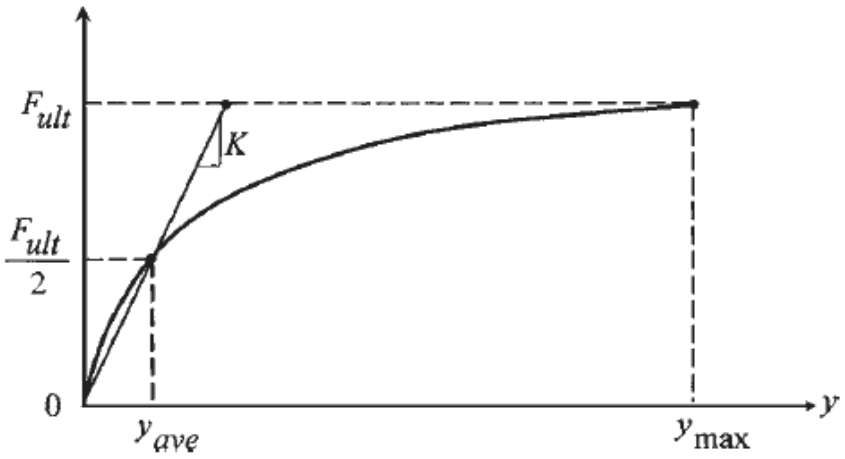
1) $F(y_i) = 0, con\ y_i = 0$
2) $F(y_i) = \frac{1}{2}F_{ult}, con\ y_i = y_{ave}$
3) $F(y_i) = F_{ult}, con\ y_i = y_{max}$

Applicando queste condizioni all'espressione iperbolica (7) si ottiene:

$$F(y_i) = \frac{F_{ult}(2Ky_{max}-F_{ult})y_i}{F_{ult}y_{max}+2(Ky_{max}-F_{ult})y_i} \tag{8}$$

Il legame costitutivo finale ottenuto è riportato nella seguente figura 7.

Figura 7 – Legame forza-spostamento iperbolico del sistema spalla-terreno.



Fonte: Shamsabadi et al. (2007).

Per una modellazione più raffinata del comportamento della spalla si è scelto di utilizzare il legame iperbolico non lineare proposto da Shamsabadi et al. nel 2007. Di seguito (Tab. 2) vengono riportati i limiti di spostamento massimo ammissibile della struttura della spalla. Nel nostro caso essendo il terreno di riempimento composto principalmente da terreno granulare si è adottato il limite di 0.05.

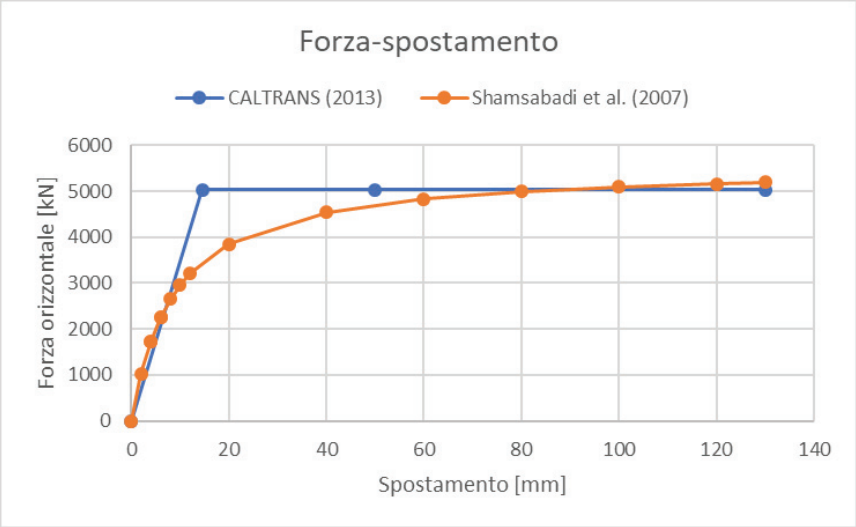
Tabella 2 - Spostamento massimo ammissibile dalla spalla.

	y_{max}/H
Backfill	[-]
Granulare	0.05
Coesivo	0.1

Fonte: Elaborazione propria su dati Shamsabadi et al. (2007).

Graficando il legame costitutivo iperbolico (8) e sovrapponendolo al legame costitutivo lineare proposto dalle Caltrans si ottiene (Fig. 8):

Figura 8 – Legame costitutivo elasto-plastico perfetto e iperbolico a confronto.



Fonte: Elaborazione propria.

Per implementare questo comportamento iperbolico nel modello OpenSees è stato utilizzato il materiale appositamente sviluppato chiamato HyperbolicGap Material.

HyperbolicGap Material

La risposta passiva della spalla di un ponte sottoposta ad un'azione longitudinale di compressione può essere implementata all'interno di un modello OpenSees utilizzando l'HyperbolicGap Material presente all'interno della libreria dei materiali OpenSees. Il suo codice presente nel manuale è:

uniaxialMaterial HyperbolicGapMaterial $matTag $Kmax $Kur $Rf $Fult $gap

$matTag	integer tag identifying material
$Kmax	initial stiffness
$Kur	unloading/reloading stiffness
$Rf	failure ratio
$Fult	ultimate (maximum) passive resistance*
$gap	initial gap*

Il codice OpenSees utilizza una diversa formulazione dell'equazione iperbolica (8) ed è la seguente:

$$F(y) = \frac{y}{\frac{1}{K_{max}} + R_f \frac{y}{F_{ult}}} \tag{9}$$

Confrontando le due espressioni sono stati ricavati i valori di K_{max} e R_f (Tab. 3):

Tabella 3 – Parametri del legame costitutivo iperbolico.

Materiale: HyperbolicGapMaterial				
K_{max}	K_{ur}	R_f	F_{ult}	Gap
[kN/m]	[kN/m]	[-]	[kN]	[m]
633761.47	633761.47	0.91	5037.45	0.035

Fonte: Elaborazione propria.

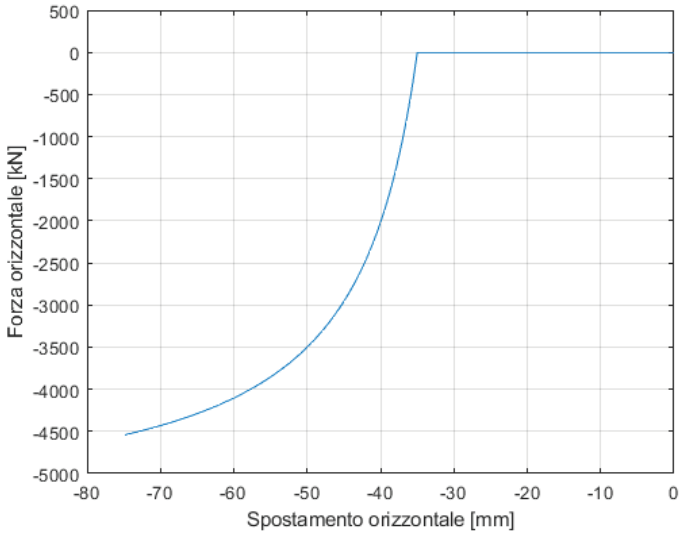
Questo materiale è stato sottoposto alle seguenti analisi con il fine di avere una rappresentazione grafica del legame costitutivo inserito:

- **Pushover statico**
- **Pushover ciclico**

Pushover statico

Applicando uno spostamento progressivo da 0 mm a -75 mm in modo statico il risultato ottenuto dal modello è il seguente (Fig. 9):

Figura 9 – Grafico forza-spostamento orizzontale del materiale.

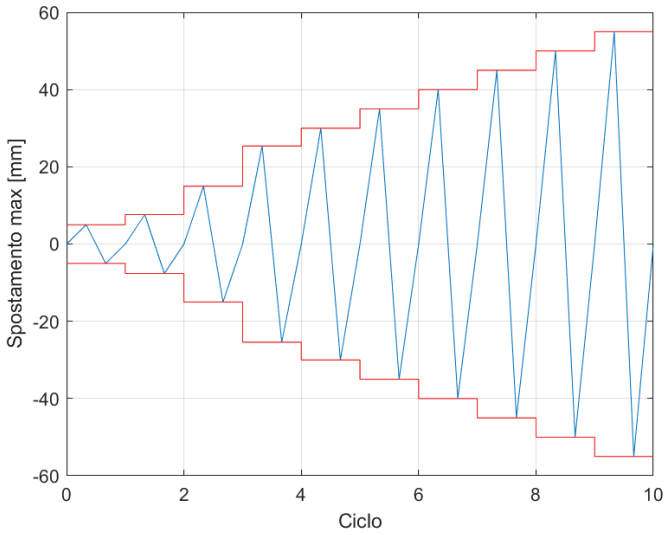


Fonte: Elaborazione propria.

Pushover ciclico

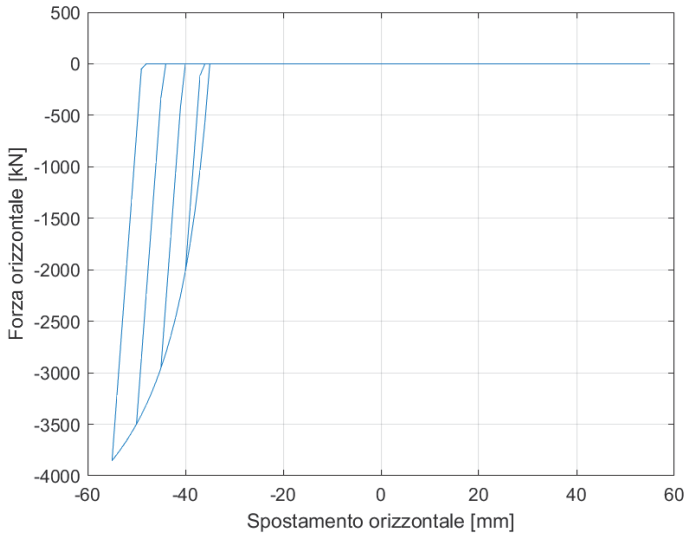
I cicli eseguiti dal materiale sono 10 secondo i seguenti steps (Fig. 10): I (+5 mm, -5 mm), II (+7.62 mm, -7.62 mm), III (+15 mm, -15 mm), IV (+25.4 mm, -25.4 mm), V (+30 mm, -30 mm), VI (+35 mm, -35 mm), VII (+40,-40 mm) , VIII (+45 mm, -45 mm), IX (+50 mm, -50 mm), X (+55 mm, -55 mm). Il risultato è riportato in figura 11.

Figura 10 – Cilci di spostamenti imposti nell'analisi.



Fonte: Elaborazione propria.

Figura 11 – Grafico forza-spostamento orizzontale del materiale.



Fonte: Elaborazione propria.

Rigidezze pali fondazione (Caltrans)

Nelle Caltrans viene riportato un valore di rigidezza orizzontale da attribuire ad ogni palo della fondazione pari a $40\ kips/in$ che corrisponde a $7\ kN/mm$ per palo. Questo valore è stato ricavato dalle norme americane con le seguenti assunzioni:

- Palo in cemento armato gettato in sito di diametro $16\ inch\ o\ 40\ cm$ e rigidezza flessionale EI pari a $9.7 \times 10^9\ lb \cdot in^2\ o\ 2.78 \times 10^7\ N \cdot m^2$
- Terreno sabbioso con angolo d'attrito φ pari a $30°$
- Condizioni di palo fissato in testa (il palo non è libero di ruotare)

Viene calcolato il contributo di rigidezza offerto dai pali di fondazione della spalla come (Tab. 4):

Tabella 4 – Rigidezza orizzontale complessiva secondo il metodo Caltrans.

CALTRANS (2013)		
$K_{h,\ palo}$	n_{pali}	K_h
[kN/mm]	[-]	[kN/mm]
7	17	117.68

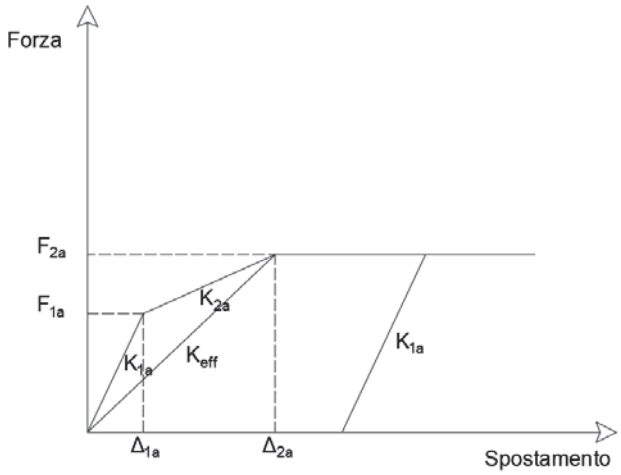
Fonte: Elaborazione propria.

Legame trilineare pali di fondazione

Nel report finale no. CA15-2266, "Guidelines for Nonlinear Seismic Analysis of Ordinary Bridges: Version 2.0", viene indicato come modello adatto a tener conto della non linearità del contributo di rigidezza offerto dai pali di fondazione un legame trilineare proposto da Choi (2002).

Il legame costitutivo proposto da Choi (2002) per descrivere il comportamento totale delle spalle è (Fig. 12):

Figura 12 – Risposta attiva e passiva della spalla.



Fonte: Elaborazione propria su dati Choi (2002).

Il comportamento della spalla durante la risposta attiva risulta perfettamente plastico una volta raggiunta la deformazione ultima pari a 1 inch (25.4 mm). Si assume che il primo "snervamento" avviene ad una deformazione pari al 30% di quella ultima e la forza corrispondente equivale al 70% della capacità massima della spalla. Qui di seguito vengono riportati nella tabella un riassunto dei valori principali (Fig. 13).

Figura 13 – Parametri del legame trilineare utilizzato per modellare la risposta attiva della spalla.

Active Action		
Effective Stiffness	K_{eff}	7.0 kN/mm/pile x number of piles
Initial Stiffness	$K_{1(a)}$	$2.333K_{eff}$
Displacement 1 at the top	$\Delta_{1(a)}$	7.62 mm (0.3 in.)
Second Stiffness	$K_{2(a)}$	$0.428K_{eff}$
Displacement 2 at the top	$\Delta_{2(a)}$	25.4 mm (1.0 in.)

Fonte: Elaborazione propria su dati Choi (2002).

La risposta attiva della spalla è governata esclusivamente dal contributo di rigidezza dei pali di fondazione mentre la risposta passiva complessiva della spalla è la somma del contributo di rigidezza trilineare dei pali sommato al contributo iperbolico del terreno di riempimento.

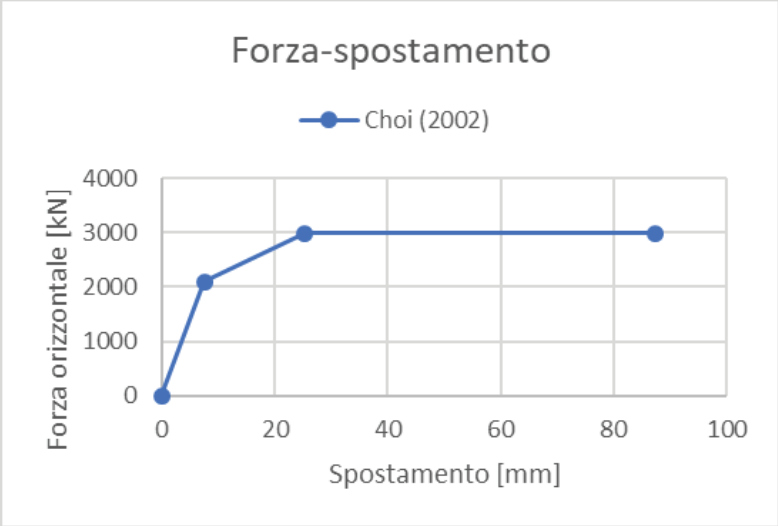
Nel nostro caso seguendo le indicazioni proposte da Choi (2002) i parametri fondamentali per costruire il legame trilineare e la rappresentazione grafica del legame trilineare sono (Fig. 14-15):

Figura 14 – Parametri fondamentali del legame trilineare.

Choi (2002)	
F_1 [kN]	2092.372
Δ_1 [mm]	7.62
K_1 [kN/mm]	274.55
F_2 [kN]	2989.10271
Δ_2 [mm]	25.4
K_2 [kN/mm]	50.368

Fonte: Elaborazione propria.

Figura 15 – Legame costitutivo trilineare proposto da Choi.



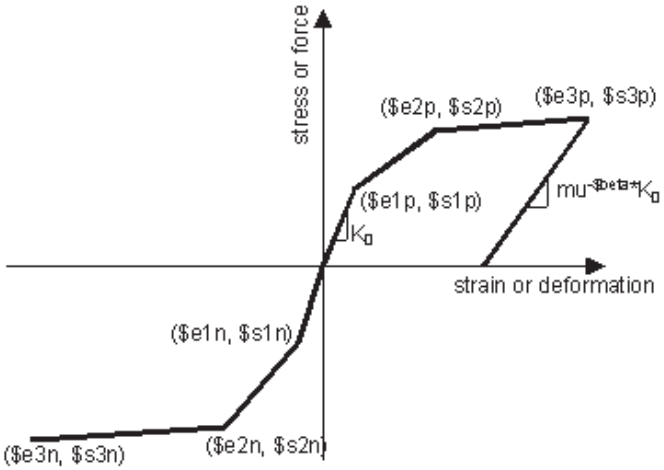
Fonte: Elaborazione propria.

Per modellare questo legame costitutivo si è scelto di utilizzare il materiale isteretico presente nella libreria OpenSees già impiegato nel precedente capitolo per la modellazione del dispositivo di appoggio con materiali in parallelo.

Materiale isteretico

Il legame costitutivo presente sul manuale (Fig. 16) deve essere modellato in modo tale da assumere la forma trilineare cercata.

Figura 16 – Legame costitutivo del materiale isteretico.



Fonte: Elaborazione propria su dati Mazzoni et al. (2007)

I valori scelti per costituire il legame trilineare proposto da Choi (2002) sono riportati in tabella (Tab. 5).

Tabella 5 – Parametri caratteristici del materiale isteretico utilizzato.

Materiale: Hysteretic										
F_1	u_1	F_2	u_2	F_3	u_3	PinchX	PinchY	damage1	damage2	beta
[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
2092.372	7.62	2989.10271	25.4	2989.10271	0.0875	0	0	0	0	0

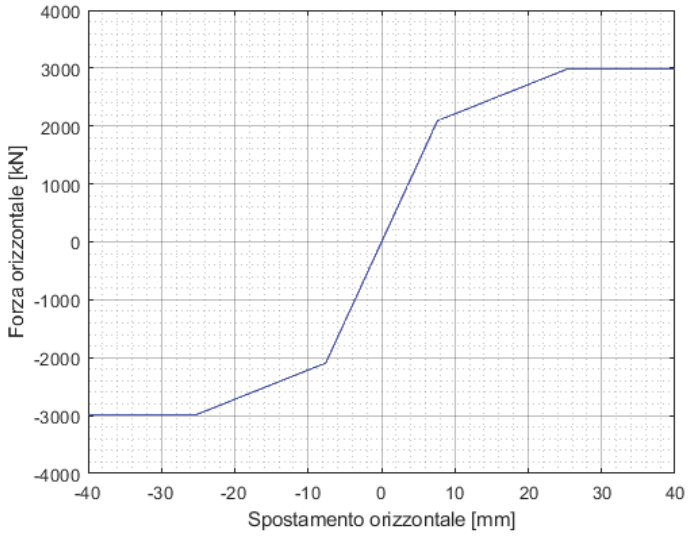
Fonte: Elaborazione propria.

Anche su questo materiale vengono eseguite le stesse analisi del materiale iperbolico precedentemente esposto.

Pushover statico

Applicando uno spostamento progressivo da -40 mm a +40 mm in modo statico il risultato ottenuto dal modello è il seguente (Fig. 17):

Figura 17 – Grafico forza-spostamento orizzontale del materiale.

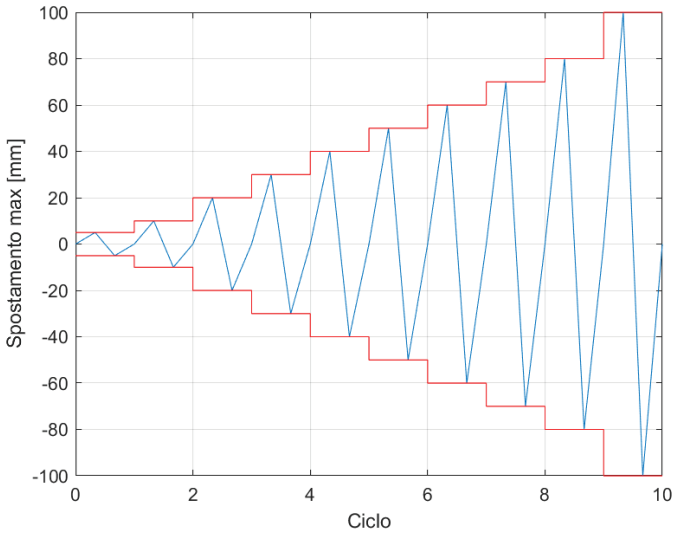


Fonte: Elaborazione propria.

Pushover ciclico

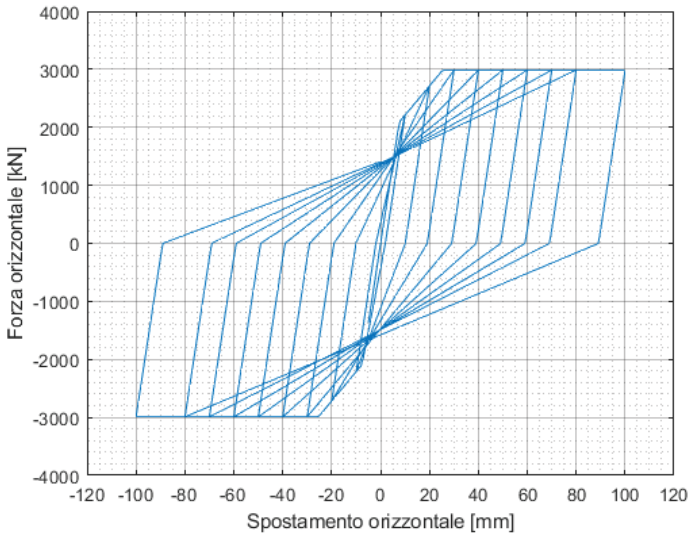
I cicli eseguiti dal materiale sono 10 secondo i seguenti steps (Fig. 18): I (+5 mm, -5 mm), II (+10 mm, -10 mm), III (+20 mm, -20 mm), IV (+30 mm, -30 mm), V (+40 mm, -40 mm), VI (+50 mm, -50 mm), VII (+60,-60 mm) , VIII (+70 mm, -70 mm), IX (+80 mm, -80 mm), X (+100 mm, -100 mm). Il risultato è riportato in figura 19.

Figura 18 – Cilci di spostamenti imposti nell'analisi.



Fonte: 1

Figura 19 – Grafico forza-spostamento orizzontale del materiale.



Fonte: Elaborazione propria.

Martellamento dell'impalcato

Il martellamento può avvenire tra due campate adiacenti o tra l'impalcato e la spalla del ponte. L'impatto tra due masse comporta necessariamente la dissipazione di energia sotto forma di calore e danno. Per tenere in considerazione la rigidezza e l'energia dissipata durante lo scontro tra due masse è possibile inserire all'interno del modello del ponte un Impact Material. Questo elemento è stato aggiunto alla libreria OpenSees e si basa sui risultati ottenuti dalle ricerche di Muthukumhar (2003), Nielson (2005) e Muthukumhar et al. (2006). Il codice del materiale è:

uniaxialMaterial ImpactMaterial $matTag $K1 $K2 $δy $gap

$matTag	integer tag identifying material
$K1	initial stiffness
$K2	secondary stiffness
$δy	yield displacement
$gap	initial gap*

I parametri necessari alla compilazione del materiale OpenSees sono stati ricavati come suggerito dai precedenti autori e vengono riportati in tabella 6.

Tabella 6 – Parametri Impact Material di OpenSees.

K1	K2	dy	gap
[N/mm]	[N/mm]	[mm]	[mm]
2022471.38	406514.22	2.54	60

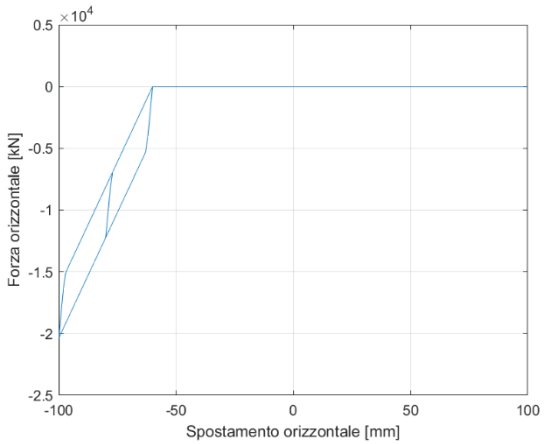
Fonte: Elaborazione propria.

Di seguito vengono riportate delle analisi effettuate su questo materiale prima dell'implementazione all'interno del modello completo.

Pushover ciclico

I cicli di spostamenti imposti sono sette: I (-2.5 mm, +2.5 mm), II (-5 mm, +5 mm), III (-10 mm, +10 mm), IV (-50 mm, +50 mm), V (-60 mm, +60 mm), VI (-80 mm, +80 mm), VII (-100 mm, +100 mm). La risposta del materiale ai cicli di spostamento è (Fig. 20):

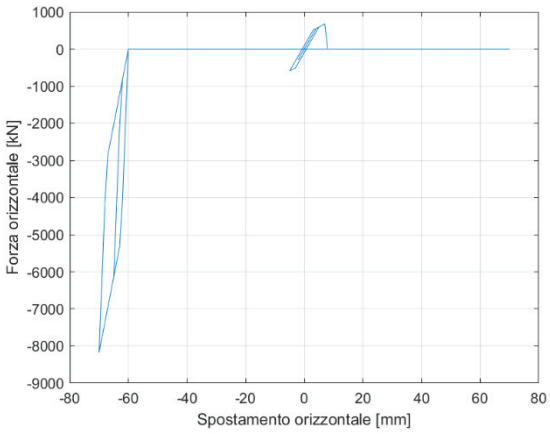
Figura 20 – Grafico forza-spostamento del modello.



Fonte: Elaborazione propria.

Viene in seguito aggiunto nel modello anche il contributo elasto-plastico delle barre d'acciaio prima della rottura cha avviene dopo 8 mm di spostamento. Considerando cicli di spostamenti leggermente differenti: I (-2.5 mm, +2.5 mm), II (-5 mm, +5 mm), III (-10 mm, +10 mm), IV (-50 mm, +50 mm), V (-60 mm, +60 mm), VI (-65 mm, +65 mm), VII (-70 mm, +70 mm) si ottiene:

Figura 21 – Grafico forza-spostamento del modello.

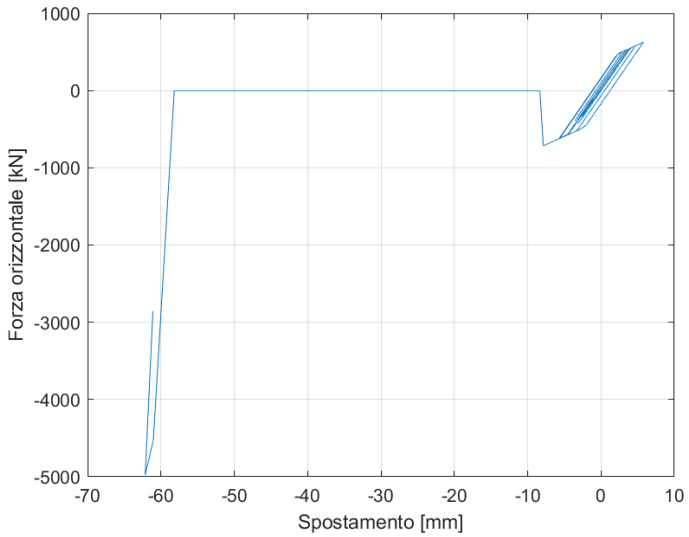


Fonte: Elaborazione propria.

Accelerogramma

La valutazione della risposta ad un'azione sismica dell'insieme di materiali risulta essere parziale poiché il modello monodimensionale una volta raggiunta la rottura delle barre d'acciaio è caratterizzato da un elemento con risposta a trazione nulla e risposta a compressione che si attiva solo ad uno spostamento pari a 60 mm. I risultati parziali dell'analisi sismica condotta prima di ottenere un errore di convergenza durante l'analisi è riportata qui sotto.

Figura 22 – Grafico forza-spostamento dell'analisi sismica parziale.



Fonte: Elaborazione propria.

Questo materiale verrà implementato all'interno del legame costitutivo delle barre di collegamento della catena cinematica e i suoi parametri verranno modificati in modo proporzionale al numero di barre presenti in ogni sezione.

3.3 Analisi

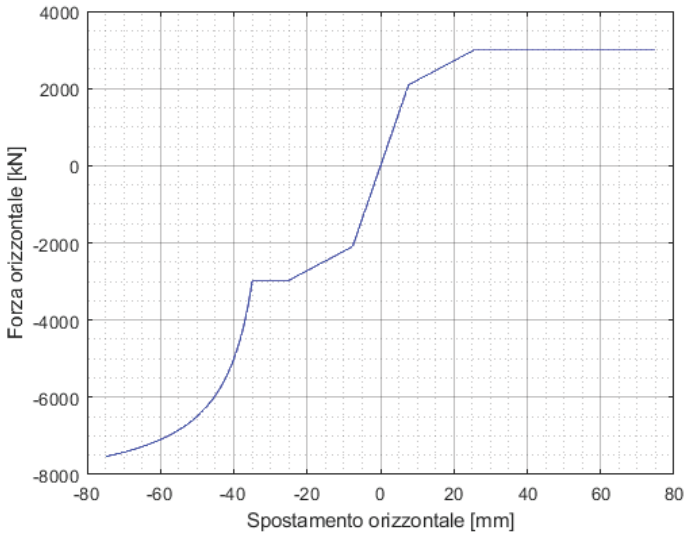
Combinando i due materiali ovvero quello iperbolico rappresentante la risposta passiva del terreno e quello trilineare isteretico che rappresenta il contributo dei pali di fondazione si ottiene la risposta globale della spalla nella direzione longitudinale. Nella direzione trasversale il contributo in rigidezza della spalla dipende esclusivamente dalla rigidezza offerta dai pali di fondazione presenti. Per valutare la risposta globale della spalla in direzione longitudinale si sono eseguite le prove di:

- **Pushover statico**
- **Pushover ciclico**

Pushover statico

Applicando uno spostamento progressivo da -40 mm a +40 mm in modo statico il risultato ottenuto dal modello è il seguente (Fig. 23):

Figura 23 – Grafico forza-spostamento orizzontale del materiale.

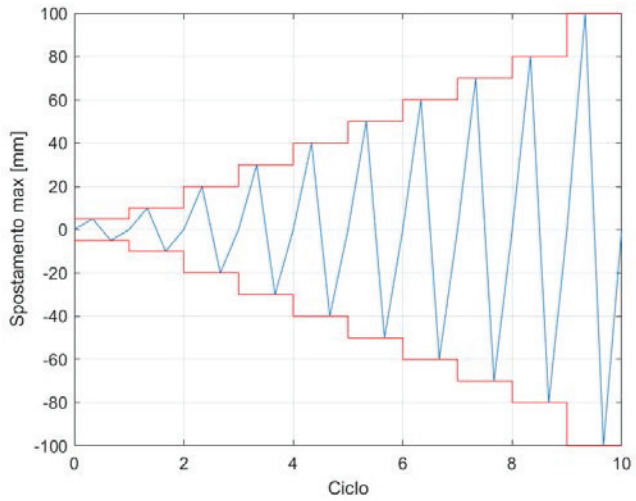


Fonte: Elaborazione propria.

Pushover ciclico

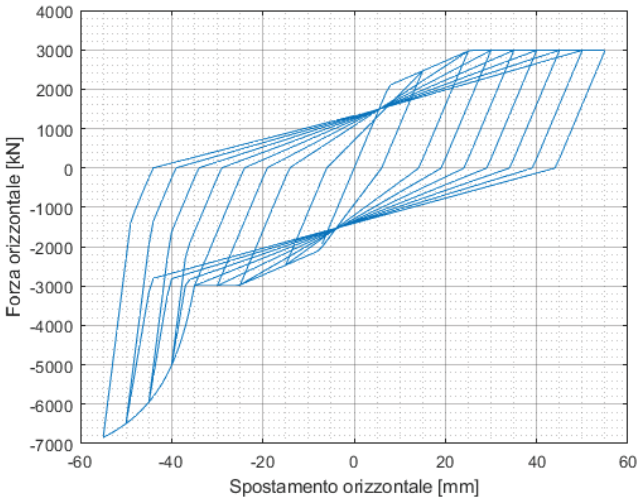
I cicli eseguiti dal materiale sono 10 secondo i seguenti steps (Fig. 24): I (+5 mm, -5 mm), II (+10 mm, -10 mm), III (+20 mm, -20 mm), IV (+30 mm, -30 mm), V (+40 mm, -40 mm), VI (+50 mm, -50 mm), VII (+60,-60 mm) , VIII (+70 mm, -70 mm), IX (+80 mm, -80 mm), X (+100 mm, -100 mm). Il risultato è riportato in figura 25.

Figura 24 – Cilci di spostamenti imposti nell'analisi.



Fonte: 2

Figura 25 – Grafico forza-spostamento orizzontale del materiale.



Fonte: Elaborazione propria.

4. Definizione del caso studio e metodologia di analisi

4.1 Caso studio

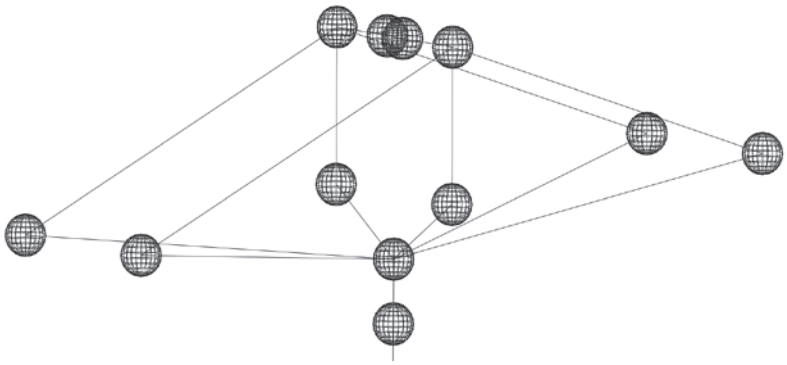
Per valutare l'efficacia della modellazione degli elementi precedentemente esposti, è stato modellato un ponte esistente di cui si conoscevano le caratteristiche geometriche presente nel Comune di Chiaravalle (AN). Il ponte in esame è un ponte in calcestruzzo armato con catena cinematica composto da 10 campate di lunghezza 25 m ciascuna per una lunghezza totale di 250 metri. La larghezza dell'impalcato è pari a 12,5 metri e l'altezza delle pile è di 17 metri. Ogni campata è stata suddivisa inserendo un nodo ogni 5 metri. La rappresentazione grafica del modello OpenSees utilizzato viene riportata nella seguente figura (Fig. 1):

Figura 1 – Modello del ponte inserito in OpenSees.

Fonte: Elaborazione propria.

Il collegamento dei nodi dell'impalcato, dell'appoggio e della pila è stato realizzato mediante l'utilizzo di elementi infinitamente rigidi chiamati *Rigid Link Beam*. Gli appoggi sono stati inseriti all'interno del modello duplicando i nodi relativi agli appoggi e utilizzando elementi *ZeroLength* ovvero elementi caratterizzati dall'avere lunghezza nulla. Di seguito viene estratto un dettaglio della pila dal modello tridimensionale del ponte (Fig. 2).

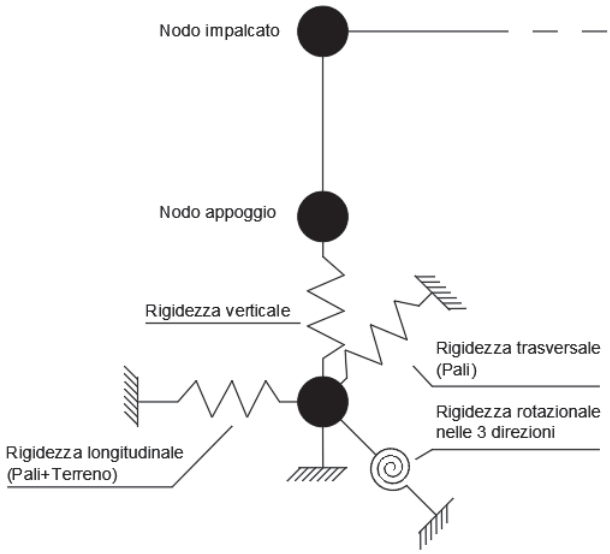
Figura 2 – Dettaglio della modellazione dei nodi delle pile del modello OpenSees.



Fonte: Elaborazione propria.

Le prime analisi sono state lanciate senza la modellazione delle spalle, ovvero considerando un incastro perfetto nei nodi di estremità del ponte. In seguito, si sono aggiunti al modello gli elementi precedentemente esposti in particolare: il contributo di rigidezza longitudinale e trasversale relativo ai pali di fondazione delle spalle, il contributo di rigidezza relativo alla risposta passiva del terreno posto a riempimento della spalla e il contributo di un eventuale impatto tra impalcato e spalla. Il dettaglio della modellazione della spalla viene riportato qui sotto (Fig. 3).

Figura 3 – Rappresentazione della modellazione della prima spalla del ponte in OpenSees.



Fonte: Elaborazione propria.

I nuovi nodi sono stati collegati ai nodi di ogni appoggio mediante l'utilizzo di elementi *ZeroLength*. I codici utilizzati sono:

```
element  zeroLength 20000001 20000001 10000001 -mat 2000 66 40004 66 66 66 -dir 1 2 3 4 5 6  ;#spalla-inizio
element  zeroLength 20000004 20000004 10000004 -mat 2000 66 40004 66 66 66 -dir 1 2 3 4 5 6  ;#spalla-inizio
element  zeroLength 20000007 20000007 10000007 -mat 2000 66 40004 66 66 66 -dir 1 2 3 4 5 6  ;#spalla-inizio

element zeroLength 20900010 20900010 10900010 -mat 3000 66 40004 66 66 66 -dir 1 2 3 4 5 6  -orient -1 0 0 0 0 1 ;#spalla-fine
element zeroLength 20900013 20900013 10900013 -mat 3000 66 40004 66 66 66 -dir 1 2 3 4 5 6  -orient -1 0 0 0 0 1 ;#spalla-fine
element zeroLength 20900016 20900016 10900016 -mat 3000 66 40004 66 66 66 -dir 1 2 3 4 5 6  -orient -1 0 0 0 0 1 ;#spalla-fine
```

A questi elementi sono stati associati differenti materiali che rappresentano il comportamento dell'elemento nelle 6 direzioni principali. Le rigidezze rotazionali e la rigidezza verticale dell'elemento sono state considerate infinitamente rigide poiché per ipotesi non sono ammesse deformazioni assiali e rotazioni relativi tra il nodo di appoggio e il nodo della spalla (la deformazione avviene nell'elemento di appoggio non tra l'elemento e la spalla).

Il vincolo di incastro è stato trasferito dai precedenti nodi di appoggio ai nuovi nodi generati.

In questo modello la spalla è modellata con 3 punti distinti e quindi al fine di un corretto inserimento della rigidezza totale della spalla, ad ogni nodo è affidato un terzo della rigidezza totale della spalla.

4.2 Analisi

Le analisi eseguite su questo modello di ponte sono suddivise in 2 gruppi differenti:

1. Nel primo gruppo di analisi il modello è privo dei contributi di rigidezza delle spalle
2. Nel secondo gruppo vengono inseriti i contributi di rigidezza delle spalle e il fenomeno del pounding. Quest'ultimo è stato inserito all'interno del legame costitutivo delle barre di connessione delle campate (catena cinematica). La sezione dell'impalcato di calcestruzzo è stata a seconda del numero di barre presenti ed è stato così possibile calcolare i parametri dell'impact material da assegnare ad ogni barra (Tab. 1).

Tabella 1 – Parametri dell'impact material a seconda del numero di barre presenti nella sezione.

	A	n. Barre	K1	K2	dy	gap
	[m^2]	[-]	[kN/m]	[kN/m]	[m]	[m]
Fi40	0.00125664	1	2022471.38	406514.222	0.00254	0.06
Fi40	0.00125664	2	1011235.69	203257.111	0.00254	0.06
Fi40	0.00125664	3	674157.126	135504.741	0.00254	0.06
Fi40	0.00125664	4	505617.844	101628.556	0.00254	0.06
Fi40	0.00125664	5	404494.276	81302.8444	0.00254	0.06
Fi40	0.00125664	6	337078.563	67752.3703	0.00254	0.06
Fi40	0.00125664	7	288924.483	58073.4603	0.00254	0.06
Fi40	0.00125664	8	252808.922	50814.2778	0.00254	0.06
Fi40	0.00125664	9	224719.042	45168.2469	0.00254	0.06
Fi40	0.00125664	10	202247.138	40651.4222	0.00254	0.06
Fi40	0.00125664	11	183861.034	36955.8384	0.00254	0.06

Fonte: Elaborazione propria.

Per ogni gruppo sono state eseguite l'analisi statica gravitazionale e l'analisi dinamica con i 4 accelerogrammi già utilizzati nelle precedenti analisi che sono riportati nei capitoli precedenti.

Durante le analisi si sono registrati anche i primi 5 periodi propri di vibrare della struttura così da monitorare il cambiamento dinamico di ogni singolo modello. Un riassunto dei periodi propri trovati è riportato in tabella 2.

Tabella 2 – Periodi propri di vibrare della struttura a seconda del tipo di modello.

	Appoggi: Steel01					Appoggi: FlatSlider				
	T_1	T_2	T_3	T_4	T_5	T_1	T_2	T_3	T_4	T_5
	[s]	[s]	[s]	[s]	[s]	[s]	[s]	[s]	[s]	[s]
Modello 1	2.0616	1.4999	1.3631	1.0318	0.5752	2.1121	1.5697	1.3631	1.0548	0.5772
Modello 2	2.0706	1.5195	1.3683	1.0413	0.5765	2.1262	1.6056	1.3729	1.0713	0.5796

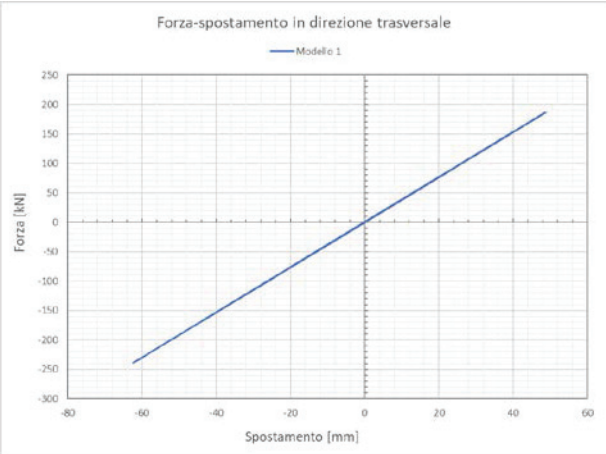
Fonte: Elaborazione propria.

Di seguito vengono riportati graficamente alcuni risultati più significativi ricavati dalle analisi (Fig. 4-23).

Analisi dinamica: Accelerogramma Visso

Modello 1: Appoggio in Steel01

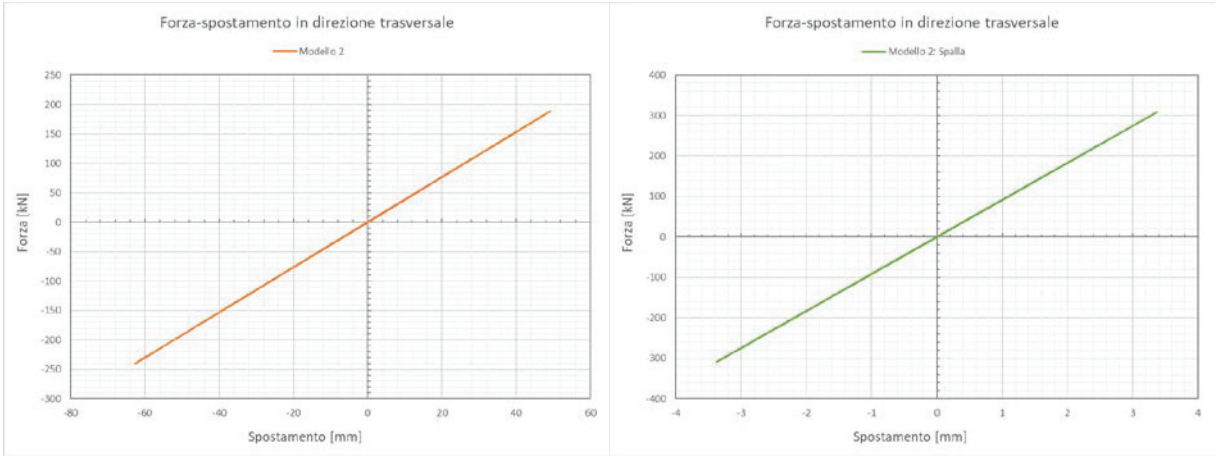
Figura 4 - Grafico forza-spostamento relative all'appoggio centrale della prima campata posto sulla prima pila.



Fonte: Elaborazione propria.

Modello 2: Appoggio in Steel01

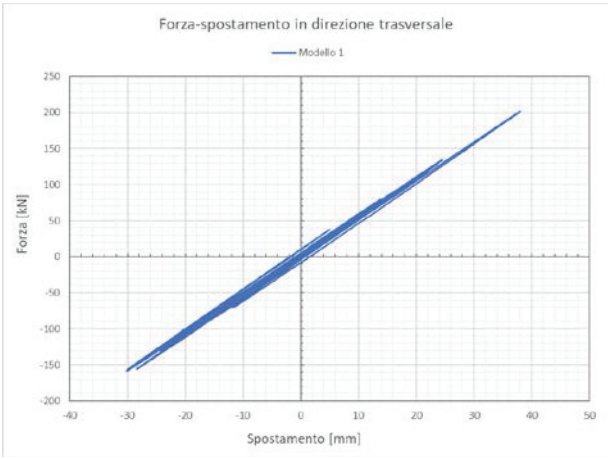
Figura 5 – Grafico forza-spostamento relative all'appoggio centrale della prima campata posto sulla prima pila a sinistra e il grafico forza-spostamento relativo alla prima spalla del ponte a destra.



Fonte: Elaborazione propria.

Modello 1: Appoggio in FlatSlider

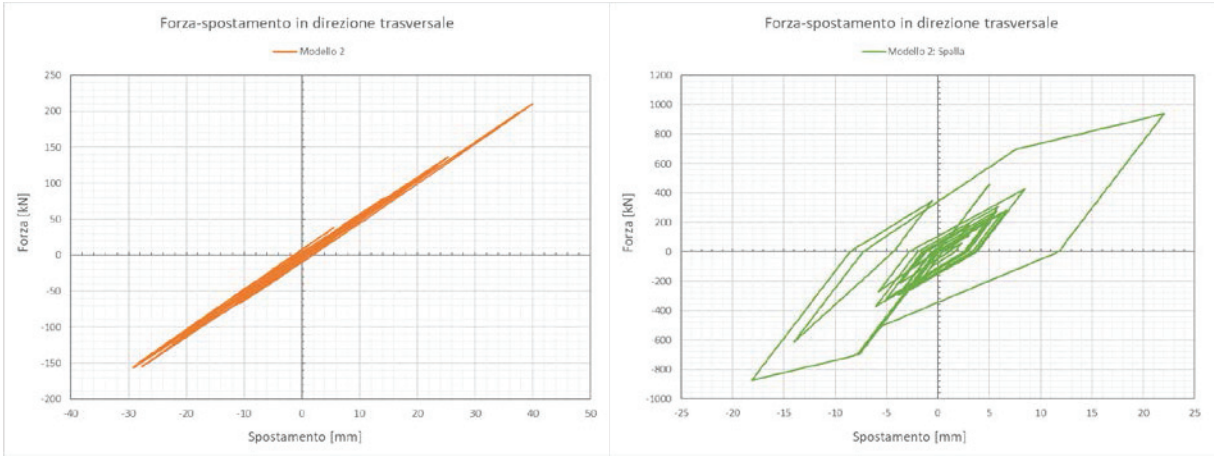
Figura 6 - Grafico forza-spostamento relative all'appoggio centrale della prima campata posto sulla prima pila.



Fonte: Elaborazione propria.

Modello 2: Appoggio in FlatSlider

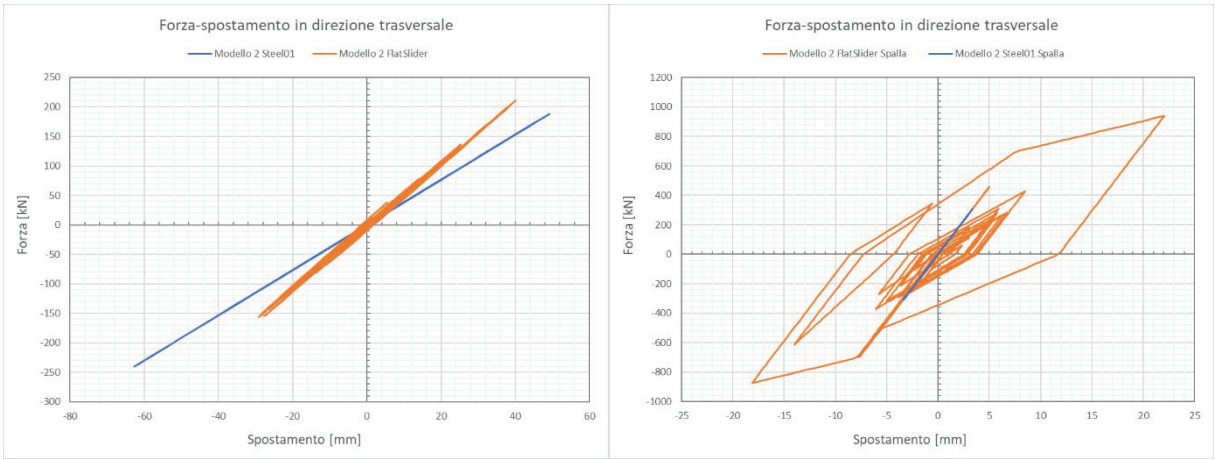
Figura 7 – Grafico forza-spostamento relative all'appoggio centrale della prima campata posto sulla prima pila a sinistra e il grafico forza-spostamento relativo alla prima spalla del ponte a destra.



Fonte: Elaborazione propria.

Confronto modelli completi

Figura 8 – Grafico forza-spostamento relative all'appoggio centrale della prima campata posto sulla prima pila a sinistra e il grafico forza-spostamento relativo alla prima spalla del ponte a destra.

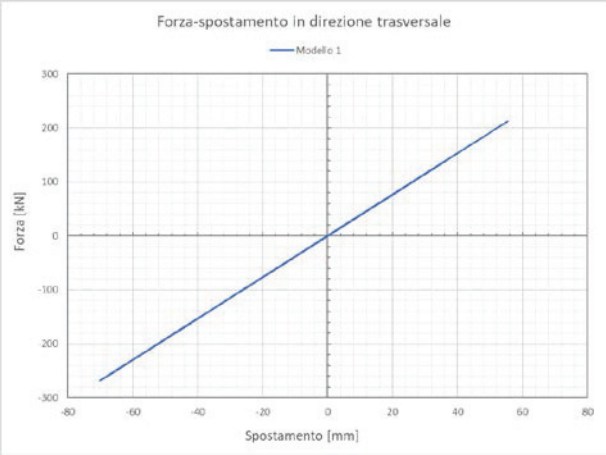


Fonte: Elaborazione propria.

Analisi dinamica: Accelerogramma Accumoli

Modello 1: Appoggio in Steel01

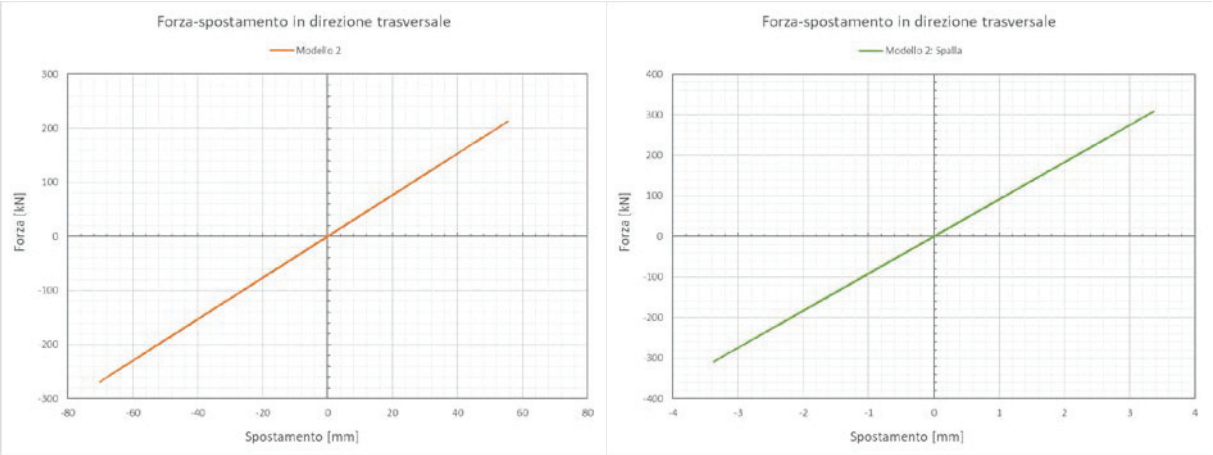
Figura 9 - Grafico forza-spostamento relative all'appoggio centrale della prima campata posto sulla prima pila.



Fonte: Elaborazione propria.

Modello 2: Appoggio in Steel01

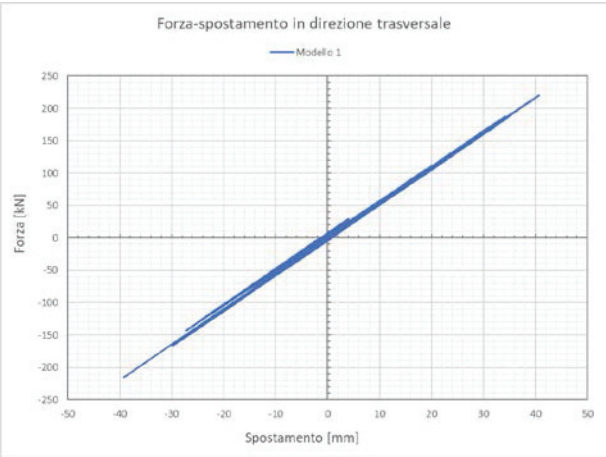
Figura 10 – Grafico forza-spostamento relative all'appoggio centrale della prima campata posto sulla prima pila a sinistra e il grafico forza-spostamento relativo alla prima spalla del ponte a destra.



Fonte: Elaborazione propria.

Modello 1: Appoggio in FlatSlider

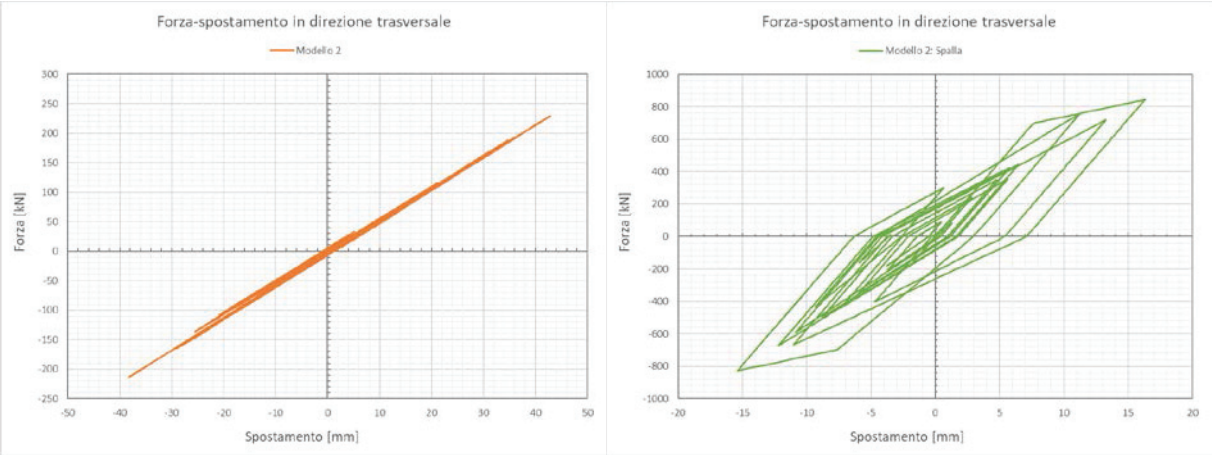
Figura 11 - Grafico forza-spostamento relative all'appoggio centrale della prima campata posto sulla prima pila.



Fonte: Elaborazione propria.

Modello 2: Appoggio in FlatSlider

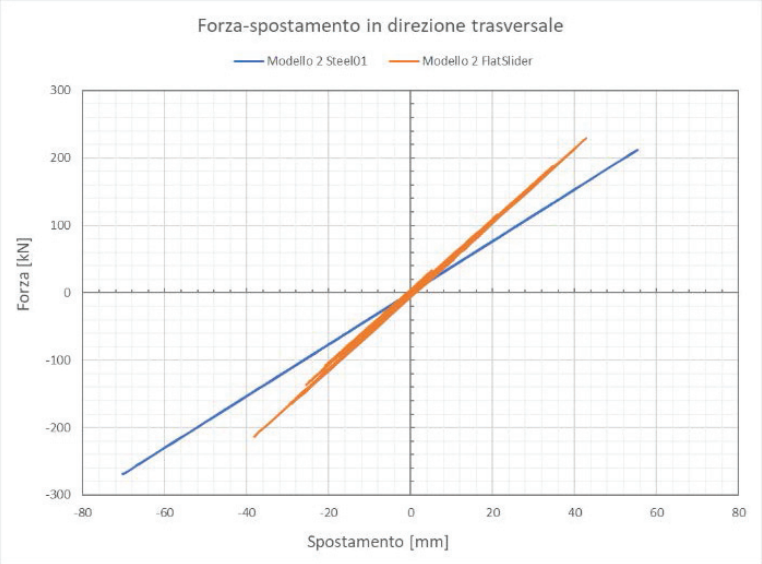
Figura 12 – Grafico forza-spostamento relative all'appoggio centrale della prima campata posto sulla prima pila a sinistra e il grafico forza-spostamento relativo alla prima spalla del ponte a destra.

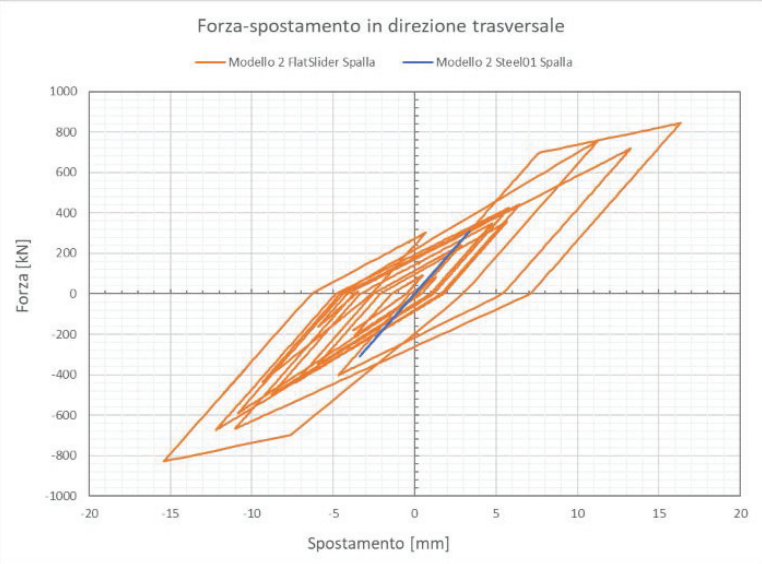


Fonte: Elaborazione propria.

Confronto modelli completi

Figura 13 – Grafico forza-spostamento relative all'appoggio centrale della prima campata posto sulla prima pila a sinistra e il grafico forza-spostamento relativo alla prima spalla del ponte a destra.



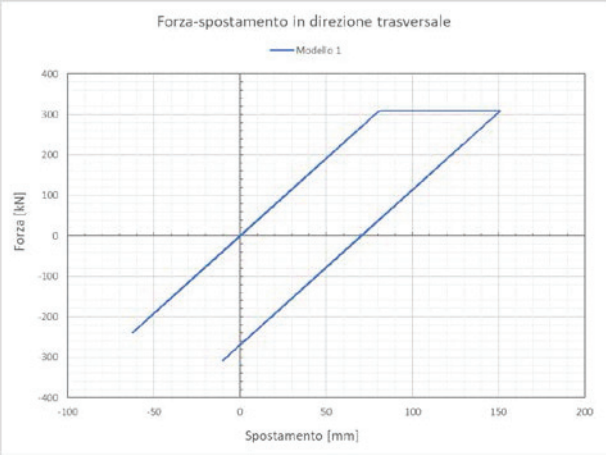


Fonte: Elaborazione propria.

Analisi dinamica: Accelerogramma Irpinia

Modello 1: Appoggio in Steel01

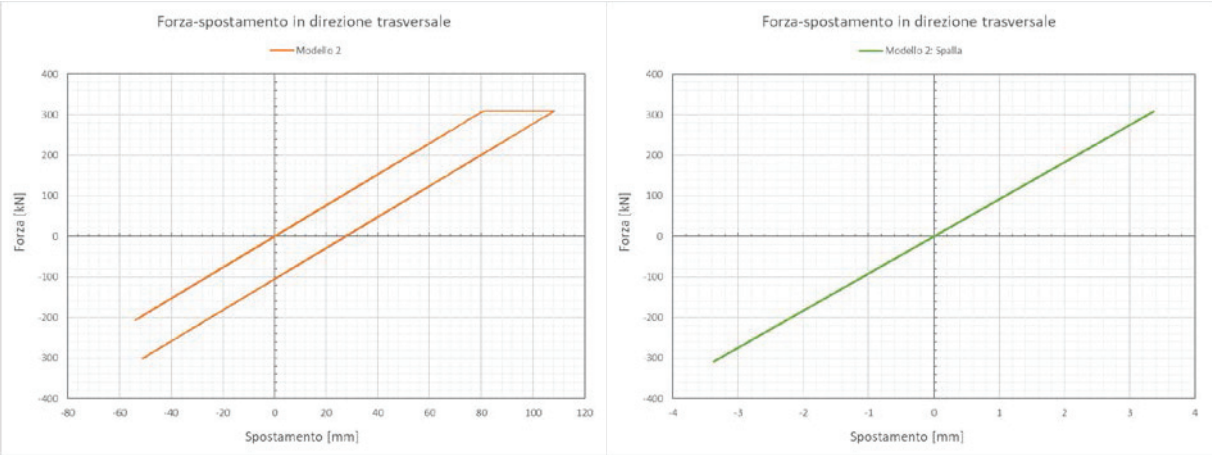
Figura 14 - Grafico forza-spostamento relative all'appoggio centrale della prima campata posto sulla prima pila.



Fonte: Elaborazione propria.

Modello 2: Appoggio in Steel01

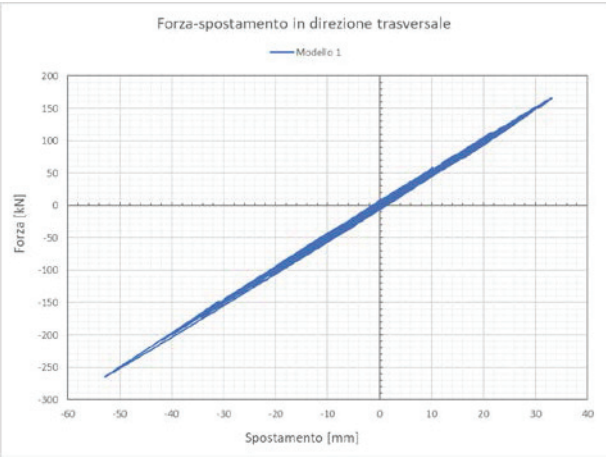
Figura 15 – Grafico forza-spostamento relative all'appoggio centrale della prima campata posto sulla prima pila a sinistra e il grafico forza-spostamento relativo alla prima spalla del ponte a destra.



Fonte: Elaborazione propria.

Modello 1: Appoggio in FlatSlider

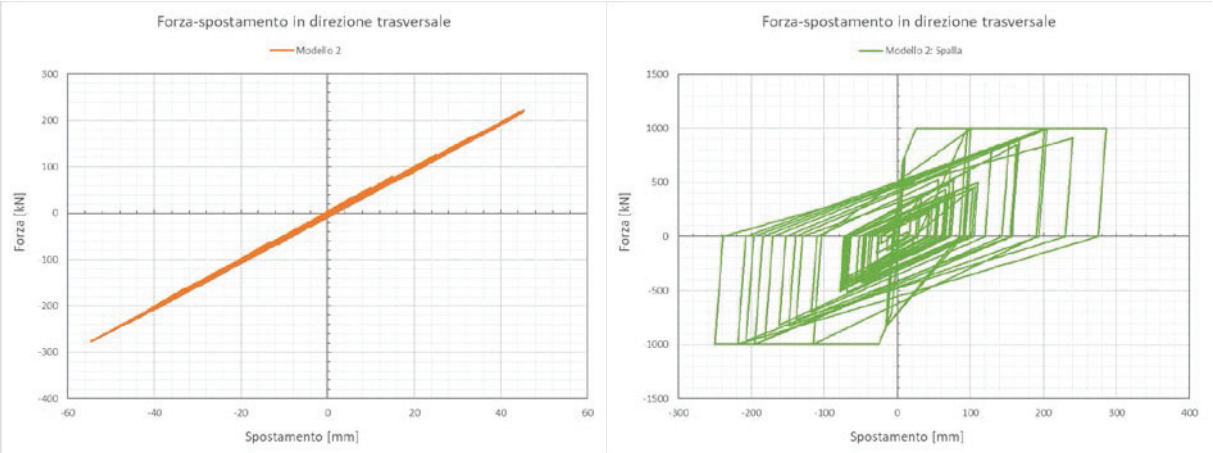
Figura 16 - Grafico forza-spostamento relative all'appoggio centrale della prima campata posto sulla prima pila.



Fonte: Elaborazione propria.

Modello 2: Appoggio in FlatSlider

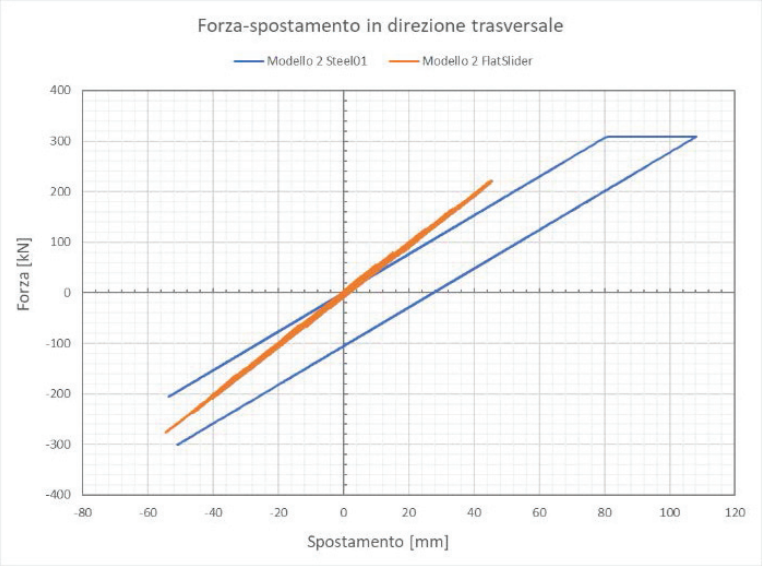
Figura 17 – Grafico forza-spostamento relative all'appoggio centrale della prima campata posto sulla prima pila a sinistra e il grafico forza-spostamento relativo alla prima spalla del ponte a destra.

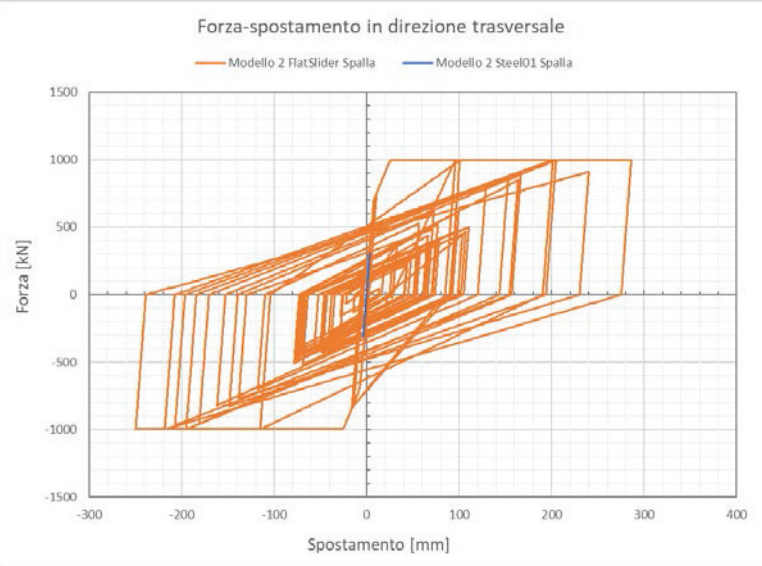


Fonte: Elaborazione propria.

Confronto modelli completi

Figura 18 – Grafico forza-spostamento relative all'appoggio centrale della prima campata posto sulla prima pila a sinistra e il grafico forza-spostamento relativo alla prima spalla del ponte a destra.



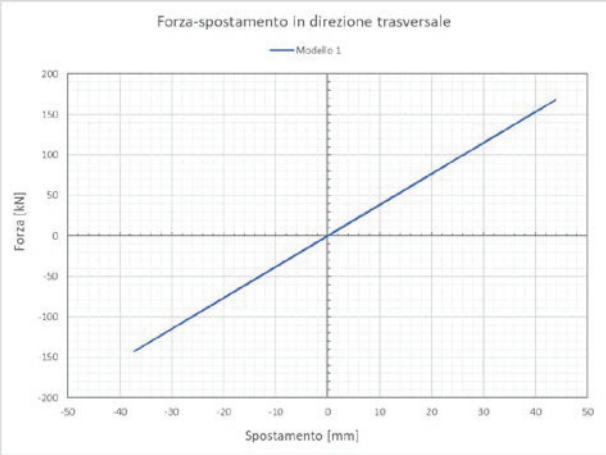


Fonte: Elaborazione propria.

Analisi dinamica: Accelerogramma Friuli

Modello 1: Appoggio in Steel01

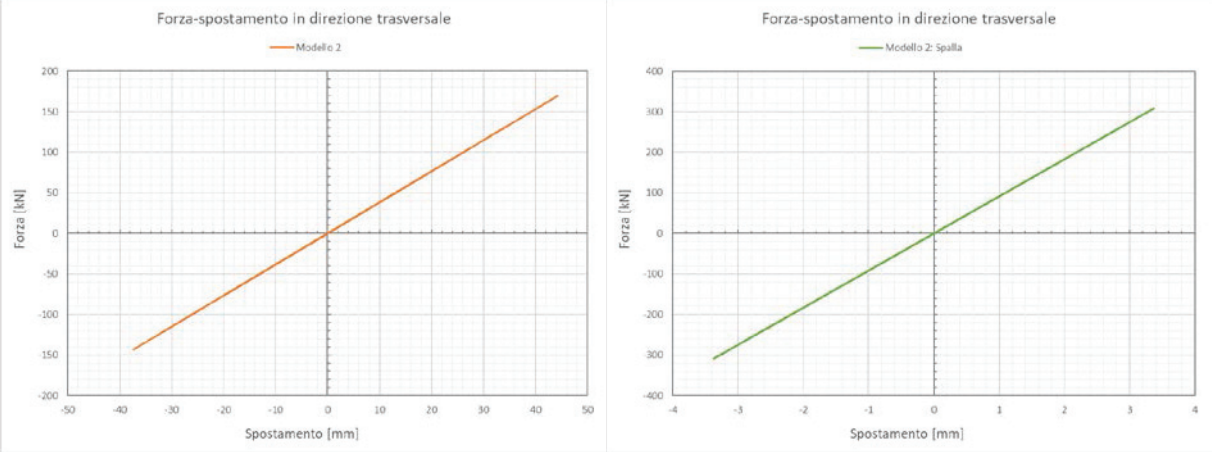
Figura 19 - Grafico forza-spostamento relative all'appoggio centrale della prima campata posto sulla prima pila.



Fonte: Elaborazione propria.

Modello 2: Appoggio in Steel01

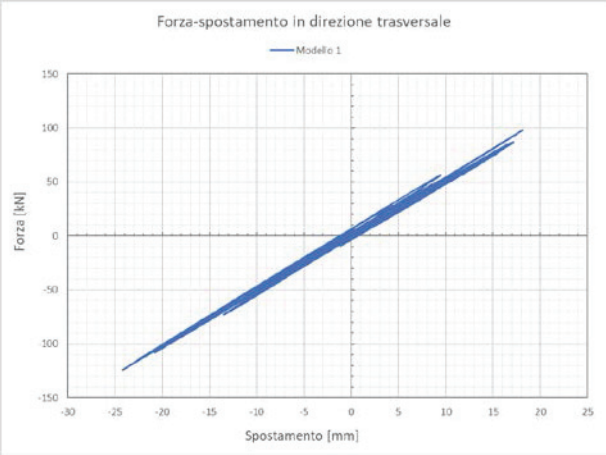
Figura 20 – Grafico forza-spostamento relative all'appoggio centrale della prima campata posto sulla prima pila a sinistra e il grafico forza-spostamento relativo alla prima spalla del ponte a destra.



Fonte: Elaborazione propria.

Modello 1: Appoggio in FlatSlider

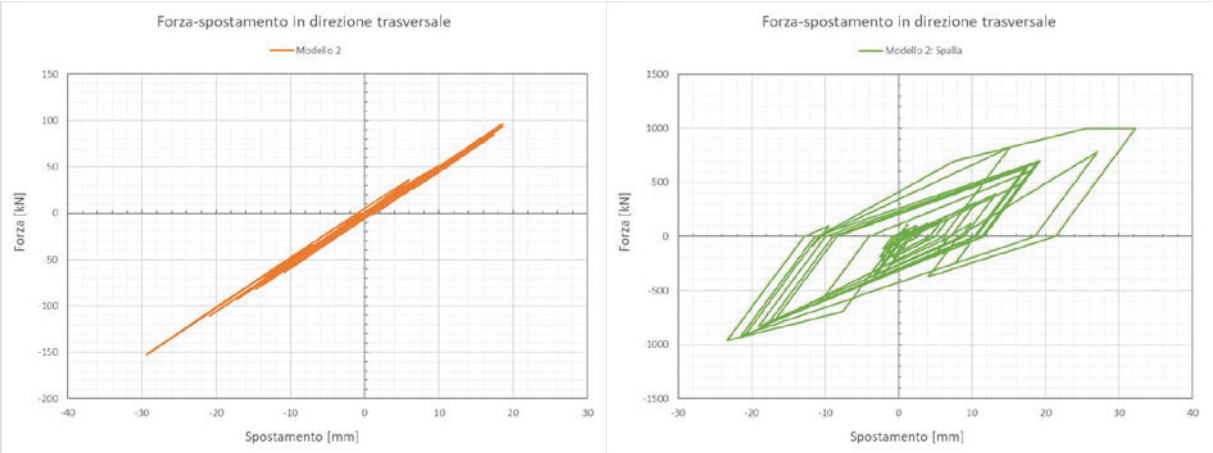
Figura 21 - Grafico forza-spostamento relative all'appoggio centrale della prima campata posto sulla prima pila.



Fonte: Elaborazione propria.

Modello 2: Appoggio in FlatSlider

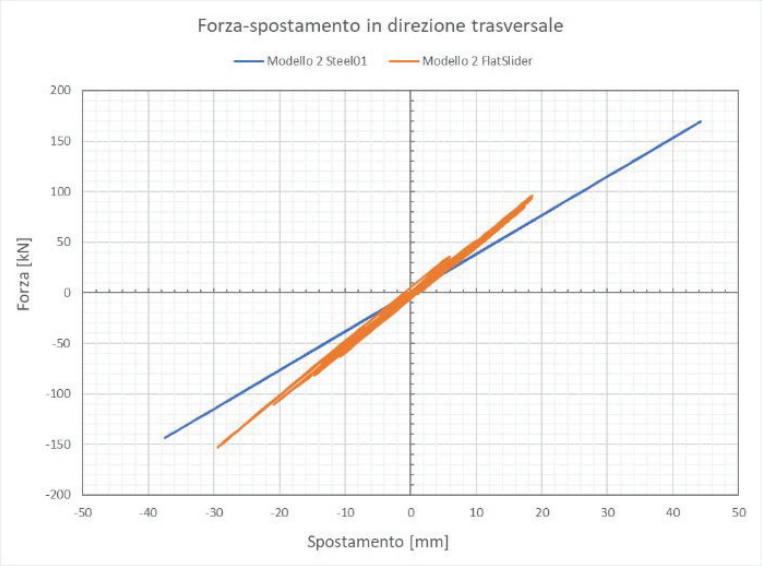
Figura 22 – Grafico forza-spostamento relative all'appoggio centrale della prima campata posto sulla prima pila a sinistra e il grafico forza-spostamento relativo alla prima spalla del ponte a destra.

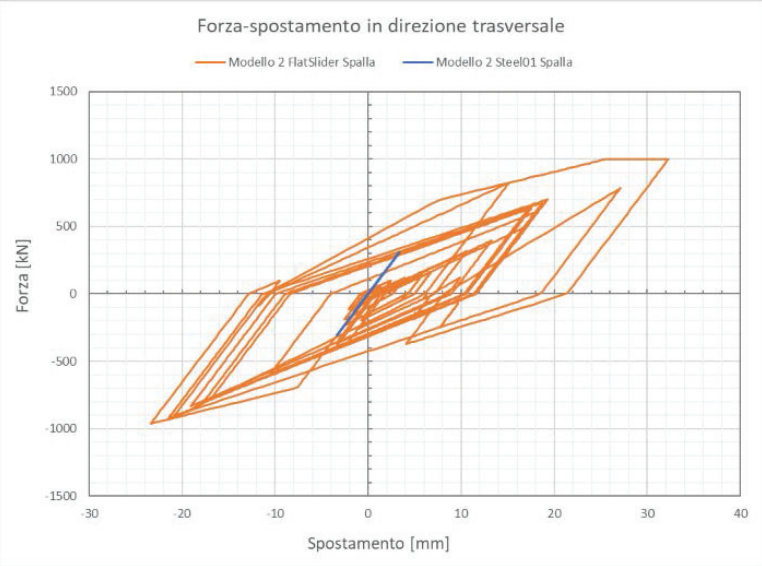


Fonte: Elaborazione propria.

Confronto modelli completi

Figura 23 – Grafico forza-spostamento relative all'appoggio centrale della prima campata posto sulla prima pila a sinistra e il grafico forza-spostamento relativo alla prima spalla del ponte a destra.





Fonte: Elaborazione propria.

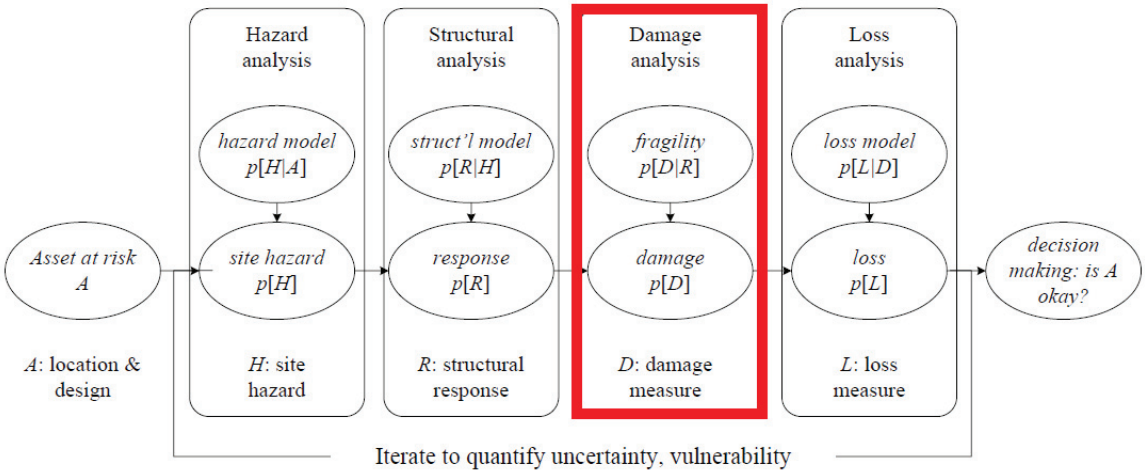
5. Analisi e curve di fragilità

5.1 Metodologia delle analisi

La metodologia di analisi utilizzata per valutare la vulnerabilità sismica dei ponti si basa su un approccio ingegneristico probabilistico sviluppato dal centro di ricerca americano PEER (*Pacific Earthquake Engineering Research*). L'obbiettivo del PEER è quello di definire e divulgare un consolidato metodo di progettazioni sismica di edifici e opere strutturali basato sull'efficienza prestazionale degli elementi strutturali. In questo modo è possibile far convergere all'interno della progettazione sismica le esigenze economiche e il livello di sicurezza ricercato.

Il metodo ingegneristico proposto per la stima dei danni attesi e quindi per il calcolo della vulnerabilità è:

Figura 1 – Diagramma di flusso che rappresenta il metodo analitico per stimare la vulnerabilità di un'opera.



Fonte: Porter (2020).

Di seguito viene riportata la descrizione *step by step* del metodo analitico:

1. Nella prima fase chiamata *Hazard analysis* si effettua un'analisi di pericolosità sismica nel quale vengono determinate le probabilità di accadimento dei vari livelli di eccitazione ambientale. In questa fase è necessaria una descrizione dell'ubicazione dell'opera per ricavare la pericolosità sismica locale del sito.

2. In questa fase chiamata *Structural analysis* va definita l'opera in ogni suo dettaglio sia strutturale che architettonico facendo un inventario degli elementi danneggiabili e del numero di persone presenti nell'opera.
3. A questo punto è possibile eseguire un'analisi strutturale dove vengono calcolate le forze e deformazioni degli elementi individuati relative ad ogni singolo livello di eccitazione ambientale considerato.
4. Le risposte ottenute dalle analisi strutturali vengono in questa fase rielaborate e vengono costruite le curve di fragilità di ogni elemento di vulnerabilità individuato nell'opera. In questa fase vengono stimati i danni probabilistici di ogni elemento danneggiabile relativo ad ogni singolo livello di eccitazione ambientale utilizzato.
5. Conoscendo la funzione probabilistica di danno è possibile eseguire un'analisi delle perdite effettuando una stima dei costi e dei tempi di riparazioni dei danni che l'opera può subire.

Funzione di fragilità

La funzione di fragilità è un'espressione matematica che mette in relazione la probabilità che qualcosa di indesiderato accada, come ad esempio il raggiungimento di un determinato stato limite o il raggiungimento della rottura di un elemento, con una misurazione dell'evento esterno, come ad esempio l'accelerazione, la deformazione, la forza di un evento estremo. Nello specifico la curva di fragilità rappresenta la funzione di distribuzione cumulativa della capacità di un parametro di resistere ad un determinato stato limite. La capacità misura l'entità dell'eccitazione esterna che causa il superamento dello stato limite nel campione.

La trattazione più rigorosa della funzione di fragilità così come viene riportata da Porter (2020) utilizza la seguente formulazione:

$$F_d(x) = P[D \geq d|X = x] = \Phi\left(\frac{ln(x/\theta_d)}{\beta_d}\right) \quad (1)$$

Con $d \in \{1,2, \dots N_D\}$ e dove:

$P[A|B]$: probabilità condizionata che un evento A si verifichi sapendo che B si è già verificato

D: variabile aleatoria dello stato di danno di un particolare componente. Può assumere valori in $\{0,1,\dots n_D\}$ dove $D = 0$ indica lo stato di danno nullo, $D = 1$ indica il primo stato di danno e così via fino al collasso

d: particolare valore di danno D

X: variabile aleatoria dell'eccitazione esterna del sistema come l'accelerazione di picco al suolo in caso di eventi sismici

x: particolare livello di eccitazione esterna

$F_d(x)$: funzione di fragilità per lo stato di danno d valutata con un livello di eccitazione x

$\Phi(s)$: funzione di distribuzione cumulativa della variabile casuale normalizzata o Gaussiana valutata in s (distribuzione normale)

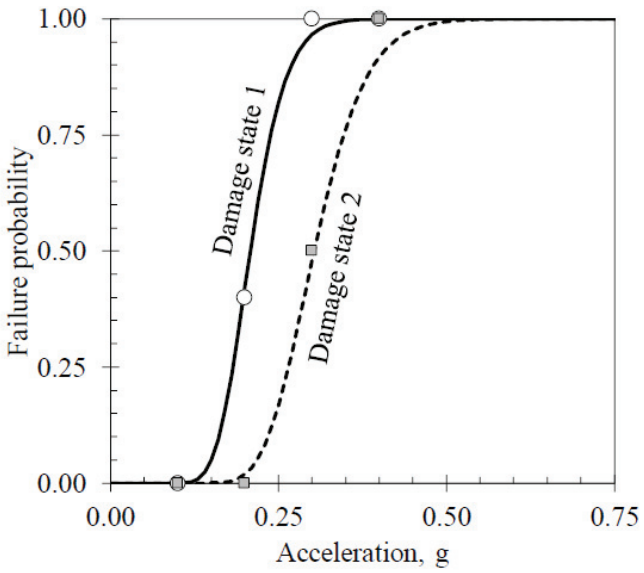
$\ln(s)$: logaritmo naturale di s

θ_d: capacità media del campione di resistere allo stato di danno d misurata nella stessa unità di misura dell'eccitazione esterna X

β_d: deviazione standard del logaritmo naturale della capacità del campione di resistere allo stato di danno d

La rappresentazione grafica di due curve di fragilità relative a due stati di danno differenti è riportata qui sotto (Fig. 2):

Figura 2 – Esempio di curve di fragilità per due stati limite di danno.



Fonte: Porter (2020).

In ambito ingegneristico la formulazione generale (1) viene riscritta in:

$$P[D \geq ds_i|IM] = \Phi\left(\frac{1}{\beta_{tot}} \ln \frac{IM}{IM_{mi}}\right) \quad (2)$$

Con

$P[D \geq ds_i|IM]$: probabilità di raggiungere o superare un determinato stato di danno ds_i per un dato livello di eccitazione sismica ambientale definita dalla misurazione di intensità IM

IM: misurazione dell'intensità di eccitazione sismica determinata su base probabilistica. Le varie terminologie per riferirsi all'eccitazione del terreno sono: DP secondo la terminologia FEMA P-58 e EDP secondo la terminologia del centro di ricerca americano PEER

IM_{mi}: mediana della misura di intensità sismica che causa lo stato di danno i-esimo

β_{tot}: deviazione standard totale che comprende tutte le incertezze aleatorie ed epistemiche all'interno della curva di fragilità

Per costruire le curve di fragilità esistono tre metodi e variano a seconda dei dati a disposizione:

- **Metodo empirico**: la curva di fragilità empirica viene realizzata utilizzando la tecnica del *fitting* su dati osservati in laboratorio o sul campo. Il metodo empirico più diffuso per il calcolo della curva di fragilità prende il nome di HAZUS ed è impiegato nell'ingegneria sismica dal 1982 (Kustu et al.). HAZUS è una procedura americana che successivamente è stata ripresa e riformulata in Europa e prende il nome di Risk-UE. Il metodo empirico consente di individuare la funzione di fragilità senza l'onere computazionale di lanciare numerose analisi su un modello agli elementi finiti che deve rispecchiare nel modo più fedele possibile il campione (struttura) in esame. L'affidabilità di tale procedura dipende però direttamente dalla quantità e qualità dei dati raccolti. In Italia non esistendo un database ricco di dati questo metodo risulta poco attendibile.
- **Metodo analitico**: la curva di fragilità è ottenuta realizzando un modello agli elementi finiti di un campione (struttura), rappresentativo di una tipologia più vasta di campione (strutture), con il quale vengono eseguite numerose e onerose analisi statiche o dinamiche. Una volta ottenuta una quantità di dati sufficientemente ampia, la curva di fragilità può essere costruita.
- **Metodo basato sul giudizio di esperti**: in questo caso la curva di fragilità viene costruita sulla base di opinioni di un selezionato gruppo di esperti di quel particolare campione studiato.

Analisi non lineari

Le analisi che sono state eseguite sulla struttura sono:

- Analisi statica non lineare (*Pushover*): questa analisi consiste nell'applicare i carichi verticali alla struttura e per ogni singola direzione dell'azione sismica considerata vengono applicati dei sistemi di forze orizzontali distribuite in maniera proporzionale alle forze di inerzia e aventi come risultate totale il taglio alla base V_b. Queste forze vengono scalate in modo tale da ottenere un progressivo aumento dello spostamento orizzontale sia positivo che negativo di un punto di controllo detto d_c coincidente con il centro di massa dell'ultimo livello della struttura. Una volta ottenuta la risposta della struttura questa viene riportata in un diagramma taglio – spostamento che rappresenta la capacità di resistenza. Questa capacità deve essere confrontata con la domanda imposta dall'azione di progetto e la verifica viene condotta in termini di spostamento.

- Analisi dinamica non lineare: questa analisi consente di ottenere la risposta strutturale all'eccitazione sismica utilizzata. I risultati sono ottenuti mediante integrazione dell'equazioni del moto e utilizzando modelli non lineari per definire gli elementi strutturali è possibile verificarne l'integrità. Per eseguire questo tipo di analisi è necessario utilizzare un input sismico come un accelerogramma che ci restituisce la variazione delle accelerazioni del suolo nel dominio del tempo.

L'utilizzo degli accelerogrammi deve rispettare le prescrizioni dell'OPCM 3431:

3.2.7 Impiego di accelerogrammi

Gli accelerogrammi dovranno avere uno spettro di risposta coerente con lo spettro di risposta elastico. La durata degli accelerogrammi dovrà essere stabilita sulla base della magnitudo e degli altri parametri fisici che determinano la scelta del valore di ag e S. In assenza di studi specifici la durata della parte pseudo – stazionaria degli accelerogrammi sarà almeno pari a 10 s. Il numero di accelerogrammi o, per analisi spaziali, di gruppi di accelerogrammi deve essere almeno pari a 3. La coerenza con lo spettro elastico è da verificare in base alla media delle ordinate spettrali ottenute con i diversi accelerogrammi per un coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ del 5%.

4.5.5 -Analisi dinamica non lineare

Nel caso in cui si utilizzino almeno 7 diversi gruppi di accelerogrammi gli effetti sulla struttura (sollecitazioni, deformazioni, spostamenti, etc.) potranno essere rappresentati dalle medie dei valori massimi ottenuti dalle analisi, nel caso di un numero inferiore di gruppi di accelerogrammi si farà riferimento ai valori più sfavorevoli.

Per il nostro caso studio, è stata adottata la metodologia di analisi MSA (*Multiple-stripe Analysis*) che consente di formulare una valutazione sismica per diversi livelli di prestazioni basandosi sulla probabilità. La tecnica di analisi utilizzata permette di valutare le prestazioni dell'opera per una vasta gamma di intensità di eccitazione sismica (IM) e per diversi stati di danno.

Misure di intensità (IM)

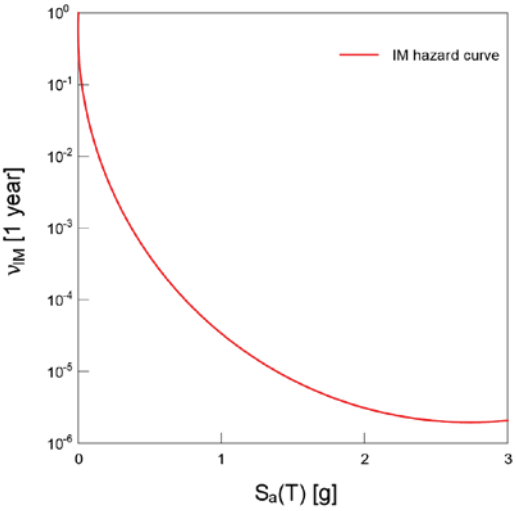
Esistono diverse misure dell'eccitazione sismica che sono comunemente utilizzante in ambito ingegneristico e le più utilizzate sono:

- *Peak ground acceleration* (**PGA**): rappresenta il valore massimo di accelerazione che subisce un particolare punto del terreno durante l'intero evento sismico. Il valore di PGA può essere riferito anche alla radice quadrata del prodotto dei massimi valori di PGA delle due direzioni ortogonali o alla massima accelerazione spettrale riferita ad un sistema con un singolo grado di libertà e con periodo proprio di vibrare prossimo allo zero.
- *Peak ground velocity* (**PGV**): come la PGA, ma il valore di riferimento considerato del particolare punto del terreno è la velocità e non l'accelerazione.
- *Peak ground displacement* (**PGD**): come la PGA, ma il valore di riferimento del particolare punto del terreno considerato è lo spostamento. Questo parametro rappresenta la deformazione plastica permanete del terreno ed è molto utilizzato in ambito geotecnico.
- *Spectral acceleration response* ($\boldsymbol{S_a(T,z)}$): il valore di accelerazione considerato viene riferito alla risposta in accelerazione spettrale di un sistema elastico smorzato ed è riferito ad un particolare periodo di oscillazione.
- Intensità dello spettro in accelerazione (**ASI**)
- Intensità spettrale (**SI**)
- Periodo di ritorno ($\boldsymbol{T_R}$)

La misura quantitativa più utilizzata per ottenere una IM ottimale è l'efficienza, ovvero la variabilità di un parametro di domanda di ingegneria (EDP) per una determinata IM. La scelta della IM va messa in relazione al problema che si vuole studiare e deve essere compatibile con l'EDP considerato. Il concetto di IM è strettamente legato alla definizione di *Hazard* o pericolosità sismica che rappresenta la relazione tra il livello di eccitazione sismica determinata utilizzando una IM e la probabilità di accadimento della stessa in un particolare sito specifico.

La probabilità viene espressa comunemente con la probabilità di superamento e una rappresentazione della curva di pericolosità o *hazard curve* è (Fig. 3):

Figura 3 – Esempio di curva di pericolosità sismica.



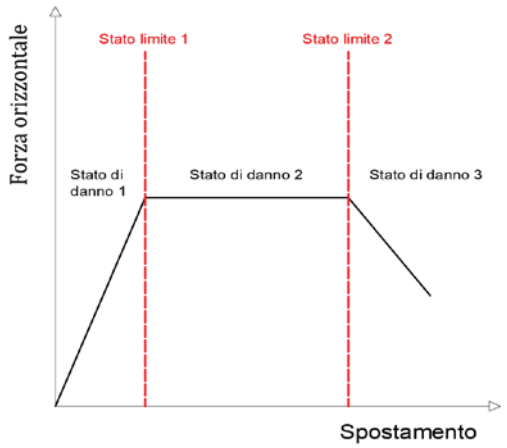
Fonte: Elaborazione propria.

La curva di pericolosità ci mostra come a piccoli valori di IM ($\boldsymbol{S_a(T)}$) corrisponde una maggiore probabilità di superamento di quel valore e a valori maggiori di IM è associata una probabilità di superamento minore.

Livelli di prestazione

Per valutare le prestazioni di un ponte vanno definite le soglie di danno chiamate stati limite. Uno stato limite identifica il passaggio da uno stato di danno ad un altro e ci consente di quantificare il danno. Di seguito viene riportato a titolo di esempio una raffigurazione di 3 stati di danno che vengono definiti attraverso due stati limite (Fig. 4).

Figura 4 – Schema degli stati limite e degli stati di danno.



Fonte: Elaborazione propria.

Gli stati limite individuati sono i tre stati limite riportati nella normativa tecnica nazionale NTC18 e sono:

- **Stato limite di danno (SLD)**: *a seguito del terremoto la costruzione nel suo complesso, includendo gli elementi strutturali, quelli non strutturali e le apparecchiature rilevanti alla sua funzione, subisce danni tali da non mettere a rischio gli utenti e da non compromettere significativamente la capacità di resistenza e di rigidezza nei confronti delle azioni verticali ed orizzontali, mantenendosi immediatamente utilizzabile pur nell'interruzione d'uso di parte delle apparecchiature.*

- **Stato limite di salvaguardia della vita (SLV):** *a seguito del terremoto la costruzione subisce rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e significativi danni dei componenti strutturali cui si associa una perdita significativa di rigidezza nei confronti delle azioni orizzontali; la costruzione conserva invece una parte della resistenza e rigidezza per azioni verticali e un margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni sismiche orizzontali.*

- **Stato limite di collasso (SLC):** *a seguito del terremoto la costruzione subisce gravi rotture e crolli dei componenti non strutturali ed impiantistici e danni molto gravi dei componenti strutturali; la costruzione conserva ancora un margine di sicurezza per azioni verticali ed un esiguo margine di sicurezza nei confronti del collasso per azioni orizzontali.*

I livelli prestazioni (**LP**) corrispondenti ad ogni stato di danneggiamento individuato vengono fissati per ogni elemento di vulnerabilità studiati. In questa tesi i livelli prestazionali utilizzati sono vengono riportati nella seguente tabella (Tab. 1).

Tabella 1 - Livelli prestazionali per la costruzione delle curve di fragilità degli elementi.

Livello Prestazionale	Barre di collegamento	Pile	Appoggi	Risposta passiva spalla	Risposta attiva spalla	Risposta trasversale spalla
(**LP**)	ε_{bar} [-]	u_p [m]	u_b [m]	$u_{AB\text{-}P}$ [m]	$u_{AB\text{-}A}$ [m]	$u_{AB\text{-}T}$ [m]
Snervamento/ Danno (d_V)	0.0046	0.02806	0.080	0.037	0.00975	0.00975
Salvaguardia della vita (d_{SL})	3/4 $\varepsilon_{bar,u}$	3/4 $u_{p,u}$	3/4 $u_{b,u}$	1.000	0.0072	0.0072
Collasso (d_u)	0.0400	0.10907	0.200	1.000	1.000	1.000

Fonte: Elaborazione propria.

I valori assunti per le barre di collegamento fanno riferimento al tipo e grado di acciaio adottato (barre DYWIDAG), mentre i limiti assunti per gli appoggi e le pile sono gli stessi che vengono suggeriti nelle norme tecniche nazionali (NTC-2018) e nei documenti tecnici di Autostrade per l'Italia S.p.A. (2019) per il calcolo della vulnerabilità sismica dei ponti. I livelli prestazionali per le pile in termini di spostamenti in testa sono ottenuti attraverso un'analisi preliminare momento-curvatura ricavata a partire dalle leggi costitutive dei materiali impiegati. Gli spostamenti limite considerati per la spalla sono invece stati ricavati dagli studi presenti in letteratura di Ramanathan (2012).

5.2 Curve di fragilità

Dopo aver eseguito le anali non lineare sul modello completo del ponte in cemento armato con catena cinematica sono stati rielaborati i risultati e sono state costruite le curve di fragilità per le barre di collegamento della catena cinematica, per gli appoggi e per le spalle. Di seguito vengono riportati i livelli prestazionali utilizzati per la costruzione delle curve di fragilità.

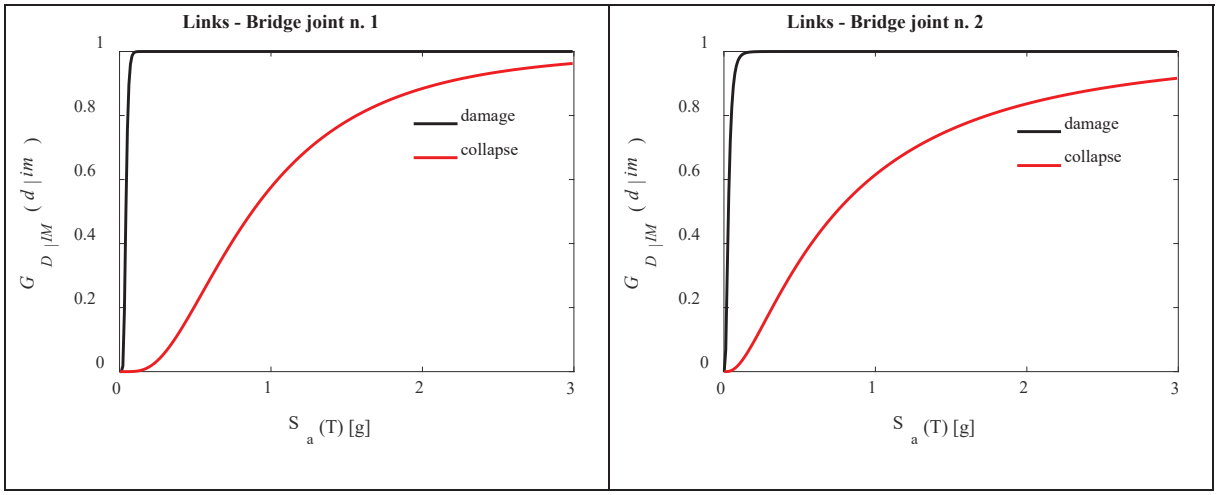
Tabella 2 - Livelli prestazionali utilizzati per la costruzione delle curve di fragilità degli elementi.

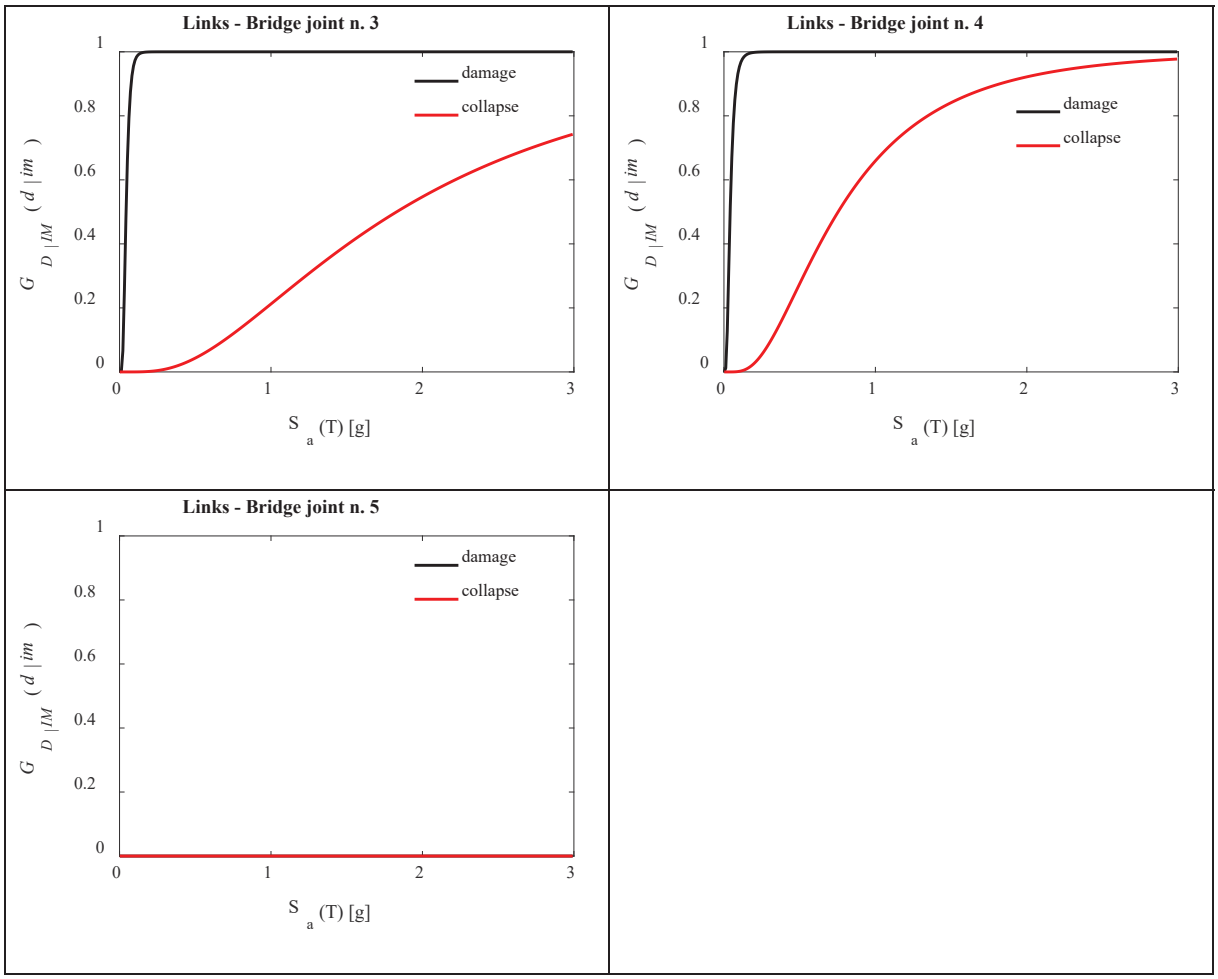
Livello Prestazionale	Barre di collegamento	Appoggi	Risposta passiva spalla	Risposta attiva spalla	Risposta trasversale spalla
(**LP**)	ε_{bar} [-]	u_b [m]	$u_{AB\text{-}P}$ [m]	$u_{AB\text{-}A}$ [m]	$u_{AB\text{-}T}$ [m]
Snervamento/ Danno (d_V)	0.0046	0.080	0.037	0.00975	0.00975
Collasso (d_u)	0.0400	0.200	1.000	1.000	1.000

Fonte: Elaborazione propria.

Barre di collegamento

Come è già stato detto in precedenza, le barre di collegamento sono poste tra due campate differenti in modo tale da cucire l'impalcato del ponte ed ottenere un sistema statico a travi continue. Il primo livello di danneggiamento delle barre è stato fatto coincidere con lo snervamento delle stesse che avviene ad una deformazione pari a 0.0046. La rottura delle barre è stata posta ad uno stato di deformazione pari a 0.0400. Le curve di fragilità relative alle barre di collegamento della catena cinematica vengono riportati qui sotto.

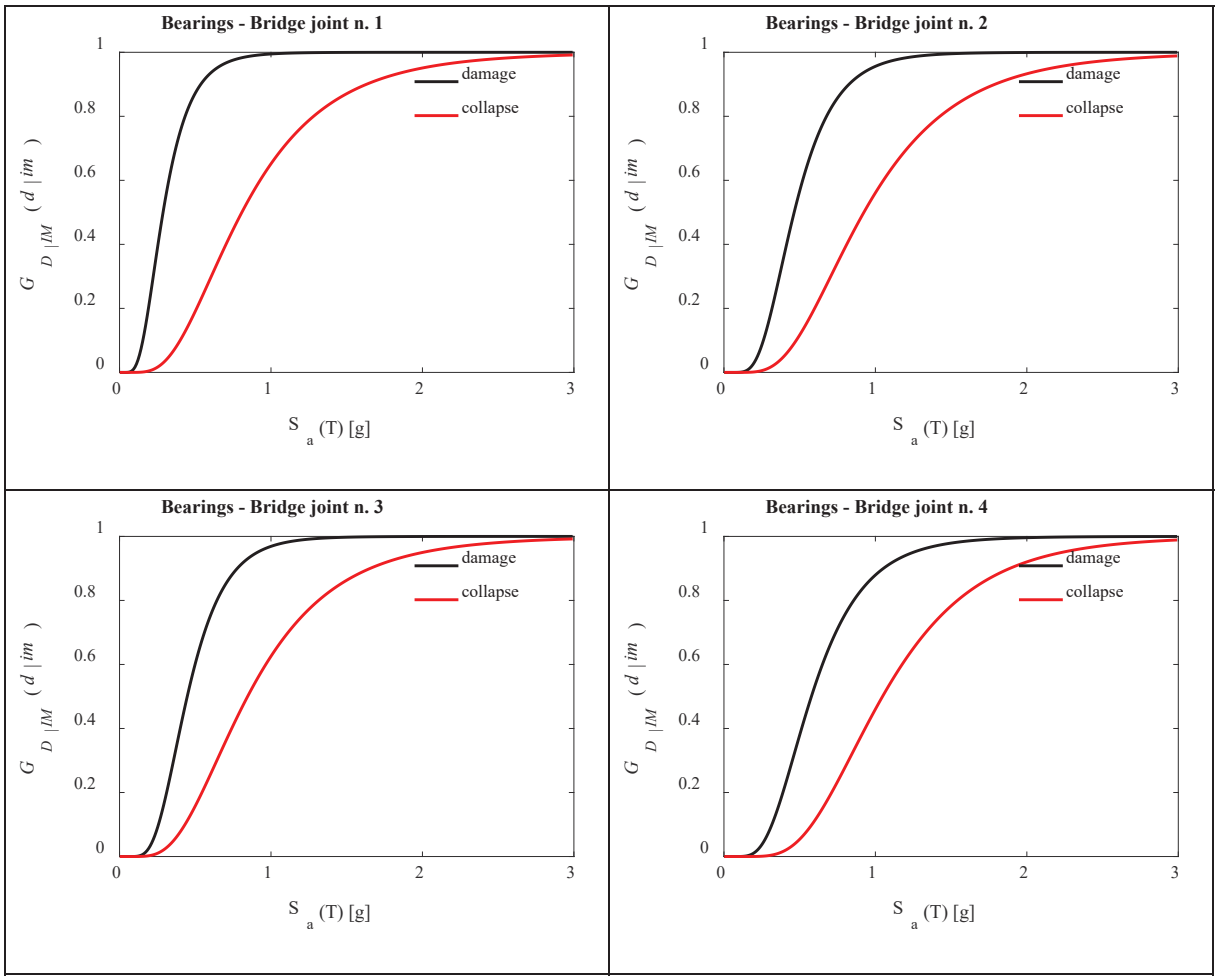


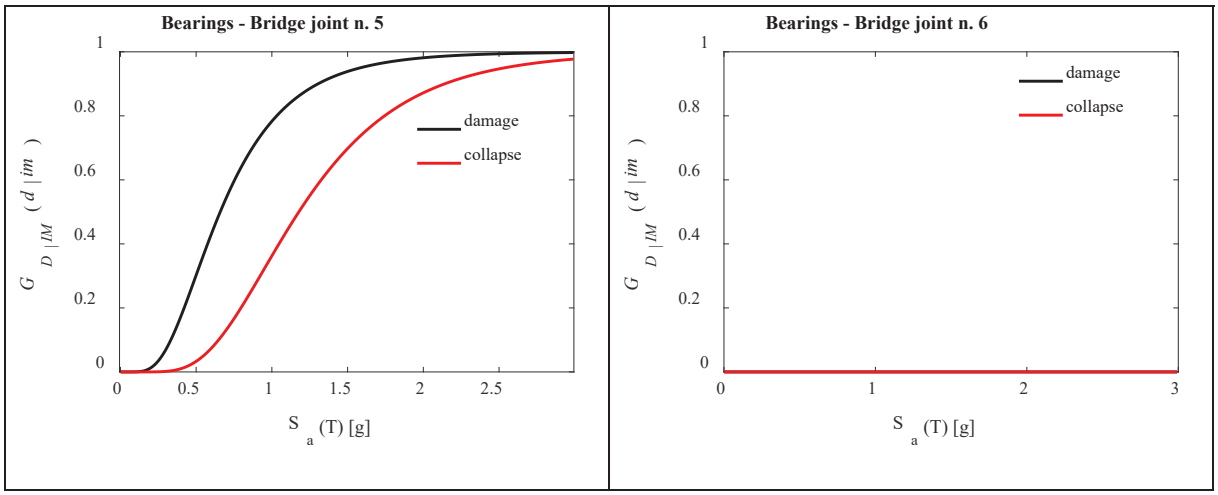


Come si può notare dalle curve di fragilità sopra riportate, la probabilità di accadimento del primo livello di danno ovvero lo snervamento diventa pari a 1 per valori molto bassi di accelerazione spettrale condizionata al primo modo di vibrare della struttura. Questo comporta che durante un sisma anche di bassa intensità ci si aspetta che le barre di collegamento della catena cinematica abbiano raggiunto lo stato di snervamento.

Appoggi

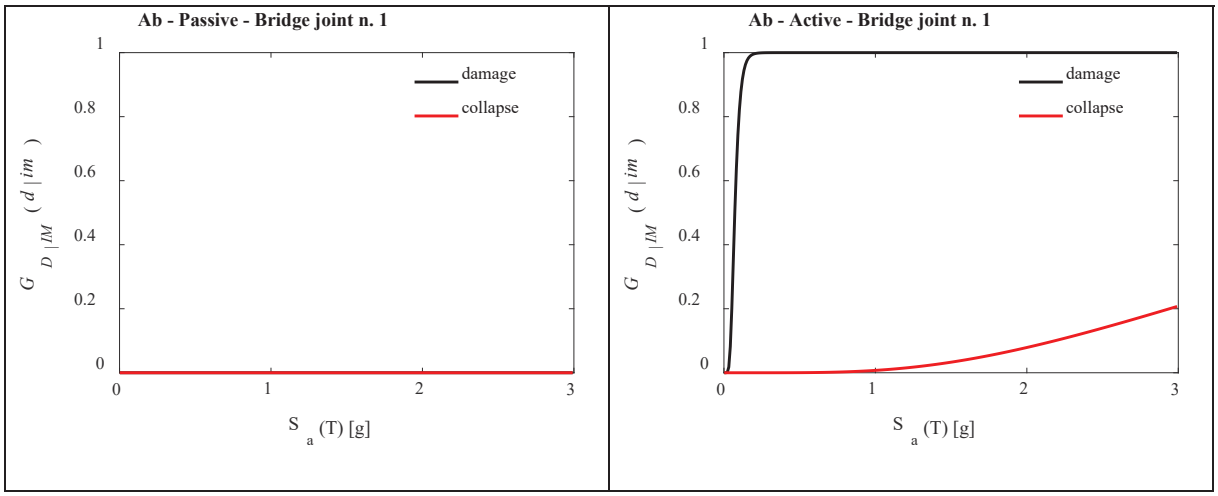
Per i dispositivi di appoggio in gomma armata utilizzati nei ponti a travata in cemento armato sono stati considerati due stati limite, uno di danno e l'altro di collasso. Per lo stato limite di danno è stato considerato il valore di spostamento subito pari a 0.08 m e per lo stato limite di collasso è stato considerato uno spostamento del dispositivo di appoggio pari a 0.200 m. Le curve di fragilità degli appoggi costruite a seguito della rielaborazione delle analisi vengono qui sotto riportate.

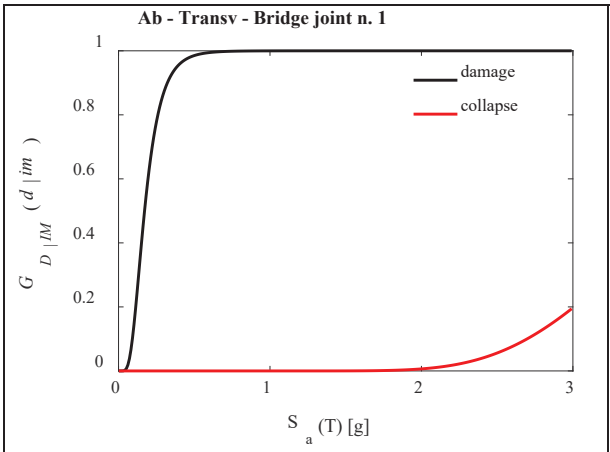




Spalla

Qui sotto vengono riportate le 3 curve di fragilità ricavate per la spalla che fanno riferimento a 3 meccanismi differenti. La prima rappresenta la sola risposta passiva della spalla nella direzione longitudinale, la seconda è relativa alla risposta attiva dei pali di fondazione nella direzione longitudinale e per ultimo la curva relativa ai pali di fondazione nella direzione trasversale. Per la risposta passiva della spalla del ponte lo spostamento relativo al limite di danno è stato fissato pari a 0.037 m e il collasso della struttura spalla è stato fissato a 1 m di spostamento della spalla. Per la risposta attiva e trasversale invece è stato considerato uno stato di danno ad uno spostamento pari a 0.00975 m e il collasso è rimasto pari a 1 m come nel caso della risposta passiva. Sono ora riportati le curve di fragilità costruite.





Da questi risultati si evince che la spalla non raggiunge mai lo stato di danno e collasso per risposta passiva longitudinale del terreno. Al contrario, per la risposta attiva e trasversale della struttura spalla-fondazioni, lo stato di danno viene raggiunto e superato anche con intensità sismiche (IM) relativamente basse. Lo stato limite di collasso sembra essere scongiurato per questa tipologia strutturale di ponti considerata.

Conclusioni

In questo lavoro sono state studiate le vulnerabilità della tipologia strutturale dei ponti a travata in cemento armato a catena cinematica fino ad arrivare alla costruzione delle curve di fragilità principali.

Nel primo capitolo sono state indagati i principali elementi di vulnerabilità dei ponti in cemento armato focalizzando l'attenzione soprattutto sugli elementi di appoggio e spalle.

Al fine di ottenere una modellazione corretta e raffinata degli elementi di vulnerabilità il lavoro è stato incentrato sulla modellazione agli elementi finiti utilizzando il software OpenSees.

Per primo si sono indagate le tipologie di appoggi in gomma armata, ricercando le caratteristiche geometriche e prestazionali all'interno delle vecchie prescrizioni in vigore. Il modello dell'appoggio realizzato fa riferimento alle caratteristiche geometriche del dispositivo NEOARM 350x450x52 della FIP. L'elemento OpenSees utilizzato per la modellazione dell'appoggio è il *Flat Slider Bearing* al quale è stata assegnata una legge attritiva variabile con la velocità, come è emerso dalle sperimentazioni in laboratorio condotte da Xiang e Li (2017).

Per la modellazione della spalla si è fatto riferimento alle norme tecniche Caltrans (2013) e alle sue linee guida per le analisi non lineari. Il comportamento della spalla è stato diviso in due contributi: il primo contributo è dato dalla risposta passiva del terreno in direzione longitudinale e il secondo è il contributo relativo alla presenza dei pali di fondazione della struttura. Per la modellazione della spalla è stato utilizzato il legame iperbolico non lineare proposto da Shamsabadi (2007) ed è stato assegnato al materiale OpenSees chiamato *HyperbolicGap Material*. Il contributo in rigidezza dei pali di fondazioni è stato ricavato come riportato nello studio di Choi (2002), dove sintetizza il legame costitutivo dei pali con un legame trilineare. Per realizzare questo tipo di legame costitutivo è stato adottato il materiale *Hysteretic Material*.

Inoltre, per modellare il fenomeno del martellamento dell'impalcato, noti gli studi presenti in letteratura di Muthukumar et al. ed è stato modellato utilizzando l'apposito materiale inserito in OpenSees chiamato *Impact Material*.

A questo punto, sono state inserite le modellazioni precedentemente ottenute all'interno del modello completo di un ponte a travata in cemento armato con catena cinematica e, utilizzando il metodo analitico della MSA (*Multiple-Stripe Analysis*) sono state eseguite le analisi non lineari.

Con i risultati ottenuti dalle analisi non lineari e, una volta fissati i livelli prestazionali, sono state costruite le curve di fragilità relative agli elementi: Barre di collegamento, appoggi e spalle.

Una volta ottenute le curve per i diversi elementi considerati è emerso che:

- La probabilità di raggiungimento o superamento dello stato limite di danno (snervamento) delle barre di collegamento che costituiscono la catena cinematica è molto alta anche per valori di IM (accelerazione spettrale condizionata al primo modo di vibrare della struttura) molto bassi. Il collasso di questi elementi strutturali sopraggiunge solo per valori molto alti di IM.
- La probabilità di raggiungimento o superamento dello stato limite di danno dei dispositivi di appoggio risulta essere alta anche per valori modesti di IM. Anche in questo caso, per raggiungere il collasso, sono necessari elevati valori di IM.
- Per quanto riguarda il sistema spalla-fondazione la probabilità di collasso è quasi del tutto scongiurata. È possibile notare invece che la probabilità di raggiungimento o superamento da parte della struttura di fondazione dello stato limite di danno sia alta anche per valori di IM medio-bassi.

Dai risultati delle curve di fragilità emerge che la modellazione di questi elementi strutturali non può essere trascurata per arrivare ad una corretta valutazione di vulnerabilità sismica di un ponte. Infatti, solo grazie all'utilizzo di tecniche raffinate di modellazione è stato possibile ottenere risultati di analisi idonei per la costruzione delle curve di fragilità.

Bibliografia

ANAS. (s.d.). Quaderni tecnici per la salvaguardia delle strutture: Vol. II. Direzione Rapporti Istituzionali e Relazioni Esterne Anas SpA. https://www.stradeanas.it/it/lazienda/attivit%C3%A0/documenti-tecnici

A. p. l. S.p.A., Manuale utente della procedura AVS per la valutazione della vulnerabilità e rischio sismico dei ponti e viadotti Autostradali

CALTRANS (2013). Seismic design criteria, California Department of Transportation, Sacramento, California. (s.d.).

Choi, E. (2002). Seismic Analysis and Retrofit of Mid-America Bridges [PhD Thesis]. Georgia Institute of Technology.

CNR 10018, 1987. (anno XXXIII). Apparecchi di appoggio per le costruzioni. Istruzioni per l'impiego. CNR - Bollettino ufficiale - Norme tecniche n. 190.

Filipov, E. T., Fahnestock, L. A., Steelman, J. S., Hajjar, J. F., LaFave, J. M., & Foutch, D. A. (2013). Evaluation of quasi-isolated seismic bridge behavior using nonlinear bearing models. Engineering Structures, 49, 168–181. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.10.011

Gauron, O., Saidou, A., Busson, A., Siqueira, G. H., & Paultre, P. (2018). Experimental determination of the lateral stability and shear failure limit states of bridge rubber bearings. Engineering Structures, 174, 39–48. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.07.039

Kelly, J. M. (1993). Earthquake-resistant design with rubber. Springer-Verlag.

Konstantinidis, D., Kelly, J. M., & Makris, N. (2008). Experimental investigation on the seismic response of bridge bearings (EERC 2008-02). College Of Engineering.

Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., Fenves, G. L., & et al. (2007). OpenSees Command Language Manual.

Muthukumar, S. (2003). A Contact Element Approach with Hysteresis Damping for the Analysis and Design of Pounding in Bridges. [PhD Thesis, Georgia Institute of Technology]. http://hdl.handle.net/1853/5286

Muthukumar, S., & DesRoches, R. (2006). A Hertz contact model with non-linear damping for pounding simulation. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 35(7), 811–828. https://doi.org/10.1002/eqe.557

Nielson, B. G. (2005). Analytical Fragility Curves for Highway Bridges in Moderate Seismic Zones [PhD Thesis, Georgia Institute of Technology]. http://hdl.handle.net/1853/7542

Petrangeli, M. (2012, aprile). La vulnerabilità sismica dei ponti a travata (Seconda parte). Le Strade, 76–81.

Porter, K. (2020). A Beginner's Guide to Fragility, Vulnerability, and Risk. https://www.sparisk.com/pubs/Porter-beginnersguide.pdf

Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., & Kowalsky, M. J. (2007). Displacement-based seismic design of structures. IUSS Press: Distributed by Fondazione EUCENTRE.

Shamsabadi Anoosh, Rollins Kyle M., & Kapuskar Mike. (2007). Nonlinear soil–abutment–bridge structure interaction for seismic performance-based design. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 133(6), 707–720. https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:6(707)

Song, S., Qian, C., Qian, Y., Bao, H., & Lin, P. (2019). Canonical correlation analysis of selecting optimal ground motion intensity measures for bridges. KSCE Journal of Civil Engineering, 23(7), 2958–2970. https://doi.org/10.1007/s12205-019-0929-x

Steelman, J. S., Fahnestock, L. A., LaFave, J. M., Hajjar, J. F., Filipov, E. T., & Foutch, D. A. (2011). Seismic response of bearings for quasi-isolated bridges—Testing and component modeling. Structures Congress 2011, 164–178. https://doi.org/10.1061/41171(401)16

Steelman, Joshua S., Fahnestock, L. A., Filipov, E. T., LaFave, J. M., Hajjar, J. F., & Foutch, D. A. (2013). Shear and friction response of nonseismic laminated elastomeric bridge bearings subject to seismic demands. Journal of Bridge Engineering, 18(7), 612–623. https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000406

Tortolini, P., Marcantonio, P. R., Petrangeli, M., & Lupoi, A. (2011, settembre). Criteri per la verifica e la sostituzione degli appoggi in neoprene di viadotti esistenti in zona sismica. XIV Congresso Anidis, XIV Congresso Anidis Bari.

Wu, G., Wang, K., Lu, G., & Zhang, P. (2018). An experimental investigation of unbonded laminated elastomeric bearings and the seismic evaluations of highway bridges with tested bearing components. Shock and Vibration, 2018, 1–18. https://doi.org/10.1155/2018/8439321

Xiang, N., & Li, J. (2017). Experimental and numerical study on seismic sliding mechanism of laminated-rubber bearings. Engineering Structures, 141, 159–174. https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.03.032