

UNIVERSITÀ POLITECNICA DELLE MARCHE



FACOLTÀ DI INGEGNERIA

Corso di Laurea Magistrale in Ingegneria Civile

D.I.C.E.A.

Dipartimento di Ingegneria Civile, Edile e Architettura

**ANALISI AVANZATE PER LA VALUTAZIONE DELLA
VULNERABILITÀ SISMICA E PER L'ADEGUAMENTO DI PONTI
ESISTENTI**

**ADVANCED ANALYSES FOR THE VULNERABILITY ASSESSMENT
AND SEISMIC RETROFIT OF EXISTING BRIDGES**

Relatore: Chiar.ma

Prof.ssa Laura Ragni

Candidato:

Davide Pierini

A.A. 2021/22

Indice

INTRODUZIONE.....	V
1 CONTESTO NORMATIVO.....	1
1.1 Vulnerabilità sismica	1
1.2 Vulnerabilità sismica dei ponti.....	6
1.2.1 Linee Guida dei ponti esistenti	7
1.3 Norme Tecniche delle costruzioni 2018	12
1.4 Valutazione della sicurezza sismica	14
1.5 Metodi di analisi.....	14
1.6 Metodo di verifica.....	15
2 CASO STUDIO	17
2.1 Ubicazione dell'opera e tipologia	17
2.2 Descrizione degli elementi strutturali	18
2.2.1 Impalcato	18
2.2.2 Pile	19
2.2.3 Spalle	21
2.2.4 Dispositivi di appoggio.....	21
2.2.5 Fondazioni	22
2.3 Inquadramento geomorfologico e idrogeologico.....	22
2.4 Materiali.....	22
2.4.1 Valori caratteristici	23
2.4.2 Valori di progetto.....	25
3 ANALISI MODALE E DINAMICA LINEARE	27
3.1 Modello agli elementi finiti.....	28
3.1.1 Modello 1.0.....	28
3.1.2 Modello 2.0.....	29
3.1.3 Modello 2.1.....	30

3.1.4	Modello 3.0.....	31
3.1.5	Modello 3.1.....	32
3.1.6	Modello 4.0.....	33
3.1.7	Modello corrente.....	34
3.2	Analisi modale.....	40
3.2.1	Risultati dell'analisi.....	41
3.3	Analisi dei carichi	42
3.4	Azione sismica.....	44
3.4.1	Sorgente di massa.....	44
3.4.2	Spettri di risposta	44
3.4.3	Combinazione delle azioni.....	46
3.4.4	Combinazioni di carico.....	47
3.5	Verifiche di sicurezza dei dispositivi di appoggio	48
3.5.1	Capacità	48
3.5.2	Domanda	51
3.5.3	Risultati allo Stato Limite di Collasso (SLC).....	51
3.5.4	Risultati allo Stato Limite di Danno (SLD).....	52
3.6	Verifiche di sicurezza delle pile.....	56
3.6.1	Verifiche del meccanismo duttile.....	56
3.6.2	Verifiche del meccanismo fragile	61
4	ANALISI DINAMICA NON LINEARE	65
4.1	Modello agli elementi finiti.....	65
4.1.1	Dispositivi di appoggio.....	65
4.1.2	Pile	68
4.1.3	Definizione dei modelli di analisi.....	70
4.2	Azione sismica.....	72
4.2.1	SIMQKE_GR	72
4.2.2	Modellazione dell'azione sismica.....	78

4.3	Definizione dello smorzamento.....	79
4.4	Verifiche dei dispositivi di appoggio	85
4.4.1	Confronto tra i metodi di analisi.....	88
4.5	Verifiche dei meccanismi duttili delle pile.....	104
4.5.1	Effetto dello smorzamento.....	106
4.5.2	Confronto tra i metodi di analisi.....	108
4.6	Verifica dei meccanismi fragili delle pile	110
5	ADEGUAMENTO SISMICO.....	117
5.1	Introduzione.....	117
5.2	Dispositivi di isolamento.....	119
5.2.1	Isolatori elastomerici	120
5.3	Caso studio: predimensionamento del sistema di isolamento	124
5.3.1	Interventi sulla struttura esistente.....	125
5.3.2	Analisi modale	126
5.4	Analisi dinamica lineare	127
5.4.1	Modellazione dell'azione sismica.....	127
5.4.2	Spostamenti dei dispositivi di appoggio.....	129
5.5	Analisi dinamica non lineare.....	131
5.5.1	Modellazione degli isolatori	131
5.5.2	Pile	136
5.5.3	Modellazione dell'azione sismica.....	137
5.5.4	Definizione dello smorzamento viscoso equivalente.....	137
5.6	Verifiche degli isolatori	138
5.6.1	Verifica della massima deformazione dovuta al sisma	141
5.6.2	Verifica del massimo carico ammissibile ("buckling").....	144
5.6.3	Verifica a trazione delle piastre d'acciaio.....	146
5.6.4	Verifica a trazione.....	148
5.6.5	Verifica della massima deformazione locale	149

5.7	Risultati delle pile.....	157
5.8	Variazione dei parametri dell'analisi	166
5.8.1	Effetto del sisma verticale	167
5.8.2	Effetto dello smorzamento.....	170
5.8.3	Effetto della rigidezza flessionale.....	178
6	CONCLUSIONI	184
7	BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA.....	190
Appendice A.	Campagna di indagine e Livello di Conoscenza	193
Appendice B.	Condizione di applicabilità dell'analisi dinamica lineare	196
Appendice C.	Risultati dell'analisi modale	197
Appendice D.	Valutazione dell'azione sismica	199
Appendice E.	Risultati delle verifiche dei dispositivi di appoggio.....	202
Appendice F.	Risultati delle verifiche del meccanismo duttile delle pile	212
Appendice G.	Risultati delle verifiche del meccanismo fragile delle pile.....	222
Appendice H.	Deformazioni delle fibre della struttura non isolata	235
Appendice I.	Deformazioni delle fibre della struttura isolata	240

INTRODUZIONE

Uno dei problemi più rilevanti ed attuali del nostro Paese è lo stato di precaria sicurezza in cui verte il patrimonio infrastrutturale arrivato oramai in gran parte in prossimità della sua “vita utile”, intesa come il periodo di tempo nel quale si prevede che l’opera, purché soggetta ai normali interventi di manutenzione, mantenga livelli prestazionali adeguati. L’esempio più emblematico delle conseguenze disastrose insite in tale problema è senza dubbio il crollo del viadotto sul Polcevera, avvenuto il 14 agosto 2018. Tale evento ha dato grande risonanza alla questione in quanto ha “acceso un faro” sulla reale condizione di degrado che continua a causare crolli nella quotidianità del traffico.

Gran parte delle opere del territorio risalgono infatti al periodo di ripresa e crescita economica che ha interessato il nostro Paese nei decenni successivi al secondo conflitto mondiale. La necessità di costruire vie per collegare la nazione ha garantito una grande espansione infrastrutturale: la maggior parte delle strutture vedono dunque l’ultimazione dei lavori con relativa messa in funzione intorno agli anni ’60 - ’70 ed oggi si avvicinano al termine della loro “vita utile”, che per un ponte ordinario si aggira intorno ai 50 anni.

Il problema della *vetustà* delle opere non è solo da ricondurre ad una questione di invecchiamento e degrado dei materiali, occorre infatti ricordare che le normative a supporto della progettazione e gli stessi metodi di calcolo sono cambiati nel corso del tempo, pertanto il grosso del costruito risulta tarato su domande di traffico diverse e spesso concepito in assenza di criteri antisismici e di quei dettagli mirati a garantire la durabilità e sostenibilità che contraddistinguono la progettazione odierna.

A ciò si aggiunge la conformazione geomorfologica della nostra penisola che rende la rete infrastrutturale particolarmente suscettibile dal punto di vista idrogeologico e sismico: il 16,6% del territorio nazionale (50.117 km²)¹ è mappato nelle classi a maggiore pericolosità da frana e alluvioni mentre il 44% circa (133.000 km²)² è in area ad elevato rischio sismico (classificato in zona 1-2).

Concentrando l’attenzione sulla questione sismica, l’Italia si sviluppa lungo una linea di frattura tra due placche pertanto non manca certo di terremoti ma è interessata prevalentemente da eventi di medio-piccola intensità. Se non siamo tra i Paesi con la più alta *pericolosità* sismica al mondo, siamo sicuramente uno di quelli con la maggiore *vulnerabilità*, per la notevole fragilità del patrimonio edilizio ed infrastrutturale ed

¹ Dissesto idrogeologico in Italia: pericolosità e indicatori di rischio. Edizione 2018. ISPRA, Rapporti 287/2018

² dato ricavato a partire dalla classificazione fatta dal Dipartimento della Protezione Civile nel marzo 2015

esposizione, per l'elevata densità abitativa e la presenza di un patrimonio storico, artistico e monumentale unico al mondo.

I dissesti strutturali e crolli che hanno interessato numerose strutture in tempi recenti rispecchiano perfettamente il complesso quadro di cause appena descritto. Le cause di tali crolli infatti vanno da problemi di natura strutturale, come nel caso del viadotto crollato a Fossano (CN) nell'aprile 2017 a errori in fase di esecuzione di lavori, come per il cavalcavia sull'A14 in provincia di Ancona (marzo 2017), oppure eventi ambientali, come nel caso del viadotto Hимера sull'Autostrada A19 (aprile 2015) o ancora eccessivi carichi verticali, come nel caso del cavalcavia Annone in provincia di Lecco (ottobre 2016).

Nonostante l'attenzione verso queste problematiche sia cresciuta nel corso del tempo, occorre comunque ricordare che la gestione e manutenzione delle opere rappresenta una tematica spesso trascurata anche ai giorni nostri. Lo stato dei ponti esistenti infatti non è conosciuto in maniera sufficientemente approfondita e si avverte la mancanza di procedure unificate e di un registro che attesti lo stato, la storia e le precedenti ispezioni ed attività svolte su ciascuna struttura. Questo perché i ponti sul nostro territorio sono molti e sono gestiti da un altrettanto vasto sistema di Enti amministrativi e Società private, quali Aiscat, ANAS, Rete Ferroviaria Italiana (R.F.I.), Province e Comuni, per citarne alcuni.

Al fine di dare una dimensione al problema, si stimano all'incirca 60.000 ponti e viadotti così gestiti [1]:

- l'Associazione Italiana Società Concessionarie Autostrade e Trafori (Aiscat) gestisce 1.626 opere tra ponti e viadotti (dato mancante di cavalcavia);
- la società Autostrade per l'Italia si occupa di circa 1.800 manufatti tra ponti, viadotti e cavalcavia;
- la società ANAS gestisce 14.644 opere tra ponti e viadotti;
- il gruppo R.F.I. detiene la gestione di circa 19.000 opere tra ponti, viadotti e sottovia;
- le Province italiane, escludendo le isole ed il Trentino Alto-Adige gestiscono non meno di 30.000 manufatti;
- circa 950 ponti non dispongono di una proprietà nota (alla data di febbraio 2019).

La situazione è resa ancora più eterogenea dal fatto che ciascuno di questi Enti ha sviluppato nel corso del tempo procedure autonome e indipendenti attraverso le quali determinare indicatori sintetici che siano rappresentativi dello stato di conservazione dell'opera per programmare le azioni di intervento.

Un passo importante verso una standardizzazione a livello nazionale è stato compiuto dal *Ministero delle Infrastrutture e della Mobilità Sostenibili (MIMS)* che il 6 maggio 2020 ha approvato *“Le Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti”* che si prefiggono di fornire uno strumento avanzato, univoco ed uniforme per tutti i gestori sul territorio nazionale. Contestualmente, sono stati stanziati diversi fondi per mettere in pratica fin da subito le operazioni previste dall’approccio multilivello proposto dalle suddette Linee Guida.

Ai problemi già citati si affiancano anche quelli di natura economica, si stima infatti che l’importo necessario per l’adeguamento e la messa in sicurezza del patrimonio esistente in Italia sia dell’ordine di 20 miliardi di euro [2], pertanto richiederebbe un impegno economico da parte dello Stato non indifferente a fronte di disponibilità quasi sempre limitate. A questo proposito è utile ricordare che i costi di manutenzione aumentano nel tempo a velocità crescente pertanto le risorse impiegate per il ripristino di queste strutture, guardando nel lungo periodo, non rappresentano un “costo” bensì un “investimento”.

È questo il quadro in cui si sviluppa il presente lavoro di tesi che è incentrato sulla valutazione della sicurezza di un viadotto con campate in c.a.p. (cemento armato precompresso) con travi in semplice appoggio. L’opera risale alla fine degli anni ’70 e ben rappresenta il modo di costruire tipico di quel periodo pertanto le criticità che emergono da questo studio si possono ritenere valide, verosimilmente, anche per la maggior parte delle opere realizzate in quegli anni. In particolare si individuano diversi elementi che possono essere causa di problematiche.

Lo schema statico di travi semplicemente appoggiate ad esempio necessita la realizzazione di giunti per mantenere la continuità del piano stradale tra due campate consecutive e questi si configurano come possibili cause di degrado. Con il passare del tempo infatti possono essere soggetti a danneggiamento permettendo infiltrazioni di acqua nelle strutture sottostanti ed accelerando fenomeni di ammaloramento del calcestruzzo o corrosione delle barre di armatura.

Un’altra problematica è rappresentata dall’utilizzo del calcestruzzo armato precompresso (tecnica innovativa per il tempo) ed in particolare la soluzione a cavi post-tesi che ha avuto notevole successo grazie alla possibilità di prefabbricazione. Questa permetteva di soddisfare l’elevata domanda di quegli anni e contestualmente di abbattere i costi, grazie all’economia della quantità di acciaio complessiva e della diminuzione del volume del calcestruzzo necessari. Al di là dei vantaggi però, questa tecnica porta con sé non poche problematiche, prima fra tutte l’iniezione delle guaine, operazione fondamentale per il

corretto funzionamento dei cavi e spesso eseguita senza la cura necessaria, in mancanza di malte adeguate o, nel peggiore dei casi, del tutto omessa.

In ultimo, meritano una citazione anche l'utilizzo diffuso di dispositivi in neoprene armato come appoggio "a secco" delle travi, che hanno rappresentato tra la fine degli anni '60 ed i primi anni '90 una soluzione economica ed efficace. La particolarità di questi appoggi è il fatto di non essere efficacemente ancorati né alle sottostrutture né alla sovrastruttura e, nella maggior parte dei casi, di essere sprovvisti di elementi di ritegno. La motivazione è da ricercarsi ancora una volta in una progettazione carente, pensata principalmente per i carichi verticali e che non tiene in considerazione in maniera adeguata l'azione sismica. La presenza di questi appoggi è spesso trascurata nella pratica, sottovalutandone gli effetti che invece possono essere determinanti per la risposta globale della struttura.

Nel dettaglio, la prima parte del presente lavoro di tesi è incentrata sulla valutazione della vulnerabilità sismica di pile e dispositivi di appoggio, ponendo particolare attenzione proprio ai metodi di modellazione e di analisi. In prima battuta è stata eseguita un'analisi dinamica lineare (che indaga il comportamento della struttura attraverso l'utilizzo di spettri di risposta elastici) ampiamente diffusa nella pratica professionale in virtù della sua semplicità e del suo carattere speditivo. Lo studio è poi proseguito con un'analisi dinamica non lineare, che prevede la definizione nel modello strutturale delle non linearità meccaniche: gli appoggi sono modellati attraverso link "*friction isolator*" mentre per le pile si adottano delle cerniere plastiche del tipo "*fiber hinges*". In tale analisi l'input sismico è rappresentato non più da uno spettro di risposta bensì da storie temporali di moto del terreno (accelerogrammi). Si tratta del metodo più elaborato di analisi e di conseguenza rappresentativo del reale comportamento della struttura, il che si traduce anche in un maggior onere computazionale.

Questa prima fase quindi non si limita ad indagare lo stato di salute del viadotto bensì vuole valutare l'effettiva precisione ed affidabilità dei risultati di un metodo semplificato rispetto ad uno ben più approfondito. La complessità dell'analisi non lineare risiede anche nell'elevato numero di parametri necessari per la definizione delle non linearità presenti pertanto è stata valutata anche l'influenza di alcuni di questi fattori, in particolare lo smorzamento viscoso equivalente della struttura.

Analizzate le vulnerabilità dell'opera si è passati, nella seconda parte, all'adeguamento sismico del viadotto nel rispetto della Normativa vigente attraverso l'inserimento di dispositivi di isolamento elastomerici. Come prima cosa si sono definiti gli obiettivi dell'intervento. Si è quindi fissato un periodo di isolamento target da raggiungere, sulla base

del quale sono calcolate le proprietà meccaniche e viene scelto il dispositivo. Gli isolatori sono modellati attraverso uno dei link più sofisticati messi a disposizione dal software SAP 2000 denominato "HDRI" e basato sul DHI Model. Si sono ripetute quindi le analisi per verificare l'effettivo miglioramento raggiunto ripercorrendo sostanzialmente lo schema seguito per lo studio della struttura nello stato di fatto. Si sono infatti eseguite, nell'ordine, un'analisi dinamica lineare, un'analisi dinamica non lineare ed infine si è valutata l'influenza di una serie di parametri quali la definizione dello smorzamento viscoso equivalente (ancora più importante per una struttura isolata), la presenza o meno della componente di accelerazione dovuta al sisma verticale ed infine la rigidità flessionale degli isolatori. Le analisi svolte hanno dimostrato la fattibilità e l'efficacia del sistema di isolamento progettato nella protezione del ponte dagli eventi sismici anche più estremi.

1 CONTESTO NORMATIVO

Il nostro Paese, a causa della sua particolare posizione geografica che lo vede svilupparsi lungo il margine di convergenza di due grandi placche, quella africana e quella euroasiatica, risulta particolarmente sensibile dal punto di vista sismico ed il suo territorio è stato interessato, nel corso della storia, da numerosi eventi catastrofici.

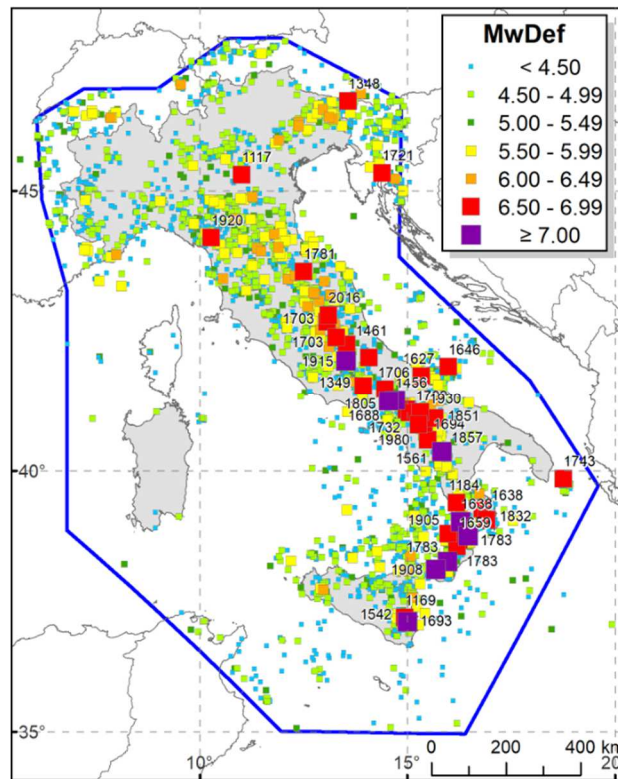


Fig. 1: Attività sismica in Italia dall'anno 1000 al 2020 [3]

Nonostante questa realtà, l'ingegneria sismica risulta essere una disciplina relativamente recente che si è diffusa nelle scuole e nell'ambito professionale da poche decine di anni.

Nel seguito si riporta un breve excursus storico sull'evoluzione della normativa sismica, al fine di comprendere meglio in quale contesto sono sorte la maggior parte delle costruzioni che compongono il patrimonio edilizio del nostro Paese.

1.1 Vulnerabilità sismica

L'azione dello Stato per ridurre gli effetti del terremoto si è concentrata sulla classificazione del territorio e sull'applicazione di speciali norme per le costruzioni nelle zone classificate sismiche. In passato la classificazione era basata esclusivamente sull'esperienza: un comune veniva

dichiarato “sismico” solo dopo essere stato interessato da un terremoto, senza adottare alcuna strategia di prevenzione.

Il sisma era considerato solo come una forza statica da applicare ad ogni piano calcolata come aliquota del peso della struttura, trascurando ogni aspetto dinamico, che sarà introdotto solo con la Legge 5 novembre 1971, n. 1086 “Norme per la disciplina delle opere in conglomerato cementizio, normale e precompresso ed a struttura metallica” e la Legge 2 febbraio 1974, n. 64 “Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche”.

L’ultima mappa di classificazione sismica nazionale risale al Decreto Ministeriale del 29 febbraio 1984 e resterà in vigore fino al 2003: il territorio era diviso in tre categorie sismiche a diversa severità e classificava complessivamente 2965 comuni italiani su di un totale di 8102, vale a dire il 45% della superficie del territorio nazionale, nel quale risiede il 40% della popolazione. [4]

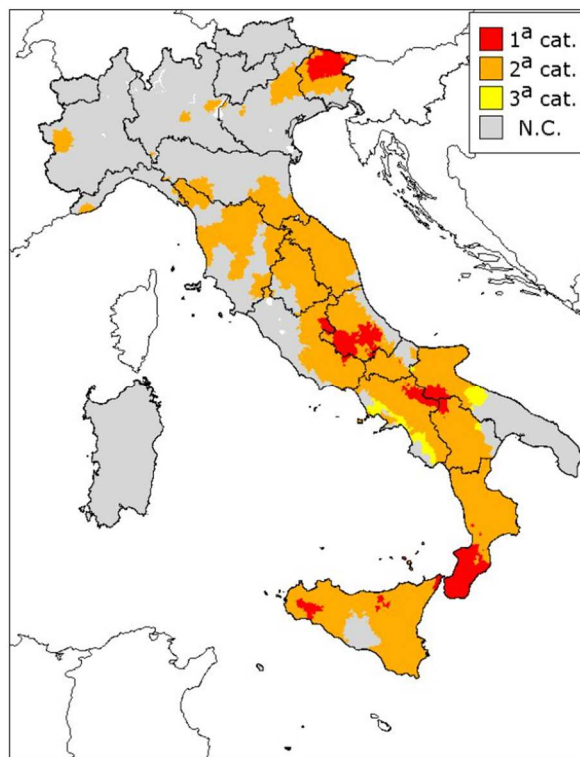


Fig. 2: Classificazione sismica dal 1984 [5]

La normativa attribuiva a ciascuna zona un parametro S che, in base ad una formula, forniva un coefficiente da moltiplicare per il peso della struttura; il valore così ottenuto veniva ripartito ad ogni piano dell’edificio e (se l’edificio era un telaio in cemento armato) ad ogni telaio, con metodi noti in letteratura. Il risultato era una forza da applicare ai nodi trave-pilastro.

Zona di I categoria	$S = 12$
---------------------	----------

Zona di II categoria	S = 9
Zona di III categoria	S = 6
Zona non classificata	-

Tab. 1: Valori del coefficiente amplificativo S in funzione della zona sismica [6]

Già negli anni precedenti, il Dipartimento della Protezione Civile aveva avviato alcuni provvedimenti per promuovere la conoscenza e la riduzione dei rischi; il tragico evento che ha determinato una forte accelerazione in tal senso è stato il crollo della scuola nel Comune di San Giuliano, a seguito dell'evento sismico del 2002 in Molise e Puglia.

Il 20 marzo 2003 è stata quindi pubblicata l'*Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri (OPCM) n. 3274*, sulla Gazzetta Ufficiale n.105 (8 maggio 2003), con la quale è stata emanata la nuova classificazione sismica nazionale, basata per la prima volta su studi ed elaborazioni relative alla pericolosità sismica, ossia sull'analisi della probabilità che il territorio venga interessato in un certo intervallo di tempo (generalmente 50 anni) da un evento che superi una determinata soglia di intensità o magnitudo.

Con il seguente provvedimento lo Stato ha delegato la classificazione del territorio alle Regioni, le quali hanno assegnato a ciascun comune una delle quattro zone nelle quali è stato riclassificato il territorio, ognuna con un determinato valore di accelerazione massima su roccia.

Zona 1	$a_g = 0,35g$	$a_g = 3,43 \text{ m/s}^2$
Zona 2	$a_g = 0,25g$	$a_g = 2,45 \text{ m/s}^2$
Zona 3	$a_g = 0,15g$	$a_g = 1,47 \text{ m/s}^2$
Zona 4	$a_g = 0,05g$	$a_g = 0,49 \text{ m/s}^2$

Tab. 2: Valori dell'accelerazione attesa al suolo per le 4 zone sismiche introdotte dall'OPCM n.3274

Rispetto alla precedente zonazione sparisce il territorio "non classificato" e viene introdotta la zona 4, nella quale è facoltà delle Regioni prescrivere l'obbligo della progettazione antisismica.

Data la particolare situazione del Paese, caratterizzata da un rilevante numero di opere costruite in zona a media o ad alta pericolosità senza criteri antisismici, è stata anche varata un'urgente azione di verifica sismica delle opere cosiddette "strategiche e rilevanti", da condurre in 5 anni a carico dei proprietari e gestori di queste opere, legittimata dalle successive OPCM 3362 e 3376 del 2004, che hanno disciplinato il finanziamento di tali verifiche, permettendo di avviare i lavori di miglioramento ed adeguamento sismico su centinaia di edifici ed opere infrastrutturali.

Il Decreto del Capo DPC n.3685 del 21/10/2003 [7] ha fornito agli Enti e amministrazioni interessate anche una serie di indicazioni tecniche da seguire per dare attuazione ai programmi di verifiche tecniche ai sensi dell'OPCM 3274/03 in modo da coniugare le esigenze di ottenere verifiche che fossero, contemporaneamente, tempestive, di semplice attuazione, di contenuto impatto finanziario ed in grado di restituire risultati significativi.

Le indicazioni tecniche, pertanto, individuano tre livelli di acquisizione di dati e di verifica, da utilizzare in funzione del livello di priorità e delle caratteristiche dell'edificio o dell'opera in esame.

- **L0)** censimento anagrafico, dimensioni generali delle opere, data di costruzione, dati di esposizione, ubicazione in relazione alla pericolosità, inventario e dati statistici di rischio;
- **L1)** opere ad alta priorità regolari, con fondazioni allo stesso livello, che non si trovino su categorie di suolo S1 o S2 e che non siano realizzati in prossimità di dirupi o creste o su corpi franosi;
- **L2)** altre opere ad alta priorità non regolari.

Il *“Livello 0”* prevede, quindi, unicamente l'acquisizione dei dati sommari dell'opera e ha un carattere di rilevanza statistica. I livelli di verifica più elevati, denominati *“Livello 1”* e *“Livello 2”*, sono relativi ad effettive verifiche di sicurezza di opere puntualmente individuate in termini di posizione, geometria, materiali e condizioni di sito.

Contemporaneamente alla nuova classificazione, l'INGV lavora a mappe di pericolosità sismica basate non più solo sui cataloghi storici (sugli effetti dei terremoti passati) ma impostando la zonazione in base al terremoto atteso nel sottosuolo prima che produca i suoi effetti attraverso complesse analisi probabilistiche, dette analisi di pericolosità, combinando le informazioni relative ai terremoti passati ed alla zonazione sismogenetica, con le relative leggi di attenuazione.

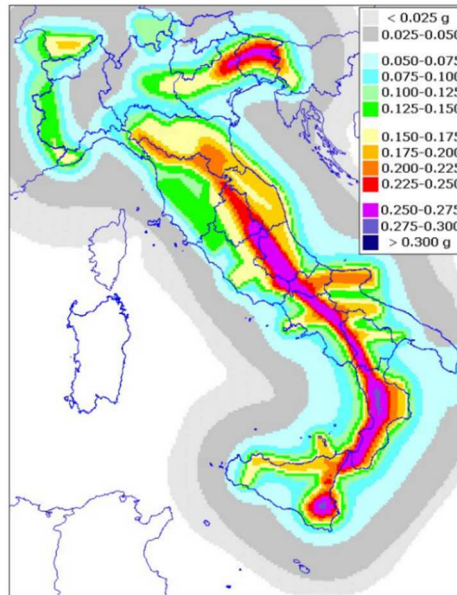


Fig. 3: Mappa di pericolosità sismica INGV [5]

Un primo aggiornamento dello studio di pericolosità di riferimento nazionale (Gruppo di Lavoro, 2004) è stato adottato con l’Ordinanza del Consiglio dei Ministri n.3519 del 28 aprile 2006, introducendo gli intervalli di accelerazione (a_g) con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni da attribuire alle 4 zone sismiche.

Zona	Accelerazione con probabilità di superamento pari al 10% in 50 anni	Accelerazione orizzontale massima di ancoraggio dello spettro di risposta elastico
Zona 1	$0,25g < a_g \leq 0,35g$	$a_g = 0,35g$
Zona 2	$0,15g < a_g \leq 0,25g$	$a_g = 0,25g$
Zona 3	$0,05g < a_g \leq 0,15g$	$a_g = 0,15g$
Zona 4	$a_g \leq 0,35g$	$a_g = 0,05g$

Tab. 3: Valori di accelerazione attesa al suolo a_g in funzione della zona sismica

Il Decreto dei Ministri del 14 gennaio 2008 (*Norme Tecniche per le Costruzioni*), entrato in vigore dal 1 luglio 2009, ha modificato il ruolo della classificazione sismica introducendo una accelerazione di riferimento “propria” di ciascun sito, individuata sulla base delle coordinate geografiche dell’area di progetto e in funzione della vita nominale dell’opera (V_N).

Per la mappatura del territorio italiano è stata utilizzata una maglia di punti notevoli al passo di 10 km, per ognuno dei quali sono noti i parametri necessari alla costruzione degli spettri di risposta per i diversi Stati Limite di riferimento. Mediante un procedimento di interpolazione tra i dati relativi ai quattro punti del reticolo più vicini al sito in esame è possibile risalire alle

caratteristiche spettrali specifiche del sito stesso, necessarie come dati di input per la progettazione strutturale.

In tutto il territorio nazionale vige l'obbligo di progettare le nuove costruzioni e intervenire sulle esistenti con il metodo di calcolo semiprobabilistico agli Stati Limite e tenendo conto dell'azione sismica. La classificazione sismica continua ad essere aggiornata ed il Dipartimento della Protezione Civile pubblica periodicamente nuove mappe di classificazione su base comunale e provinciale che tuttavia rimangono utili solo per la gestione della pianificazione e per il controllo del territorio da parte degli enti preposti.

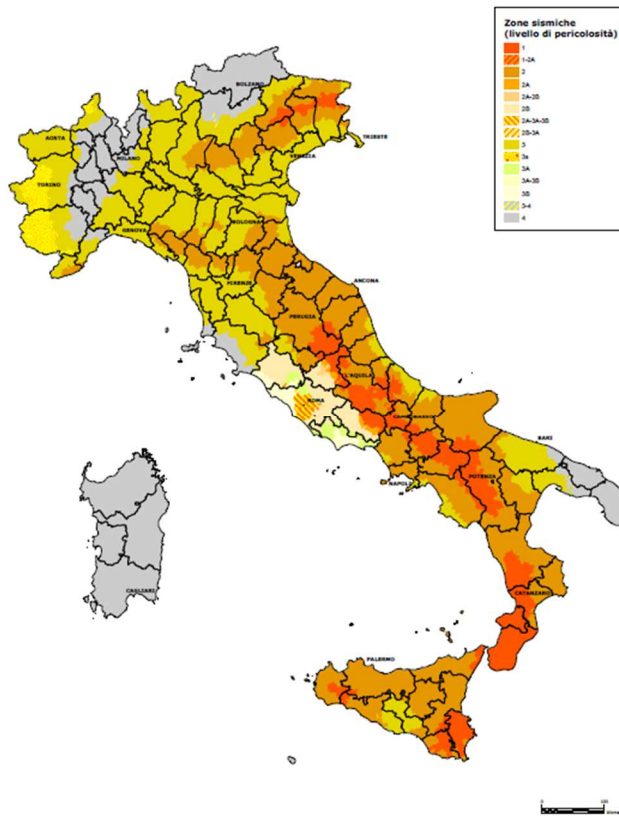


Fig. 4: Classificazione sismica per provincia, aggiornata al 31 marzo 2022

1.2 Vulnerabilità sismica dei ponti

In analogia al crollo della scuola di San Giuliano di cui si è parlato nel paragrafo precedente, un evento che ha messo in moto la produzione legislativa in merito ai ponti è stato il crollo del ponte di Ariccia del gennaio 1967 che ha provocato diversi morti e feriti. Venne quindi emanata, il 19 luglio dello stesso anno, la Circ. Min. LL.PP. No 6736/61A1, "Controllo delle condizioni di stabilità delle opere d'arte stradali" che ha il merito di richiamare l'attenzione sulla necessità di controlli

periodici sulle opere esistenti ed oltre a fornire indicazioni operative, individua anche competenze e responsabilità degli enti gestori.

Nonostante la sua brevità (10 pagine) ed il carattere prevalentemente discorsivo, tale Circolare rappresenta ancora oggi la norma di riferimento per i manuali di manutenzione ed ispezione dei vari enti gestori stradali in Italia.

Per avere informazioni più dettagliate ed un focus maggiore sugli aspetti di natura tecnica, occorre attendere fino al 1980 con la Circ. Min. LL.PP. No 34233, *“Criteri generali e prescrizioni tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo di ponti stradali”* del 11/11/1980, alla quale seguiranno il D.M. del 04/05/1990 e la Circ. Min. LL.PP. No. 34233, *“Istruzioni relative alla Normativa Tecnica dei ponti stradali”* del 25/02/1991.

Si arriva infine al D.M. del 14/01/2008 *“Norme Tecniche per le Costruzioni”*, aggiornato dal D.M. del 17/01/2018 e dalla Circolare Esplicativa N.35/2019 del 11/02/2019, che costituiscono il riferimento normativo attualmente in vigore.

1.2.1 Linee Guida dei ponti esistenti

Alla luce del contesto presentato in queste prime pagine è chiaro come il monitoraggio e la valutazione dello stato di salute dei ponti e viadotti diffusi sul territorio italiano sia una questione di fondamentale importanza.

Dopo un minuzioso lavoro di alcuni mesi, il Ministero delle Infrastrutture e della Mobilità Sostenibili, con il decreto n.493 del 3 dicembre 2021, ha adottato le nuove *“Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti”*, che sostituiscono le Linee Guida allegate al decreto MIMS n.578 del 17 dicembre 2020.

L’aspetto forse più innovativo è *l’approccio multilivello*, che trova giustificazione in un patrimonio infrastrutturale vasto (l’Italia ha un’incidenza di opere per km percorso tra le più alte al mondo) e vetusto, immerso in un territorio vulnerabile e con un apparato di gestione assai eterogeneo.

L’approccio si sviluppa su 6 livelli differenti, con grado di approfondimento e complessità crescenti: procedendo dal Livello 0 fino al Livello 5 aumenteranno la complessità, l’onerosità ed il dettaglio delle indagini ma si ridurrà il numero delle opere da investigare, in modo da creare un flusso chiaro ed un susseguirsi di operazioni e valutazioni che attraverso analisi via via più approfondite permetteranno di giungere ai seguenti obiettivi:

- censimento e classificazione del rischio;
- verifica della sicurezza;
- sorveglianza e monitoraggio nel tempo.

Livello 0

Consiste nel catalogare attraverso la compilazione di un'apposita "*Scheda di censimento di Livello 0*" tutte le opere presenti sul territorio. L'acquisizione dei dati si esegue sulla base delle analisi delle informazioni progettuali e tecnico-amministrative disponibili, ricavabili dai progetti originari e dalla documentazione di tutte le successive fasi di manutenzione ordinaria e straordinaria che l'opera ha subito nel corso della sua vita. La conoscenza del numero di opere da gestire e delle loro caratteristiche principali ha due finalità principali:

- la creazione di un database dei ponti italiani;
- la determinazione di un ordine di priorità per pianificare le ispezioni previste al livello 1.

Livello 1

Prevede l'esecuzione di ispezioni visive su tutte le opere presenti sul territorio e catalogate nel censimento di Livello 0. Tali ispezioni sono finalizzate a verificare l'attendibilità dei dati precedentemente raccolti ed a raccoglierne ulteriori circa lo stato di conservazione della struttura attraverso un rilievo fotografico, geometrico e dei principali fenomeni di degrado.

Per svolgere tali indagini sono messe a disposizione:

- "*Schede descrittive di ispezione*", che riportano le principali caratteristiche della struttura quali tipologia e materiale degli elementi strutturali, caratteristiche idro-geomorfologiche del territorio, schemi geometrici di massima...;
- "*Schede di difettosità*", nelle quali classificare i principali dissesti individuati per ciascun elemento del ponte durante le ispezioni ed il relativo grado di danneggiamento.

Livello 2

Il percorso di valutazione della sicurezza prevede al Livello 2 l'analisi dei rischi rilevanti e si configura come una tappa cruciale dell'intera procedura.

Il rischio in questione viene stimato attraverso una *Classe di Attenzione (CdA)*, che le Linee Guida distinguono in 5 categorie:

- Classe Alta
- Classe Medio – Alta
- Classe Media
- Classe Medio – Bassa
- Classe Bassa

Per comprenderne al meglio la definizione occorre specificare quali sono i rischi considerati rilevanti per le strutture da ponte, in particolare:

- *Rischio strutturale e fondazionale*: considera fattori relativi all'entità e alla frequenza dei carichi da traffico, le caratteristiche strutturali delle opere e parametri legati al corretto funzionamento della rete viaria;
- *Rischio Sismico*: tiene conto della robustezza degli schemi strutturali e dei principali parametri che possono influire sulla risposta dinamica del ponte (accelerazione di picco al suolo, categoria topografica, categoria di sottosuolo...);
- *Rischio frane*: tiene conto di specifici parametri che indicano il livello di coinvolgimento della struttura in eventuali fenomeni franosi;
- *Rischio idraulico*: considera gli effetti a seguito di esondazioni o aumento eccessivo della portata del fiume, può essere trascurato qualora le strutture del ponte non siano coinvolte nelle dinamiche idrauliche dell'alveo, oppure quando l'impalcato garantisca il rispetto del franco libero così come prescritto nelle vigenti Norme Tecniche per le Costruzioni.

Si definisce una Classe di Attenzione per ognuno dei rischi sopra citati e dalla loro combinazione si risale alla CdA complessiva del ponte.

Il valore della Classe di Attenzione è derivato dal tradizionale schema di definizione del rischio, inteso come risultato della combinazione di tre fattori principali: *pericolosità*, *vulnerabilità* ed *esposizione*, a loro volta determinati considerando i principali parametri che li influenzano, distinti in "parametri primari" e "parametri secondari".

La procedura per giungere alla Classe di Attenzione associata ad ogni singolo rischio è fondamentalmente la stessa e si basa su flussi di operatori logici, quello che cambia sono ovviamente i parametri, che sono scelti tra quelli ritenuti maggiormente rilevanti in funzione delle diverse tipologie di rischio.

Occorre precisare, come fanno le Linee Guida stesse, che *"si ritiene fuorviante parlare di rischio vero e proprio, in quanto la sua analisi richiede valutazioni ed indagini più complesse ed approfondite rispetto a quelle semplici e speditive previste dal Livello 2 e non può basarsi sulle sole informazioni raccolte mediante ispezioni visive. La Classe di Attenzione è, invece, una stima approssimata dei fattori di rischio, utile per la definizione di un ordine di priorità per l'approfondimento delle indagini/verifiche/controlli nonché per la programmazione degli interventi manutentivi e strutturali necessari"*.

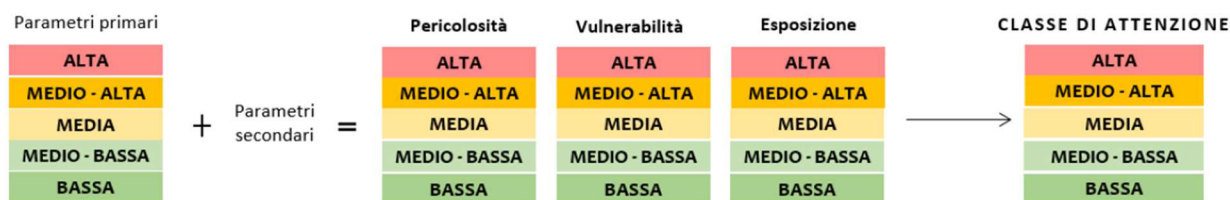


Fig. 5: Flusso logico per la determinazione della CdA

Livello 3

Tale livello non è obbligatorio per i ponti con CdA Bassa o Medio – Bassa, per i quali sarà sufficiente intraprendere azioni di monitoraggio ed ispezioni e manutenzioni programmate.

Al contrario, per tutte le altre Classi, è necessario procedere con una valutazione preliminare della sicurezza che consente di stimare le risorse minime garantite dalle diverse normative utilizzate all'epoca della progettazione dell'opera rispetto alle normative attualmente vigenti: “[...] ciò può essere eseguito valutando il rapporto tra la domanda indotta sui vari elementi che compongono il ponte (solette, traversi, travi e/o strutture principali, pile spalle, apparecchi di vincolo e fondazioni) dai carichi da traffico previsti dalle norme dell'epoca [...] e la domanda ottenuta utilizzando i modelli di traffico previsti dalle norme attualmente vigenti”.

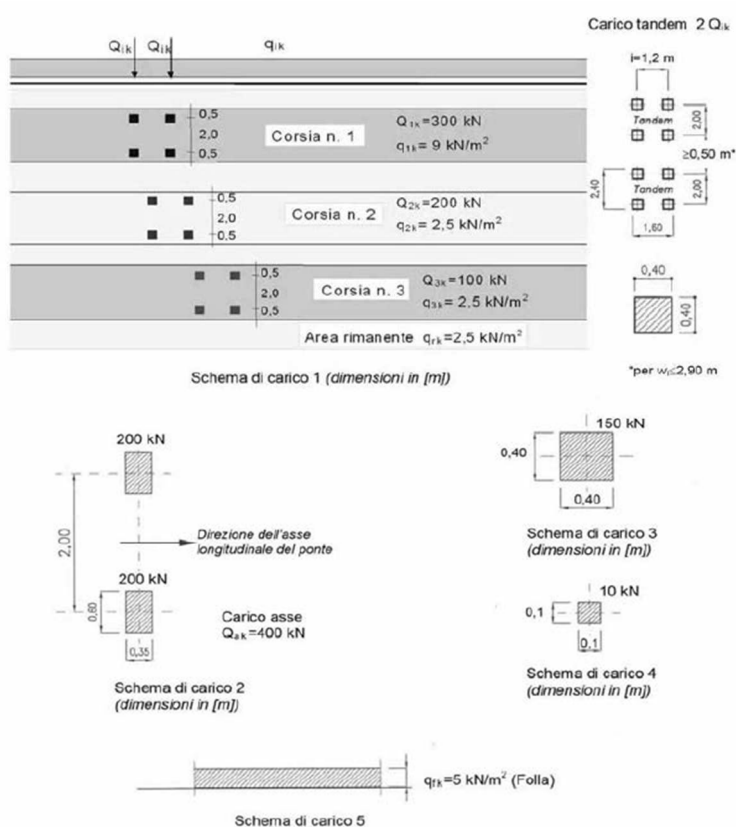


Fig. 6: Schemi di carico per i ponti previsti dalle NTC 2018

Livello 4

Al Livello 4 corrisponde lo stadio di valutazione al quale arrivano i ponti che hanno ricevuto nel Livello 2 una CdA Alta oppure la cui analisi nel precedente Livello 3 ha evidenziato particolari criticità. Si tratta di una valutazione più completa eseguita ai sensi del Capitolo 8 delle Norme Tecniche per le Costruzioni (NTC 2018) e relativa Circolare n.7 del 21/01/2019.

I risultati di tali verifiche dovranno chiarire se il ponte in esame possa essere ancora utilizzato e aperto al traffico oppure necessiti di provvedimenti quali limitazione dei carichi consentiti, restrizioni d'uso oppure incremento del livello di sicurezza attraverso interventi di manutenzione.

In particolare, si possono presentare tre situazioni distinte:

- PONTE ADEGUATO, quando sono soddisfatte le verifiche secondo le Norme Tecniche utilizzando i carichi e i fattori parziali in esse previsti;
- PONTE OPERATIVO, se sono soddisfatte le verifiche utilizzando i principi esposti nelle Norme Tecniche ma facendo riferimento a fattori parziali relativi ai carichi e ai materiali ad un tempo di riferimento (t_{ref}) ridotto, convenzionalmente assunto pari a 30 anni;
- PONTE TRANSITABILE, se sono soddisfatte le verifiche eseguite su un orizzonte temporale ulteriormente ridotto fino ad un minimo di 5 anni, adottando contestualmente restrizioni d'uso o limitazioni dei carichi consentiti.

Nel primo caso si parla di "TRANSITABILITÀ (1)" o "TRANSITABILITÀ NTC 2018" e si adottano ancora gli schemi di carico delle Norme Tecniche adattandoli alla nuova configurazione geometrica.

Nel secondo caso si parla di "TRANSITABILITÀ (2)" e si adottano schemi di carico differenti in quanto la limitazione d'uso, all'atto pratico, deve essere definita coerentemente ai carichi da traffico "da Codice della Strada".

In ogni caso, entro il tempo di riferimento di 5 anni, si deve provvedere alla progettazione degli interventi di adeguamento o operatività ed alla loro attuazione.

Per ogni tipologia di analisi, la valutazione del livello di sicurezza è svolta attraverso i parametri già previsti dalle NTC 2018:

- ζ_E , definito come il rapporto tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione;
- $\zeta_{V,i}$, definito come il rapporto tra il valore massimo del sovraccarico verticale variabile sopportabile dalla parte i-esima della costruzione e il valore del sovraccarico verticale variabile che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

Il calcolo del parametro ζ_E è previsto per le sole valutazioni secondo le Norme Tecniche vigenti e quindi per il livello di Adeguamento, ma non nei livelli successivi (Operatività e Transitabilità), i quali si concentrano sulle sole azioni statiche e geotecniche.

Livello 5

Non è trattato esplicitamente nelle Linee Guida, si applica ai ponti considerati di significativa importanza all'interno della rete per i quali è utile svolgere analisi più sofisticate quali quelle di resilienza del ramo della rete stradale di cui lo stesso è parte, analizzando l'interazione tra la struttura e la rete stradale di appartenenza e le conseguenze di una possibile interruzione dell'esercizio del ponte sul contesto socio-economico in cui è inserito.

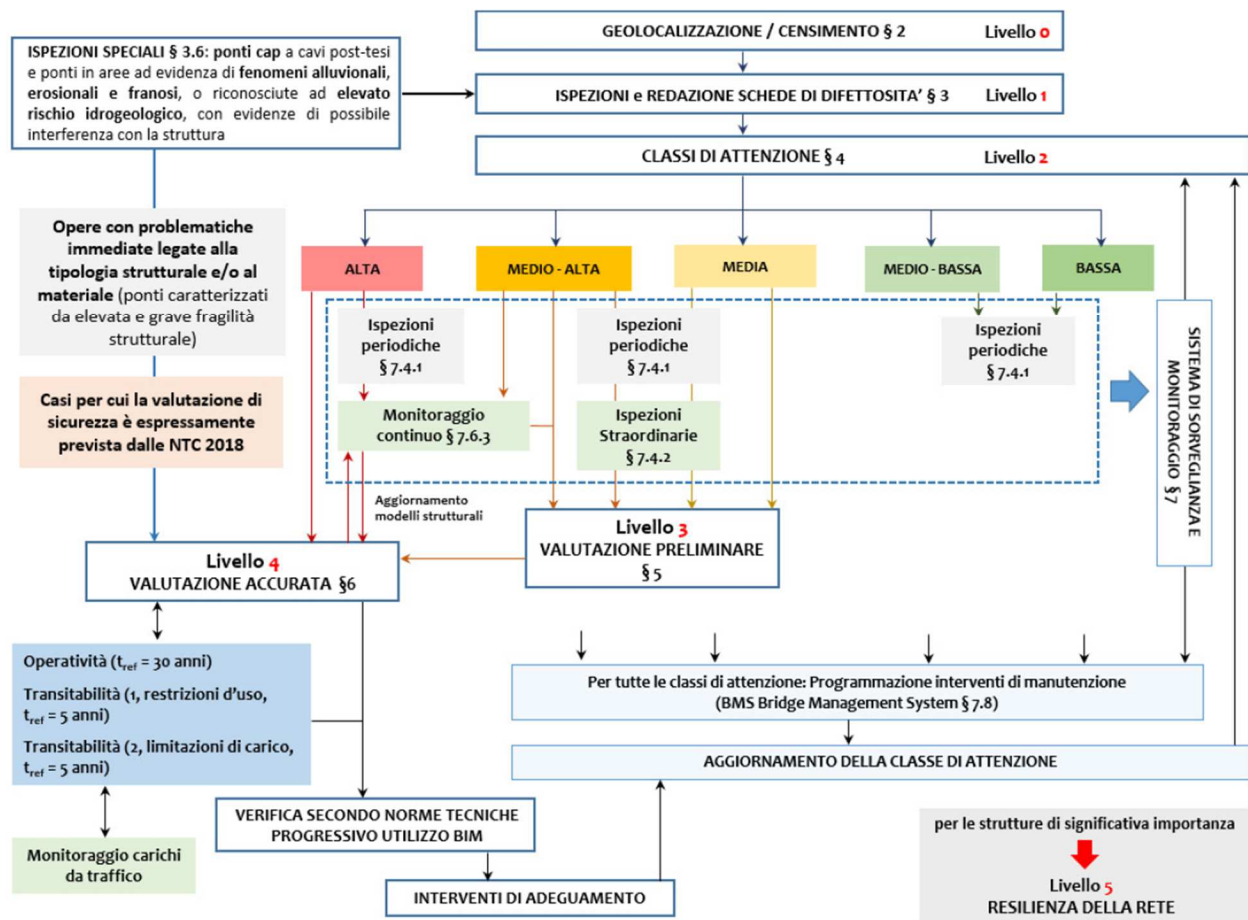


Fig. 7: Approccio multilivello e relazioni tra i livelli di analisi

1.3 Norme Tecniche delle costruzioni 2018

Le NTC 2018 trattano l'argomento relativo alle "Costruzioni Esistenti" al capitolo 8; qui si introducono in maniera generale i metodi di valutazione della sicurezza, la classificazione degli interventi e la definizione dei modelli di riferimento delle analisi, prima di entrare maggiormente nel dettaglio per la progettazione di interventi relativi a costruzioni in muratura, costruzioni in c.a. o acciaio e costruzioni miste.

Il tema dei ponti esistenti non è dunque affrontato direttamente dalla Norma e si rimanda al §C8.8 della Circolare esplicativa per "Indicazioni aggiuntive relative ai ponti esistenti". Tutti i richiami normativi verranno specificati all'occorrenza durante la trattazione mentre nel seguito ci si limita a descrivere l'approccio metodologico proposto per la definizione del modello di riferimento, che si articola in varie fasi:

Analisi storico-critica: inizia con il reperire tutti i documenti disponibili sulle origini del fabbricato quali, ad esempio, elaborati e relazioni progettuali della prima realizzazione e di eventuali

successivi interventi, relazioni di collaudo, relazioni geologiche ecc... deve essere finalizzata a comprendere la condizione attuale dell'edificio e l'insieme delle vicende costruttive, dissesti, fenomeni di degrado ed interventi che ne hanno contraddistinto la storia.

Rilievo geometrico-strutturale: è finalizzato ad individuare sia la geometria esterna sia i dettagli di tutti gli elementi costruttivi raggiungibili, con funzione strutturale o meno, tenendo conto anche della qualità e dello stato di conservazione dei materiali e ponendo particolare attenzione all'individuazione di quadri fessurativi e meccanismi di danno. Nei rilievi si possono individuare tre livelli di indagine, in relazione al loro grado di approfondimento.

- *Indagini limitate*: consentono di valutare, mediante saggi a campione, la corrispondenza tra le caratteristiche dei collegamenti riportate negli elaborati progettuali originali o ottenute attraverso il progetto simulato, e quelle effettivamente presenti;
- *Indagini estese*: si effettuano quando non sono disponibili gli elaborati progettuali originali oppure quando gli elaborati progettuali originali sono incompleti;
- *Indagini esaustive*: si effettuano quando si desidera un livello di conoscenza accurata e non sono disponibili gli elaborati progettuali originali.

Caratterizzazione meccanica dei materiali: per conseguire un'adeguata conoscenza delle caratteristiche dei materiali e del loro degrado, ci si baserà sulla documentazione già disponibile, su verifiche visive in situ e su indagini sperimentali. Si possono distinguere, in relazione al loro grado di approfondimento, tre livelli di prova.

- *Prove limitate*: prevedono un numero limitato di prove in-situ o su campioni, impiegate per completare le informazioni sulle proprietà dei materiali, siano esse ottenute dalle normative in vigore all'epoca della costruzione o dalle caratteristiche nominali riportate sui disegni costruttivi o nei certificati originali di prova.
- *Prove estese*: prevedono prove in-situ o su campioni più numerose di quelle del caso precedente e finalizzate a fornire informazioni in assenza sia dei disegni costruttivi, sia dei certificati originali di prova o quando i valori ottenuti con le prove limitate risultino inferiori a quelli riportati nei disegni o sui certificati originali.
- *Prove esaustive*: prevedono prove in-situ o su campioni più numerose di quelle del caso precedente e finalizzate a ottenere informazioni in mancanza sia dei disegni costruttivi, sia dei certificati originali di prova, o quando i valori ottenuti dalle prove, limitate o estese, risultino inferiori a quelli riportati sui disegni o nei certificati originali, oppure nei casi in cui si desideri una conoscenza particolarmente accurata.

Livelli di conoscenza e fattori di confidenza: i fattori di confidenza sono da intendersi come coefficienti riduttivi che modificano i parametri di capacità in ragione del livello di conoscenza raggiunto relativo a geometria, organizzazione strutturale, dettagli costruttivi e materiali.

- LC1: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica, il rilievo geometrico completo, *indagini limitate* sui dettagli costruttivi e *prove limitate* sulle caratteristiche meccaniche dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è $FC = 1,35$;
- LC2: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica, il rilievo geometrico completo, *indagini estese* sui dettagli costruttivi e *prove estese* sulle caratteristiche meccaniche dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è $FC = 1,20$;
- LC3: si intende raggiunto quando siano stati effettuati, come minimo, l'analisi storico-critica, il rilievo geometrico, completo ed accurato in ogni sua parte, *indagini esaustive* sui dettagli costruttivi e *prove esaustive* sulle caratteristiche meccaniche dei materiali; il corrispondente fattore di confidenza è $FC = 1,00$;

1.4 Valutazione della sicurezza sismica

La valutazione della sicurezza per l'opera in esame è stata condotta in accordo con quanto stabilito dalle Norme Tecniche per le Costruzioni le quali, al §2.3 specificano quanto segue *“Nel metodo agli stati limite, la sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi deve essere verificata confrontando la capacità di progetto R_d , in termini di resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura o della membratura strutturale, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono (χ_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche interessate (a_d), con il corrispondente valore di progetto della domanda E_d , funzione dei valori di progetto delle azioni (χ_d) e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessate. La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) è espressa dall'equazione formale:”*

$$R_d \geq E_d \quad [2.2.1]$$

1.5 Metodi di analisi

Le NTC 2018 ammettono quattro diversi metodi con cui eseguire un'analisi strutturale per determinare gli effetti delle azioni su di una struttura

- Analisi Statica Lineare: è un'analisi semplificata che si può applicare solo per strutture che rispettino specifici requisiti e consiste nel simulare le forze d'inerzia indotte dall'azione sismica attraverso forze statiche equivalenti la cui intensità è derivata dallo spettro di risposta di progetto

e la loro distribuzione segue la forma del primo modo di vibrare della struttura, la quale deve quindi godere di una certa regolarità affinché tale modo sia rappresentativo del reale comportamento di quest'ultima. Il calcolo delle sollecitazioni e degli spostamenti indotti da tali forze è eseguito su di un sistema elastico lineare.

- Analisi Dinamica Lineare: comunemente nota come “*analisi modale spettrale*”, a differenza della precedente, indaga il comportamento della struttura usando tutti i modi di vibrare (o comunque quelli ritenuti significativi), calcolando gli effetti dell'azione sismica per ciascuno di essi e combinandoli a posteriori. È possibile anche prendere in considerazione la duttilità della struttura, seppur in maniera indiretta, attraverso l'adozione di un *fattore di struttura* q con il quale ridurre gli spettri di risposta elastici.
- Analisi Statica Non Lineare: consiste nello “spingere” la struttura applicando un profilo di forze o di spostamenti prestabilito, aumentandone l'intensità per step successivi fino al collasso o fino a che un determinato parametro di controllo raggiunge un certo valore limite. In questo modo è possibile determinare un legame forza-spostamento, detto “*curva di capacità*” o “*curva di pushover*”, rappresentativo del comportamento non lineare della struttura in esame e delle sue capacità resistenti ed anche valutare lo spostamento massimo, chiamato “*performance point*”, che viene raggiunto dalla struttura a seguito di un prefissato evento sismico, definito da un opportuno spettro di risposta.
- Analisi Dinamica Non Lineare: è l'analisi più rappresentativa ma anche la più onerosa da un punto di vista computazionale, tiene in conto nella definizione del modello delle non linearità geometriche e meccaniche e l'input sismico è rappresentato non più da uno spettro di risposta bensì da storie temporali di moto del terreno (*accelerogrammi*).

Nel seguito si è deciso di procedere dapprima con un'analisi dinamica lineare ed in seguito con una, più completa, analisi dinamica non lineare, in modo da ottenere un duplice risultato:

- portare a termine l'analisi di sicurezza del viadotto in esame;
- confrontare i risultati dell'analisi lineare con quelli dell'analisi non lineare in modo da comprendere in maniera più approfondita il reale peso delle semplificazioni in gioco.

1.6 Metodo di verifica

Le verifiche degli elementi sono eseguite in termini di capacità deformativa per i meccanismi/elementi duttili e di resistenza per i meccanismi/elementi fragili.

In particolare, è stata condotta attraverso il calcolo del *coefficiente di sicurezza* $\rho = \frac{D}{C}$ definito come rapporto tra domanda e capacità. Dal momento che ciascuna combinazione sismica genera effetti diversi nelle due direzioni principali, il coefficiente complessivo viene calcolato come combinazione dei coefficienti relativi alla domanda ed alla capacità calcolati in senso longitudinale e trasversale, nel modo seguente:

$$\rho_i = \sqrt{\rho_{i,l}^2 + \rho_{i,t}^2} \leq 1,0$$

dove:

- i rappresenta la grandezza oggetto di verifica (i=V per il taglio, i=U per lo spostamento, i= θ per la rotazione alla corda);
- l rappresenta la direzione principale longitudinale;
- t rappresenta la direzione principale trasversale.

Operativamente, per ciascuna combinazione sismica è stato calcolato dapprima il coefficiente di sicurezza (in termini di forza, spostamento o rotazione in base all'elemento/meccanismo da verificare) per le due direzioni longitudinale e trasversale e poi il coefficiente risultante, che deve essere minore o al più uguale a 1,0 affinché la verifica risulti soddisfatta.

Ai fini della verifica sismica dell'opera, gli elementi vulnerabili sono gli apparecchi di appoggio, le pile, le spalle e le fondazioni; nello studio seguente viene approfondito solo il comportamento delle pile e dei dispositivi di appoggio.

2 CASO STUDIO

2.1 Ubicazione dell'opera e tipologia

Il viadotto "Metauro IV" risale alla fine degli anni '70 ed è situato nel territorio di Serrungarina (PU) a servizio della SS. n3. Flaminia nel tratto Fossombrone-Fano, al di sopra del fiume Metauro.

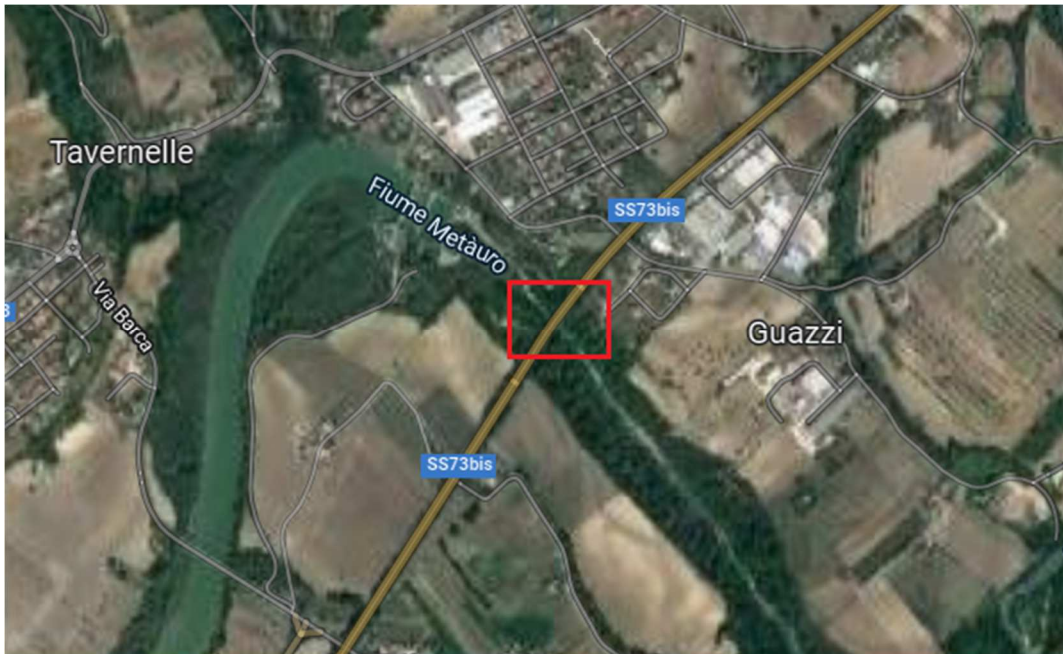


Fig. 8: Inquadramento geografico del viadotto "Metauro IV"

Il viadotto è costituito da impalcato unico di larghezza 16,00 m ed è percorso da due carreggiate, ciascuna delle quali ospita due corsie di marcia. Possiede una soletta di spessore 23 cm sostenuta da un graticcio di 5 travi in c.a.p. collegate da 5 traversi per ogni campata. In totale si hanno 7 campate in condizione di semplice appoggio, le due di riva hanno una lunghezza di 31,075 m mentre quelle centrali di 32,15 m, per uno sviluppo complessivo di circa 223,70 m. Le pile che le sostengono si trovano ad interasse di 32,15 m e si compongono di un telaio piano avente 4 fusti ciascuno, di sezione circolare piena, con un pulvino parallelepipedo di collegamento in testa. Le pile e le spalle hanno fondazioni indirette costituite da gruppi di pali trivellati. Sono presenti giunti di dilatazione di sotto pavimentazione in corrispondenza delle pile.

2.2 Descrizione degli elementi strutturali

2.2.1 Impalcato

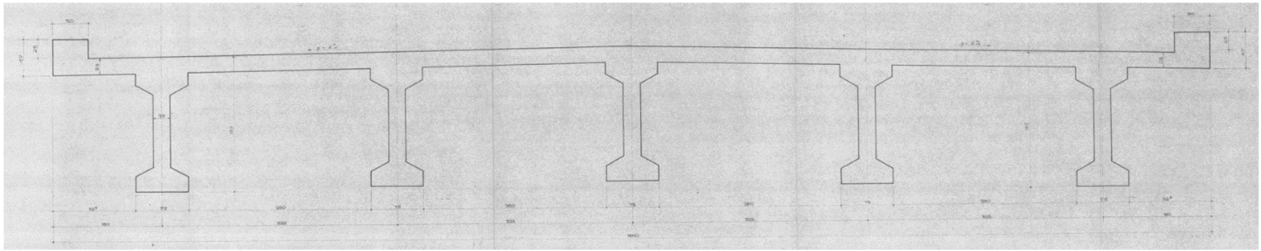


Fig. 9: Sezione trasversale corrente dell'impalcato

L'impalcato ha una larghezza trasversale di 16,00 m ed è composto da una soletta di 23 cm sorretta da un graticcio di 5 travi in cemento armato precompresso aventi luce pari a 30,00 m ed interasse di 3,25 m, collegate tra loro da 5 traversi per ciascuna campata. Le travi sono prefabbricate a piè d'opera ed il sistema di precompressione adottato è del tipo a cavi post-tesi (in guaine iniettate). La sezione non si mantiene costante lungo lo sviluppo longitudinale:

- nella zona corrente è a doppio T non simmetrica, con anima di larghezza pari a 0,25 m;
- in corrispondenza dell'appoggio di estremità e dei traversi si modifica assumendo una geometria rettangolare di larghezza pari a 0,75 m.

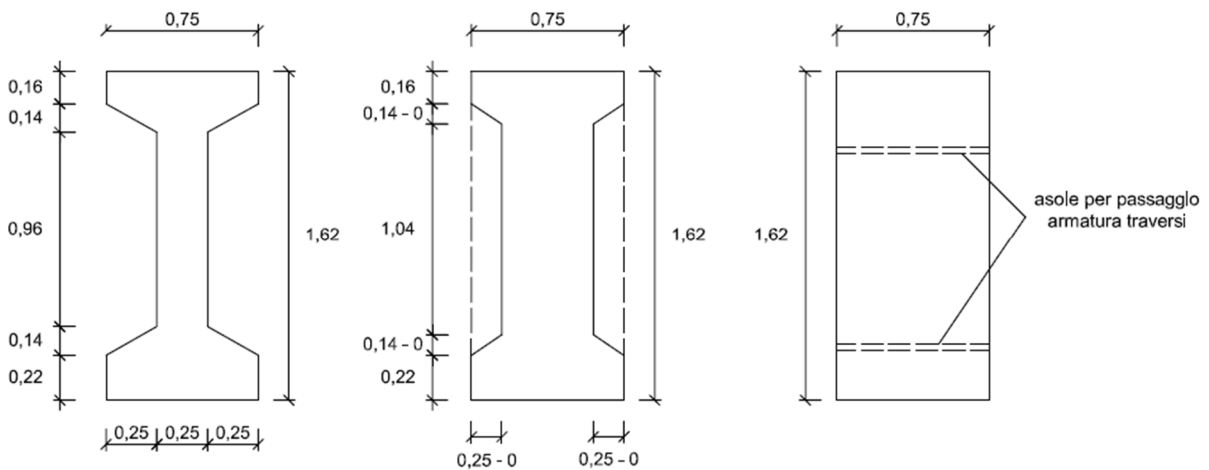


Fig. 10: Da sinistra: sezione a doppio T (zona corrente) - sezione variabile (zona di transizione) - sezione rettangolare

La transizione in corrispondenza delle zone di estremità avviene in una lunghezza di 1,00 m mentre in corrispondenza dei traversi in una lunghezza di 0,30 m.

I traversi sono scollegati dalla soletta sovrastante ed hanno una sezione rettangolare avente una larghezza di 0,25 m ed un'altezza di 1,05 m. Sono gettati in opera e di conseguenza, al fine di

raccordarli alle travi prefabbricate, sono previste delle asole che le attraversano in modo da garantire la continuità delle armature.

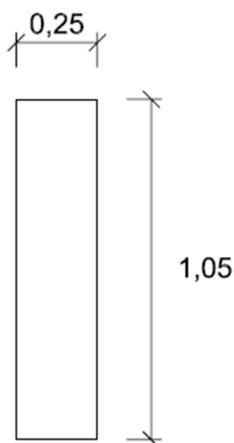


Fig. 11: Sezione trasverso

Il sistema di precompressione delle travi è composto da 6 cavi post-tesi ed iniettati, costituiti da 32 trefoli $\phi 7$. Nelle zone di estremità i cavi seguono un andamento rettilineo inclinato, a cui fa seguito un tratto parabolico che termina nella zona centrale con un tratto rettilineo a pendenza nulla.

Di seguito si riporta un estratto dei disegni relativi al tracciato dei cavi, in cui si può notare come tali zone appena descritte variano da cavo a cavo, ad eccezione dei cavi 1 e 2 i cui tracciati risultano identici.

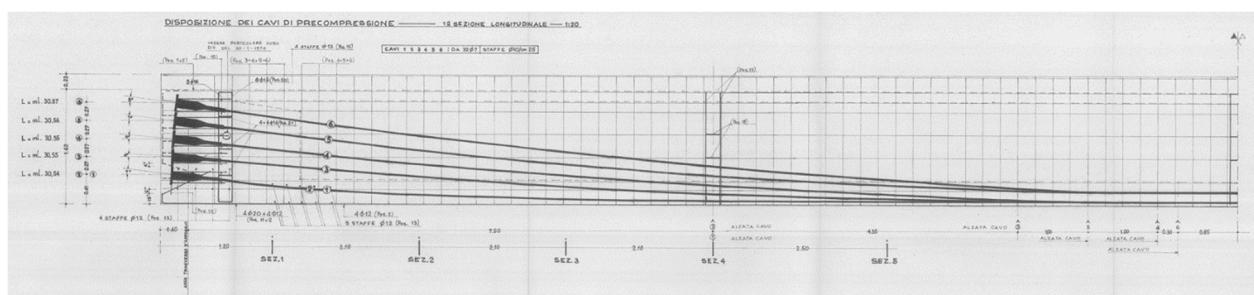


Fig. 12: Tracciato dei cavi di precompressione delle travi longitudinali

È presente anche un'armatura lenta aggiuntiva lungo tutto lo sviluppo longitudinale.

2.2.2 Pile

A sostegno dell'impalcato sono presenti 6 pile aventi interasse longitudinale pari a 32,15 m, ciascuna costituita da un telaio piano con quattro colonne circolari di diametro 1,20 m, interasse 4,00 m e di altezza variabile.

N. Pila	H [m]
1	4,99
2	9,31
3	10,03
4	11,23
5	11,61
6	11,02

Tab. 4: Altezza dei fusti delle pile

Come si può notare dagli estratti delle tavole contabili e come è stato confermato dalla campagna di indagine del 2010, l'armatura longitudinale delle colonne consiste in barre $\phi 24$ con copriferro di 5 cm mentre l'armatura trasversale è composta da ferri $\phi 12$ con passo medio di 30 cm.

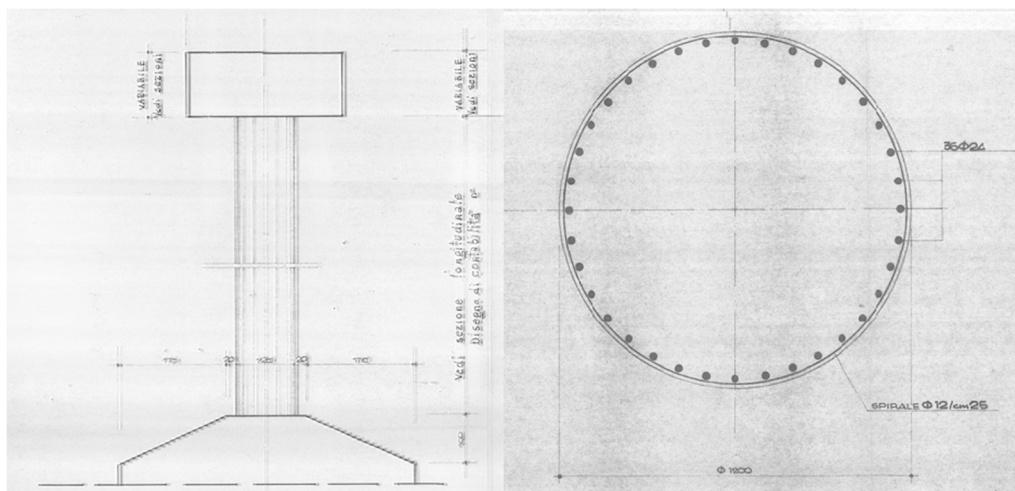


Fig. 13: Prospetto longitudinale della pila e sezione di un fusto

Il peso dell'impalcato viene trasmesso alle pile attraverso un pulvino parallelepipedo di larghezza 16,00 m, profondità 3,00 m ed altezza 1,30 m.

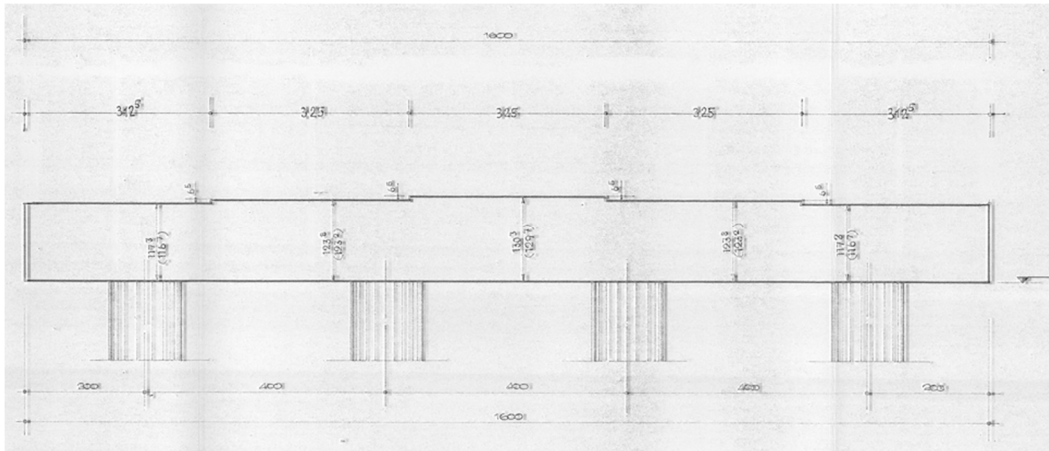


Fig. 14: Prospetto pulvino di una pila in rettilineo

Sono presenti giunti di dilatazione di sotto pavimentazione in corrispondenza delle pile.

2.2.3 Spalle

Le spalle sono di tipo scatolare con muro frontale a spessore costante pari a 1,30 m e paraghiaia con spessore pari a 0,40 m. L'altezza del muro frontale è pari a 3,50 m per la spalla "A" lato Fossombrone e 2,30 m per la spalla "B" lato Fano. I muri di risvolto hanno spessore costante di 0,80 m e si sviluppano per una lunghezza di 2,05 m dal retro del muro frontale fino all'estremità posteriore del plinto di fondazione. I muri di risvolto hanno in sommità due "orecchie" lunghe 3,00 m, di spessore 0,50 m ed altezza variabile da 1,00 m a 3,00 m.

2.2.4 Dispositivi di appoggio

Al di sotto di ogni trave sono presenti appoggi in neoprene armato di dimensioni in pianta 0,65 x 0,40 m, composti dall'alternarsi di tre strati di gomma dell'altezza di 12 mm con due lamine di acciaio di 2 mm ciascuna, per un'altezza complessiva di 40 mm. Non sono presenti ritegni trasversali e longitudinali.

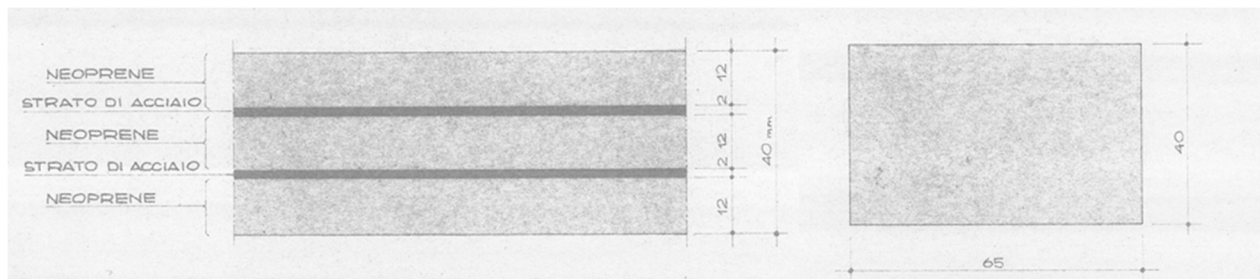


Fig. 15: Sezione trasversale e vista in pianta di un dispositivo di appoggio

2.2.5 Fondazioni

Le fondazioni di pile e spalle sono costituite da plinti su gruppi di pali trivellati di diametro pari a 1,00 m e lunghezza compresa tra 10,5 m e 19,7 m.

2.3 Inquadramento geomorfologico e idrogeologico

Il viadotto “Metauro IV” si sviluppa nella piana della bassa valle del fiume Metauro in località “I Pozzetti” ad una quota di circa 55 m s.l.m. Attraversa il corso d’acqua tra le pile 4 e 5, poco a valle di una grande ansa (dove è stata costruita una traversa) in un’area molto ampia e pianeggiante. Tutte le pile del viadotto ricadono nelle zone terrazzate poste lateralmente al corso d’acqua.

Dal punto di vista geologico la zona ricade in un’area caratterizzata dalla presenza, in superficie, di depositi alluvionali terrazzati (Sintema del Musone), costituiti da ghiaie, sabbie e argille. Al di sotto di tali depositi è segnalata la formazione del substrato indicata nelle carte geologiche come “Formazione a colombacci”, costituita da peliti e silt laminati grigio o ocra e subordinate arenarie fini, in strati sottili intervallati ciclicamente da caratteristici livelli di calcari evaporitici biancastri (“colombacci”).

La falda idrica, regolata dal Fiume Metauro, è a pochi metri dalla superficie del terreno.

Per quanto riguarda gli studi del PAI redatti dalla Regione Marche, si evidenzia in corrispondenza dell’attraversamento un’area classificata come a rischio moderato di esondazione (R1).

2.4 Materiali

Dai report di progetto è stato possibile ottenere le seguenti informazioni sui materiali adottati per la costruzione del ponte:

- Calcestruzzo per c.a.p. (impalcato) confezionato con 400 kg/m³ di cemento di tipo 730, con $\sigma'_{br} > 450 \text{ kg/cm}^2$;
- Calcestruzzo per c.a. (pile, spalle, fondazioni) confezionato con 300 kg/m³ di cemento di tipo 730;
- Acciaio per armatura lenta del tipo A.L.E. (ad alto limite elastico) con $\sigma_{as} = 4400 \text{ kg/cm}^2$;
- Armatura da precompressione costituita da trefoli di acciaio armonico con $\sigma_{apr} > 170 \text{ kg/mm}^2$,
 $E = 210 \text{ GPa}$;

dove:

σ'_{br} resistenza cubica del conglomerato a 28 giorni di stagionatura;

σ_{as} tensione di rottura dell’acciaio ordinario;

σ_{apr} tensione di snervamento dell’acciaio preteso.

A queste informazioni (poco dettagliate e incomplete) si affiancano quelle derivanti da una campagna di indagini condotta nel 2010, per i cui dettagli si rimanda all'Appendice A mentre di seguito si espone un breve riassunto delle prove eseguite:

- Pile:
 - n. 2 carotaggi del calcestruzzo
 - n. 2 indagini pacometriche per analisi dell'armatura
 - n. 3 analisi della carbonatazione
 - n.1 prelievo di barre di armatura
 - n. 1 prova di durezza Brinell per barre di armatura
- Spalle:
 - n. 1 carotaggi del calcestruzzo
 - n. 1 prova di durezza Brinell per barre di armatura

2.4.1 Valori caratteristici

Nel seguito si riportano i valori caratteristici delle principali proprietà meccaniche che si è deciso di adottare, alcuni sulla base delle informazioni disponibili ed altri derivati a partire da questi sulla base di formule da letteratura.

- Calcestruzzo precompresso per le travi dell'impalcato
 - $R_{ck} = 45 \text{ N/mm}^2$, resistenza caratteristica cubica a compressione uniassiale, desunta dalla relazione di calcolo assumendo $\sigma'_{br} = 450 \text{ kg/cm}^2$;
 - $f_{ck} = 0,83 \cdot R_{ck} = 37,35 \text{ N/mm}^2$, resistenza caratteristica cilindrica a compressione uniassiale (§11.2.10 NTC 2018);
 - $f_{cm} = f_{ck} + 8 = 41,2 \text{ N/mm}^2$, resistenza media cilindrica a compressione (§11.2.10.1 NTC 2018);
 - $f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3,35 \text{ N/mm}^2$, resistenza media a trazione semplice (§11.2.10.2 NTC 2018);
 - $E_{cm} = 33,64 \text{ GPa}$, modulo di elasticità.
- Calcestruzzo gettato in opera per traversi e soletta
 - $R_{ck} = 40 \text{ N/mm}^2$, resistenza caratteristica cubica a compressione uniassiale, desunta da prove sui materiali per un'opera simile a quella in esame;
 - $f_{ck} = 33,2 \text{ N/mm}^2$, resistenza caratteristica cilindrica a compressione uniassiale;
 - $f_{cm} = 41,2 \text{ N/mm}^2$, resistenza media cilindrica a compressione;
 - $f_{ctm} = 3,10 \text{ N/mm}^2$, resistenza media a trazione semplice;

- $f_{ctk} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 2,17 \text{ N/mm}^2$, resistenza caratteristica a trazione;
- $E_{cm} = 33,64 \text{ GPa}$, modulo di elasticità.

➤ Calcestruzzo di pile e spalle

- $f_{cm} = 20,8 \text{ N/mm}^2$, resistenza media cilindrica a compressione;
- $E_{cm} = 27,09 \text{ GPa}$, modulo di elasticità;
- $\varepsilon_{cu} = 3,5\%$, deformazione ultima a rottura.

➤ Acciaio per armatura lenta dell'impalcato

Dalla relazione di calcolo si è dedotto che l'acciaio utilizzato sia del tipo FeB44k, per il quale:

- $f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$, resistenza caratteristica di snervamento;
- $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$, resistenza caratteristica di rottura;
- $E_s = 210 \text{ GPa}$, modulo elastico.

➤ Trefoli di acciaio precompresso

Dalla relazione di calcolo si è dedotto solo il valore di tensione a rottura dei trefoli, anche in questo caso si è quindi fatto riferimento alle prove disponibili per l'altra opera, essendo tale valore congruo con quello riportato in relazione. Per i cavi di precompressione valgono quindi le seguenti caratteristiche:

- $f_{yk} = 1400 \text{ N/mm}^2$, resistenza caratteristica di snervamento;
- $f_{tk} = 1700 \text{ N/mm}^2$, resistenza caratteristica di rottura;
- $E_s = 210 \text{ GPa}$, modulo elastico.

➤ Acciaio per armatura di pile e spalle

Dai risultati delle prove di laboratorio, le caratteristiche corrispondono a quelle dell'acciaio tipo FeB38k.

- $f_{yk} = 390 \text{ N/mm}^2$, resistenza caratteristica di snervamento;
- $f_{tk} = 450 \text{ N/mm}^2$, resistenza caratteristica di rottura;
- $E_s = 200 \text{ GPa}$, modulo elastico;
- $\varepsilon_{sy} = 1,95\%$, deformazione a snervamento;

- $\varepsilon_{su} = 40\%$, deformazione ultima a rottura.

2.4.2 Valori di progetto

Come anticipato al capitolo precedente, per definire i valori di progetto delle caratteristiche dei materiali le NTC sfruttano i concetti di *Livello di Conoscenza* e *Fattore di Confidenza*, i quali “vengono applicati ai valori medi delle resistenze dei materiali ottenuti dai campioni di prove distruttive e non distruttive” (§C8.5.4.2).

Si ricorda che per il ponte in esame è stato raggiunto il *Livello di Conoscenza* “LC3” a cui compete un *Fattore di Confidenza* pari a 1,00 e che, trattandosi di una verifica per il livello di “Adeguamento”, i fattori parziali da adottare sono conformi a quelli delle Norme Tecniche.

Fattore di Confidenza	FC	1,00
Fattore parziale di sicurezza del calcestruzzo	γ_c	1,50
Fattore parziale di sicurezza dell'acciaio	γ_s	1,15

Tab. 5: Riepilogo dei coefficienti parziali di sicurezza per il livello di adeguamento

- Calcestruzzo precompresso per le travi dell'impalcato
 - $f_{cd} = 22,40 \text{ N/mm}^2$, resistenza di progetto a compressione;
 - $f_{ctd} = 1,66 \text{ N/mm}^2$, resistenza di progetto a trazione.
- Calcestruzzo gettato in opera per traversi e soletta
 - $f_{cd} = 20,35 \text{ N/mm}^2$, resistenza di progetto a compressione;
 - $f_{ctd} = 1,53 \text{ N/mm}^2$, resistenza di progetto a trazione.
- Acciaio per armatura lenta
 - $f_{yd} = 318,52 \text{ N/mm}^2$, tensione di progetto a snervamento.
- Trefoli di acciaio precompresso
 - $f_{yd} = 1037,04 \text{ N/mm}^2$, tensione di progetto a snervamento.

Oggetto di verifica in questa sede sono le pile pertanto i valori relativi ai materiali di queste ultime dovranno essere ulteriormente distinti in base al tipo di verifica condotta. La Circolare infatti, al §C8.7.2.2 precisa quanto segue: “Nel caso di analisi lineare con spettro elastico la capacità degli elementi duttili, in termini di resistenza, si valuta dividendo le proprietà dei materiali esistenti per

il fattore di confidenza FC e la capacità degli elementi fragili per il fattore di confidenza FC e per il coefficiente parziale.” Le stesse considerazioni rimangono valide anche nel caso di analisi lineare con fattore di struttura q o di analisi non lineare.

Si precisa inoltre che per l'acciaio i valori medi di resistenza (non essendo noti dalle prove) sono stati ricavati a partire dai valori caratteristici sulla base delle formule riportate nell'Eurocodice EN1998-2 (§E.2.2):

$$f_{ym} = 1,15 \cdot f_{yk} = 1,15 \cdot 390 \text{ N/mm}^2 = 448,5 \text{ N/mm}^2, \text{ resistenza media a snervamento};$$

$$f_{tm} = 1,15 \cdot f_{tk} = 1,20 \cdot 450 \text{ N/mm}^2 = 540 \text{ N/mm}^2, \text{ resistenza media a rottura.}$$

I valori da adottare per le verifiche sono dunque i seguenti.

➤ Calcestruzzo di pile e spalle

- $f_{cd,M.D.} = 20 \text{ N/mm}^2$, resistenza di progetto a compressione per meccanismi duttili;
- $f_{cd,M.F.} = 13,33 \text{ N/mm}^2$, resistenza di progetto a compressione per meccanismi fragili;

➤ Acciaio per armatura di pile e spalle

- $f_{yd,M.D.} = 448,5 \text{ N/mm}^2$, resistenza di progetto a snervamento per meccanismi duttili;
- $f_{yd,M.F.} = 390 \text{ N/mm}^2$, resistenza di progetto a snervamento per meccanismi fragili;

dove i pedici “M.D.” e “M.F.” distinguono, rispettivamente, meccanismi duttili e meccanismi fragili.

3 ANALISI MODALE E DINAMICA LINEARE

L'analisi dinamica lineare consiste:

- nella determinazione dei modi di vibrare attraverso la risoluzione di un problema agli autovalori (*analisi modale*);
- nel calcolo degli effetti dell'azione sismica (in termini di sollecitazioni e spostamenti) rappresentata dallo spettro di risposta di progetto, per ciascuno dei modi di vibrare individuati al passo precedente;
- nella combinazione degli effetti.

A differenza di un'analisi statica lineare non si limita allo studio del modo di vibrare principale della struttura ma considera gli effetti derivanti da tutti i modi o comunque da quelli ritenuti significativi, a tal proposito al §7.3.3.1 la Normativa specifica che è opportuno considerare un numero di modi la cui massa partecipante sia superiore al 85% e comunque tutti i modi che singolarmente mobilitano una massa partecipante maggiore del 5%.

La regola di combinazione degli effetti imposta dalla norma è la CQC (*Complete Quadratic Combination*) che attraverso un coefficiente ρ_{ij} tiene conto dell'eventuale correlazione tra il modo i ed il modo j :

$$E = \sqrt{\sum_i \sum_j \rho_{ij} \cdot E_i \cdot E_j}$$

In aggiunta, trattandosi di una costruzione esistente, la Circolare richiama il §C8.7.2.2.1 il quale fornisce un'indicazione aggiuntiva: *“considerando tutti gli elementi primari della struttura ed indicato, per l' i -esimo di tali elementi con $\rho_i = D_i/C_i$ il rapporto tra il momento flettente D_i fornito dall'analisi della struttura soggetta alla combinazione di carico sismica e il corrispondente momento resistente C_i (valutato in presenza dello sforzo normale relativo alle condizioni di carico gravitazionali), il coefficiente di variazione di tutti i $\rho_i \geq 1$ non deve superare il valore di 0,5”*.

Questo controllo è stato eseguito preliminarmente. Per il calcolo della capacità si è fatto riferimento al programma “VcaSLU” del professor Gelfi e la verifica è avvenuta in condizione di presso flessione retta, analizzando singolarmente le azioni nelle due direzioni principali del sisma. Nella realtà, le sollecitazioni si presentano contemporaneamente e si è quindi in condizione di presso flessione deviata, per tenere conto di ciò, è stata adottata la procedura semplificata proposta dalla Normativa al §7.4.4.2.1, riducendo la capacità a flessione della pila del 30%.

Il calcolo dei singoli coefficienti ρ_i è riportato nell'Appendice B mentre di seguito si mostra direttamente il valore del Coefficiente di Variazione calcolato per entrambe le direzioni principali.

Direzione longitudinale				
N	ρ_m	$\Sigma(\rho_i - \rho_m)^2$	σ	CV
20	1.379	1.747	0.296	0.214

Tab. 6: Coefficiente di variazione calcolato nella direzione principale longitudinale

Direzione longitudinale				
N	ρ_m	$\Sigma(\rho_i - \rho_m)^2$	σ	CV
20	1.328	0.496	0.157	0.119

Tab. 7: Coefficiente di variazione calcolato nella direzione principale trasversale

dove:

N è il numero di coefficienti $i \rho_i \geq 1$ considerati per il calcolo;

ρ_m è la media dei coefficienti $i \rho_i \geq 1$;

σ è lo scarto quadratico medio;

CV è il coefficiente di variazione.

In entrambi i casi il Coefficiente di Variazione è inferiore al valore limite di 0,5. La verifica può ritenersi soddisfatta e la struttura può essere studiata attraverso la procedura semplificata dell'analisi lineare.

3.1 Modello agli elementi finiti

Le analisi sono state effettuate utilizzando il programma agli elementi finiti SAP 2000 v23 della CSI (*Computer & Structure Inc.*) attraverso il quale è stato creato il modello tridimensionale della struttura.

Per la rappresentazione del viadotto sono stati fatti diversi tentativi al fine di individuare la strategia di modellazione che restituisse il comportamento più realistico possibile. Nel seguito si riportano alcuni dei modelli (sia globali sia locali) ed i principali risultati dell'analisi modale in termini di periodi e masse partecipanti.

3.1.1 Modello 1.0

In prima battuta è stata adottata una strategia particolarmente diffusa per analizzare viadotti di questo tipo e che prevede di schematizzare l'impalcato come un singolo elemento frame al quale

sono assegnate le proprietà inerziali relative alla geometria reale. Il carico distribuito su tale elemento è calcolato a parte sulla base di un'analisi dei carichi dovuti agli elementi strutturali.

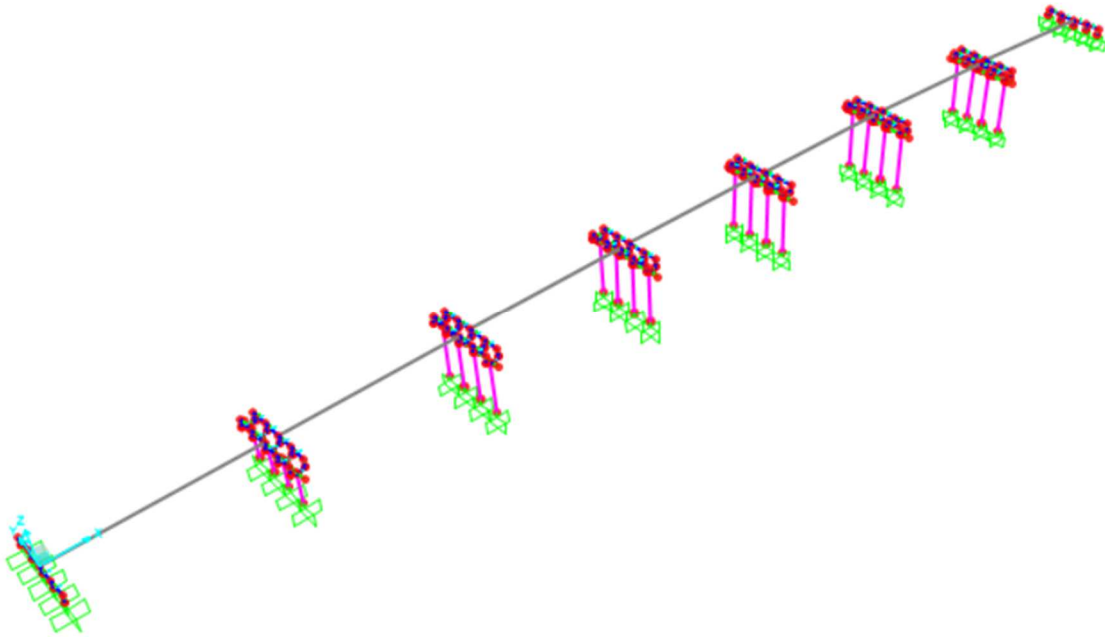


Fig. 16: Modello 1.0 – vista d'insieme nel SAP2000

Il sistema di riferimento globale adottato vede l'asse X diretto parallelamente allo sviluppo longitudinale dell'opera, l'asse Y in direzione trasversale e l'asse Z in direzione verticale, a completare la terna di riferimento ortogonale.

Il periodo principale nella direzione longitudinale vale $T_{1x} = 1,85 s$ ed è maggiore rispetto a quello in direzione trasversale $T_{1y} = 1,10 s$ coerentemente con il fatto che nella direzione Y lo schema a telaio della pila conferisce maggiore rigidezza alla struttura. La particolarità di questo modello tuttavia è il fatto che non si riesca a mobilitare l'intera massa dell'impalcato e non si arrivi neppure a quell' 85% che la Norma individua come minimo per poter condurre un'analisi lineare.

Al fine di comprendere in modo più chiaro cosa accade sono stati creati dei modelli per uno studio locale della singola pila.

3.1.2 Modello 2.0

Si studia il comportamento della pila numero 1 modellandola assieme alle due campate (rappresentate ancora attraverso un unico elemento frame) che insistono su di essa ed agli elementi di sostegno adiacenti, vale a dire la spalla A e la pila numero 2, sulla quale si riporta l'effetto della successiva campata non modellata come carico concentrato ai nodi.

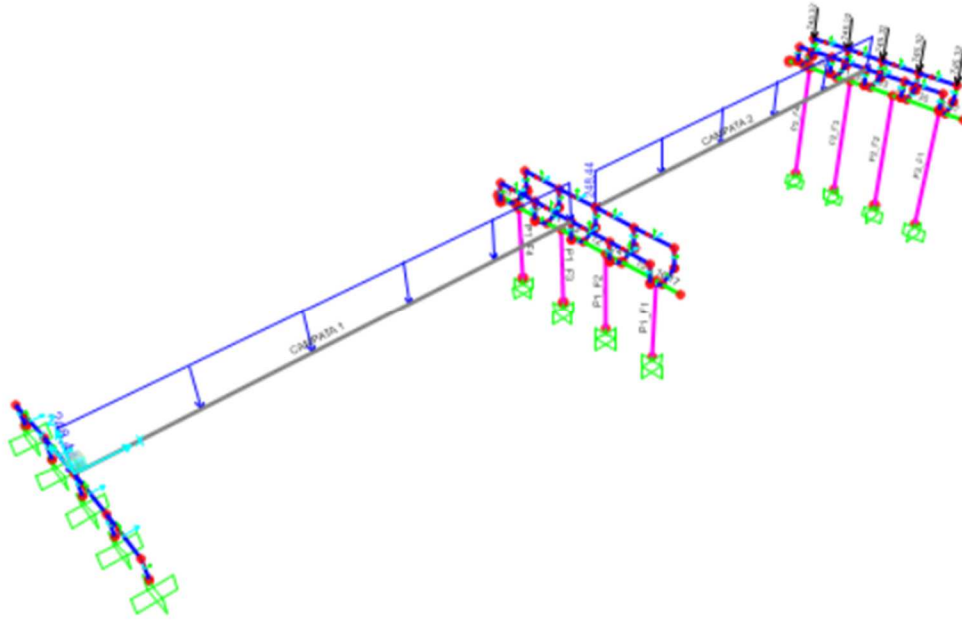


Fig. 17: Modello 2.0 - vista d'insieme nel SAP2000

Il periodo principale in direzione longitudinale vale $T_{1x} = 1,43$ s mentre quello in direzione trasversale $T_{1y} = 0,88$ s. Dal punto di vista della massa partecipante, in direzione Y si raggiunge l'85% già al quarto modo di vibrare mentre in direzione X è necessario arrivare al 23-esimo.

3.1.3 Modello 2.1

Semplificando ulteriormente il problema si arriva alla modellazione della sola pila numero 1, simulando l'effetto delle campate adiacenti con l'aggiunta di carichi concentrati nei nodi di estremità.

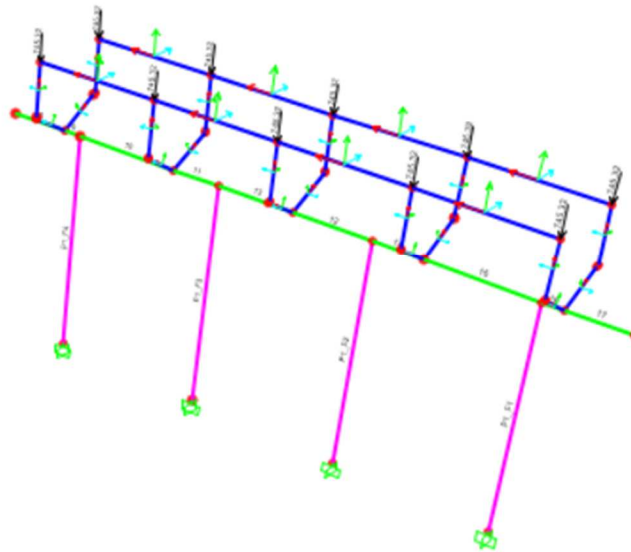


Fig. 18: Modello 2.1 – vista d’insieme nel SAP2000

Il periodo principale in direzione longitudinale vale $T_{1x} = 1,39$ s mentre quello in direzione trasversale $T_{1y} = 0,71$ s. Con un modello così semplice, com’era prevedibile, si riesce a mobilitare la totalità della massa in entrambe le direzioni.

3.1.4 Modello 3.0

Si ripete quanto appena fatto anche per la pila numero 5, riducendo il modello a quello comprendente la pila in questione, le due campate che insistono su di essa (rappresentate con un unico elemento frame) e gli elementi di sostegno adiacenti, vale a dire le pile numero 4 e 6, sulle quali si riporta l’effetto delle successive campate non modellate come carico concentrato ai nodi.

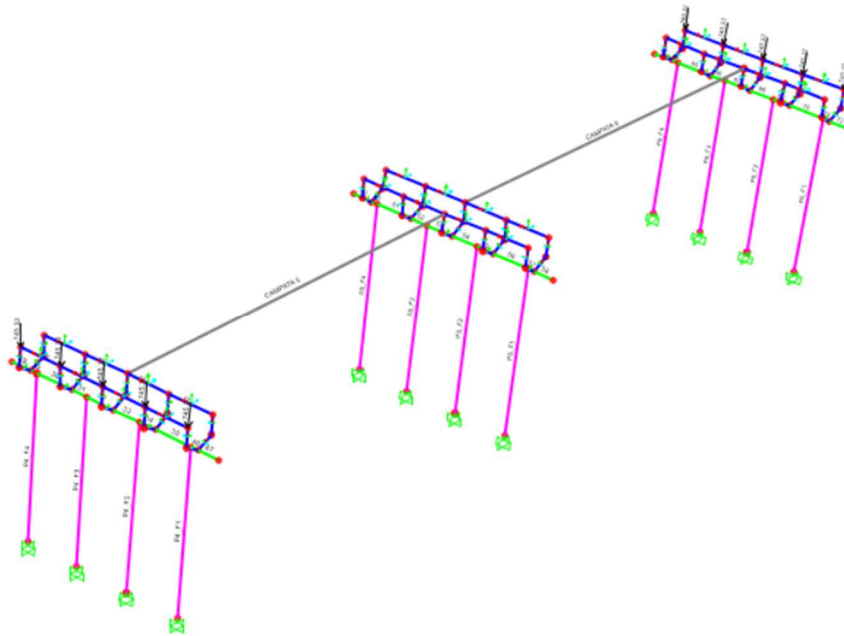


Fig. 19: Modello 3.0 – vista d'insieme nel SAP2000

Il periodo principale in direzione longitudinale vale $T_{1x} = 2,71$ s mentre quello in direzione trasversale $T_{1y} = 1,21$ s. Le modalità con cui viene mobilitata la massa è del tutto simile a quello del modello 2.0 per cui in direzione trasversale si mobilita fin da subito l'88% mentre in direzione X occorre tenere conto anche dei modi superiori fino ad arrivare al 32-esimo.

3.1.5 Modello 3.1

Si conclude lo studio della pila 5 creando il modello più semplice in cui la pila viene rappresentata singolarmente.

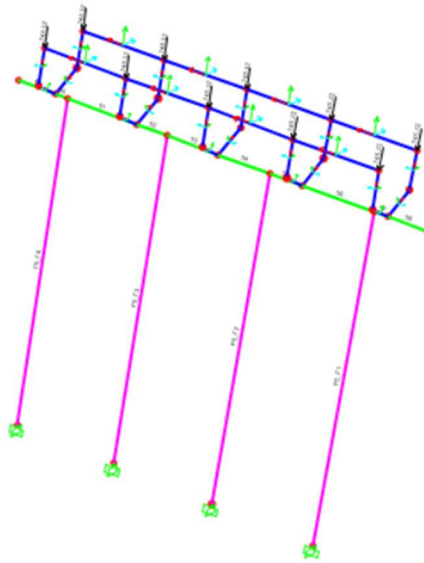


Fig. 20: Modello 3.1 – vista d’insieme nel SAP2000

Il periodo principale in direzione longitudinale vale $T_{1x} = 3,17$ s mentre quello in direzione trasversale $T_{1y} = 1,25$ s. Anche in questo caso si riesce a mobilitare la totalità della massa in entrambe le direzioni.

Questo studio locale ha evidenziato come al semplificarsi del modello si riesca a mobilitare una percentuale di massa via via maggiore, il che significa che non sono presenti errori nella definizione delle proprietà e delle impostazioni dell’analisi e dunque il fatto che nel modello completo non si riesca a raggiungere la percentuale minima di massa partecipante è imputabile ad altri fenomeni, probabilmente di interazione tra alcune sue componenti.

È utile osservare anche come in una struttura di questo tipo, con pile di altezze diverse, il periodo globale non sia pienamente rappresentativo di ogni sua parte: la pila numero 1 ad esempio, che è la più bassa e di conseguenza rigida, ha un periodo di circa 1,4 s mentre la pila numero 5, più alta e deformabile, si aggira intorno ai 3,2 s, che si riducono a 2,7 s se si aggiunge il contributo delle pile adiacenti. Anche queste differenze potrebbero spiegare perché parte della massa non partecipi al movimento globale del viadotto.

3.1.6 Modello 4.0

Si decide di provare una modellazione alternativa nella quale si rappresenta l’impalcato non più come “monofilare” bensì composto da cinque elementi frame, uno per ciascuna trave e con un carico distribuito che compete alla propria area di influenza.

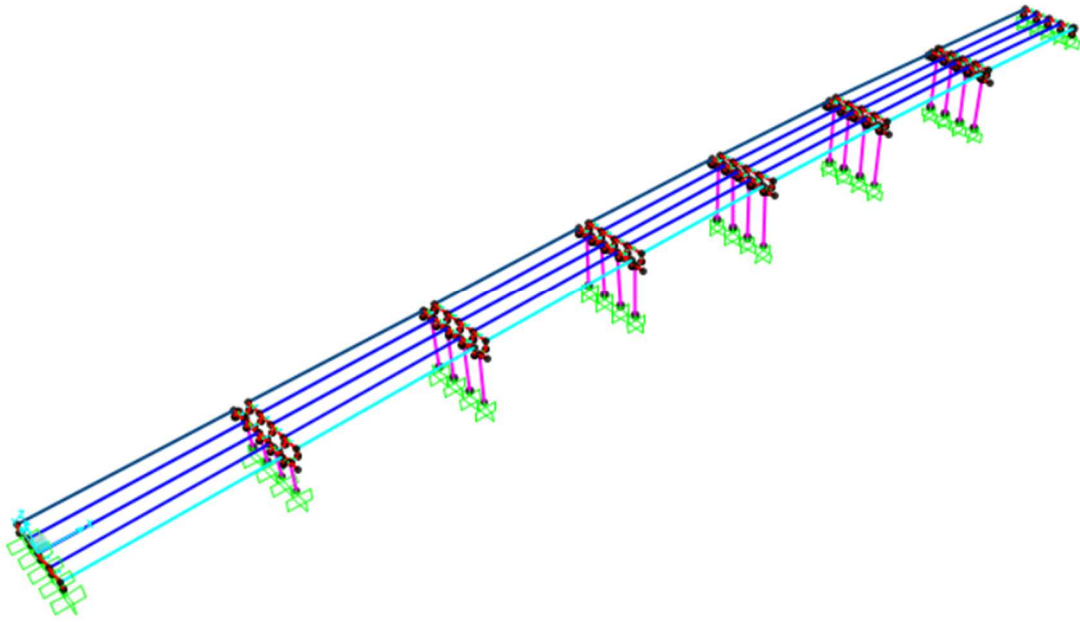


Fig. 21: Modello 4.0 – vista d’insieme nel SAP2000

Questa soluzione, rispetto alla precedente, introduce una maggiore deformabilità ed infatti il periodo principale in direzione longitudinale sale al valore $T_{1x} = 2,08$ s mentre quello in direzione trasversale $T_{1y} = 1,12$ s. Il dato più interessante però è che in questo caso si riesce a mobilitare l’85% della massa, anche se solo al 59-esimo modo di vibrare.

3.1.7 Modello corrente

La soluzione finale, che verrà adottata nel seguito per eseguire l’analisi lineare (e con le opportune modifiche anche quella non lineare) è proprio quella che vede l’impalcato composto da 5 elementi frame con l’aggiunta di ulteriori elementi disposti trasversalmente che rappresentano proprio i traversi presenti nella realtà. Tali elementi introducono maggiore rigidità che fa diminuire leggermente il periodo principale, riallineandolo a quello individuato nel modello 1.0, con la differenza che in questo modo si riesce a mobilitare quasi tutta la massa del ponte. I dettagli relativi all’analisi modale verranno discussi al paragrafo §3.2.

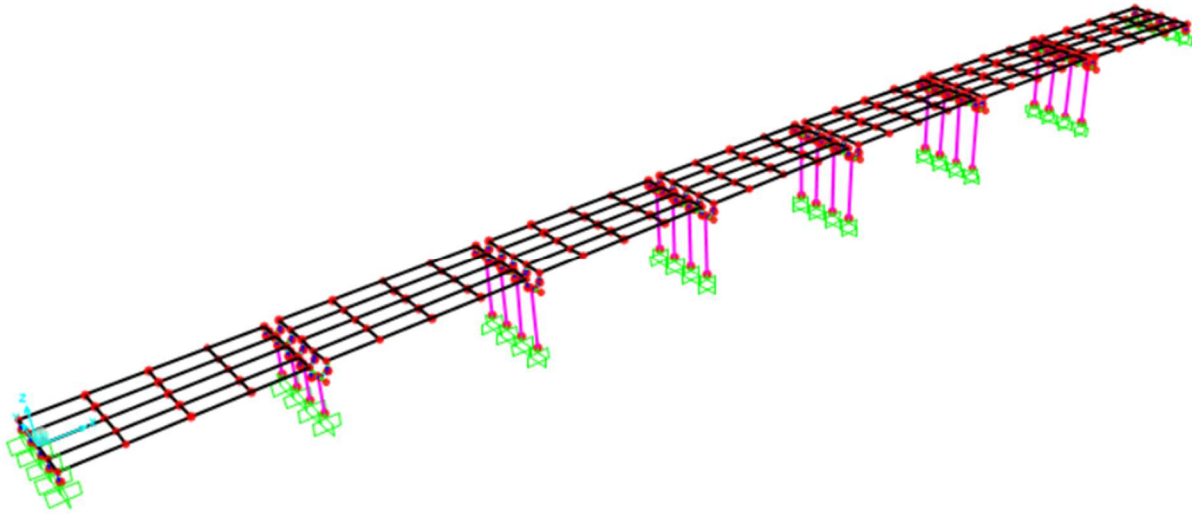


Fig. 22: Modello tridimensionale del viadotto, vista d'insieme

3.1.7.1 Impalcato

L'impalcato è stato quindi modellato attraverso un graticcio di elementi frame. Ciascuna campata è composta da:

- 5 elementi “beam” longitudinali, la cui sezione è stata definita attraverso la funzione “Section Designer” affinché possedesse le proprietà inerziali di ciascuna trave e della relativa porzione di soletta sovrastante;

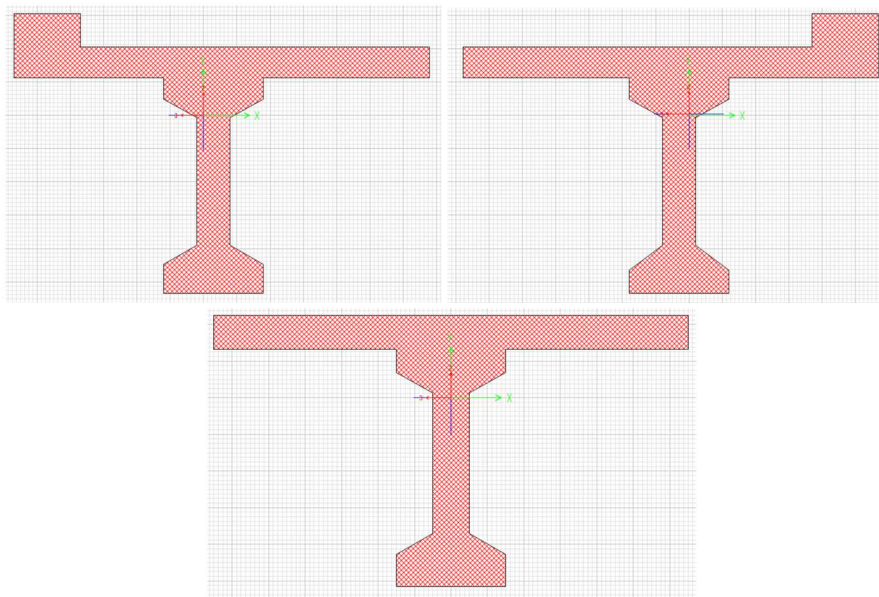


Fig. 23: Sezioni delle travi che compongono l'impalcato

- 5 elementi “beam” trasversali, aventi la sezione dei traversi di collegamento.

Ad ognuno di questi elementi sono state azzerate la massa ed il peso, i quali sono stati computati nel carico distribuito applicato in seguito manualmente. Inoltre, agli elementi longitudinali sono stati introdotti dei “rilasci” attorno all’asse Y globale (ovvero al momento che nel software è indicato come M3) in modo da ricreare lo schema statico dell’opera, composto da travi in semplice appoggio. Il suddetto schema statico non è replicabile nel piano dell’impalcato che può essere visto come un elemento solidale, reso collaborante per azione dei traversi e della soletta.

Il ponte presenta una leggera curvatura in pianta nelle ultime tre campate (lato Fano), di cui si è tenuto conto nella modellazione.

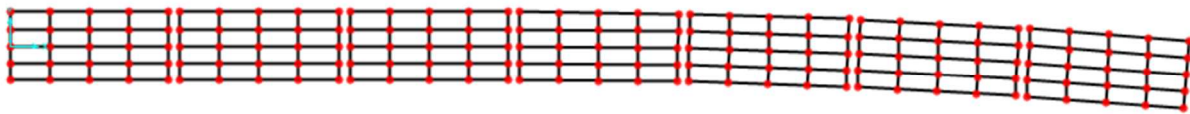


Fig. 24: Vista in pianta dell'impalcato in SAP2000

3.1.7.2 Dispositivi di appoggio

Gli appoggi rivestono un ruolo particolarmente importante nella risposta globale della struttura. Si tratta di dispositivi composti da un’alternanza di strati di elastomero (neoprene) e lamierini d’acciaio, semplicemente appoggiati tra sovrastruttura e sottostruttura senza alcun tipo di collegamento efficace. Questa particolarità fa sì che si possano sviluppare traslazioni e rotazioni in qualsiasi direzione nel loro piano e contemporaneamente reazioni antagoniste che tendono a riportarli nella loro configurazione indeformata. Le spinte orizzontali che vengono trasmesse alle pile sono proporzionali agli spostamenti subiti dunque, apparecchi di questo tipo si comportano sia come appoggi fissi con un limite in termini di forza orizzontale sia come appoggi mobili con un limite di deformazione a taglio.

Questo aspetto verrà meglio approfondito nel capitolo successivo dove si terrà conto anche del comportamento non lineare, per il momento gli appoggi vengono modellati singolarmente utilizzando un link lineare deformabile a taglio.

L'appoggio è collegato alla trave sovrastante per il tramite di un link infinitamente rigido avente lunghezza pari alla distanza tra il baricentro della trave ed il baricentro dell'appoggio ed alla pila sottostante attraverso un ulteriore link (infinitamente rigido) con la giusta inclinazione, dettata dalla geometria del pulvino e dall'eccentricità tra pila e appoggio.

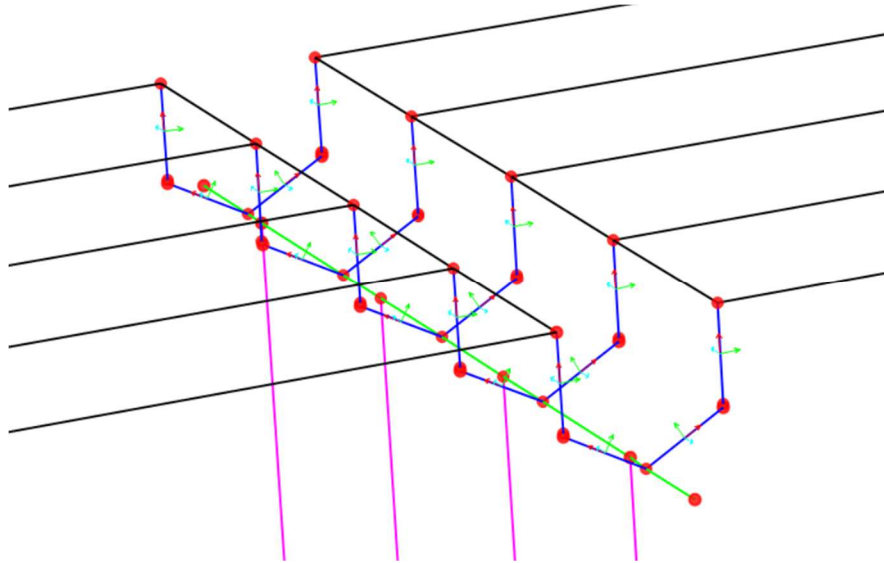


Fig. 25: Particolare del collegamento della pila all'impalcato

Fondamentale per la caratterizzazione dell'appoggio è il *Modulo di Elasticità Tangenziale* G del neoprene. Non avendo informazioni al riguardo dagli elaborati progettuali, si è fatto riferimento ad un articolo [8] nel quale sono state condotte una serie di prove su appoggi in neoprene di un viadotto marchigiano risalente alla fine degli anni '70 in cui gli autori affermano che *“ai fini dello studio della risposta sismica degli appoggi in neoprene sul costruito, che si presentino in discrete condizioni di conservazione, è ragionevole considerare un modulo di elasticità tangenziale G simile a quello del nuovo (1.0-1.2 MPa), non essendo in generale il naturale invecchiamento del materiale (30-40 anni) tale da determinare delle sensibili modifiche alla rigidezza elastica”*.

Alla luce di ciò (e di altre informazioni da letteratura) si è optato per condurre le analisi con un modulo pari a $G = 1,0$ MPa, da cui è possibile risalire alla *rigidezza orizzontale* (parametro da inserire nel SAP) attraverso la formula seguente:

$$K_H = G \frac{A}{t_e} = 7222,22 \text{ kN/m}$$

dove:

G è il modulo di Elasticità Tangenziale del neoprene;

A è l'area in pianta del dispositivo di appoggio;

t_e è lo spessore totale degli strati di elastomero.

3.1.7.3 Pile

Ciascuno dei quattro fusti di ogni pila è modellato attraverso un elemento frame avente sezione circolare di diametro 1,20 m (come indicato da progetto originale) e che si estende dalla base fino al baricentro del pulvino. In testa a ciascun elemento viene aggiunta una zona infinitamente rigida di lunghezza 65 cm attraverso il comando “End/Lenghts Offset” del SAP per tenere conto della “compenetrazione” tra i due elementi nel modello.

Un breve approfondimento è richiesto per la valutazione della rigidità da attribuire alle pile. Le NTC 2018 al §7.9.3 relativo ai ponti di nuova costruzione specificano quanto segue: *“La rigidità degli elementi in calcestruzzo armato deve essere valutata tenendo conto del loro effettivo stato di fessurazione, che è in generale diverso per l’impalcato (spesso interamente reagente) e per le pile.”* Non viene indicato esplicitamente un metodo per fare ciò quindi si è deciso di fare riferimento all’Eurocodice 8 – Parte 2 il quale, nell’Annesso C, propone la seguente formula:

$$J_{eff} = v \frac{M_{Rd}}{E_c \phi_y}$$

dove:

M_{Rd} è il momento resistente a flessione della pila;

ϕ_y è la curvatura al limite di snervamento;

E_c è il modulo elastico del calcestruzzo a compressione;

v è un coefficiente correttivo che tiene conto del contributo irrigidente della parte non fessurata della pila.

È stato creato un modello iniziale nel quale alle pile è stata assegnata la rigidità elastica non fessurata e sono state calcolate le sollecitazioni derivanti dalla combinazione “CV_SISMA” associata ai carichi gravitazionali. Si è osservato come i valori di sforzo normale non differiscono molto nelle varie pile quindi si è calcolato un unico diagramma momento-curvatura riferito ad una “pila tipo” prendendo cautelativamente il valore di compressione massimo (al quale compete il momento resistente minimo).

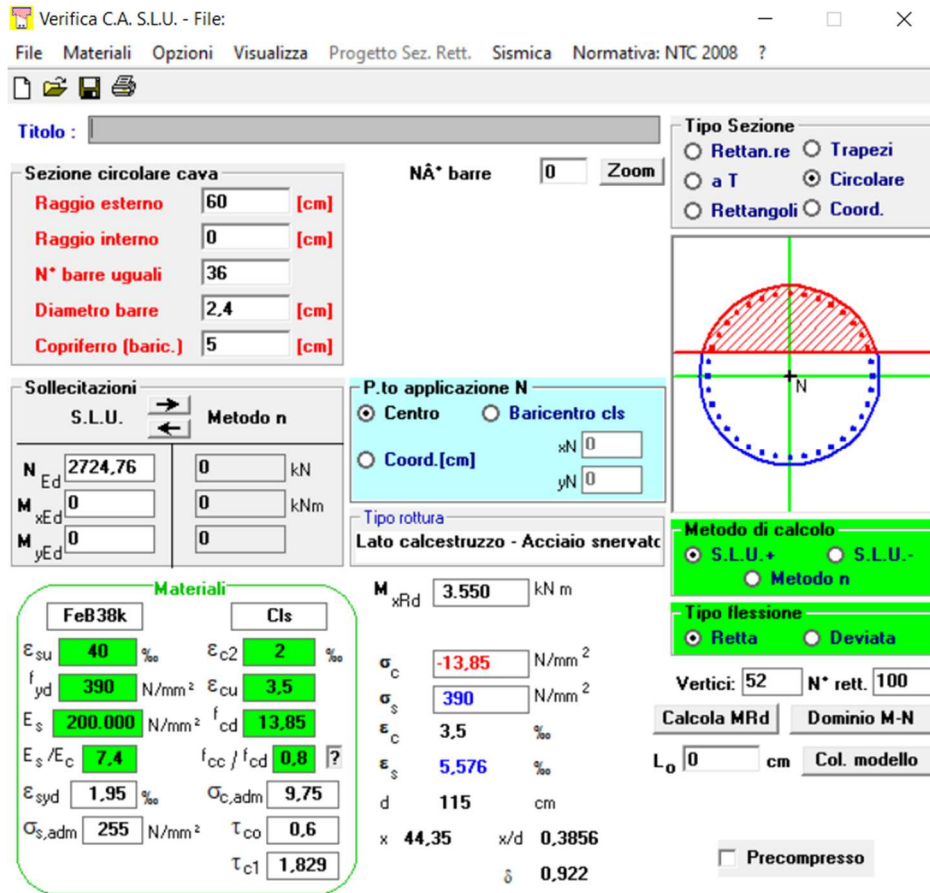


Fig. 26: Schermata con i dati di input del programma VcaSLU usato per il calcolo

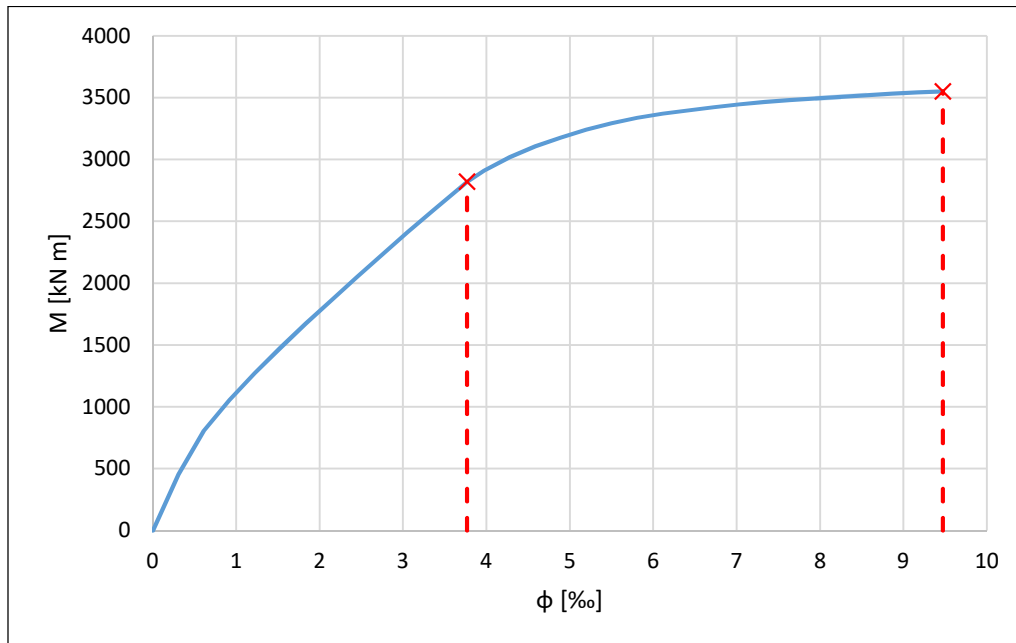


Fig. 27: Diagramma momento-curvatura della "pila tipo"

Di seguito si riassumono i dati utilizzati per il calcolo della rigidità fessurata.

M_{Rd}	ϕ_y	ν	E_{cm}	J_{eff}
[kN m]	[m ⁻¹]	[-]	[GPa]	[m ⁴]
3549,60	0,003766	1,20	27,40	0,0413

Tab. 8: Rigidità fessurata secondo EC8-2

La rigidità della pila non fessurata è pari a quella della sezione circolare:

$$J_{el} = \pi \frac{R^4}{4} = 0,1018 \text{ m}^4$$

Il coefficiente di riduzione implementato all'interno del SAP risulta quindi:

$$\frac{J_{eff}}{J_{el}} = 0,4055$$

3.1.7.4 Fondazioni e spalle

Le fondazioni sono costituite da zattere su pali di grande diametro la cui rigidità elevata fa sì che le deformazioni siano trascurabili, per questo motivo non vengono modellate e si considera un vincolo di incastro alla base di ciascuna pila.

Anche le spalle possono essere considerate come elementi massivi molto rigidi e vengono rappresentate attraverso degli incastri posti al di sotto degli appoggi.

3.2 Analisi modale

L'analisi modale è lo studio del comportamento dinamico di una struttura quando viene sottoposta a vibrazione e permette di individuarne alcune proprietà intrinseche come le frequenze ed i modi propri di vibrare associati. Dal punto di vista analitico si scrive un'equazione specifica per ogni nodo del sistema che tenga conto di tutte le grandezze necessarie. Per un sistema ad n gradi di libertà, l'equazione differenziale del secondo ordine che ne descrive il moto è la seguente:

$$M\ddot{v}(t) + C\dot{v}(t) + Kv(t) = f(t)$$

dove:

M è la matrice delle masse;

C è la matrice di smorzamento;

K è la matrice di rigidità;

$f(t)$ è il vettore della forzante esterna;

$v(t)$ è il vettore spostamento;

Per condurre un'analisi modale si considera l'equivalente sistema non smorzato ed attraverso una serie di passaggi matematici si definisce il problema agli autovalori:

$$\det(K - \omega^2 M) = 0$$

la cui risoluzione permette di individuare le n pulsazioni ω_i relative al modo i -esimo.

A ciascuna pulsazione (*autovalore*) corrisponde un modo di vibrare ϕ_i (*autovettore*):

$$(K - \omega_i^2 M)\phi_i = 0$$

Risolto il sistema di n equazioni sono noti i modi di vibrare ϕ_i della struttura e le pulsazioni ω_i , da cui si ricavano i periodi $T_i = \frac{2\pi}{\omega_i}$.

Per strutture relativamente semplici si ottengono sistemi risolvibili manualmente mentre strutture complesse possiedono molti gradi di libertà e la soluzione è affidata a programmi di calcolo come il SAP 2000.

3.2.1 Risultati dell'analisi

Di seguito si riportano i risultati in termini di periodo e coefficiente di partecipazione modale per le forme modali ritenute più significative. L'output completo è invece riportato nell'Appendice B.

MODO	Periodo	UX	UY	RZ
[-]	[s]	[%]	[%]	[%]
1	1,947	77,32	0,02	0,02
3	1,17	0,00	53,43	14,40
5	0,981	12,14	0,00	0,00
6	0,905	0,00	20,11	0,00
9	0,722	0,13	8,87	0,02
10	0,717	5,57	0,16	0,02
12	0,678	0,00	10,04	20,03

Tab. 9: Output analisi modale - modi significativi

Come accennato nei paragrafi precedenti, la Norma richiede che per poter eseguire un'analisi dinamica lineare si mobiliti almeno l'85% della massa totale, per la struttura in esame questa

condizione viene raggiunta considerando i primi 12 modi, con i quali le masse mobilitate sono: 96,09% traslazionale in X, 96,15% traslazionale in Y, 94,84% rotazionale in Z.

3.3 Analisi dei carichi

L'analisi dei carichi è stata realizzata in funzione della geometria dedotta dagli elaborati progettuali ed avvalorata dalla campagna di indagine condotta nel 2010 i cui risultati appaiono conformi a quanto riportato nei documenti originali.

Per i calcoli sono stati utilizzati i seguenti pesi di volume dei materiali:

$$\gamma_{cls} = 25,00 \text{ kN/m}^3 \quad \text{peso di volume del calcestruzzo}$$

$$\gamma_{pav} = 20,00 \text{ kN/m}^3 \quad \text{peso di volume della pavimentazione stradale}$$

Di seguito si esplicitano i singoli contributi che vanno a comporre il carico assegnato agli elementi frame, in modo coerente con la strategia di modellazione adottata. Il valore di ciascun carico è riportato al metro lineare dividendone il peso per la lunghezza della campata, pari a 30 metri.

Travi longitudinali – sezione corrente

	A_{trave}	$A_{soletta}$	$A_{sez,c}$	$W_{sez,c}$
	[m ²]	[m ²]	[m ²]	[kN/m]
Travi Laterali	0,665	0,844	1,509	37,72
Travi intermedie	0,665	0,748	1,413	35,31
Trave centrale	0,665	0,748	1,413	35,31

Pavimentazione stradale

	H_{pav}	A_{pav}	W_{pav}
	[m ²]	[m ²]	[kN/m]
Travi Laterali	0,15	0,394	7,88
Travi intermedie	0,15	0,488	9,75
Trave centrale	0,15	0,488	9,75

Ringrossi travi longitudinali – sezione di testata

	$A_{ringr,t}$	$n_{ringr,t}$	L_{long}	$W_{ringr,t}$
	[m ²]	[-]	[m]	[kN/m]

Travi Laterali	0,275	4	1,50	1,375
Travi intermedie	0,275	4	1,50	1,375
Trave centrale	0,275	4	1,50	1,375

Ringrossi travi longitudinali – sezione corrente

	$A_{ringr,t}$	$n_{ringr,t}$	L_{long}	$W_{ringr,t}$
	[m ²]	[-]	[m]	[kN/m]
Travi Laterali	0,275	6	0,265	0,364
Travi intermedie	0,275	6	0,265	0,364
Trave centrale	0,275	6	0,265	0,364

Traversi

	L_{long}	L_{trasv}	H_{trav}	n_{trav}	W_{trav}
	[m]	[m]	[m]	[-]	[kN/m]
Travi Laterali	0,25	1,25	1,05	5	1,367
Travi intermedie	0,25	1,25	1,05	10	2,734
Trave centrale	0,25	1,25	1,05	10	2,734

Barriere di sicurezza

	$W_{barriere}$
	[kN/m]
Travi Laterali	1,00
Travi intermedie	-
Trave centrale	1,00

Il peso complessivo dell'impalcato è 249,01 kN/m che viene ripartito nel seguente modo:

Travi laterali: 49,70 kN/m

Travi intermedie: 49,54 kN/m

Trave centrale: 50,54 kN/m

3.4 Azione sismica

L'azione sismica è definita attraverso l'uso di spettri di risposta elastici in accelerazione, costruiti in accordo con le NTC 2018. Nel seguito si riportano le informazioni principali mentre un maggiore dettaglio relativo alle prescrizioni normative ed alla definizione delle grandezze trattate è riportato nell'Appendice C.

3.4.1 Sorgente di massa

Ai fini dell'analisi sismica è necessario definire la "mass source" all'interno del software, vale a dire la quota parte dei carichi gravitazionali che verranno accelerati per effetto dell'azione sismica. Si ricorda che le sezioni costituenti l'impalcato sono state modificate azzerandone i valori di massa e peso in quanto aggiunti manualmente come carico distribuito. Per questo motivo all'interno del SAP è stata spuntata sia la voce "Element Self Mass and Additional Mass" sia "Specified Load Pattern", indicando il caso "Impalcato", il quale racchiude il carico definito dall'analisi dei carichi condotta al paragrafo precedente.

3.4.2 Spettri di risposta

Il viadotto oggetto di verifica si considera una costruzione con livelli di prestazione ordinari pertanto la Vita Nominale è assunta pari a 50 anni, mentre dal punto di vista della Classe d'Uso si può ritenere come un'opera di importanza strategica e pertanto ricade in Classe d'Uso IV.

Sulla base dei risultati delle indagini condotte sui terreni di fondazione si è deciso di adottare una Categoria di Sottosuolo B mentre dal punto di vista topografico, trovandosi in una zona pianeggiante, ricade in Categoria Topografica T1.

L'accelerazione di riferimento attesa in sito è stata calcolata sulla base delle coordinate geografiche, della vita nominale e del coefficiente d'uso dell'opera.

Nelle tabelle seguenti si riassumono i valori delle grandezze principali che servono ai fini della determinazione degli spettri di risposta.

Latitudine	Lat.	43.73	[°]
Longitudine	Long.	12.90	[°]
Classe d'Uso	-	IV	[-]
Coefficiente d'Uso	C _U	2.0	[-]
Vita Nominale	V _N	50	[anni]
Periodo di riferimento	V _R	100	[anni]

Tab. 10: Parametri per la determinazione dell'accelerazione attesa in sito

STATO LIMITE	P_{VR}	T_R	a_g	F_0	T_c^*
	[%]	[anni]	[g]	[-]	[s]
SLO	81	30	0,0723	2,45	0,29
SLD	63	50	0,0921	2,48	0,30
SLV	10	475	0,2403	2,49	0,32
SLC	5	975	0,3131	2,45	0,33

Tab. 11: Valori di a_g , F_0 , T_c^* per i vari Stati Limite

STATO LIMITE	S_s	C_c
	[-]	[-]
SLO	1,200	1,409
SLD	1,200	1,399
SLV	1,161	1,382
SLC	1,093	1,373

Tab. 12: Valori del coefficiente di amplificazione stratigrafica S_s e del coefficiente C_c

Di seguito è riportata la componente orizzontale degli spettri di risposta elastica (il fattore di comportamento è $q = 1$) relativi a Stato Limite di Danno (SLD), salvaguardia della Vita (SLV) e Collasso (SLC).

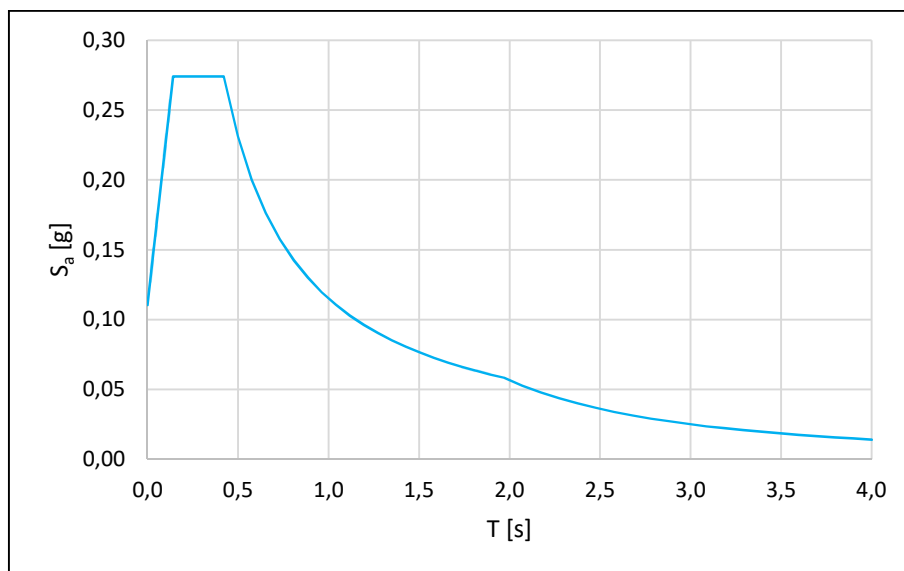


Fig. 28: Spettro di risposta in accelerazione per lo Stato Limite di Danno – Sisma Orizzontale

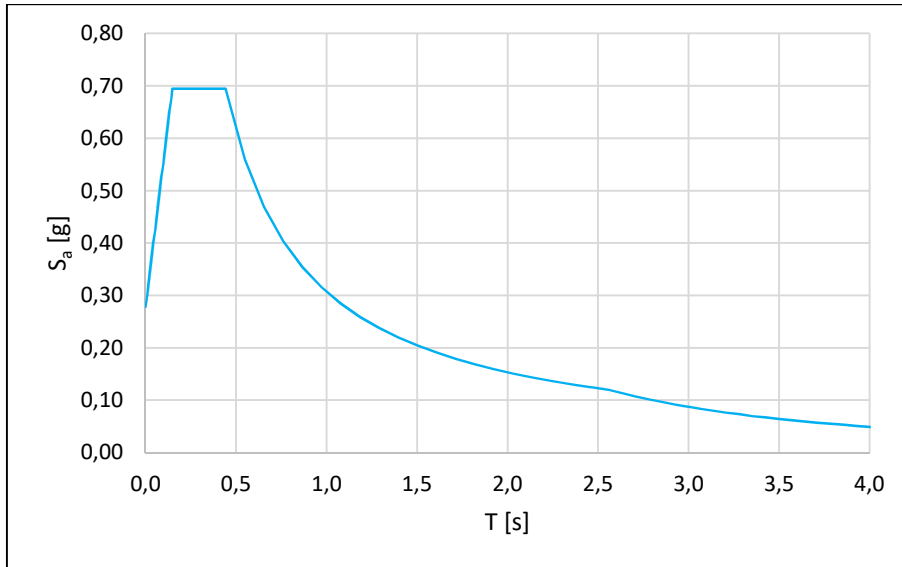


Fig. 29: Spettro di risposta in accelerazione per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita – Sisma Orizzontale

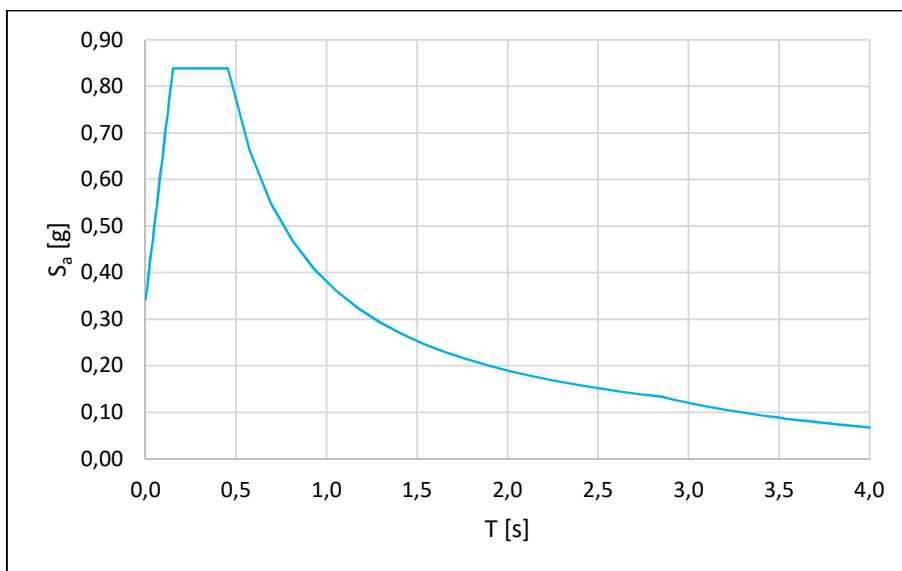


Fig. 30: Spettro di risposta in accelerazione per lo Stato Limite di Collasso – Sisma Orizzontale

3.4.3 Combinazione delle azioni

Ai fini delle verifiche si è adottata la combinazione sismica secondo quanto prescritto al §2.5.3 delle NTC2018:

$$E + G_1 + G_2 + P + \sum_j \psi_{2j} \cdot Q_{kj}$$

dove:

E è l'azione sismica per lo stato limite considerato;

- G_i sono i carichi permanenti ($i=1$ portanti, $i=2$ portati);
- P è l'azione di precompressione, a cadute di tensione avvenute;
- Q_{kj} sono le azioni variabili;
- ψ_{2j} sono i coefficienti di combinazione, osservabili nella Tab. 5.1.VI della Norma.

Per condurre l'analisi delle pile sono state considerate le sole componenti orizzontali dell'accelerazione sismica in quanto si è ritenuto che la variazione dello sforzo assiale dovuto al sisma verticale non fosse particolarmente rilevante:

- $1,00 \cdot E_X + 0,30 \cdot E_Y$ sisma principale nella direzione X;
- $0,30 \cdot E_X + 1,00 \cdot E_Y$ sisma principale nella direzione Y.

Per le verifiche dei dispositivi di appoggio invece sono state utilizzate tutte 3 le componenti spaziali, sempre permutando circolarmente i coefficienti moltiplicativi, come suggerito al §7.3.5:

- $1,00 \cdot E_X + 0,30 \cdot E_Y + 0,30 \cdot E_Z$ sisma principale nella direzione X;
- $0,30 \cdot E_X + 1,00 \cdot E_Y + 0,30 \cdot E_Z$ sisma principale nella direzione Y;
- $0,30 \cdot E_X + 0,30 \cdot E_Y + 1,00 \cdot E_Z$ sisma principale nella direzione Z.

3.4.4 Combinazioni di carico

Di seguito si riportano le combinazioni definite al SAP 2000, con relativa nomenclatura:

- CV_SISMA: contiene i pesi propri degli elementi ("DEAD") ed i carichi aggiunti ("Impalcato") ciascuno con coefficiente moltiplicativo unitario, in accordo con la combinazione sismica;
- SISMA_X_SLD_P: combinazione sismica per la verifica delle pile allo SLD, contiene i carichi gravitazionali ed il sisma con le sue due componenti nel piano, assumendo la direzione X come principale;
- SISMA_Y_SLD_P: combinazione sismica per la verifica delle pile allo SLD, contiene i carichi gravitazionali ed il sisma con le sue due componenti nel piano, assumendo la direzione Y come principale;
- SISMA_X_SLV_P: combinazione sismica per la verifica delle pile allo SLV, contiene i carichi gravitazionali ed il sisma con le sue due componenti nel piano, assumendo la direzione X come principale;
- SISMA_Y_SLV_P: combinazione sismica per la verifica delle pile allo SLV, contiene i carichi gravitazionali ed il sisma con le sue due componenti nel piano, assumendo la direzione Y come principale;
- SISMA_X_SLC_P: combinazione sismica per la verifica delle pile allo SLC, contiene i carichi gravitazionali ed il sisma con le sue due componenti nel piano, assumendo la direzione X come principale;

- SISMA_Y_SLC_P: combinazione sismica per la verifica delle pile allo SLC, contiene i carichi gravitazionali ed il sisma con le sue due componenti nel piano, assumendo la direzione Y come principale;
- SISMA_X_SLD_A: combinazione sismica per la verifica degli appoggi allo SLD, contiene i carichi gravitazionali ed il sisma con le sue componenti spaziali, assumendo la direzione X come principale;
- SISMA_Y_SLD_A: combinazione sismica per la verifica degli appoggi allo SLD, contiene i carichi gravitazionali ed il sisma con le sue componenti spaziali, assumendo la direzione Y come principale;
- SISMA_Z_SLD_A: combinazione sismica per la verifica degli appoggi allo SLD, contiene i carichi gravitazionali ed il sisma con le sue componenti spaziali, assumendo la direzione Z come principale;
- SISMA_X_SLC_A: combinazione sismica per la verifica degli appoggi allo SLC, contiene i carichi gravitazionali ed il sisma con le sue componenti spaziali, assumendo la direzione X come principale;
- SISMA_Y_SLC_A: combinazione sismica per la verifica degli appoggi allo SLC, contiene i carichi gravitazionali ed il sisma con le sue componenti spaziali, assumendo la direzione Y come principale;
- SISMA_Z_SLC_A: combinazione sismica per la verifica degli appoggi allo SLC, contiene i carichi gravitazionali ed il sisma con le sue componenti spaziali, assumendo la direzione Z come principale;

3.5 Verifiche di sicurezza dei dispositivi di appoggio

Come già specificato al §1.6 del presente lavoro, le verifiche sono state condotte attraverso il calcolo del *coefficiente di sicurezza* ρ che definisce il rapporto tra la domanda e la capacità del dispositivo in esame. Dal momento che la caratteristica principale di questi dispositivi in neoprene armato è quella di concedere degli spostamenti a seguito della loro deformabilità a taglio (ed eventualmente dello scorrimento sulla superficie di appoggio) e contestualmente trasmettere delle forze alle sottostrutture, proporzionali alle deformazioni raggiunte, è necessario eseguire verifiche sia in termini di spostamento sia in termini di forze.

3.5.1 Capacità

Per meglio comprendere i limiti di questi dispositivi sono stati esaminati diversi articoli relativi a studi condotti proprio sul comportamento di tali appoggi quando sottoposti a forze orizzontali, come quelle derivanti dall'azione sismica.

La risposta di un appoggio elastomerico armato non ancorato evidenzia un comportamento tipico che si può suddividere in tre fasi principali [9]:

- Fase 1: lo spostamento è definito interamente dalla deformazione elastica dell'elastomero;

- Fase 2: lo spostamento è ancora principalmente determinato dalla deformazione elastica della gomma tuttavia a questa si aggiunge un principio di scorrimento che comporta una diminuzione della rigidità globale del dispositivo;
- Fase 3: la deformazione elastica raggiunge il valore massimo e non aumenta ulteriormente; la forza applicata supera l'attrito tra la superficie di appoggio ed il dispositivo, il quale inizia a scorrere in maniera evidente.

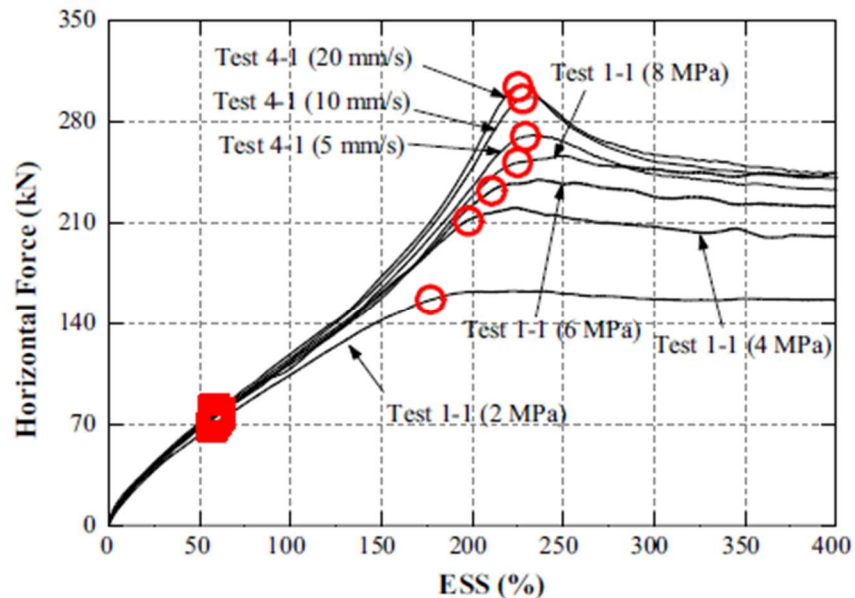


Fig. 31: Curve sforzo-deformazione di alcuni provini testati con differenti condizioni al contorno [9]

Le curve riportate nella figura sovrastante mostrano la risposta di alcuni campioni sottoposti a diversi valori di sforzo assiale e diverse velocità di applicazione della forzante. I riquadri rettangolari sanciscono il principio del fenomeno di scorrimento e quindi il passaggio alla Fase 2 mentre i riquadri circolari mostrano la transizione alla Fase 3, quando lo scorrimento diventa evidente.

Le condizioni al contorno con cui sono stati eseguiti i vari test appaiono pressoché irrilevanti per la risposta a piccole deformazioni mentre giocano un ruolo più importante a livelli di deformazione maggiori: sforzi normali e velocità di applicazione del carico elevati comportano infatti una rigidità più alta nella Fase 2 ed una maggiore resistenza a scorrimento nella Fase 3.

La deformazione massima sopportabile dal dispositivo, alla quale ha inizio lo scorrimento, è più alta nei provini testati a sforzo normale e velocità più elevate. All'aumentare della velocità appare più marcata anche la differenza tra attrito statico e dinamico.

Ai fini della definizione della capacità appare quindi fondamentale:

- in termini di forze, individuare un corretto coefficiente di attrito;
- in termini di spostamento, stabilire la massima deformazione a taglio sopportabile (in assenza di scorrimento).

Si riportano alcuni risultati a cui sono giunti diversi autori che hanno condotto studi sull'argomento:

- *Kostantinidis et al.* [10] attraverso esperimenti sulla risposta a taglio di appoggi elastomerici armati, non ancorati né alla sovrastruttura né alla sottostruttura, hanno concluso che possono sopportare deformazioni fino al 225% prima di manifestare il fenomeno del cosiddetto "roll-over";
- *Steelman et al.* [11] hanno investigato il comportamento a taglio di appoggi in gomma su superfici di calcestruzzo soggetti ad azioni sismiche, trovando che manifestano un comportamento approssimativamente elastico fino a deformazioni del 125-250% prima di scorrere;
- *Mori et al.* [12] hanno trovato che la deformazione ultima di appoggi elastomerici non efficacemente ancorati con piastre di acciaio alla cima ed alla base può raggiungere valori del 150-225%.

Per quanto riguarda il coefficiente di attrito esiste una relazione di proporzionalità inversa con lo sforzo normale per cui il coefficiente diminuisce all'aumentare della pressione applicata sull'appoggio. Un valore tipico da letteratura si aggira intorno 0,60 mentre linee guida americane (Caltrans 1994) suggeriscono 0,40 per l'attrito gomma-calcestruzzo e 0,35 per gomma-acciaio.

In questa sede si è fatto riferimento principalmente allo studio condotto da *Kostantinidis et al.* [10] in cui è stato testato un dispositivo molto simile a quello del viadotto in esame sia in termini di geometria che di sforzo normale, misurando un valore massimo del coefficiente di attrito pari a 0,53 in corrispondenza di una deformazione del 184% (in assenza di scorrimento).

Sulla base di questi risultati, le verifiche sono state condotte utilizzando i seguenti valori:

- Coefficiente di attrito $\mu = 0,5$;
- Deformazione massima dell'elastomero $\gamma = 180\%$.

La capacità in termini di trasmissione delle azioni orizzontali può quindi essere stimata come:

$$V_{C,app} = \mu \cdot W = 0,50 \cdot W$$

La capacità in termini di massimi spostamenti orizzontali può essere stimata come:

$$d_{C,app} = \gamma \cdot h_{gomma} = 1,80 \cdot 0,036 \text{ m} = 0,065 \text{ m}$$

3.5.2 Domanda

La domanda in termini di forze e spostamenti è stata desunta dagli output del software SAP2000. Lo Stato Limite di riferimento è quello al collasso (SLC), in aggiunta è stata condotta la verifica anche allo SLD.

Le informazioni complete riguardanti la capacità, la domanda di ogni dispositivo e le verifiche sono riportate nell'Appendice D mentre nel seguito ci si limita ad esporre le osservazioni ed il quadro sinottico dei coefficienti ρ .

3.5.3 Risultati allo Stato Limite di Collasso (SLC)

La verifica è stata eseguita per tutte le combinazioni riportate al §3.4.4 e ripetuta, per ciascuna, sia con i valori massimi sia con i valori minimi derivanti dall'analisi. Nelle tabelle riepilogative esposte ai paragrafi che seguono, i campi "N_{min}" ed "N_{max}" rappresentano, rispettivamente, la verifica condotta con le sollecitazioni corrispondenti allo sforzo assiale minimo, che secondo la convenzione del software SAP2000 corrisponde alla massima compressione ed allo sforzo assiale massimo, che corrisponde invece alla minima compressione (o massima trazione, se presente).

Verifica in termini di forze

In molti casi la verifica sul singolo dispositivo risulta non soddisfatta, ciò che significa che la forza supera il valore limite che questo può contrastare con la sola deformazione elastica della gomma e comincia a scorrere. Prima che si verifichi lo scorrimento tuttavia, nei casi in cui a non verificare non siano tutti e cinque gli appoggi che sostengono l'impalcato, è lecito supporre che avvenga una redistribuzione della domanda per cui la quota parte di taglio che eccede la resistenza del dispositivo in crisi viene redistribuita verso quelli che hanno ancora delle risorse disponibili.

Per valutare questo aspetto è stata condotta una verifica calcolando un coefficiente di sicurezza "globale" ρ in cui la domanda è definita come somma delle domande dei cinque generici appoggi trasversali e la capacità come sommatoria delle capacità degli stessi.

	SISMA_X_SLC_A		SISMA_Y_SLC_A		SISMA_Z_SLC_A
	N _{min}	N _{max}	N _{min}	N _{max}	N _{max}
SP.A	0.95	1.20	1.18	1.40	0.32
P1_APP.SX	0.59	0.76	0.92	1.19	0.24
P1_APP.DX	1.12	1.40	0.90	1.15	0.31
P2_APP.SX	0.74	0.93	0.60	0.75	0.21
P2_APP.DX	1.11	1.35	0.86	1.09	0.30
P3_APP.SX	0.72	0.87	0.80	1.01	0.23
P3_APP.DX	1.01	1.22	0.79	1.00	0.27
P4_APP.SX	0.44	0.53	0.58	0.74	0.16

P4_APP.DX	0.53	0.66	0.89	1.16	0.23
P5_APP.SX	0.98	1.20	0.92	1.20	0.30
P5_APP.DX	0.75	0.92	0.74	0.95	0.23
P6_APP.SX	1.23	1.49	0.91	1.15	0.33
P6_APP.DX	0.98	1.24	0.53	0.66	0.25
SP.B	1.43	1.78	1.05	1.25	0.38

Tab. 13: Valori dei coefficienti di combinazione "globali" ρ in termini di forza allo SLC

La verifica allo Stato Limite di Collasso non è soddisfatta e tali dispositivi non riuscirebbero a sopportare l'azione indotta da un sisma di tale intensità. Delle possibili soluzioni possono essere:

- l'inserimento di chiavi di taglio (delle quali l'attuale viadotto è sprovvisto) che vadano a limitare gli spostamenti;
- la sostituzione degli appoggi attuali con moderni dispositivi d'isolamento sismico.

Occorre sottolineare che in questa analisi il dispositivo è rappresentato attraverso un link elastico lineare che non modella in alcun modo lo scorrimento che si verifica nella realtà al superamento della resistenza d'attrito. Superato questo valore infatti gli spostamenti nel modello continuano a crescere (assieme alla forza) in modo proporzionale alla rigidezza del link mentre nella realtà entrerebbe in gioco il comportamento attritivo: il taglio si mantiene costante e lo spostamento cresce con rigidezza nulla.

Il valore di deformazione che si legge dall'analisi non è pertanto rappresentativo del valore reale e la verifica in termini di spostamento perde di significato.

3.5.4 Risultati allo Stato Limite di Danno (SLD)

Verifica in termini di forze

La verifica risulta ampiamente soddisfatta.

Elemento	Appoggio	SISMA_X_SLD_A		SISMA_Y_SLD_A		SISMA_Z_SLD_A
		N _{min}	N _{max}	N _{min}	N _{max}	N _{max}
SPALLA A	SP.A_APP.1	0.31	0.32	0.37	0.38	0.15
	SP.A_APP.2	0.32	0.33	0.39	0.39	0.15
	SP.A_APP.3	0.31	0.33	0.38	0.39	0.15
	SP.A_APP.4	0.32	0.33	0.39	0.40	0.15
	SP.A_APP.5	0.31	0.32	0.37	0.38	0.15
PILA 1	P1_APP.DX.1	0.35	0.37	0.28	0.30	0.14
	P1_APP.DX.2	0.38	0.39	0.30	0.32	0.15
	P1_APP.DX.3	0.38	0.39	0.31	0.31	0.15
	P1_APP.DX.4	0.38	0.39	0.31	0.32	0.15
	P1_APP.DX.5	0.35	0.37	0.28	0.30	0.14

	P1_APP.SX.1	0.19	0.20	0.29	0.31	0.11
	P1_APP.SX.2	0.20	0.21	0.31	0.33	0.11
	P1_APP.SX.3	0.20	0.21	0.32	0.33	0.11
	P1_APP.SX.4	0.20	0.21	0.32	0.33	0.11
	P1_APP.SX.5	0.19	0.20	0.29	0.31	0.11
PILA 2	P2_APP.DX.1	0.35	0.36	0.27	0.29	0.14
	P2_APP.DX.2	0.37	0.38	0.29	0.30	0.14
	P2_APP.DX.3	0.36	0.37	0.29	0.29	0.14
	P2_APP.DX.4	0.37	0.38	0.29	0.30	0.14
	P2_APP.DX.5	0.34	0.36	0.27	0.29	0.14
	P2_APP.SX.1	0.23	0.24	0.19	0.20	0.09
	P2_APP.SX.2	0.25	0.26	0.20	0.21	0.10
	P2_APP.SX.3	0.25	0.26	0.20	0.20	0.10
	P2_APP.SX.4	0.25	0.26	0.20	0.21	0.10
	P2_APP.SX.5	0.23	0.24	0.19	0.19	0.09
PILA 3	P3_APP.DX.1	0.31	0.32	0.24	0.26	0.12
	P3_APP.DX.2	0.34	0.34	0.27	0.28	0.13
	P3_APP.DX.3	0.34	0.34	0.27	0.27	0.13
	P3_APP.DX.4	0.34	0.35	0.27	0.28	0.13
	P3_APP.DX.5	0.31	0.32	0.24	0.26	0.12
	P3_APP.SX.1	0.22	0.23	0.25	0.27	0.11
	P3_APP.SX.2	0.24	0.25	0.27	0.28	0.11
	P3_APP.SX.3	0.24	0.24	0.27	0.27	0.11
	P3_APP.SX.4	0.24	0.25	0.27	0.28	0.11
	P3_APP.SX.5	0.22	0.23	0.25	0.26	0.10
PILA 4	P4_APP.DX.1	0.17	0.18	0.28	0.30	0.10
	P4_APP.DX.2	0.18	0.18	0.30	0.32	0.11
	P4_APP.DX.3	0.18	0.18	0.31	0.31	0.11
	P4_APP.DX.4	0.18	0.18	0.31	0.32	0.11
	P4_APP.DX.5	0.17	0.18	0.28	0.30	0.10
	P4_APP.SX.1	0.14	0.14	0.18	0.19	0.07
	P4_APP.SX.2	0.14	0.15	0.20	0.21	0.08
	P4_APP.SX.3	0.14	0.15	0.20	0.20	0.07
	P4_APP.SX.4	0.15	0.15	0.20	0.21	0.08
	P4_APP.SX.5	0.14	0.14	0.18	0.19	0.07
PILA 5	P5_APP.DX.1	0.23	0.24	0.23	0.25	0.11
	P5_APP.DX.2	0.25	0.26	0.25	0.26	0.11
	P5_APP.DX.3	0.25	0.25	0.25	0.26	0.11
	P5_APP.DX.4	0.25	0.26	0.25	0.26	0.11
	P5_APP.DX.5	0.24	0.24	0.23	0.25	0.10
	P5_APP.SX.1	0.31	0.32	0.29	0.32	0.14
	P5_APP.SX.2	0.33	0.34	0.32	0.33	0.14
	P5_APP.SX.3	0.32	0.33	0.32	0.32	0.14

	P5_APP.SX.4	0.32	0.33	0.31	0.33	0.14
	P5_APP.SX.5	0.30	0.31	0.29	0.31	0.13
PILA 6	P6_APP.DX.1	0.31	0.32	0.17	0.18	0.11
	P6_APP.DX.2	0.33	0.34	0.18	0.18	0.12
	P6_APP.DX.3	0.33	0.34	0.17	0.18	0.11
	P6_APP.DX.4	0.33	0.34	0.17	0.18	0.11
	P6_APP.DX.5	0.31	0.32	0.17	0.17	0.11
	P6_APP.SX.1	0.38	0.40	0.29	0.31	0.15
	P6_APP.SX.2	0.41	0.42	0.31	0.32	0.16
	P6_APP.SX.3	0.41	0.42	0.31	0.31	0.16
	P6_APP.SX.4	0.41	0.42	0.31	0.32	0.16
	P6_APP.SX.5	0.38	0.39	0.28	0.30	0.15
SPALLA B	SP.B_APP.1	0.46	0.48	0.34	0.35	0.18
	SP.B_APP.2	0.47	0.49	0.34	0.35	0.18
	SP.B_APP.3	0.46	0.48	0.33	0.34	0.18
	SP.B_APP.4	0.47	0.49	0.34	0.35	0.18
	SP.B_APP.5	0.46	0.47	0.33	0.34	0.18

Tab. 14: Valori dei coefficienti di combinazione ρ in termini di forza allo SLD

Verifica in termini di spostamenti

La verifica risulta ampiamente soddisfatta.

Elemento	Appoggio	SISMA_X_SLD_A	SISMA_Y_SLD_A	SISMA_Z_SLD_A
SPALLA A	SP.A_APP.1	0.26	0.31	0.12
	SP.A_APP.2	0.25	0.31	0.12
	SP.A_APP.3	0.25	0.31	0.11
	SP.A_APP.4	0.25	0.31	0.12
	SP.A_APP.5	0.26	0.31	0.12
PILA 1	P1_APP.DX.1	0.38	0.28	0.14
	P1_APP.DX.2	0.38	0.27	0.14
	P1_APP.DX.3	0.38	0.27	0.14
	P1_APP.DX.4	0.38	0.27	0.14
	P1_APP.DX.5	0.38	0.27	0.14
	P1_APP.SX.1	0.30	0.24	0.11
	P1_APP.SX.2	0.30	0.24	0.11
	P1_APP.SX.3	0.30	0.24	0.11
	P1_APP.SX.4	0.30	0.24	0.11
	P1_APP.SX.5	0.30	0.24	0.11
PILA 2	P2_APP.DX.1	0.16	0.25	0.09
	P2_APP.DX.2	0.16	0.25	0.09
	P2_APP.DX.3	0.16	0.25	0.09
	P2_APP.DX.4	0.16	0.25	0.09
	P2_APP.DX.5	0.16	0.25	0.09

	P2_APP.SX.1	0.29	0.23	0.11
	P2_APP.SX.2	0.29	0.23	0.11
	P2_APP.SX.3	0.29	0.22	0.11
	P2_APP.SX.4	0.29	0.23	0.11
	P2_APP.SX.5	0.29	0.23	0.11
PILA 3	P3_APP.DX.1	0.20	0.16	0.08
	P3_APP.DX.2	0.20	0.16	0.07
	P3_APP.DX.3	0.19	0.16	0.07
	P3_APP.DX.4	0.20	0.16	0.07
	P3_APP.DX.5	0.20	0.16	0.08
	P3_APP.SX.1	0.26	0.21	0.10
	P3_APP.SX.2	0.26	0.21	0.10
	P3_APP.SX.3	0.26	0.21	0.10
	P3_APP.SX.4	0.26	0.21	0.10
	P3_APP.SX.5	0.27	0.21	0.10
PILA 4	P4_APP.DX.1	0.19	0.22	0.09
	P4_APP.DX.2	0.19	0.21	0.08
	P4_APP.DX.3	0.18	0.21	0.08
	P4_APP.DX.4	0.19	0.21	0.08
	P4_APP.DX.5	0.19	0.22	0.09
	P4_APP.SX.1	0.14	0.24	0.08
	P4_APP.SX.2	0.14	0.24	0.08
	P4_APP.SX.3	0.14	0.24	0.08
	P4_APP.SX.4	0.14	0.24	0.08
	P4_APP.SX.5	0.15	0.24	0.09
PILA 5	P5_APP.DX.1	0.12	0.16	0.06
	P5_APP.DX.2	0.11	0.16	0.06
	P5_APP.DX.3	0.11	0.16	0.06
	P5_APP.DX.4	0.11	0.16	0.06
	P5_APP.DX.5	0.12	0.16	0.06
	P5_APP.SX.1	0.20	0.20	0.08
	P5_APP.SX.2	0.20	0.20	0.08
	P5_APP.SX.3	0.19	0.20	0.08
	P5_APP.SX.4	0.20	0.20	0.08
	P5_APP.SX.5	0.20	0.20	0.09
PILA 6	P6_APP.DX.1	0.26	0.25	0.11
	P6_APP.DX.2	0.26	0.25	0.11
	P6_APP.DX.3	0.25	0.25	0.10
	P6_APP.DX.4	0.25	0.25	0.10
	P6_APP.DX.5	0.26	0.25	0.11
	P6_APP.SX.1	0.26	0.15	0.09
	P6_APP.SX.2	0.26	0.14	0.09
	P6_APP.SX.3	0.26	0.13	0.09

	P6_APP.SX.4	0.26	0.14	0.09
	P6_APP.SX.5	0.26	0.14	0.09
SPALLA B	SP.B_APP.1	0.33	0.25	0.12
	SP.B_APP.2	0.32	0.24	0.12
	SP.B_APP.3	0.32	0.24	0.12
	SP.B_APP.4	0.32	0.24	0.12
	SP.B_APP.5	0.32	0.24	0.12

Tab. 15: Valori dei coefficienti di combinazione ρ in termini di spostamento allo SLD

Nella verifica in spostamento non si distingue tra “N_{min}” ed “N_{max}” come fatto in precedenza in quanto la capacità è unica e dipende dalla geometria del dispositivo e dalla sua capacità deformativa e come domanda si è considerato, per ciascuna combinazione, lo spostamento massimo, in valore assoluto, derivante dall’analisi.

3.6 Verifiche di sicurezza delle pile

Si distinguono:

- la verifica degli elementi/meccanismi duttili, ovvero della flessione (pressoflessione se avviene in presenza di sforzo assiale), condotta in termini di deformabilità prendendo come parametro di riferimento la rotazione rispetto alla corda;
- la verifica degli elementi/meccanismi fragili, ovvero del taglio, condotta in termini di resistenza confrontando la resistenza a taglio dell’elemento con le sollecitazioni indotte dall’azione sismica.

Le verifiche sono state realizzate, per ognuna delle due combinazioni sismiche, allo SLD, SLV e SLC.

3.6.1 Verifiche del meccanismo duttile

3.6.1.1 Capacità

Come anticipato, la verifica è condotta in termini di *rotazione alla corda*, parametro che rappresenta la deformabilità della colonna ed è definito come l’angolo compreso tra:

- la congiungente tra il baricentro della sezione di estremità e il baricentro della sezione di momento nullo, distanza meglio nota come “*luce di taglio*” e calcolabile come $L_s = \frac{M}{V}$;
- la tangente all’asse dell’elemento nella sezione di estremità.

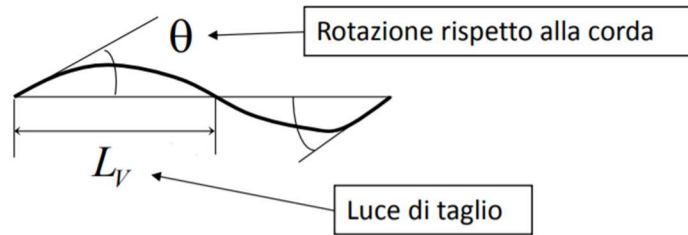


Fig. 32: Rappresentazione della rotazione alla corda e della luce di taglio

I valori di rotazione alla corda sono calcolati in accordo con quanto stabilito in Circolare al §C8.8.5.4:

$$\theta_y(N) = \phi_y(N) \frac{L_s}{3}$$

$$\theta_u(N) = \theta_y(N) + [\phi_u(N) - \phi_y(N)] L_p \left(1 - \frac{0,5L_p}{L_s} \right)$$

dove:

$\theta_y(N)$ è la rotazione alla corda al limite di snervamento;

$\theta_u(N)$ è la rotazione alla corda al collasso;

$\phi_y(N)$ è la curvatura di snervamento della sezione trasversale dell'elemento;

$\phi_u(N)$ è la curvatura ultima della sezione trasversale dell'elemento;

L_s è la lunghezza della luce di taglio;

L_p è la lunghezza della cerniera plastica, determinabile come $L_p = 0,1L_s$.

I valori di curvatura sono funzione della geometria, del quantitativo di armatura e dello sforzo assiale e vengono calcolati utilizzando il software VcaSLU del professor Piero Gelfi.

I valori limite di rotazione alla corda rappresentativi della capacità sono invece calcolati, per ciascuno Stato Limite, rispettando le indicazioni da normativa, riassunte nella tabella seguente.

Stato Limite	Rotazione alla corda
SLD	$\theta_{SLD} = \theta_y$
SLV	$\theta_{SLV} = \frac{3}{4} \theta_{SLC}$

SLC	$\theta_{SLC} = \frac{1}{\gamma_{el}} \theta_u$
-----	---

Il coefficiente γ_{el} è pari a 1,5.

3.6.1.2 Domanda

La domanda in termini di rotazione alla corda è stata calcolata a partire dagli output di spostamento del nodo sommitale di ciascuna colonna, diviso per la relativa luce di taglio.

$$\theta = \frac{d}{L_s}$$

La luce di taglio, in quanto distanza tra la sezione di momento nullo e la sezione di estremità, varia al variare dello schema statico, nel caso in esame si deve dunque distinguere tra:

- direzione longitudinale, rispetto alla quale lo schema della pila è assimilabile a quello di una mensola e di conseguenza la luce di taglio coincide con l'altezza effettiva della colonna $L_{s,l} = L$;
- direzione trasversale, rispetto alla quale la pila è assimilabile ad un telaio piano e di conseguenza la luce di taglio è calcolata come rapporto tra il momento ed il taglio agenti per quella particolare combinazione $L_{s,t} = \frac{M}{V}$.

Di seguito la sintesi dei risultati con le relative osservazioni mentre i report completi sono riportati nell'Appendice E.

3.6.1.3 Risultati allo Stato Limite di Collasso (SLC)

PILA	FUSTO	SISMA_X_SLC_P		SISMA_Y_SLC_P	
		N _{min}	N _{max}	N _{min}	N _{max}
1	1	1.14	1.16	1.28	1.30
	2	1.11	1.10	1.21	1.20
	3	1.11	1.10	1.22	1.19
	4	1.19	1.11	1.43	1.17
2	1	1.02	1.03	1.66	1.58
	2	1.00	1.01	1.58	1.59
	3	1.01	1.01	1.60	1.57
	4	1.07	1.00	1.75	1.50
3	1	1.31	1.30	1.84	1.71
	2	1.35	1.28	1.73	1.74
	3	1.35	1.28	1.75	1.72
	4	1.34	1.27	1.91	1.64
4	1	1.38	1.36	2.60	2.28
	2	1.35	1.36	2.44	2.44

	3	1.36	1.35	2.45	2.43
	4	1.43	1.32	2.67	2.22
5	1	1.21	1.20	2.55	2.25
	2	1.19	1.20	2.39	2.40
	3	1.20	1.20	2.40	2.38
	4	1.27	1.17	2.62	2.18
6	1	0.80	0.81	1.60	1.52
	2	0.78	0.79	1.52	1.54
	3	0.79	0.79	1.53	1.52
	4	0.85	0.78	1.65	1.43

Tab. 16: Coefficienti di combinazione ρ per la verifica del meccanismo duttile delle pile allo SLC

La verifica non risulta soddisfatta per quasi tutti i fusti. I valori più alti del coefficiente di sicurezza si hanno per la combinazione di sisma dominante in direzione Y ed in particolare per le pile centrali (4 e 5) in cui risulta addirittura $\rho > 2$, a causa della maggiore altezza che comporta una maggiore deformabilità e di conseguenza rotazione di tali pile.

Per quanto riguarda l'influenza dello sforzo normale, la condizione più gravosa sembra essere quella corrispondente ai valori di compressione massima (N_{min}), la quale si traduce in diminuzione della curvatura ultima, con conseguente riduzione della duttilità di sezione.

3.6.1.4 Risultati allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)

PILA	FUSTO	SISMA_X_SLV_P		SISMA_Y_SLV_P	
		N_{min}	N_{max}	N_{min}	N_{max}
1	1	1.21	1.25	1.35	1.43
	2	1.18	1.18	1.29	1.29
	3	1.19	1.18	1.30	1.27
	4	1.28	1.18	1.55	1.25
2	1	1.09	1.11	1.76	1.72
	2	1.07	1.08	1.69	1.70
	3	1.08	1.08	1.71	1.68
	4	1.14	1.06	1.87	1.62
3	1	1.39	1.39	1.94	1.87
	2	1.36	1.37	1.85	1.87
	3	1.37	1.36	1.87	1.85
	4	1.43	1.35	2.05	1.77
4	1	1.47	1.47	2.75	2.52
	2	1.44	1.46	2.60	2.63
	3	1.45	1.45	2.62	2.61
	4	1.53	1.41	2.85	2.43
5	1	1.29	1.30	2.70	2.61
	2	1.27	1.28	2.56	2.57

	3	1.28	1.28	2.57	2.55
	4	1.36	1.25	2.79	2.51
6	1	0.84	0.88	1.69	1.66
	2	0.84	0.85	1.62	1.64
	3	0.85	0.84	1.63	1.61
	4	0.91	0.83	1.77	1.55

Tab. 17: Coefficienti di combinazione ρ per la verifica del meccanismo duttile delle pile allo SLV

La verifica non risulta soddisfatta per quasi tutti i fusti. È possibile notare lo stesso comportamento già evidenziato al paragrafo precedente per cui i valori più alti sono nelle pile centrali (4 e 5) per la combinazione avente sisma dominante in Y. Inoltre, la verifica a SLV appare addirittura più gravosa di quella a SLC.

3.6.1.5 Risultati allo Stato Limite di Danno

PILA	FUSTO	SISMA_X_SLD_P		SISMA_Y_SLD_P	
		N_{min}	N_{max}	N_{min}	N_{max}
1	1	0.33	0.39	0.33	0.46
	2	0.33	0.33	0.35	0.36
	3	0.33	0.33	0.37	0.35
	4	0.40	0.33	0.48	0.32
2	1	0.29	0.33	0.46	0.52
	2	0.30	0.30	0.47	0.48
	3	0.30	0.30	0.48	0.47
	4	0.34	0.29	0.54	0.44
3	1	0.38	0.41	0.51	0.57
	2	0.38	0.38	0.51	0.52
	3	0.38	0.38	0.53	0.51
	4	0.41	0.37	0.59	0.49
4	1	0.40	0.43	0.73	0.77
	2	0.40	0.41	0.72	0.74
	3	0.41	0.40	0.74	0.72
	4	0.44	0.39	0.80	0.70
5	1	0.35	0.38	0.72	0.75
	2	0.35	0.36	0.71	0.72
	3	0.36	0.35	0.72	0.71
	4	0.39	0.34	0.79	0.68
6	1	0.22	0.27	0.44	0.50
	2	0.23	0.24	0.45	0.46
	3	0.24	0.23	0.46	0.45
	4	0.27	0.22	0.51	0.43

Tab. 18: Coefficienti di combinazione ρ per la verifica del meccanismo duttile delle pile allo SLD

La verifica è soddisfatta con un buon margine.

3.6.2 Verifiche del meccanismo fragile

3.6.2.1 Capacità

La capacità a taglio è stata calcolata in accordo con quanto specificato dalla Normativa al §C8.8.5.5 adottando la formula trinomia:

$$V_u = V_C + V_N + V_S$$

I singoli contributi sono calcolati nel seguente modo:

➤ $V_C = 0.8 \cdot A_c \cdot k \cdot \sqrt{f_c}$ è il contributo del calcestruzzo;

dove:

- $A_c = \frac{\pi D_c^2}{4}$ è l'area di calcestruzzo interna alle staffe e $D_c = D - 2c - 2d_w$ essendo D il diametro della sezione, c il copriferro, d_w il diametro delle staffe;
- k è un coefficiente che penalizza il contributo del calcestruzzo a causa del degrado ciclico e varia in generale tra 0,29 e 0,10 in funzione della duttilità in spostamento dell'elemento μ_Δ , valutabile come rapporto tra la domanda di rotazione alla corda massima θ_m e la rotazione al limite di snervamento θ_y ;

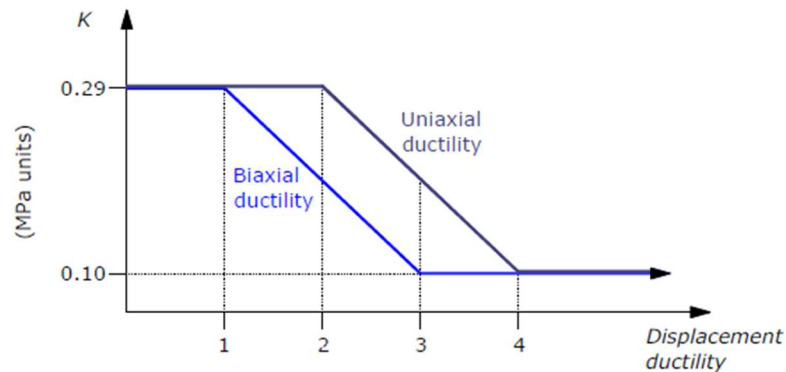


Fig. 33: Andamento del coefficiente k con la duttilità

- f_c è la resistenza a compressione del calcestruzzo.
- $V_N = N \frac{h-x}{2L_s}$ è il contributo dello sforzo normale;

dove:

- N è lo sforzo assiale, positivo se di compressione e posto uguale a zero se di trazione;
- h è l'altezza della sezione, posta pari al diametro D del fusto della pila;

- L_s è la luce di taglio, calcolata come specificato al §3.6.1.2;
- x è la profondità dell’asse neutro, per la quale si è fatto riferimento alla formula semplificata proposta in circolare al §8.7.2.3.5:

$$\frac{x}{h} = 0,25 + 0,85 \frac{N}{A_c \cdot f_c} \leq 1$$

- $V_S = \frac{\pi A_{sw}}{2s} f_{yw} (D - 2c)$ è il contributo delle armature trasversali.

dove:

- A_{sw} è l’area delle armature trasversali;
- s è il passo delle armature trasversali;
- f_{yw} è la resistenza a snervamento dell’acciaio che costituisce le staffe;
- $(D - 2c)$ è il diametro del nucleo interno di calcestruzzo, confinato dalle staffe.

Il valore della resistenza a taglio da impiegare nelle verifiche a SLV e SLC è pari al valore ultimo appena calcolato diviso per un coefficiente di sicurezza pari a $\gamma_{el} = 1,25$:

$$V_{SLV} = V_{SLC} = \frac{1}{\gamma_{el}} V_u = \frac{1}{\gamma_{el}} (V_C + V_N + V_S)$$

3.6.2.2 Domanda

In accordo con quanto specificato al §8.8.5.5 della Circolare, il valore della domanda per la sollecitazione di taglio è stato assunto pari al minimo tra il valore fornito in output dall’analisi, per la combinazione di riferimento, ed il valore ottenuto per “capacity design” che differisce a seconda della direzione esaminata:

- in direzione longitudinale, il comportamento a mensola della pila fa sì che l’andamento del momento sia di tipo triangolare e di conseguenza il taglio corrispondente è calcolabile come:

$$V_{Ed} = 2 \frac{M_{Rd,base}}{L}$$

- in direzione trasversale, il comportamento a telaio della pila fa sì che il momento si inverta assumendo il classico andamento “a farfalla” e di conseguenza il taglio corrispondente è pari a:

$$V_{Ed} = \frac{M_{Rd,testa} + M_{Rd,base}}{L}$$

Nel seguito sono riportati in modo sintetico i risultati in termini dei coefficienti di sicurezza mentre un quadro più completo, comprensivo dei valori di domanda e capacità, è osservabile nell’Appendice F.

3.6.2.3 Risultati allo Stato Limite di Collasso (SLC)

PILA	FUSTO	SISMA_X_SLC_P		SISMA_Y_SLC_P	
		N _{min}	N _{max}	N _{min}	N _{max}
1	1	0.60	0.62	0.82	0.99
	2	0.55	0.55	0.81	0.84
	3	0.55	0.55	0.82	0.84
	4	0.60	0.62	0.83	0.98
2	1	0.40	0.41	0.67	0.76
	2	0.39	0.39	0.71	0.72
	3	0.39	0.39	0.72	0.72
	4	0.40	0.41	0.68	0.76
3	1	0.48	0.49	0.71	0.81
	2	0.47	0.47	0.74	0.75
	3	0.47	0.47	0.74	0.75
	4	0.48	0.49	0.71	0.80
4	1	0.46	0.48	0.84	0.75
	2	0.47	0.47	0.77	0.77
	3	0.47	0.47	0.77	0.77
	4	0.47	0.48	0.83	0.74
5	1	0.40	0.42	0.81	0.71
	2	0.41	0.41	0.75	0.75
	3	0.42	0.42	0.75	0.75
	4	0.42	0.43	0.81	0.72
6	1	0.29	0.30	0.57	0.64
	2	0.29	0.29	0.60	0.61
	3	0.30	0.30	0.61	0.61
	4	0.31	0.32	0.58	0.64

Tab. 19: Coefficienti di combinazione ρ per la verifica del meccanismo fragile delle pile allo SLC

La verifica è soddisfatta. Dall'andamento dei coefficienti di sicurezza si può comunque osservare che la combinazione più gravosa risulta essere anche in questo caso quella con sisma in direzione principale Y e la pila con i coefficienti più alti (comunque inferiori all'unità) è la 1, in cui una maggior criticità al meccanismo di taglio era immaginabile essendo più tozza delle altre.

3.6.2.4 Risultati allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)

PILA	FUSTO	SISMA_X_SLV_P		SISMA_Y_SLV_P	
		N _{min}	N _{max}	N _{min}	N _{max}
1	1	0.48	0.52	0.67	0.77
	2	0.44	0.45	0.66	0.67
	3	0.44	0.45	0.66	0.67
	4	0.48	0.52	0.67	0.76

2	1	0.32	0.34	0.54	0.60
	2	0.31	0.31	0.57	0.58
	3	0.31	0.31	0.57	0.58
	4	0.32	0.34	0.54	0.60
3	1	0.38	0.41	0.57	0.63
	2	0.37	0.37	0.59	0.60
	3	0.37	0.38	0.60	0.60
	4	0.39	0.41	0.58	0.63
4	1	0.37	0.40	0.71	0.74
	2	0.38	0.38	0.76	0.76
	3	0.38	0.38	0.76	0.76
	4	0.38	0.40	0.71	0.74
5	1	0.32	0.35	0.68	0.72
	2	0.33	0.33	0.73	0.73
	3	0.34	0.34	0.73	0.73
	4	0.34	0.36	0.69	0.72
6	1	0.23	0.25	0.46	0.50
	2	0.23	0.23	0.48	0.49
	3	0.24	0.24	0.49	0.49
	4	0.25	0.26	0.47	0.50

Tab. 20: Coefficienti di combinazione ρ per la verifica del meccanismo fragile delle pile allo SLC

Anche in questo caso la verifica è ampiamente soddisfatta.

4 ANALISI DINAMICA NON LINEARE

L'analisi non lineare dinamica consiste nell'integrazione delle equazioni del moto per il calcolo della risposta sismica di una costruzione sottoposta ad una data storia temporale del moto del terreno ed adottando un modello che tenga conto delle non linearità presenti nella struttura. Si tratta del tipo di analisi più completa e non vi sono vere e proprie restrizioni al suo utilizzo, l'unica cosa che specifica la Normativa al riguardo, al §7.3.4.1, è che deve essere confrontata con un'analisi modale con spettro di risposta di progetto (condotta nel §3 del presente lavoro).

4.1 Modello agli elementi finiti

Si è preso come riferimento il modello già adottato per condurre l'analisi lineare, al quale sono state apportate delle modifiche che permettessero di rappresentare in modo adeguato il comportamento non lineare del viadotto.

Anche in questo caso sono stati effettuati diversi tentativi su un modello semplificato di una sola pila in modo da prendere confidenza con il software e capire quale fosse la strategia di modellazione più efficace, solo in un secondo momento si è passati al modello completo dell'intero viadotto.

4.1.1 Dispositivi di appoggio

Come già detto, gli appoggi sono dispositivi elastomerici armati, caratterizzati dall'alternanza di strati di neoprene e lamiere di acciaio, sprovvisti di piastre di ancoraggio superiori ed inferiori. Sulla base di una serie di studi condotti su questi dispositivi e di cui si è parlato al §3.5.1, il legame che meglio ne rappresenta il comportamento è quello di tipo *elasto-plastico perfetto*:

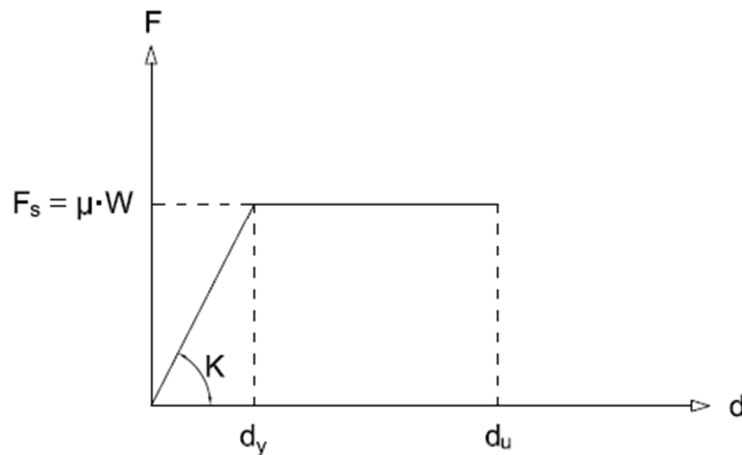


Fig. 34: Rappresentazione schematica del legame elasto-plastico perfetto del dispositivo di appoggio

$$\begin{cases} F = k \cdot d & \text{se } d < d_y \\ F = F_s & \text{se } d \geq d_y \end{cases}$$

dove:

- $F_s = \mu \cdot W$ è la forza al limite di scorrimento;
- μ è il coefficiente di attrito;
- W è lo sforzo normale agente sul dispositivo;
- $k = \frac{F_s}{d_y}$ è la rigidezza della fase elastica.

Il software SAP2000 offre diverse tipologie di link non lineari che permettono di modellare un comportamento simile, come il "Plastic (Wen)" oppure il "MultiLinear Elastic", tuttavia si è deciso di adottare il "Friction Isolator", normalmente impiegato per la modellazione degli isolatori ad attrito, appunto.

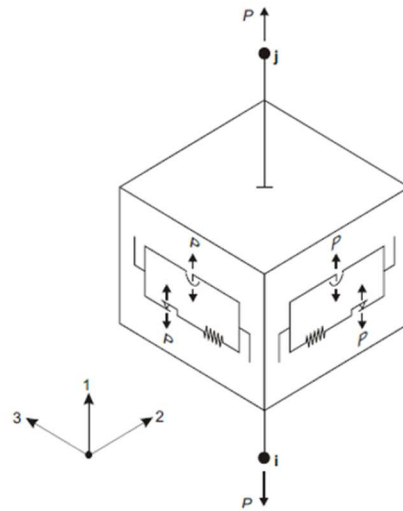


Fig. 35: Legame del link "Friction Pendulum Isolator" implementato nel SAP2000

Tale scelta è stata dettata dal fatto che i primi due richiedono una definizione a priori del valore di forza limite mentre il "Friction Isolator" richiede semplicemente la definizione del coefficiente di attrito e calcola la soglia limite di scorrimento in modo automatico sulla base dello sforzo normale effettivamente agente sul singolo dispositivo. Nel seguito vengono mostrati i parametri con cui è stato definito il link all'interno del programma.

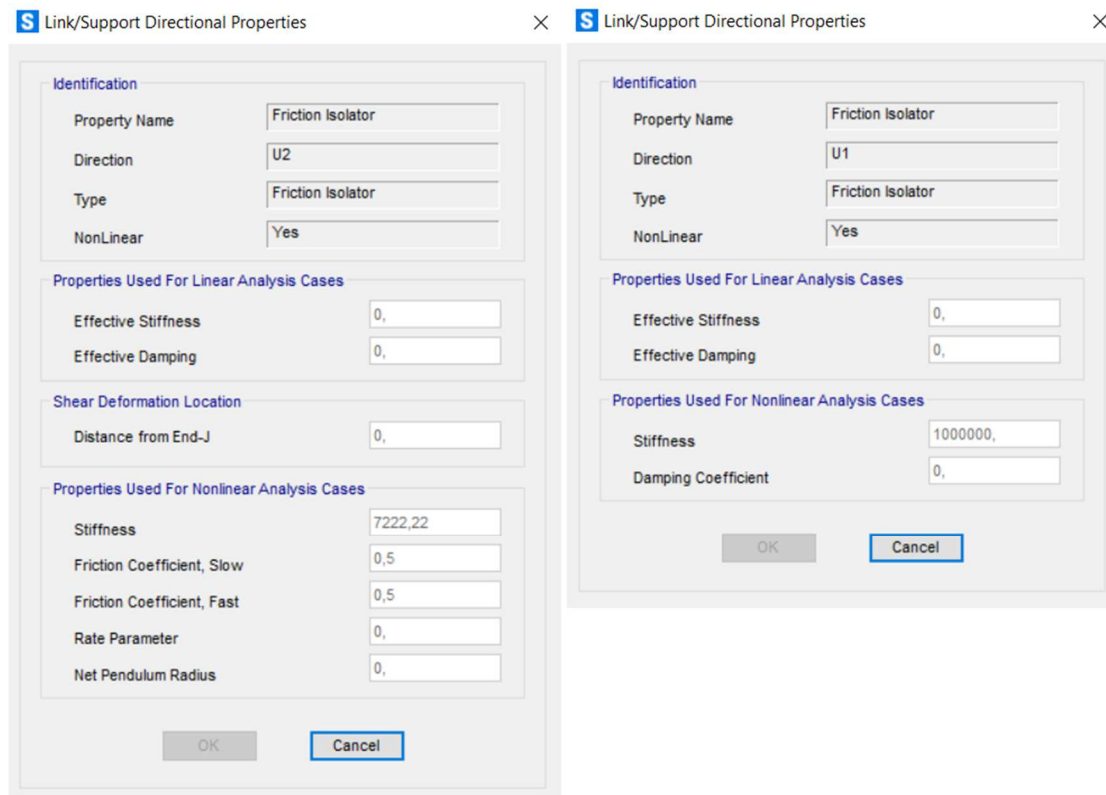


Fig. 36: Caratteristiche del link "Friction Isolator" nelle direzioni U1 (a destra) e U2 (a sinistra), uguale a U3

Il raggio del link è azzerato in quanto, in accordo con quanto specificato nel manuale, ad un valore di raggio pari a 0 il software associa una superficie di scorrimento piana.

La rigidezza verticale è semplicemente stimata come diversi ordini di grandezza superiore rispetto a quella orizzontale e pertanto è posta uguale a $K_V = 10^6 \text{ kN/m}^2$. Si raccomanda tuttavia di non scegliere questo valore in modo troppo superficiale e di controllare che il rapporto K_V/K_H sia inferiore a 1000 altrimenti la presenza di un elemento molto più rigido in una direzione rispetto alle altre potrebbe portare problemi di convergenza, specie per un link di questo tipo che è particolarmente sensibile a variazioni dello sforzo assiale.

Il software offre la possibilità di distinguere un coefficiente di attrito statico ed uno di scorrimento. A tal proposito si cita nuovamente lo studio di *N. Xiang e J. Li* [9] i cui test hanno evidenziato come effettivamente vi sia una differenza tra i due coefficienti, il cui rapporto è compreso nel range $\mu_S/\mu_F = 1,04 \div 1,20$, con i valori più alti associati ad una maggiore velocità di applicazione della forzante orizzontale. Essendo tale range abbastanza ristretto e prossimo all'unità si è deciso di trascurare questa differenza ed utilizzare un unico coefficiente di attrito $\mu = 0,50$.

4.1.2 Pile

Le strategie più diffuse per la modellazione delle non linearità presenti in un elemento strutturale sono fondamentalmente due: la modellazione a *plasticità concentrata* attraverso cerniere plastiche e la *modellazione a plasticità diffusa* attraverso fibre.

Nel presente lavoro si adotta un modello a plasticità concentrata utilizzando cerniere pressoflessionali del tipo “Fiber P-M2-M3” in modo da mettere in conto l’interazione che nasce tra le sollecitazioni prodotte nelle due direzioni dal sisma. Tali cerniere si distinguono dalle classiche di tipo parametrico in quanto discretizzano la sezione in:

- un aggregato di fibre di calcestruzzo, ognuna delle quali avente area pari alla sua porzione spettante, posizione del suo baricentro e con legge costitutiva appropriata: si è impostato un legame del tipo “Simple” con deformazione in corrispondenza della massima resistenza a compressione del 2 ‰ e deformazione ultima del 3,5 ‰, oltre la quale la curva prosegue con una pendenza del 5 ‰. Il programma considera anche una resistenza a trazione pari a 2,785 MPa in corrispondenza di una deformazione dello 0,1 ‰;

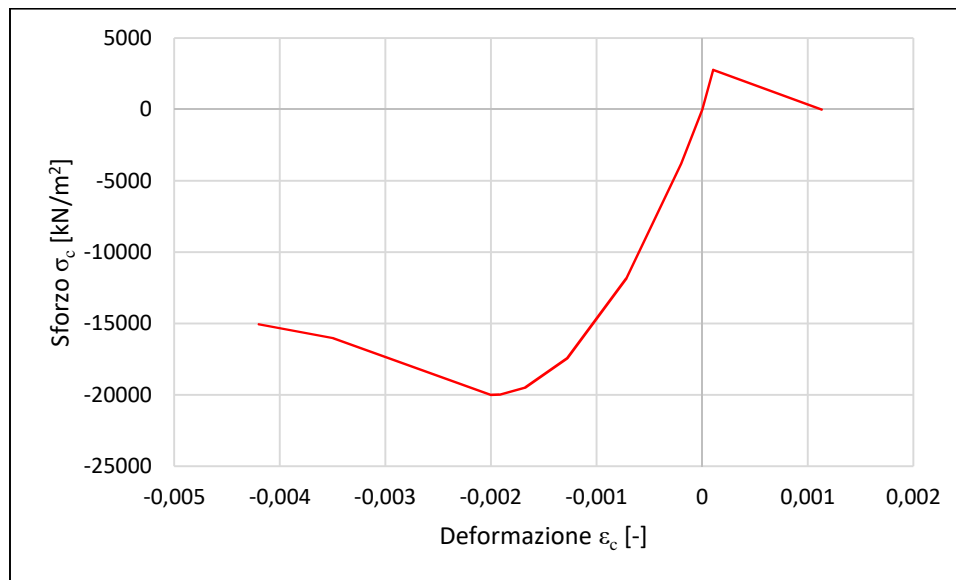


Fig. 37: Legame costitutivo del calcestruzzo

- una fibra per ogni armatura, avente area pari a quella dell’armatura stessa e legge costitutiva del materiale utilizzato per le barre, in questo caso l’acciaio FeB38k.

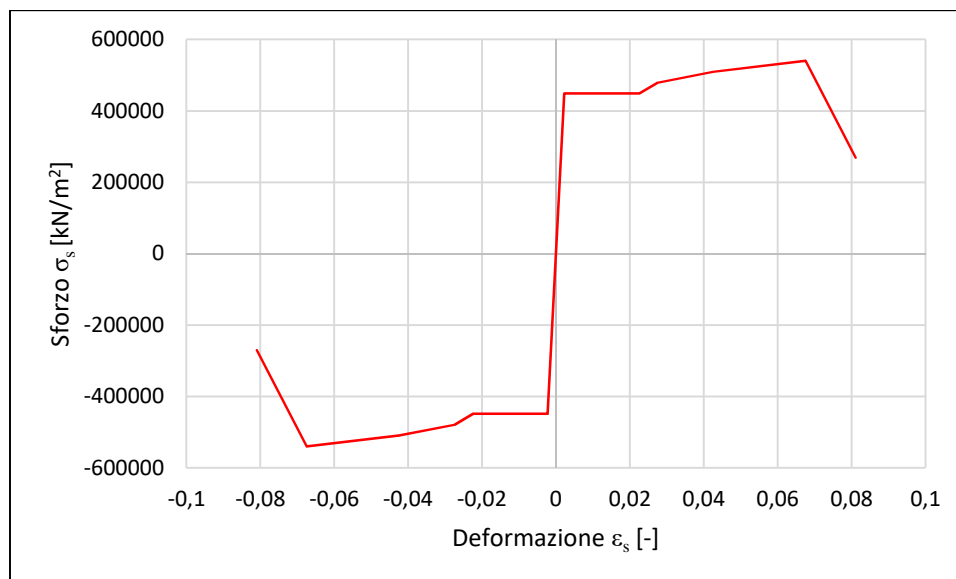


Fig. 38: Legge costitutivo dell'acciaio

Tali fibre vengono create automaticamente dal software e si estendono longitudinalmente per tutta la lunghezza della cerniera, definita manualmente all'atto dell'inserimento. I valori utilizzati per costruire tali legami sono stati calcolati al §2.4.2 del presente lavoro, dividendo il valore medio di resistenza per il fattore di confidenza, che si ricorda essere pari a 1,0 avendo raggiunto il Livello di Conoscenza LC3.

- $f_{cm} = 20 \text{ MPa}$ resistenza a compressione media del calcestruzzo;
- $E_{cm} = 20,7 \text{ GPa}$ modulo elastico del calcestruzzo;
- $f_{ym} = 448,5 \text{ MPa}$ resistenza a snervamento media dell'acciaio;
- $f_{tm} = 540 \text{ MPa}$ resistenza a rottura media dell'acciaio;
- $E_s = 200 \text{ GPa}$ modulo elastico dell'acciaio.

La risposta delle "Fiber-Hinge" è derivata direttamente dalle relazioni costitutive non lineari sopra definite per ciascun materiale, i legami forza-spostamento e momento-rotazione sono costruiti integrando il comportamento assiale di ciascuna fibra per tutta la lunghezza della cerniera plastica.

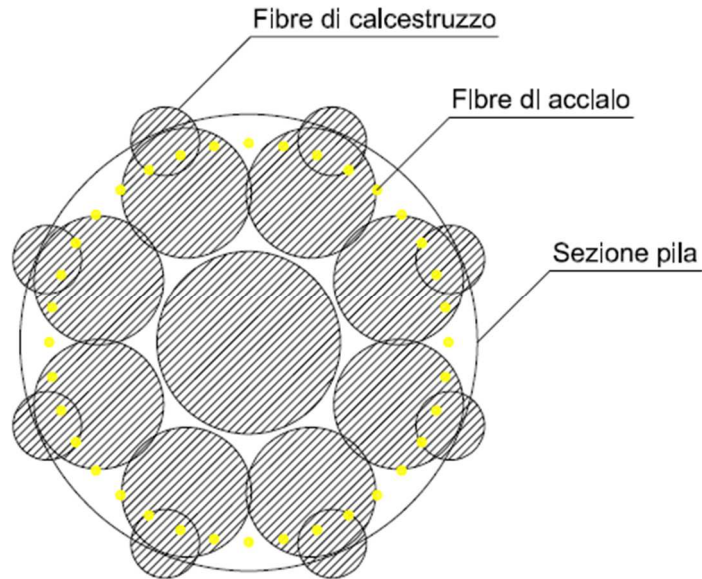


Fig. 39: Discretizzazione automatica della sezione in fibre ad opera del SAP2000

Una modellazione di questo tipo è più “naturale” e rappresentativa rispetto alle “Isotropic PMM Hinges” o “Parametric PMM Hinges” tuttavia richiede un maggior onere computazionale ed ha lo svantaggio di non mettere in conto gli effetti locali che contribuiscono a definire la capacità in termini di rotazione come lo “Yield Penetration” o l’effetto tagliante.

4.1.3 Definizione dei modelli di analisi

Come già spiegato in precedenza, le pile del viadotto per via della loro disposizione assumono comportamenti differenti a seconda della direzione di analisi considerata.

- Direzione longitudinale

Lo schema di riferimento della deformata è quello di una mensola, con formazione di una sola cerniera plastica alla base del fusto avente lunghezza pari al 10% della luce di taglio, che corrisponde all’intera altezza della pila ($L_s = H_{pila}$) considerato l’andamento linearmente crescente del momento flettente;

- Direzione trasversale

Lo schema di riferimento è quello del telaio e le zone di plasticizzazione sono due, una alla base ed una in testa a ciascun fusto, aventi lunghezze pari al 10% della luce di taglio che in questo caso è pari al rapporto tra momento e taglio sollecitanti ($L_s = \frac{M}{V}$).

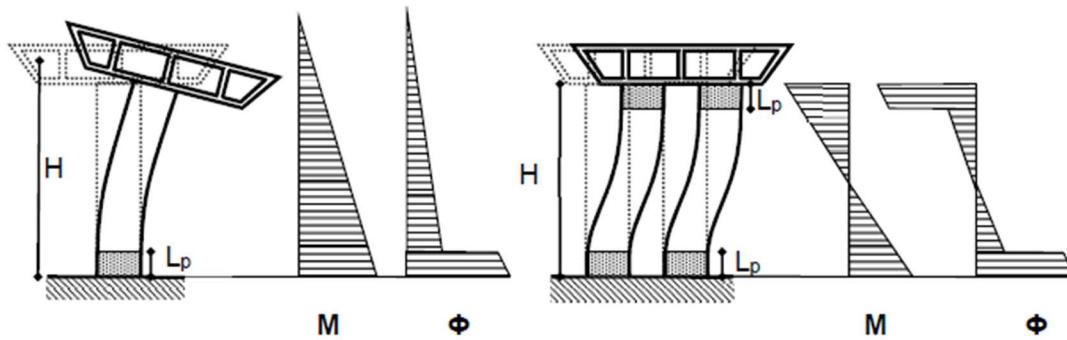


Fig. 40: Modelli a plasticità concentrata delle pile in funzione dello schema di vincolo

Dal momento che il software non permette di definire lunghezze di plasticizzazione differenti per una stessa cerniera, sono stati creati due modelli:

- uno per studiare il comportamento nella direzione trasversale, avente una cerniera in testa ed una alla base di ciascun fusto con lunghezza pari al 5% dell’altezza colonna, avendo sfruttato l’ipotesi semplificativa che il comportamento sia quello di un telaio con andamento del momento “a farfalla” e luce di taglio pari a metà dell’altezza della pila.

$$L_p = 0,1 \cdot L_s = 0,1 \cdot \frac{H}{2} = 0,05 \cdot H$$

- uno per studiare il comportamento nella direzione longitudinale, avente una cerniera in testa con lunghezza di plasticizzazione pari al 5% dell’altezza della colonna ed una alla base con lunghezza pari al 10%.

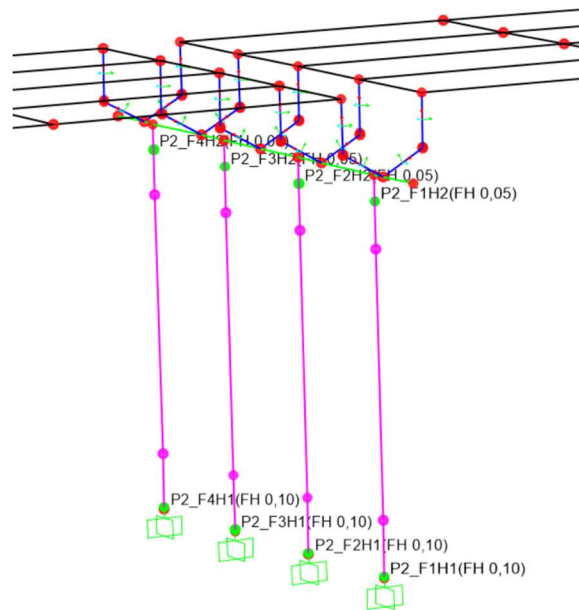


Fig. 41: Inserimento delle cerniere plastiche al SAP2000

4.2 Azione sismica

L'azione indotta dal terremoto viene rappresentata non più dagli spettri di risposta bensì attraverso delle storie temporali del moto del terreno, ossia gli accelerogrammi. Ciascun accelerogramma descrive una variazione di accelerazione nel tempo e rappresenta una componente, orizzontale o verticale, dell'azione sismica. Gli accelerogrammi da impiegare nella definizione dell'input sismico possono essere:

- *Artificiali*: in genere derivano da registrazioni di eventi realmente accaduti modificati in modo da avere uno spettro di risposta coincidente, entro una certa tolleranza, con uno spettro definito "target", attraverso manipolazione nel dominio delle frequenze;
- *Sintetici*: generati attraverso la modellazione, con metodi sia deterministici che stocastici, dei meccanismi di nucleazione e/o propagazione degli eventi sismici. Non particolarmente utilizzati nella pratica ingegneristica;
- *Naturali*: si tratta di registrazioni di terremoti realmente accaduti ed in quanto tali si configurano come la rappresentazione più realistica, a patto che la loro scelta sia rappresentativa della sismicità del sito.

Nel presente lavoro si è scelto di utilizzare accelerogrammi artificiali generati dal software SIMQKE_GR.

4.2.1 SIMQKE_GR

Il software SIMQKE_GR (*SIMulation of earthQuAKE Ground motions*) è stato creato dal professor Piero Gelfi e permette di generare accelerogrammi compatibili con assegnati spettri di risposta secondo le indicazioni delle Norme Tecniche per le Costruzioni (D.M. 14/01/2008) e dell'Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri n. 3274 (OPCM 3274).

Come prima cosa all'interno del programma è necessario fornire tutti i parametri necessari per la costruzione dello spettro di riferimento (vedi §3.4.2 del presente documento) dopodiché è possibile specificare i dati di input che il software utilizzerà per generare gli accelerogrammi.

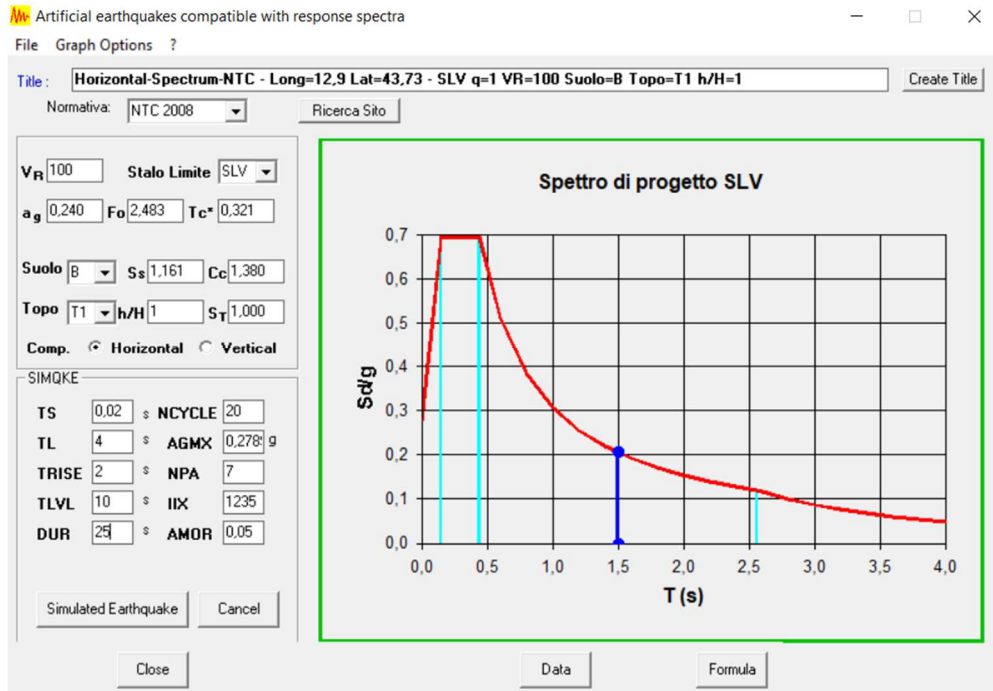


Fig. 42: Dati di input del software SIMQKE_GR

Di seguito si riporta la legenda relativa alla nomenclatura dei parametri di cui si serve il programma.

- TS valore inferiore dello spettro di risposta desiderato;
- TL valore superiore dello spettro di risposta desiderato;
- TRISE inizio della parte stazionaria dell'accelerogramma;
- TLVL durata della parte stazionaria dell'accelerogramma;
- DUR durata totale dell'accelerogramma;
- NCYCLE numero di iterazioni per meglio regolarizzare lo spettro di risposta;
- AGMX accelerazione massima del terreno;
- NPA numero di accelerogrammi statisticamente indipendenti;
- ILX numero intero dispari che serve per iniziare la generazione casuale;
- AMOR coefficiente di smorzamento viscoso.

Le NTC 2018, al §3.2.3.6 forniscono una serie di indicazioni relative all'utilizzo di accelerogrammi artificiali. La durata della parte pseudo-stazionaria deve essere di almeno 10 s mentre la durata complessiva dell'accelerogramma deve essere non inferiore a 25 s. La coerenza della storia temporale con lo spettro di risposta elastico deve essere valutata assicurando che l'ordinata

spettrale media non presenti uno scarto in difetto superiore al 10% rispetto alla corrispondente componente dello spettro elastico in alcun punto del maggiore tra gli intervalli:

- $0,15s \div 2,0s$ e $0,15s \div 2 T$ per le verifiche agli stati limite ultimi;
- $0,15s \div 1,5 T$ per le verifiche agli stati limite di esercizio.

dove T è il periodo proprio di vibrazione della struttura.

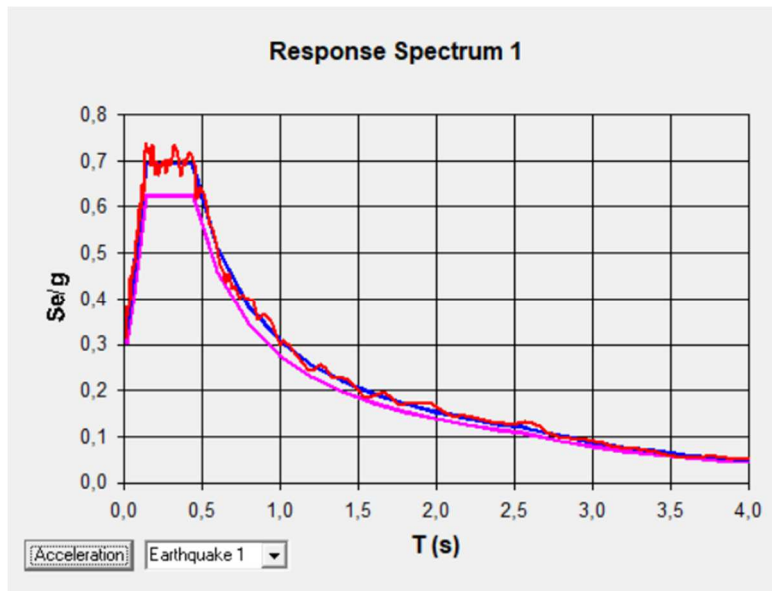


Fig. 43: Esempio di un accelerogramma, in ordinate spettrali, calcolato dal software

Lo spettro di risposta (curva rossa) corrispondente all'accelerogramma viene sovrapposto allo spettro di risposta di input (curva blu), inoltre è tracciata la curva (color magenta) con ordinate pari al 90% di quelle dello spettro elastico; in questo modo è possibile verificare visivamente che siano rispettate le prescrizioni da norma precedentemente descritte.

In totale sono stati generati 7 accelerogrammi per la componente orizzontale e 7 accelerogrammi per la componente verticale per ciascuno stato limite, per un totale di 52 storie temporali.

Nelle figure seguenti è possibile vedere come ciascun gruppo di storie temporali si adatta allo spettro di progetto relativo a quel particolare Stato Limite.

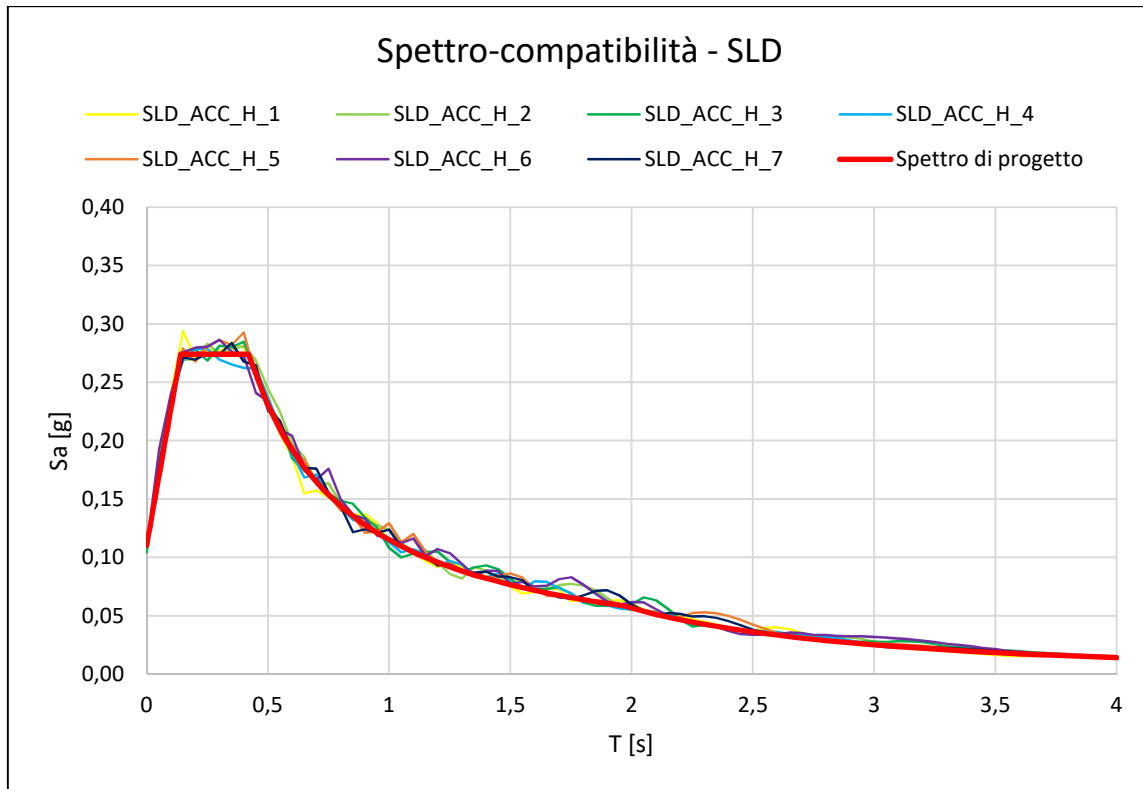


Fig. 44: Gruppo di 7 acc. della componente orizzontale allo SLD sovrapposti allo spettro di progetto

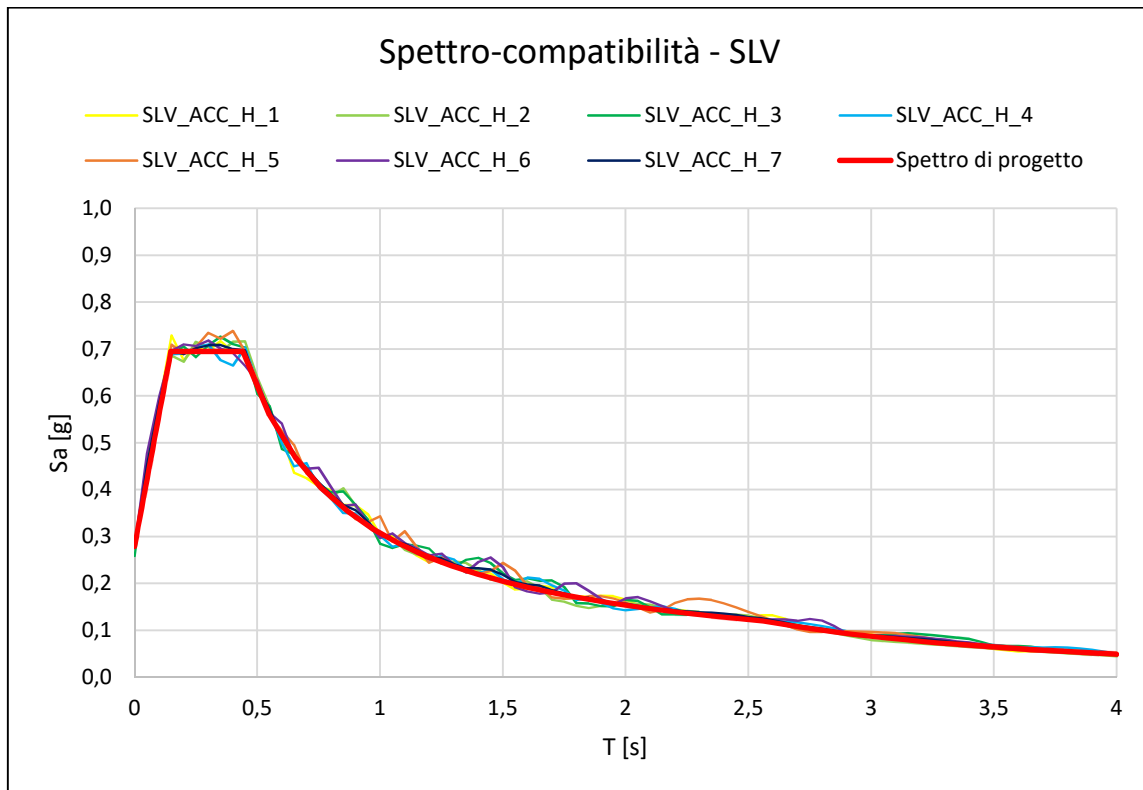


Fig. 45: Gruppo di 7 acc. della componente orizzontale allo SLV sovrapposti allo spettro di progetto

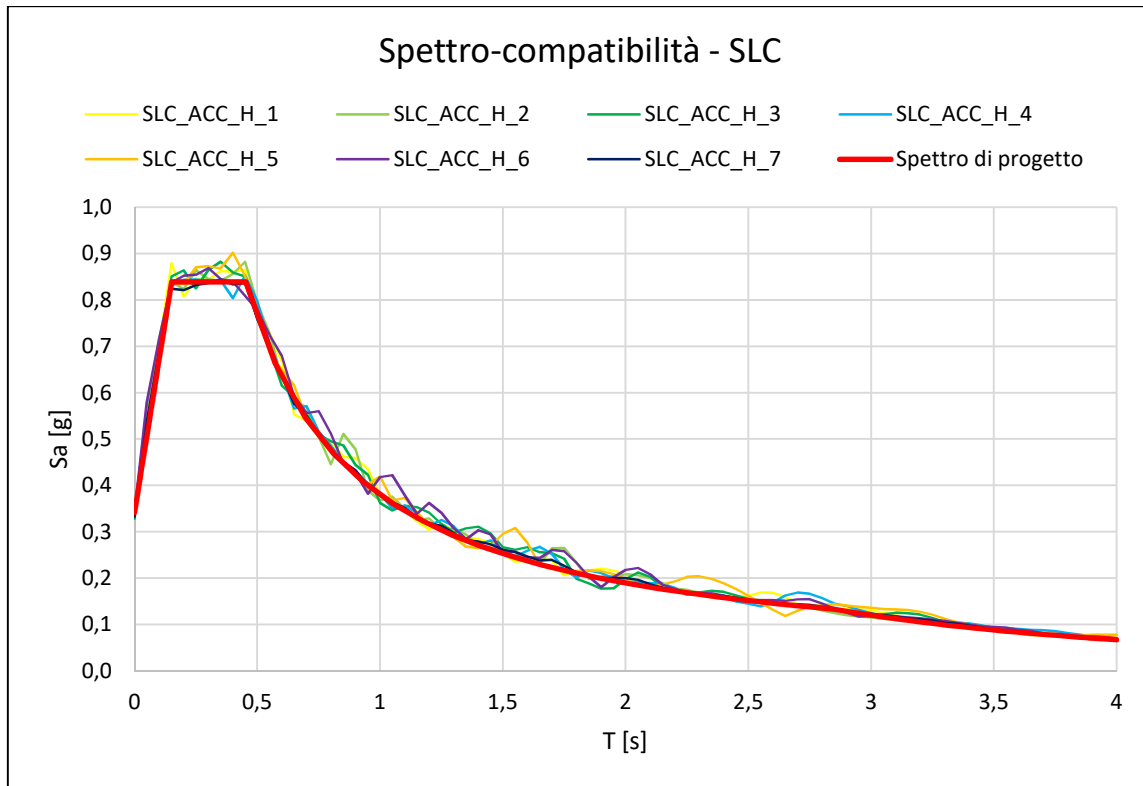


Fig. 46: Gruppo di 7 acc. della componente orizzontale allo SLC sovrapposti allo spettro di progetto

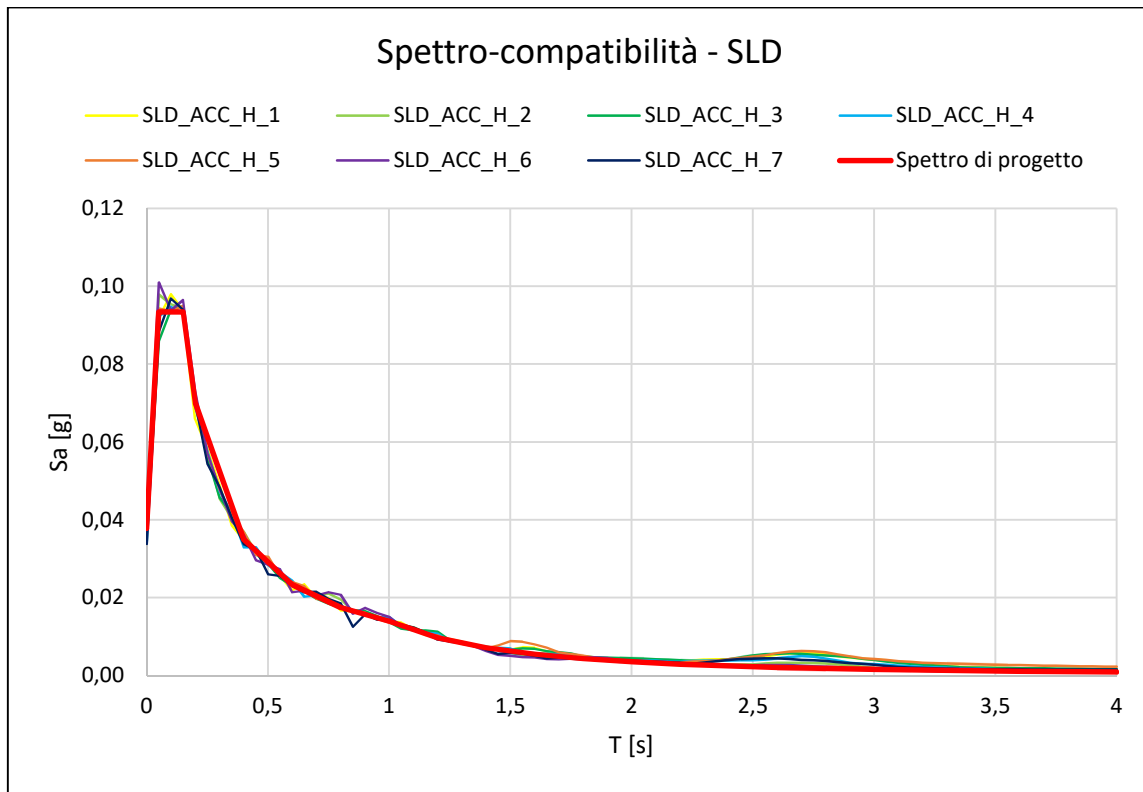


Fig. 47: Gruppo di 7 acc. della componente verticale allo SLD sovrapposti allo spettro di progetto

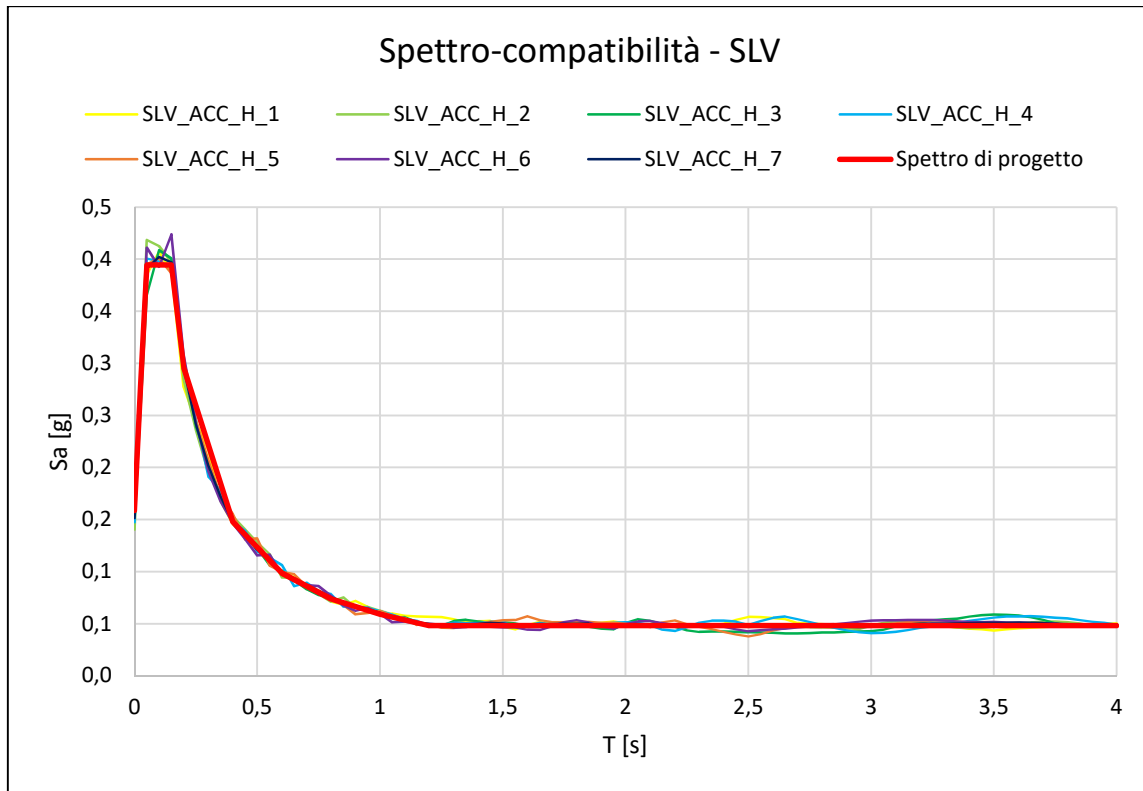


Fig. 48: Gruppo di 7 acc. della componente verticale allo SLV sovrapposti allo spettro di progetto

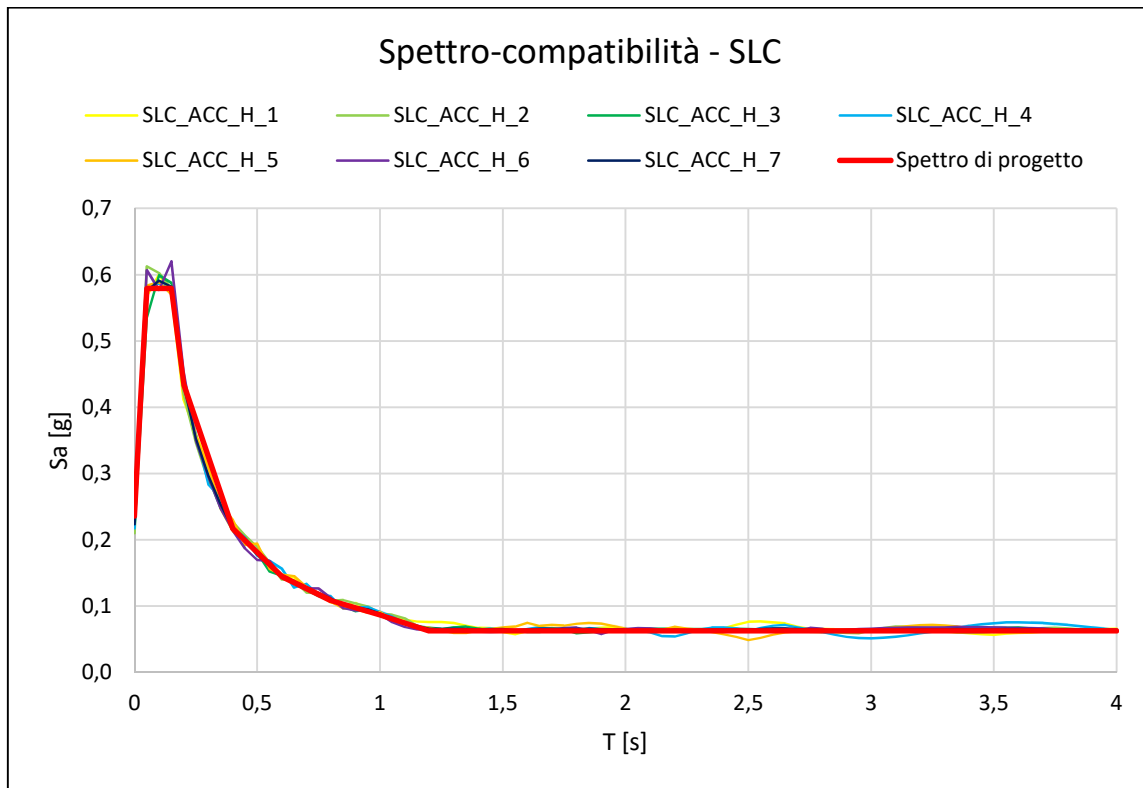


Fig. 49: Gruppo di 7 acc. della componente verticale allo SLC sovrapposti allo spettro di progetto

4.2.2 Modellazione dell'azione sismica

Gli accelerogrammi così generati sono stati inseriti all'interno del SAP2000 attraverso la definizione di specifiche funzioni temporali ("Time History"):

SLD_ACC_H_i	accelerogramma della componente orizzontale per SLD (i= 1, ..., 7);
SLD_ACC_V_i	accelerogramma della componente verticale per SLD (i= 1, ..., 7);
SLV_ACC_H_i	accelerogramma della componente orizzontale per SLV (i= 1, ..., 7);
SLV_ACC_V_i	accelerogramma della componente verticale per SLV (i= 1, ..., 7);
SLC_ACC_H_i	accelerogramma della componente orizzontale per SLC (i= 1, ..., 7);
SLC_ACC_V_i	accelerogramma della componente verticale per SLC (i= 1, ..., 7).

Si è poi creato un caso di carico denominato "CV_NL" contenente il peso proprio degli elementi ("DEAD") ed i carichi distribuiti ("Impalcato"), che fungesse da punto di partenza per le successive analisi dinamiche non lineari.

Infine sono stati definiti i casi di carico corrispondenti alle storie temporali, combinando tra loro in maniera opportuna gli accelerogrammi in modo che ciascuno contenesse due componenti orizzontali provenienti da accelerogrammi diversi ed una componente verticale.

Particolare attenzione è stata posta nel definire gli intervalli temporali in cui suddividere ciascuna storia: intervalli eccessivamente ridotti portano l'analisi a non convergere, d'altra parte intervalli troppo ampi restituiscono output non realistici e difficilmente interpretabili.

Nella tabella sottostante si riportano le combinazioni adottate per le analisi dei due modelli.

Load Case	Orizzontale		Verticale	Longitudinale		Trasversale	
	U1	U2	U3	Interval	Step	Interval	Step
NL_SLD_1	SLD_ACC_H_1	SLD_ACC_H_2	SLD_ACC_V_1	0,07 s	357	0,07 s	357
NL_SLD_2	SLD_ACC_H_2	SLD_ACC_H_3	SLD_ACC_V_2	0,07 s	357	0,07 s	357
NL_SLD_3	SLD_ACC_H_3	SLD_ACC_H_4	SLD_ACC_V_3	0,08 s	312	0,07 s	357
NL_SLD_4	SLD_ACC_H_4	SLD_ACC_H_5	SLD_ACC_V_4	0,08 s	312	0,07 s	357
NL_SLD_5	SLD_ACC_H_5	SLD_ACC_H_6	SLD_ACC_V_5	0,08 s	312	0,08 s	312
NL_SLD_6	SLD_ACC_H_6	SLD_ACC_H_7	SLD_ACC_V_6	0,07 s	357	0,07 s	357
NL_SLD_7	SLD_ACC_H_7	SLD_ACC_H_1	SLD_ACC_V_7	0,07 s	357	0,08 s	312

Tab. 21: Gruppo di 7 storie temporali per lo Stato Limite di Danno (SLD)

Load Case	Orizzontale		Verticale	Longitudinale		Trasversale	
	U1	U2	U3	Interval	Step	Interval	Step
NL_SLV_1	SLV_ACC_H_1	SLV_ACC_H_2	SLV_ACC_V_1	0,08 s	312	0,08 s	312
NL_SLV_2	SLV_ACC_H_2	SLD_ACC_H_3	SLV_ACC_V_2	0,08 s	312	0,08 s	312
NL_SLV_3	SLV_ACC_H_3	SLD_ACC_H_4	SLV_ACC_V_3	0,08 s	312	0,08 s	312
NL_SLV_4	SLV_ACC_H_4	SLD_ACC_H_5	SLV_ACC_V_4	0,08 s	312	0,08 s	312
NL_SLV_5	SLV_ACC_H_5	SLD_ACC_H_6	SLV_ACC_V_5	0,08 s	312	0,07 s	357
NL_SLV_6	SLV_ACC_H_6	SLD_ACC_H_7	SLV_ACC_V_6	0,08 s	312	0,07 s	357
NL_SLV_7	SLV_ACC_H_7	SLD_ACC_H_1	SLV_ACC_V_7	0,08 s	312	0,08 s	312

Tab. 22: Gruppo di 7 storie temporali per lo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV)

Load Case	Orizzontale		Verticale	Longitudinale		Trasversale	
	U1	U2	U3	Interval	Step	Interval	Step
NL_SLC_1	SLC_ACC_H_1	SLC_ACC_H_2	SLC_ACC_H_1	0,08 s	312	0,07 s	357
NL_SLC_2	SLC_ACC_H_2	SLC_ACC_H_3	SLC_ACC_H_2	0,08 s	312	0,07 s	357
NL_SLC_3	SLC_ACC_H_3	SLC_ACC_H_4	SLC_ACC_H_3	0,08 s	312	0,07 s	357
NL_SLC_4	SLC_ACC_H_4	SLC_ACC_H_5	SLC_ACC_H_4	0,08 s	312	0,07 s	357
NL_SLC_5	SLC_ACC_H_5	SLC_ACC_H_6	SLC_ACC_H_5	0,08 s	312	0,08 s	312
NL_SLC_6	SLC_ACC_H_6	SLC_ACC_H_7	SLC_ACC_H_6	0,08 s	312	0,07 s	357
NL_SLC_7	SLC_ACC_H_7	SLC_ACC_H_1	SLC_ACC_H_7	0,08 s	312	0,08 s	312

Tab. 23: Gruppo di 7 storie temporali per lo Stato Limite di Collasso (SLC)

4.3 Definizione dello smorzamento

Mentre in un'analisi dinamica spettrale la dissipazione dovuta allo smorzamento viscoso dei materiali viene messa in conto direttamente nello spettro di risposta, in un'analisi dinamica non lineare ciò non accade. Il fatto che gli accelerogrammi siano stati creati in modo da essere spettro-compatibili significa semplicemente che quella storia temporale riproduce gli stessi effetti dello spettro se applicata ad un oscillatore che possiede quello specifico smorzamento.

Il metodo classico per applicare tale smorzamento è attraverso la procedura di *Rayleigh*, basata sull'ipotesi che la matrice di smorzamento [C] sia data dalla combinazione lineare della matrice delle masse [M] e della matrice delle rigidezze [K]:

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

dove i coefficienti a_0 e a_1 sono scelti specificando il rapporto di smorzamento relativo a due modi. Nell'ipotesi che il rapporto di smorzamento ξ calcolato per i modi con le frequenze ω_i e ω_j sia lo stesso, risolvendo il sistema lineare si perviene alle seguenti espressioni:

$$a_0 = \xi \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j}$$

$$a_1 = \xi \frac{2}{\omega_i + \omega_j}$$

Noti i coefficienti, si può risalire al rapporto di smorzamento per l' n -esimo modo di frequenza ω_n :

$$\xi_n = \frac{a_0}{2\omega_n} + \frac{a_1\omega_n}{2}$$

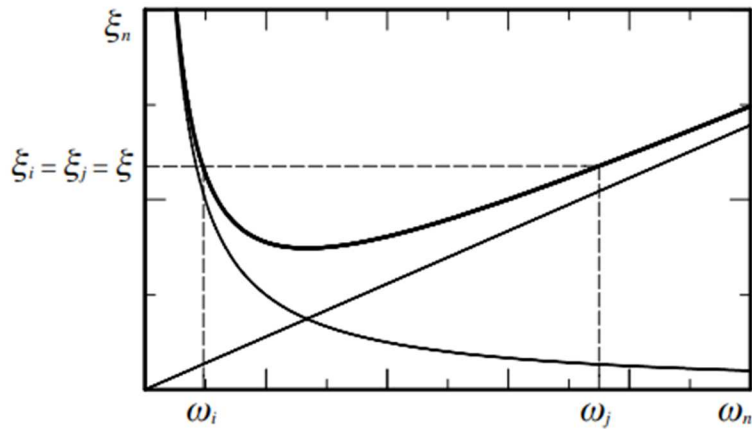


Fig. 50: Variazione del rapporto di smorzamento ξ con la frequenza ω

Guardando al grafico risultante è importante osservare come il rapporto di smorzamento è coincidente con quello scelto nei modi di frequenza ω_i e ω_j e si mantiene prossimo a quel valore, seppur leggermente inferiore, solo nello spettro di frequenze compreso tra esse mentre al di fuori di quel range cresce rapidamente, in particolare per valori inferiori ad ω_i . Per questo motivo, la scelta dei modi con cui “calibrare” lo smorzamento alla Rayleigh deve essere fatta con molta attenzione assicurandosi che siano i modi principali, che mobilitano la maggior parte della massa, a ricadere in quel range di frequenze.

Dei modelli semplificati sono i seguenti:

- il “*mass-proportional damping*” nel quale si tiene conto del solo contributo della matrice delle masse ($a_1 = 0$). Lo smorzamento che ne deriva può essere rappresentato tramite

l'inserimento di *damper* che vincolano ogni nodo della struttura all'esterno, dissipando energia in funzione dello spostamento assoluto. L'andamento del rapporto di smorzamento in queste condizioni è rappresentato nel grafico di Fig. 44 dalla retta che tende asintoticamente a zero al crescere della frequenza;

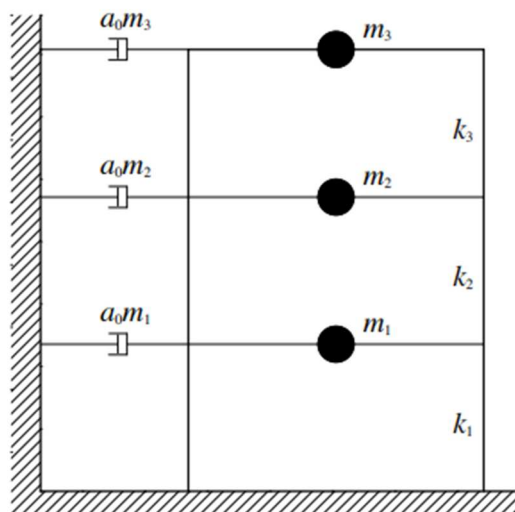


Fig. 51: Rappresentazione di una struttura smorzata secondo il modello "mass-proportional damping"

- lo "stiffness-proportional damping" nel quale si tiene conto del solo contributo della matrice delle rigidezze ($a_0 = 0$). Lo smorzamento che ne deriva può essere rappresentato tramite l'inserimento di *damper* che vincolano ogni nodo della struttura ai nodi adiacenti, dissipando energia in funzione dello spostamento relativo. L'andamento del rapporto di smorzamento in queste condizioni è rappresentato nel grafico di Fig. 44 dalla retta che nasce nell'origine e cresce linearmente con la frequenza.

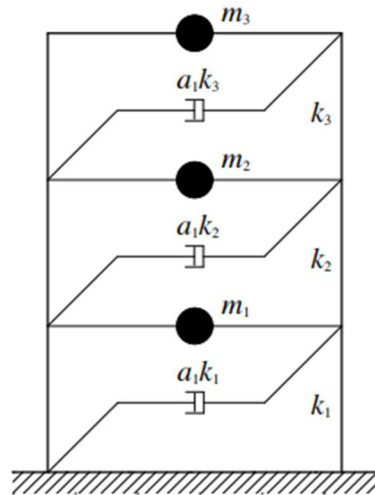


Fig. 52: Rappresentazione di una struttura smorzata secondo il modello “stiffness-proportional damping”

Lo smorzamento alla Rayleigh è un approccio che funziona bene per strutture ordinarie (ad esempio edifici multipiano) che possono essere considerate “classicamente smorzate” mentre porta ad una serie di errori nel caso di strutture con differenze importanti in termini di rigidità tra alcuni suoi elementi. Un esempio tipico è quello delle strutture dotate di isolamento sismico, per le quali uno studio di Ryan K.L. e Polanco J. [13] ha dimostrato come lo smorzamento introdotto con questo approccio risulti eccessivo e conduca ad una sottostima degli spostamenti dell’ordine del 10-25%. Ciò è dovuto al fatto che la componente di smorzamento alla Rayleigh proporzionale alla massa dissipa energia in funzione dello spostamento assoluto dei nodi e pertanto si attiva introducendo uno smorzamento che in realtà non esiste. Infatti, anche se in corrispondenza della frequenza fondamentale gli spostamenti possono essere importanti, sono più che altro concentrati a livello del sistema di isolamento e la sovrastruttura trasla quasi come un corpo rigido, senza dissipare energia. Questo sovrasmorzamento sarà tanto maggiore quanto più deformabile è il sistema di isolamento, rigida è la sovrastruttura e grande è la differenza di massa.

La soluzione al problema consiste nell’adottare il modello “stiffness-proportional damping” calcolando il coefficiente a_1 tramite la frequenza fondamentale della struttura a base fissa, che nel caso di un viadotto isolato coincide con la struttura al quale si bloccano gli appoggi, dando loro una rigidità orizzontale elevata.

Nonostante il problema appena introdotto riguardi le strutture isolate, nel presente lavoro si è deciso di adottare le stesse precauzioni anche per l’analisi del ponte nello stato di fatto, questo perché un viadotto è una struttura con comportamento diverso rispetto a quello di un normale edificio: pile e appoggi si configurano come elementi dotati di maggiore deformabilità rispetto

all'impalcato ed anche in assenza di un sistema di isolamento si è riscontrata una certa differenza tra il periodo fondamentale della struttura pari a 1,947 s e quello che si ottiene “bloccando” gli appoggi, che si riduce a 0,808 s, indice di una certa deformabilità di questi dispositivi.

Si riporta dunque il calcolo del coefficiente di proporzionalità della matrice delle rigidezze:

$$T = 0,80825 \text{ s} \rightarrow \omega = \frac{2\pi}{T} = 7,7738 \text{ rad/s}$$

$$a_1 = \xi \frac{2}{\omega} = 0,05 \cdot \frac{2}{7,7738} = 0,01286$$

Rimane da chiarire il modo con cui assegnare lo smorzamento all'interno del software di calcolo; il SAP offre due possibilità:

- assegnare lo smorzamento dal “load case” della storia temporale: in questo modo il software costruisce la matrice di smorzamento combinando le matrici delle masse e delle rigidezze relative all'intera struttura;
- assegnare lo smorzamento al materiale: in questo modo è possibile eseguire un “partizionamento” della matrice delle masse e delle rigidezze che vengono costruite in automatico dal software considerando solamente gli elementi a cui quel particolare materiale è stato assegnato ed escludendo gli altri.

Per avere un maggiore controllo si adotta la seconda strategia, con l'accortezza di aggiungere un “damper” che tenga conto della dissipazione dell'appoggio, che altrimenti verrebbe trascurata. Questo elemento viene modellato disegnando un link lineare che collega il nodo inferiore al nodo superiore dell'appoggio, avente proprietà derivate dallo schema di un dissipatore viscoelastico.

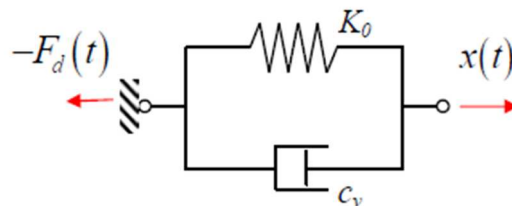


Fig. 53: Schema di funzionamento di un dissipatore viscoelastico

Nel caso specifico, la molla elastica è rappresentata dall'appoggio già modellato pertanto al link aggiuntivo che fungerà da damper viene assegnata rigidezza nulla e si specifica il solo coefficiente viscoso nelle tre direzioni, calcolato a partire dalla definizione di smorzamento viscoso equivalente riferito al dispositivo viscoelastico.

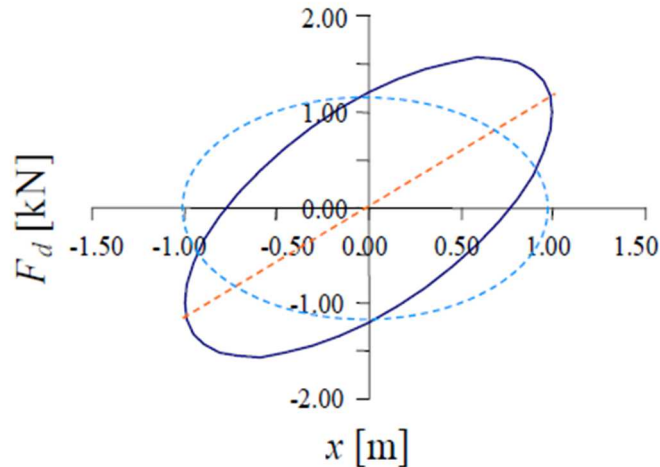


Fig. 54: Ciclo di dissipazione tipo di un dispositivo viscoso (linea tratteggiata) e viscoelastico (linea continua)

$$\xi_{d,eq} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_M} = \frac{\omega c_v}{2K_0} \rightarrow c_v = \frac{2K_0 \xi_{d,eq}}{\omega}$$

Il coefficiente si specializza nel seguente modo nelle tre direzioni:

– Direzione U1

$$K_0 = K_V = 1000000 \text{ kN/m}$$

$$\omega = 7,7738 \text{ rad/s}$$

$$\xi_{d,eq} = 0,05$$

$$c_v = 12863,72 \frac{\text{kN} \cdot \text{s}}{\text{m}}$$

– Direzione U2, U3

$$K_0 = K_H = 7222,22 \text{ kN/m}$$

$$\omega = 7,7738 \text{ rad/s}$$

$$\xi_{d,eq} = 0,05$$

$$c_v = 92,90 \frac{\text{kN} \cdot \text{s}}{\text{m}}$$

Al fine di comprendere l'importanza di una corretta definizione dello smorzamento quando si conduce un'analisi di "Time-History" si ripetono le analisi utilizzando l'approccio alla Rayleigh classico, definendo i coefficienti moltiplicativi della matrice delle masse e rigidezze sulla base dei due periodi principali ed assegnandoli all'interno del "load case" di ciascuna storia temporale.

$$T_1 = 1,8479 \text{ s} \rightarrow \omega_1 = 3,4 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

$$T_2 = 1,0802 \text{ s} \rightarrow \omega_2 = 5,8167 \frac{\text{rad}}{\text{s}}$$

$$a_0 = 0,2146 \quad a_1 = 0,0108$$

4.4 Verifiche dei dispositivi di appoggio

Avendo modellato il comportamento attritivo mediante un link non lineare è stato possibile, osservando i legami costitutivi degli appoggi, constatare l'effettivo scorrimento degli stessi, il quale rende superfluo qualsiasi tentativo di verifica in quanto, citando la Norma al §7.2.2: *“Per la trasmissione di forze orizzontali tra parti della struttura non è mai consentito confidare sull'attrito conseguente ai carichi gravitazionali, salvo per dispositivi espressamente progettati per tale scopo”*. Si rende necessario pertanto un intervento di sostituzione di tutti i dispositivi di appoggio.

A titolo di esempio si riporta il comportamento in direzione longitudinale ai diversi Stati Limite dell'appoggio denominato “P1_APP.DX.1”, ovvero il dispositivo nella posizione più esterna sul lato destro della pila numero 1.

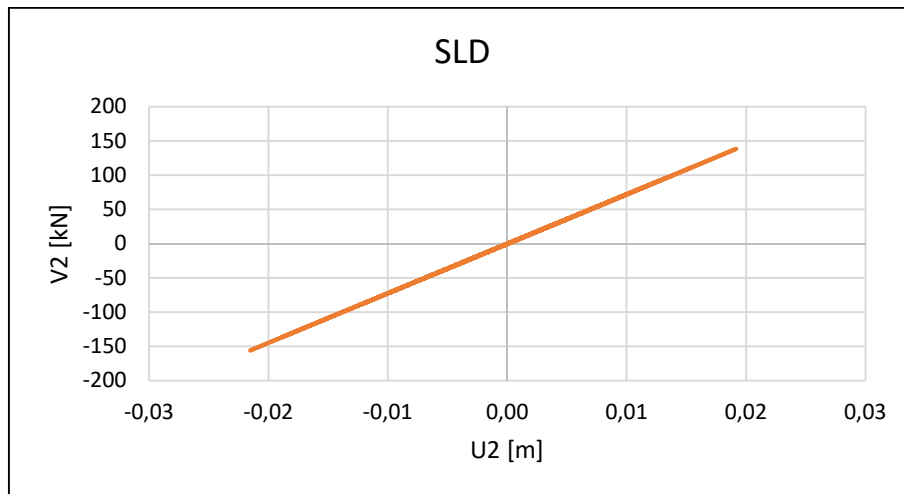


Fig. 55: Legame costitutivo per l'accelerogramma NL_SLD_1 con smorzamento alla Rayleigh

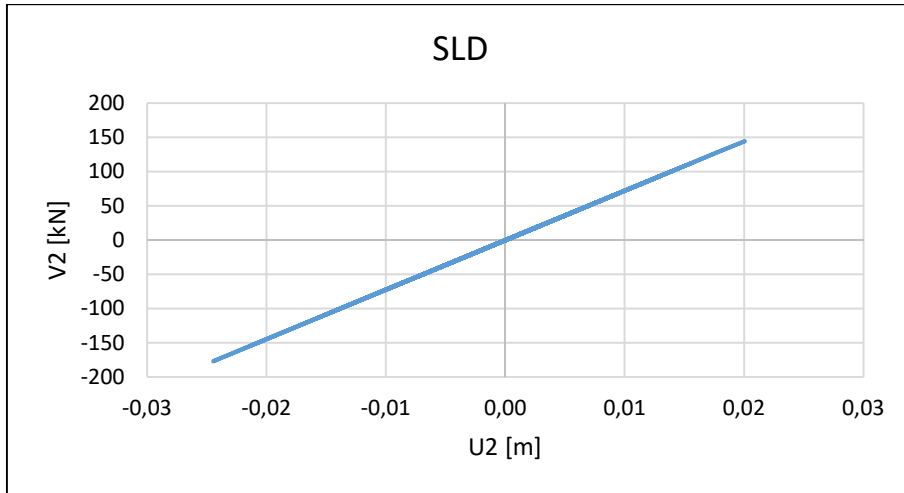


Fig. 56: Legame costitutivo per l'accelerogramma NL_SLD_1 con smorzamento "stiffness-proportional"

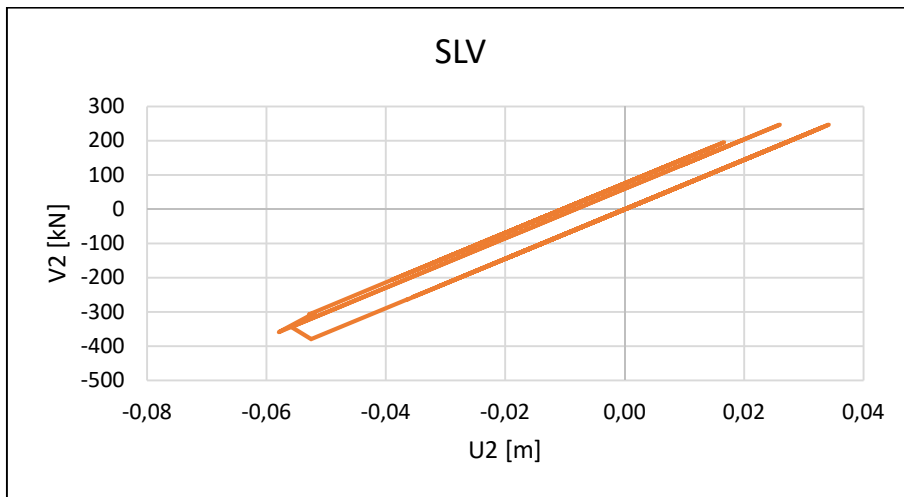


Fig. 57: Legame costitutivo per l'accelerogramma NL_SLV_1 con smorzamento alla Rayleigh

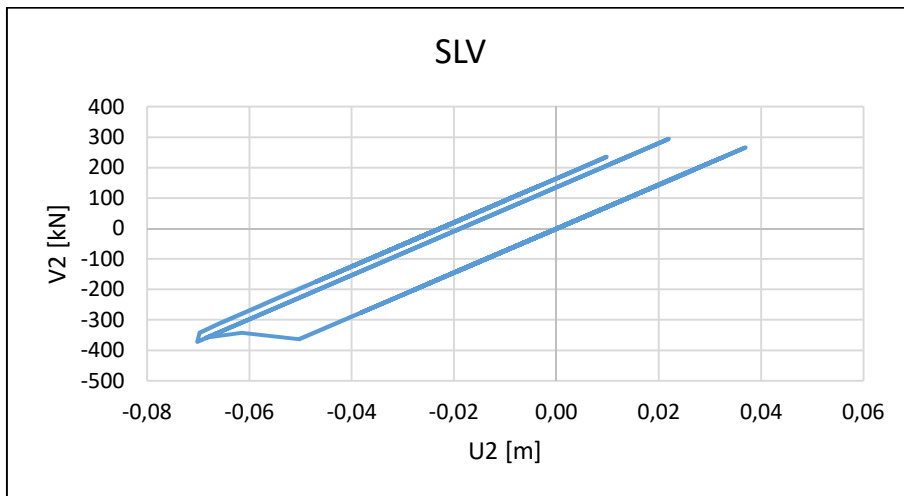


Fig. 58: Legame costitutivo per l'accelerogramma NL_SLV_1 con smorzamento "stiffness-proportional"

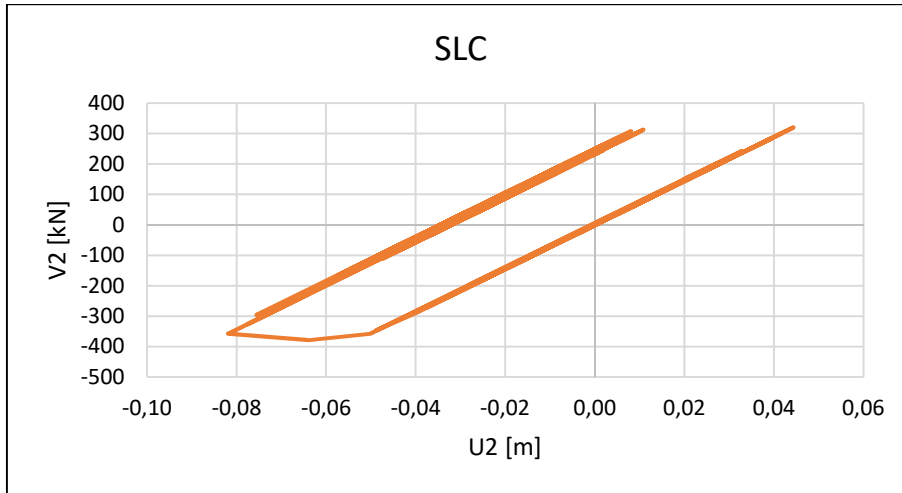


Fig. 59: Legame costitutivo per l'accelerogramma NL_SLC_1 con smorzamento alla Rayleigh

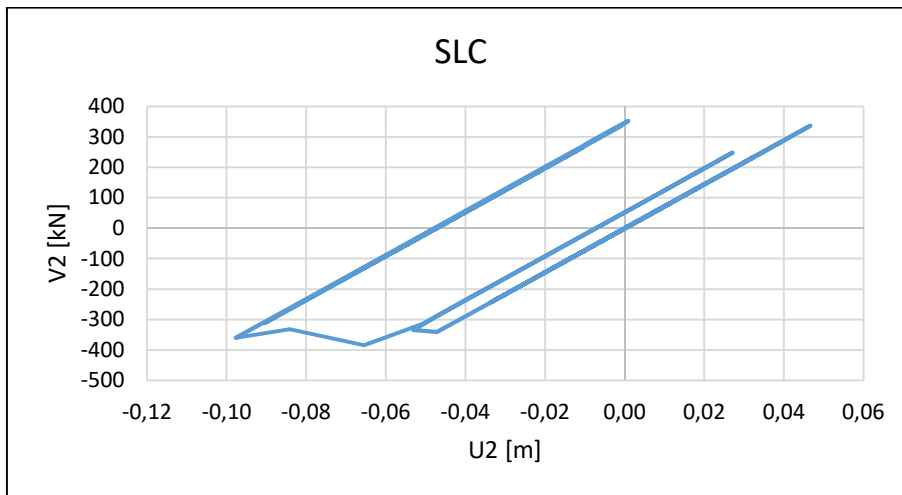


Fig. 60: Legame costitutivo per l'accelerogramma NL_SLC_1 con smorzamento "stiffness-proportional"

Si può notare come per sismi di bassa intensità (corrispondenti allo Stato Limite di Danno) il dispositivo riesca a rimanere in campo lineare, cosa comune anche agli altri appoggi, mentre per azioni maggiori manifesti chiari segni di scorrimento, dell'ordine di alcuni millimetri o al massimo un centimetro allo SLV e di diversi centimetri allo SLC.

Inoltre, è già possibile notare come gli spostamenti massimi nel caso di smorzamento alla Rayleigh siano leggermente inferiori rispetto all'altro metodo, indice che la procedura adottata per strutture classicamente smorzate conduca ad uno smorzamento eccessivo per casi come quello in esame; per un confronto più approfondito relativo a tutti i dispositivi si rimanda al paragrafo successivo.

4.4.1 Confronto tra i metodi di analisi

In questo paragrafo si riporta un confronto tra i valori di spostamento e forza dei dispositivi di appoggio derivanti dalle tre tipologie di analisi condotte:

- analisi dinamica lineare con spettro di risposta;
- analisi dinamica non lineare con smorzamento classico alla Rayleigh;
- analisi dinamica non lineare con smorzamento proporzionale alla matrice delle rigidità.

Per le analisi non lineari si è proceduto come specificato in normativa estraendo il valore di spostamento massimo di ogni dispositivo per ciascuna delle 7 storie temporali e calcolandone la media. Si ricorda che sono stati definiti due modelli di calcolo pertanto gli spostamenti ed i tagli longitudinali (U2-V2) derivano dall'analisi del modello avente cerniera alla base di lunghezza pari al 10% dell'altezza della colonna mentre quelli trasversali (U3-V3) dal modello avente entrambe le cerniere (alla base ed in testa) di lunghezza pari al 5%.

SLD	Stiffness Proportional		Rayleigh		Analisi Lineare	
	U2	U3	U2	U3	U2	U3
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
SP.A_APP.1	0.0174	0.0175	0.0155	0.0177	0.0155	0.0192
SP.A_APP.2	0.0173	0.0175	0.0155	0.0177	0.0154	0.0191
SP.A_APP.3	0.0172	0.0175	0.0154	0.0177	0.0153	0.0191
SP.A_APP.4	0.0172	0.0175	0.0154	0.0177	0.0154	0.0191
SP.A_APP.5	0.0171	0.0175	0.0155	0.0177	0.0155	0.0192
P1_APP.SX.1	0.0104	0.0150	0.0096	0.0154	0.0093	0.0157
P1_APP.SX.2	0.0105	0.0151	0.0097	0.0155	0.0091	0.0158
P1_APP.SX.3	0.0106	0.0152	0.0097	0.0156	0.0091	0.0159
P1_APP.SX.4	0.0107	0.0151	0.0098	0.0155	0.0092	0.0158
P1_APP.SX.5	0.0108	0.0150	0.0098	0.0154	0.0093	0.0157
P1_APP.DX.1	0.0235	0.0139	0.0195	0.0137	0.0188	0.0141
P1_APP.DX.2	0.0235	0.0141	0.0194	0.0139	0.0187	0.0142
P1_APP.DX.3	0.0234	0.0141	0.0194	0.0139	0.0187	0.0142
P1_APP.DX.4	0.0234	0.0141	0.0195	0.0138	0.0188	0.0142
P1_APP.DX.5	0.0235	0.0139	0.0194	0.0137	0.0189	0.0141
P2_APP.SX.1	0.0157	0.0094	0.0129	0.0092	0.0125	0.0092
P2_APP.SX.2	0.0156	0.0096	0.0128	0.0094	0.0124	0.0093
P2_APP.SX.3	0.0155	0.0096	0.0127	0.0094	0.0122	0.0094
P2_APP.SX.4	0.0154	0.0096	0.0127	0.0094	0.0123	0.0093
P2_APP.SX.5	0.0154	0.0094	0.0126	0.0092	0.0125	0.0092
P2_APP.DX.1	0.0238	0.0140	0.0193	0.0136	0.0186	0.0131
P2_APP.DX.2	0.0236	0.0143	0.0193	0.0138	0.0183	0.0133
P2_APP.DX.3	0.0237	0.0143	0.0192	0.0138	0.0180	0.0133

P2_APP.DX.4	0.0240	0.0143	0.0191	0.0138	0.0183	0.0133
P2_APP.DX.5	0.0244	0.0140	0.0193	0.0136	0.0186	0.0131
P3_APP.SX.1	0.0127	0.0140	0.0112	0.0136	0.0117	0.0129
P3_APP.SX.2	0.0124	0.0142	0.0110	0.0138	0.0114	0.0130
P3_APP.SX.3	0.0123	0.0143	0.0109	0.0139	0.0113	0.0131
P3_APP.SX.4	0.0124	0.0143	0.0108	0.0138	0.0114	0.0130
P3_APP.SX.5	0.0126	0.0140	0.0110	0.0136	0.0117	0.0129
P3_APP.DX.1	0.0221	0.0134	0.0184	0.0125	0.0167	0.0123
P3_APP.DX.2	0.0222	0.0135	0.0184	0.0126	0.0166	0.0124
P3_APP.DX.3	0.0223	0.0135	0.0185	0.0126	0.0166	0.0125
P3_APP.DX.4	0.0223	0.0135	0.0185	0.0125	0.0167	0.0124
P3_APP.DX.5	0.0224	0.0133	0.0186	0.0123	0.0168	0.0123
P4_APP.SX.1	0.0080	0.0104	0.0071	0.0099	0.0070	0.0094
P4_APP.SX.2	0.0078	0.0107	0.0070	0.0102	0.0067	0.0096
P4_APP.SX.3	0.0080	0.0108	0.0071	0.0103	0.0066	0.0097
P4_APP.SX.4	0.0081	0.0107	0.0072	0.0102	0.0068	0.0096
P4_APP.SX.5	0.0083	0.0104	0.0074	0.0099	0.0070	0.0094
P4_APP.DX.1	0.0091	0.0162	0.0079	0.0149	0.0079	0.0149
P4_APP.DX.2	0.0088	0.0165	0.0077	0.0152	0.0076	0.0152
P4_APP.DX.3	0.0089	0.0166	0.0078	0.0153	0.0075	0.0152
P4_APP.DX.4	0.0093	0.0165	0.0080	0.0151	0.0078	0.0151
P4_APP.DX.5	0.0098	0.0162	0.0083	0.0148	0.0081	0.0149
P5_APP.SX.1	0.0220	0.0163	0.0178	0.0149	0.0163	0.0147
P5_APP.SX.2	0.0219	0.0166	0.0177	0.0152	0.0160	0.0150
P5_APP.SX.3	0.0219	0.0167	0.0177	0.0153	0.0157	0.0151
P5_APP.SX.4	0.0218	0.0167	0.0178	0.0152	0.0158	0.0151
P5_APP.SX.5	0.0219	0.0164	0.0181	0.0150	0.0161	0.0149
P5_APP.DX.1	0.0150	0.0141	0.0124	0.0129	0.0122	0.0119
P5_APP.DX.2	0.0151	0.0144	0.0126	0.0132	0.0120	0.0120
P5_APP.DX.3	0.0153	0.0145	0.0127	0.0133	0.0119	0.0121
P5_APP.DX.4	0.0155	0.0144	0.0128	0.0132	0.0122	0.0120
P5_APP.DX.5	0.0157	0.0141	0.0129	0.0130	0.0124	0.0118
P6_APP.SX.1	0.0264	0.0160	0.0213	0.0145	0.0205	0.0139
P6_APP.SX.2	0.0263	0.0162	0.0213	0.0147	0.0202	0.0140
P6_APP.SX.3	0.0262	0.0164	0.0212	0.0148	0.0200	0.0141
P6_APP.SX.4	0.0261	0.0164	0.0212	0.0148	0.0201	0.0141
P6_APP.SX.5	0.0261	0.0162	0.0214	0.0147	0.0203	0.0140
P6_APP.DX.1	0.0208	0.0070	0.0168	0.0069	0.0167	0.0068
P6_APP.DX.2	0.0207	0.0071	0.0167	0.0069	0.0166	0.0068
P6_APP.DX.3	0.0207	0.0072	0.0168	0.0069	0.0164	0.0067
P6_APP.DX.4	0.0209	0.0071	0.0169	0.0069	0.0166	0.0067
P6_APP.DX.5	0.0211	0.0069	0.0170	0.0067	0.0168	0.0067
SP.B_APP.1	0.0301	0.0159	0.0241	0.0153	0.0240	0.0192
SP.B_APP.2	0.0303	0.0159	0.0240	0.0153	0.0238	0.0191

SP.B_APP.3	0.0305	0.0158	0.0241	0.0153	0.0236	0.0191
SP.B_APP.4	0.0307	0.0158	0.0242	0.0153	0.0238	0.0191
SP.B_APP.5	0.0310	0.0158	0.0244	0.0152	0.0241	0.0192

Tab. 24: Confronto degli spostamenti allo SLD nei tre metodi di analisi

SLD	Stiffness Proportional		Rayleigh		Analisi Lineare	
	V2	V3	V2	V3	V2	V3
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
SP.A_APP.1	125.6	126.6	112.2	127.8	111.8	137.9
SP.A_APP.2	125.0	126.6	111.6	127.8	111.0	138.0
SP.A_APP.3	124.3	126.6	111.5	127.8	110.7	138.1
SP.A_APP.4	123.9	126.6	111.4	127.9	111.1	138.3
SP.A_APP.5	123.6	126.6	111.7	127.9	111.9	138.4
P1_APP.SX.1	75.2	108.2	69.3	111.0	66.9	113.6
P1_APP.SX.2	75.9	109.3	69.7	112.1	66.1	114.3
P1_APP.SX.3	76.5	109.5	70.2	112.4	65.6	114.5
P1_APP.SX.4	77.1	109.2	70.5	112.1	66.2	114.2
P1_APP.SX.5	77.6	108.0	70.8	111.1	67.0	112.7
P1_APP.DX.1	169.8	100.7	140.7	99.2	135.7	101.8
P1_APP.DX.2	169.4	101.6	140.1	100.1	135.0	102.5
P1_APP.DX.3	169.2	101.8	140.3	100.3	134.9	102.7
P1_APP.DX.4	169.3	101.5	140.5	99.9	135.5	102.4
P1_APP.DX.5	169.8	100.1	140.4	98.6	136.5	101.0
P2_APP.SX.1	113.1	68.1	92.9	66.8	90.6	66.7
P2_APP.SX.2	112.5	69.3	92.3	67.8	89.4	67.4
P2_APP.SX.3	111.9	69.7	91.8	68.1	88.3	67.6
P2_APP.SX.4	111.4	69.2	91.4	67.6	89.1	67.1
P2_APP.SX.5	111.3	67.6	91.1	66.2	90.3	65.6
P2_APP.DX.1	171.9	101.4	139.7	98.1	134.1	94.9
P2_APP.DX.2	170.6	102.9	139.1	99.5	131.9	95.8
P2_APP.DX.3	171.1	103.5	138.7	100.0	130.3	96.1
P2_APP.DX.4	173.3	103.0	138.2	99.6	132.1	95.5
P2_APP.DX.5	176.1	101.4	139.4	98.2	134.4	93.8
P3_APP.SX.1	91.4	101.2	80.6	98.3	84.5	93.2
P3_APP.SX.2	89.6	102.9	79.2	99.9	82.7	94.1
P3_APP.SX.3	88.9	103.4	78.4	100.4	81.5	94.3
P3_APP.SX.4	89.8	102.9	78.2	100.0	82.4	93.7
P3_APP.SX.5	91.0	101.3	79.5	98.5	84.2	92.1
P3_APP.DX.1	160.0	96.5	132.6	89.9	120.4	89.0
P3_APP.DX.2	160.1	97.5	132.9	90.9	120.1	89.8
P3_APP.DX.3	160.7	97.8	133.4	91.1	120.2	90.0
P3_APP.DX.4	161.2	97.3	133.7	90.6	120.5	89.5
P3_APP.DX.5	161.6	95.9	134.0	89.1	121.3	87.9

P4_APP.SX.1	58.1	75.0	51.3	71.5	50.3	67.7
P4_APP.SX.2	56.6	77.2	50.8	73.5	48.7	69.5
P4_APP.SX.3	57.5	77.9	51.4	74.2	48.0	70.0
P4_APP.SX.4	58.7	77.1	52.3	73.5	48.8	69.1
P4_APP.SX.5	59.9	74.8	53.2	71.3	50.1	66.6
P4_APP.DX.1	65.9	117.2	56.9	107.6	57.4	107.8
P4_APP.DX.2	63.8	119.5	55.9	109.6	54.9	109.6
P4_APP.DX.3	64.3	120.2	56.1	110.2	54.0	110.0
P4_APP.DX.4	67.4	119.2	57.4	109.3	56.0	109.0
P4_APP.DX.5	71.0	116.8	60.1	106.7	58.5	106.3
P5_APP.SX.1	158.7	117.6	128.8	107.3	117.8	106.5
P5_APP.SX.2	158.2	120.0	128.1	109.5	115.3	108.3
P5_APP.SX.3	158.0	120.9	128.0	110.4	113.1	108.9
P5_APP.SX.4	157.8	120.5	128.7	110.0	113.7	108.3
P5_APP.SX.5	158.5	118.8	130.4	108.4	115.9	106.2
P5_APP.DX.1	108.6	101.7	89.9	93.1	88.1	85.9
P5_APP.DX.2	109.3	103.9	90.7	95.2	86.4	87.0
P5_APP.DX.3	110.5	104.6	91.6	95.9	85.9	87.2
P5_APP.DX.4	111.9	103.8	92.5	95.2	87.7	86.2
P5_APP.DX.5	113.6	101.8	93.4	93.6	89.6	83.9
P6_APP.SX.1	190.7	115.3	153.7	104.4	147.7	100.3
P6_APP.SX.2	190.0	117.3	153.5	106.1	146.0	101.4
P6_APP.SX.3	189.4	118.2	153.4	106.9	144.7	101.8
P6_APP.SX.4	188.8	118.2	153.3	106.8	145.0	101.4
P6_APP.SX.5	188.6	117.3	154.3	106.2	146.3	100.0
P6_APP.DX.1	150.5	50.6	121.4	49.5	120.9	48.8
P6_APP.DX.2	149.3	51.4	121.0	49.9	119.6	48.8
P6_APP.DX.3	149.6	51.8	121.1	50.1	118.7	48.6
P6_APP.DX.4	150.7	51.3	121.7	49.7	119.4	48.2
P6_APP.DX.5	152.2	50.1	123.0	48.7	121.1	47.2
SP.B_APP.1	217.6	114.7	174.1	110.7	173.6	110.4
SP.B_APP.2	219.1	114.5	173.6	110.5	171.9	110.4
SP.B_APP.3	220.6	114.4	174.1	110.3	170.7	110.5
SP.B_APP.4	222.1	114.2	174.9	110.2	171.5	110.5
SP.B_APP.5	223.6	114.1	176.2	110.1	173.8	110.6

Tab. 25: Confronto dei valori di taglio allo SLD nei tre metodi di analisi

SLC	Stiffness Proportional		Rayleigh		Analisi Lineare	
	U2	U3	U2	U3	U2	U3
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
SP.A_APP.1	0.0523	0.0571	0.0521	0.0577	0.0518	0.0639
SP.A_APP.2	0.0524	0.0571	0.0520	0.0577	0.0515	0.0639
SP.A_APP.3	0.0525	0.0571	0.0518	0.0577	0.0513	0.0639

SP.A_APP.4	0.0526	0.0571	0.0518	0.0578	0.0515	0.0639
SP.A_APP.5	0.0527	0.0571	0.0519	0.0578	0.0519	0.0639
P1_APP.SX.1	0.0305	0.0463	0.0298	0.0480	0.0310	0.0524
P1_APP.SX.2	0.0302	0.0468	0.0296	0.0485	0.0306	0.0529
P1_APP.SX.3	0.0300	0.0469	0.0295	0.0487	0.0304	0.0530
P1_APP.SX.4	0.0298	0.0468	0.0293	0.0485	0.0306	0.0529
P1_APP.SX.5	0.0295	0.0462	0.0294	0.0480	0.0310	0.0524
P1_APP.DX.1	0.0831	0.0491	0.0694	0.0460	0.0629	0.0471
P1_APP.DX.2	0.0829	0.0495	0.0693	0.0464	0.0625	0.0476
P1_APP.DX.3	0.0826	0.0496	0.0691	0.0466	0.0625	0.0477
P1_APP.DX.4	0.0823	0.0495	0.0691	0.0464	0.0627	0.0476
P1_APP.DX.5	0.0821	0.0490	0.0689	0.0460	0.0632	0.0471
P2_APP.SX.1	0.0392	0.0270	0.0361	0.0264	0.0419	0.0308
P2_APP.SX.2	0.0392	0.0275	0.0361	0.0268	0.0414	0.0312
P2_APP.SX.3	0.0392	0.0276	0.0361	0.0269	0.0409	0.0313
P2_APP.SX.4	0.0391	0.0275	0.0361	0.0268	0.0412	0.0312
P2_APP.SX.5	0.0392	0.0270	0.0363	0.0263	0.0418	0.0308
P2_APP.DX.1	0.0819	0.0480	0.0615	0.0423	0.0621	0.0438
P2_APP.DX.2	0.0818	0.0484	0.0612	0.0427	0.0611	0.0444
P2_APP.DX.3	0.0818	0.0485	0.0615	0.0429	0.0603	0.0445
P2_APP.DX.4	0.0818	0.0484	0.0622	0.0426	0.0612	0.0444
P2_APP.DX.5	0.0822	0.0478	0.0627	0.0420	0.0622	0.0438
P3_APP.SX.1	0.0334	0.0392	0.0325	0.0382	0.0391	0.0430
P3_APP.SX.2	0.0330	0.0397	0.0324	0.0387	0.0383	0.0435
P3_APP.SX.3	0.0328	0.0399	0.0323	0.0389	0.0377	0.0437
P3_APP.SX.4	0.0328	0.0397	0.0325	0.0387	0.0381	0.0435
P3_APP.SX.5	0.0332	0.0391	0.0328	0.0381	0.0390	0.0430
P3_APP.DX.1	0.0513	0.0360	0.0486	0.0348	0.0557	0.0410
P3_APP.DX.2	0.0513	0.0364	0.0485	0.0353	0.0556	0.0415
P3_APP.DX.3	0.0514	0.0366	0.0485	0.0354	0.0556	0.0416
P3_APP.DX.4	0.0512	0.0364	0.0484	0.0353	0.0558	0.0415
P3_APP.DX.5	0.0511	0.0359	0.0483	0.0348	0.0562	0.0410
P4_APP.SX.1	0.0208	0.0261	0.0201	0.0253	0.0233	0.0311
P4_APP.SX.2	0.0205	0.0268	0.0198	0.0260	0.0225	0.0320
P4_APP.SX.3	0.0207	0.0270	0.0199	0.0262	0.0222	0.0323
P4_APP.SX.4	0.0208	0.0268	0.0201	0.0260	0.0226	0.0320
P4_APP.SX.5	0.0212	0.0260	0.0204	0.0252	0.0232	0.0311
P4_APP.DX.1	0.0237	0.0379	0.0226	0.0351	0.0265	0.0497
P4_APP.DX.2	0.0224	0.0387	0.0213	0.0358	0.0254	0.0506
P4_APP.DX.3	0.0215	0.0390	0.0204	0.0360	0.0250	0.0509
P4_APP.DX.4	0.0210	0.0387	0.0206	0.0357	0.0259	0.0505
P4_APP.DX.5	0.0221	0.0378	0.0219	0.0350	0.0272	0.0495
P5_APP.SX.1	0.0591	0.0433	0.0510	0.0393	0.0545	0.0491
P5_APP.SX.2	0.0591	0.0440	0.0509	0.0399	0.0533	0.0500

P5_APP.SX.3	0.0594	0.0444	0.0510	0.0402	0.0523	0.0504
P5_APP.SX.4	0.0600	0.0442	0.0512	0.0401	0.0526	0.0502
P5_APP.SX.5	0.0609	0.0437	0.0520	0.0396	0.0537	0.0495
P5_APP.DX.1	0.0408	0.0335	0.0379	0.0316	0.0407	0.0395
P5_APP.DX.2	0.0410	0.0341	0.0381	0.0322	0.0400	0.0402
P5_APP.DX.3	0.0414	0.0343	0.0383	0.0323	0.0397	0.0403
P5_APP.DX.4	0.0418	0.0340	0.0387	0.0320	0.0406	0.0400
P5_APP.DX.5	0.0425	0.0333	0.0393	0.0314	0.0415	0.0392
P6_APP.SX.1	0.0827	0.0507	0.0672	0.0442	0.0684	0.0462
P6_APP.SX.2	0.0822	0.0513	0.0673	0.0447	0.0676	0.0468
P6_APP.SX.3	0.0816	0.0515	0.0675	0.0450	0.0671	0.0471
P6_APP.SX.4	0.0810	0.0515	0.0676	0.0450	0.0672	0.0470
P6_APP.SX.5	0.0806	0.0512	0.0676	0.0447	0.0679	0.0466
P6_APP.DX.1	0.0477	0.0223	0.0446	0.0220	0.0560	0.0224
P6_APP.DX.2	0.0476	0.0225	0.0449	0.0222	0.0554	0.0225
P6_APP.DX.3	0.0480	0.0226	0.0454	0.0223	0.0550	0.0225
P6_APP.DX.4	0.0485	0.0224	0.0459	0.0221	0.0554	0.0224
P6_APP.DX.5	0.0492	0.0221	0.0466	0.0218	0.0562	0.0222
SP.B_APP.1	0.1015	0.0536	0.0853	0.0526	0.0804	0.0514
SP.B_APP.2	0.1009	0.0536	0.0855	0.0526	0.0796	0.0513
SP.B_APP.3	0.1008	0.0537	0.0860	0.0525	0.0791	0.0513
SP.B_APP.4	0.1009	0.0537	0.0866	0.0525	0.0795	0.0512
SP.B_APP.5	0.1011	0.0537	0.0871	0.0525	0.0806	0.0512

Tab. 26: Confronto degli spostamenti allo SLC nei tre metodi di analisi

SLC	Stiffness Proportional		Rayleigh		Analisi Lineare	
	V2	V3	V2	V3	V2	V3
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
SP.A_APP.1	351.1	365.1	347.8	371.9	374.4	461.1
SP.A_APP.2	344.0	357.8	335.5	362.5	371.8	461.2
SP.A_APP.3	344.7	358.7	337.8	365.8	370.7	461.3
SP.A_APP.4	343.4	357.9	334.3	362.2	372.1	461.5
SP.A_APP.5	352.6	366.2	346.5	376.2	374.7	461.7
P1_APP.SX.1	219.1	327.9	213.8	331.3	223.9	378.4
P1_APP.SX.2	216.3	331.9	209.8	333.9	220.9	381.7
P1_APP.SX.3	214.3	332.3	209.7	332.9	219.4	382.5
P1_APP.SX.4	212.8	331.8	209.3	330.6	221.2	381.5
P1_APP.SX.5	212.0	333.4	209.9	338.9	224.2	377.5
P1_APP.DX.1	383.7	306.5	377.2	302.4	453.9	340.5
P1_APP.DX.2	367.4	308.6	357.8	308.5	451.5	343.7
P1_APP.DX.3	363.8	308.4	357.9	307.5	451.0	344.5
P1_APP.DX.4	365.4	308.4	355.5	307.1	453.1	343.6
P1_APP.DX.5	383.1	326.2	378.2	321.7	456.3	339.7

P2_APP.SX.1	283.2	195.1	260.9	191.7	302.8	222.1
P2_APP.SX.2	283.1	198.6	260.7	193.5	298.8	225.4
P2_APP.SX.3	283.1	200.0	260.6	194.6	295.3	226.4
P2_APP.SX.4	282.5	198.8	260.8	193.4	297.9	225.1
P2_APP.SX.5	283.1	195.1	262.3	190.1	301.9	221.0
P2_APP.DX.1	376.4	280.9	364.8	274.2	448.3	316.5
P2_APP.DX.2	364.1	285.5	351.6	280.5	441.1	320.5
P2_APP.DX.3	360.9	282.5	348.9	278.1	435.8	321.7
P2_APP.DX.4	363.1	279.7	349.7	274.6	441.7	320.2
P2_APP.DX.5	385.7	276.0	382.7	277.5	449.4	315.4
P3_APP.SX.1	241.0	282.9	235.1	275.6	282.4	310.3
P3_APP.SX.2	238.3	286.9	234.1	279.5	276.3	314.2
P3_APP.SX.3	237.1	287.0	233.6	280.9	272.5	315.3
P3_APP.SX.4	237.4	285.0	234.7	279.0	275.5	313.8
P3_APP.SX.5	239.8	282.7	237.1	275.4	281.6	309.2
P3_APP.DX.1	352.2	256.5	337.6	245.8	402.5	296.1
P3_APP.DX.2	347.2	260.7	335.3	248.3	401.5	299.7
P3_APP.DX.3	347.2	262.7	336.1	251.5	401.8	300.7
P3_APP.DX.4	347.9	262.5	334.7	250.2	403.1	299.3
P3_APP.DX.5	358.0	258.5	339.4	247.8	405.6	294.9
P4_APP.SX.1	150.3	188.6	145.2	182.5	167.9	224.4
P4_APP.SX.2	148.0	193.6	142.7	187.7	162.7	231.1
P4_APP.SX.3	149.4	195.3	143.9	189.6	160.2	233.3
P4_APP.SX.4	150.2	193.3	145.1	187.5	163.0	230.9
P4_APP.SX.5	153.2	187.8	147.1	182.1	167.7	223.6
P4_APP.DX.1	171.0	274.1	163.0	253.3	191.5	358.7
P4_APP.DX.2	161.7	279.7	153.7	258.6	183.4	365.5
P4_APP.DX.3	155.2	281.6	147.5	260.3	180.5	367.5
P4_APP.DX.4	151.8	279.2	149.0	257.9	187.2	364.5
P4_APP.DX.5	159.6	273.2	158.0	252.6	195.9	356.3
P5_APP.SX.1	376.0	289.0	354.2	275.3	393.5	354.4
P5_APP.SX.2	363.4	292.6	344.0	281.1	385.1	361.2
P5_APP.SX.3	360.5	298.1	345.0	283.2	377.9	364.0
P5_APP.SX.4	362.7	299.1	348.5	284.1	380.0	362.4
P5_APP.SX.5	374.3	299.4	361.5	281.2	387.7	356.4
P5_APP.DX.1	294.3	242.1	273.4	228.6	293.9	285.4
P5_APP.DX.2	296.4	246.2	275.2	232.2	288.6	290.2
P5_APP.DX.3	298.9	247.5	276.9	233.3	287.0	291.2
P5_APP.DX.4	302.0	245.4	279.3	231.2	292.9	288.4
P5_APP.DX.5	306.7	240.4	284.0	226.6	299.6	281.5
P6_APP.SX.1	389.8	267.8	385.3	256.6	493.9	333.8
P6_APP.SX.2	375.8	270.9	362.0	262.7	488.5	338.2
P6_APP.SX.3	371.6	271.2	361.1	261.9	484.3	340.1
P6_APP.SX.4	372.2	269.2	359.1	259.6	485.1	339.2

P6_APP.SX.5	395.1	273.7	387.4	259.3	490.0	335.4
P6_APP.DX.1	343.6	160.9	322.0	159.1	404.3	161.8
P6_APP.DX.2	341.2	162.2	324.2	160.5	400.2	162.7
P6_APP.DX.3	341.6	162.5	327.7	160.8	397.3	162.7
P6_APP.DX.4	342.9	161.8	330.6	159.7	399.6	161.7
P6_APP.DX.5	354.3	159.6	336.6	157.4	405.6	159.2
SP.B_APP.1	401.8	317.9	385.1	319.1	580.6	370.7
SP.B_APP.2	393.6	318.2	371.8	316.9	575.0	370.4
SP.B_APP.3	395.4	317.9	375.5	315.1	571.1	370.2
SP.B_APP.4	394.6	318.1	371.8	311.4	573.9	370.0
SP.B_APP.5	408.1	316.3	388.5	315.0	581.7	369.9

Tab. 27: Confronto di valori di taglio allo SLC nei tre metodi di analisi

Al fine di rendere il confronto più immediato, nelle tabelle sottostanti sono indicati i rapporti tra il valore di spostamento (e taglio) ottenuto per quel particolare tipo di analisi ed il corrispondente valore derivante dall'analisi dinamica non lineare con smorzamento proporzionale alla rigidezza.

SLD	Rayleigh				Analisi Lineare			
	Δ_{U2}	Δ_{U3}	Δ_{V2}	Δ_{V3}	Δ_{U2}	Δ_{U3}	Δ_{V2}	Δ_{V3}
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
SP.A_APP.1	0.89	1.01	0.89	1.01	0.89	1.09	0.89	1.09
SP.A_APP.2	0.89	1.01	0.89	1.01	0.89	1.09	0.89	1.09
SP.A_APP.3	0.90	1.01	0.90	1.01	0.89	1.09	0.89	1.09
SP.A_APP.4	0.90	1.01	0.90	1.01	0.90	1.09	0.90	1.09
SP.A_APP.5	0.90	1.01	0.90	1.01	0.91	1.09	0.91	1.09
P1_APP.SX.1	0.92	1.03	0.92	1.03	0.89	1.05	0.89	1.05
P1_APP.SX.2	0.92	1.03	0.92	1.03	0.87	1.05	0.87	1.05
P1_APP.SX.3	0.92	1.03	0.92	1.03	0.86	1.05	0.86	1.05
P1_APP.SX.4	0.91	1.03	0.91	1.03	0.86	1.05	0.86	1.05
P1_APP.SX.5	0.91	1.03	0.91	1.03	0.86	1.05	0.86	1.04
P1_APP.DX.1	0.83	0.99	0.83	0.99	0.80	1.01	0.80	1.01
P1_APP.DX.2	0.83	0.98	0.83	0.98	0.80	1.01	0.80	1.01
P1_APP.DX.3	0.83	0.98	0.83	0.98	0.80	1.01	0.80	1.01
P1_APP.DX.4	0.83	0.98	0.83	0.98	0.80	1.01	0.80	1.01
P1_APP.DX.5	0.83	0.99	0.83	0.99	0.80	1.02	0.80	1.01
P2_APP.SX.1	0.82	0.98	0.82	0.98	0.80	0.98	0.80	0.98
P2_APP.SX.2	0.82	0.98	0.82	0.98	0.79	0.97	0.79	0.97
P2_APP.SX.3	0.82	0.98	0.82	0.98	0.79	0.97	0.79	0.97
P2_APP.SX.4	0.82	0.98	0.82	0.98	0.80	0.98	0.80	0.97
P2_APP.SX.5	0.82	0.98	0.82	0.98	0.81	0.99	0.81	0.97
P2_APP.DX.1	0.81	0.97	0.81	0.97	0.78	0.94	0.78	0.94
P2_APP.DX.2	0.82	0.97	0.82	0.97	0.77	0.93	0.77	0.93
P2_APP.DX.3	0.81	0.97	0.81	0.97	0.76	0.93	0.76	0.93
P2_APP.DX.4	0.80	0.97	0.80	0.97	0.76	0.93	0.76	0.93

P2_APP.DX.5	0.79	0.97	0.79	0.97	0.76	0.94	0.76	0.92
P3_APP.SX.1	0.88	0.97	0.88	0.97	0.92	0.92	0.92	0.92
P3_APP.SX.2	0.88	0.97	0.88	0.97	0.92	0.91	0.92	0.91
P3_APP.SX.3	0.88	0.97	0.88	0.97	0.92	0.91	0.92	0.91
P3_APP.SX.4	0.87	0.97	0.87	0.97	0.92	0.91	0.92	0.91
P3_APP.SX.5	0.87	0.97	0.87	0.97	0.93	0.92	0.93	0.91
P3_APP.DX.1	0.83	0.93	0.83	0.93	0.75	0.92	0.75	0.92
P3_APP.DX.2	0.83	0.93	0.83	0.93	0.75	0.92	0.75	0.92
P3_APP.DX.3	0.83	0.93	0.83	0.93	0.75	0.92	0.75	0.92
P3_APP.DX.4	0.83	0.93	0.83	0.93	0.75	0.92	0.75	0.92
P3_APP.DX.5	0.83	0.93	0.83	0.93	0.75	0.93	0.75	0.92
P4_APP.SX.1	0.88	0.95	0.88	0.95	0.87	0.90	0.87	0.90
P4_APP.SX.2	0.90	0.95	0.90	0.95	0.86	0.90	0.86	0.90
P4_APP.SX.3	0.89	0.95	0.89	0.95	0.83	0.90	0.83	0.90
P4_APP.SX.4	0.89	0.95	0.89	0.95	0.83	0.90	0.83	0.90
P4_APP.SX.5	0.89	0.95	0.89	0.95	0.84	0.91	0.84	0.89
P4_APP.DX.1	0.86	0.92	0.86	0.92	0.87	0.92	0.87	0.92
P4_APP.DX.2	0.88	0.92	0.88	0.92	0.86	0.92	0.86	0.92
P4_APP.DX.3	0.87	0.92	0.87	0.92	0.84	0.92	0.84	0.92
P4_APP.DX.4	0.85	0.92	0.85	0.92	0.83	0.92	0.83	0.91
P4_APP.DX.5	0.85	0.91	0.85	0.91	0.83	0.92	0.82	0.91
P5_APP.SX.1	0.81	0.91	0.81	0.91	0.74	0.91	0.74	0.91
P5_APP.SX.2	0.81	0.91	0.81	0.91	0.73	0.90	0.73	0.90
P5_APP.SX.3	0.81	0.91	0.81	0.91	0.72	0.90	0.72	0.90
P5_APP.SX.4	0.82	0.91	0.82	0.91	0.72	0.90	0.72	0.90
P5_APP.SX.5	0.82	0.91	0.82	0.91	0.73	0.90	0.73	0.89
P5_APP.DX.1	0.83	0.92	0.83	0.92	0.81	0.84	0.81	0.84
P5_APP.DX.2	0.83	0.92	0.83	0.92	0.79	0.84	0.79	0.84
P5_APP.DX.3	0.83	0.92	0.83	0.92	0.78	0.83	0.78	0.83
P5_APP.DX.4	0.83	0.92	0.83	0.92	0.78	0.83	0.78	0.83
P5_APP.DX.5	0.82	0.92	0.82	0.92	0.79	0.84	0.79	0.82
P6_APP.SX.1	0.81	0.91	0.81	0.91	0.77	0.87	0.77	0.87
P6_APP.SX.2	0.81	0.90	0.81	0.90	0.77	0.86	0.77	0.86
P6_APP.SX.3	0.81	0.90	0.81	0.90	0.76	0.86	0.76	0.86
P6_APP.SX.4	0.81	0.90	0.81	0.90	0.77	0.86	0.77	0.86
P6_APP.SX.5	0.82	0.91	0.82	0.91	0.78	0.86	0.78	0.85
P6_APP.DX.1	0.81	0.98	0.81	0.98	0.80	0.96	0.80	0.96
P6_APP.DX.2	0.81	0.97	0.81	0.97	0.80	0.95	0.80	0.95
P6_APP.DX.3	0.81	0.97	0.81	0.97	0.79	0.94	0.79	0.94
P6_APP.DX.4	0.81	0.97	0.81	0.97	0.79	0.95	0.79	0.94
P6_APP.DX.5	0.81	0.97	0.81	0.97	0.80	0.97	0.80	0.94
SP.B_APP.1	0.80	0.96	0.80	0.96	0.80	1.21	0.80	0.96
SP.B_APP.2	0.79	0.96	0.79	0.96	0.78	1.21	0.78	0.96
SP.B_APP.3	0.79	0.96	0.79	0.96	0.77	1.21	0.77	0.97

SP.B_APP.4	0.79	0.96	0.79	0.96	0.77	1.21	0.77	0.97
SP.B_APP.5	0.79	0.96	0.79	0.96	0.78	1.21	0.78	0.97

Tab. 28: Rapporti calcolati allo SLD rispetto all'analisi con smorzamento proporzionale alla rigidità

In direzione trasversale i valori appaiono molto simili tra loro, longitudinalmente invece si hanno i risultati più interessanti: spostamenti e tagli ottenuti dall'analisi con smorzamento alla Rayleigh sono molto vicini a quelli della precedente analisi lineare e questo potrebbe portare a ritenere i due approcci tutto sommato equivalenti. In realtà, l'analisi con smorzamento proporzionale alla rigidità mostra valori maggiori, dal 10% fino al 30% circa. In particolare, gli appoggi in cui la differenza è più accentuata sono quelli che, seppure a SLD non scorrono, hanno evidenziato scorrimento in corrispondenza dei successivi SLV e SLC. L'incremento è visibile anche in termini di taglio e ciò è coerente con il fatto che gli appoggi si deformano maggiormente senza manifestare scorrimento, ciò significa che si trovano ancora nel ramo elastico lineare ed un incremento dello spostamento si traduce in un aumento della sollecitazione tagliante.

SLC	Rayleigh				Analisi Lineare			
	Δ_{U2}	Δ_{U3}	Δ_{V2}	Δ_{V3}	Δ_{U2}	Δ_{U3}	Δ_{V2}	Δ_{V3}
	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
SP.A_APP.1	1.00	1.01	0.99	1.02	0.99	1.12	1.07	1.26
SP.A_APP.2	0.99	1.01	0.98	1.01	0.98	1.12	1.08	1.29
SP.A_APP.3	0.99	1.01	0.98	1.02	0.98	1.12	1.08	1.29
SP.A_APP.4	0.98	1.01	0.97	1.01	0.98	1.12	1.08	1.29
SP.A_APP.5	0.99	1.01	0.98	1.03	0.98	1.12	1.06	1.26
P1_APP.SX.1	0.98	1.04	0.98	1.01	1.02	1.13	1.02	1.15
P1_APP.SX.2	0.98	1.04	0.97	1.01	1.01	1.13	1.02	1.15
P1_APP.SX.3	0.98	1.04	0.98	1.00	1.01	1.13	1.02	1.15
P1_APP.SX.4	0.98	1.04	0.98	1.00	1.03	1.13	1.04	1.15
P1_APP.SX.5	1.00	1.04	0.99	1.02	1.05	1.13	1.06	1.13
P1_APP.DX.1	0.84	0.94	0.98	0.99	0.76	0.96	1.18	1.11
P1_APP.DX.2	0.84	0.94	0.97	1.00	0.75	0.96	1.23	1.11
P1_APP.DX.3	0.84	0.94	0.98	1.00	0.76	0.96	1.24	1.12
P1_APP.DX.4	0.84	0.94	0.97	1.00	0.76	0.96	1.24	1.11
P1_APP.DX.5	0.84	0.94	0.99	0.99	0.77	0.96	1.19	1.04
P2_APP.SX.1	0.92	0.98	0.92	0.98	1.07	1.14	1.07	1.14
P2_APP.SX.2	0.92	0.98	0.92	0.97	1.06	1.14	1.06	1.14
P2_APP.SX.3	0.92	0.98	0.92	0.97	1.04	1.13	1.04	1.13
P2_APP.SX.4	0.92	0.98	0.92	0.97	1.05	1.14	1.05	1.13
P2_APP.SX.5	0.93	0.97	0.93	0.97	1.07	1.14	1.07	1.13
P2_APP.DX.1	0.75	0.88	0.97	0.98	0.76	0.91	1.19	1.13
P2_APP.DX.2	0.75	0.88	0.97	0.98	0.75	0.92	1.21	1.12
P2_APP.DX.3	0.75	0.88	0.97	0.98	0.74	0.92	1.21	1.14
P2_APP.DX.4	0.76	0.88	0.96	0.98	0.75	0.92	1.22	1.14

P2_APP.DX.5	0.76	0.88	0.99	1.01	0.76	0.92	1.17	1.14
P3_APP.SX.1	0.98	0.97	0.98	0.97	1.17	1.10	1.17	1.10
P3_APP.SX.2	0.98	0.97	0.98	0.97	1.16	1.10	1.16	1.10
P3_APP.SX.3	0.99	0.97	0.99	0.98	1.15	1.09	1.15	1.10
P3_APP.SX.4	0.99	0.97	0.99	0.98	1.16	1.10	1.16	1.10
P3_APP.SX.5	0.99	0.97	0.99	0.97	1.17	1.10	1.17	1.09
P3_APP.DX.1	0.95	0.97	0.96	0.96	1.09	1.14	1.14	1.15
P3_APP.DX.2	0.95	0.97	0.97	0.95	1.08	1.14	1.16	1.15
P3_APP.DX.3	0.94	0.97	0.97	0.96	1.08	1.14	1.16	1.14
P3_APP.DX.4	0.94	0.97	0.96	0.95	1.09	1.14	1.16	1.14
P3_APP.DX.5	0.95	0.97	0.95	0.96	1.10	1.14	1.13	1.14
P4_APP.SX.1	0.97	0.97	0.97	0.97	1.12	1.19	1.12	1.19
P4_APP.SX.2	0.96	0.97	0.96	0.97	1.10	1.19	1.10	1.19
P4_APP.SX.3	0.96	0.97	0.96	0.97	1.07	1.19	1.07	1.19
P4_APP.SX.4	0.97	0.97	0.97	0.97	1.09	1.20	1.09	1.19
P4_APP.SX.5	0.96	0.97	0.96	0.97	1.10	1.20	1.09	1.19
P4_APP.DX.1	0.95	0.92	0.95	0.92	1.12	1.31	1.12	1.31
P4_APP.DX.2	0.95	0.92	0.95	0.92	1.13	1.31	1.13	1.31
P4_APP.DX.3	0.95	0.92	0.95	0.92	1.16	1.31	1.16	1.31
P4_APP.DX.4	0.98	0.92	0.98	0.92	1.23	1.31	1.23	1.31
P4_APP.DX.5	0.99	0.92	0.99	0.92	1.23	1.31	1.23	1.30
P5_APP.SX.1	0.86	0.91	0.94	0.95	0.92	1.13	1.05	1.23
P5_APP.SX.2	0.86	0.91	0.95	0.96	0.90	1.14	1.06	1.23
P5_APP.SX.3	0.86	0.91	0.96	0.95	0.88	1.14	1.05	1.22
P5_APP.SX.4	0.85	0.91	0.96	0.95	0.88	1.14	1.05	1.21
P5_APP.SX.5	0.85	0.91	0.97	0.94	0.88	1.13	1.04	1.19
P5_APP.DX.1	0.93	0.94	0.93	0.94	1.00	1.18	1.00	1.18
P5_APP.DX.2	0.93	0.94	0.93	0.94	0.97	1.18	0.97	1.18
P5_APP.DX.3	0.93	0.94	0.93	0.94	0.96	1.18	0.96	1.18
P5_APP.DX.4	0.92	0.94	0.92	0.94	0.97	1.18	0.97	1.18
P5_APP.DX.5	0.93	0.94	0.93	0.94	0.98	1.18	0.98	1.17
P6_APP.SX.1	0.81	0.87	0.99	0.96	0.83	0.91	1.27	1.25
P6_APP.SX.2	0.82	0.87	0.96	0.97	0.82	0.91	1.30	1.25
P6_APP.SX.3	0.83	0.87	0.97	0.97	0.82	0.91	1.30	1.25
P6_APP.SX.4	0.83	0.87	0.96	0.96	0.83	0.91	1.30	1.26
P6_APP.SX.5	0.84	0.87	0.98	0.95	0.84	0.91	1.24	1.23
P6_APP.DX.1	0.94	0.99	0.94	0.99	1.17	1.00	1.18	1.01
P6_APP.DX.2	0.94	0.99	0.95	0.99	1.16	1.00	1.17	1.00
P6_APP.DX.3	0.95	0.99	0.96	0.99	1.15	1.00	1.16	1.00
P6_APP.DX.4	0.95	0.99	0.96	0.99	1.14	1.00	1.17	1.00
P6_APP.DX.5	0.95	0.99	0.95	0.99	1.14	1.00	1.14	1.00
SP.B_APP.1	0.84	0.98	0.96	1.00	0.79	0.96	1.44	1.17
SP.B_APP.2	0.85	0.98	0.94	1.00	0.79	0.96	1.46	1.16
SP.B_APP.3	0.85	0.98	0.95	0.99	0.78	0.96	1.44	1.16

SP.B_APP.4	0.86	0.98	0.94	0.98	0.79	0.95	1.45	1.16
SP.B_APP.5	0.86	0.98	0.95	1.00	0.80	0.95	1.43	1.17

Tab. 29: Rapporti calcolati allo SLC rispetto all'analisi con smorzamento proporzionale alla rigidità

Allo Stato Limite di Collasso è opportuno analizzare ciascun effetto singolarmente.

Spostamenti trasversali (U3)

In modo analogo a quanto detto per lo SLD, nella direzione trasversale le differenze sono più contenute ed in diversi appoggi i risultati dell'analisi lineare sono addirittura superiori, di un 15-20% circa; ciò è probabilmente legato all'aumento della dissipazione introdotta con le cerniere plastiche ed i link non lineari che non è equilibrato da un altrettanto importante aumento di spostamento in questa direzione.

Spostamenti longitudinali (U2)

In questo caso si individua il ripetersi di uno schema:

- negli appoggi dove si verifica uno scorrimento importante, l'analisi con smorzamento proporzionale alla rigidità riporta spostamenti superiori a quelli con l'approccio alla Rayleigh di un 15-25% e questi ultimi sono simili a quelli dell'analisi lineare o di poco superiori (di un 5-10% circa);
- negli appoggi dove lo scorrimento è contenuto (1-2 cm), i valori delle tre analisi sono tutto sommato confrontabili;
- negli appoggi dove lo scorrimento è assente, è l'analisi lineare a restituire valori più elevati, fino ad una differenza massima del 10-15%.

La spiegazione è da ricercare nella misura in cui entrano in gioco i meccanismi di *scorrimento* e *dissipazione* di energia: quando l'appoggio non scorre, lo spostamento sarà inferiore a quello dell'analisi lineare per via dell'energia dissipata durante i cicli, quando sopraggiunge lo scorrimento invece l'effetto di quest'ultimo diventa preponderante rispetto alla dissipazione e ciò porta a spostamenti maggiori nel caso dell'analisi non lineare. Questo a patto che si adotti una strategia di modellazione corretta, infatti se si utilizza l'approccio classico alla Rayleigh si ottengono comunque valori paragonabili a quelli dell'analisi lineare, non perché i due metodi siano effettivamente equivalenti ma perché si sta introducendo uno smorzamento troppo alto.

Al fine di rendere maggiormente visibile quanto appena detto, si diagrammano gli spostamenti di alcuni appoggi (delle pile numero 1 e 2) e si completa il confronto con i legami forza-spostamento di un dispositivo di ciascun gruppo (provenienti dall'analisi con smorzamento "*stiffness-proportional*").

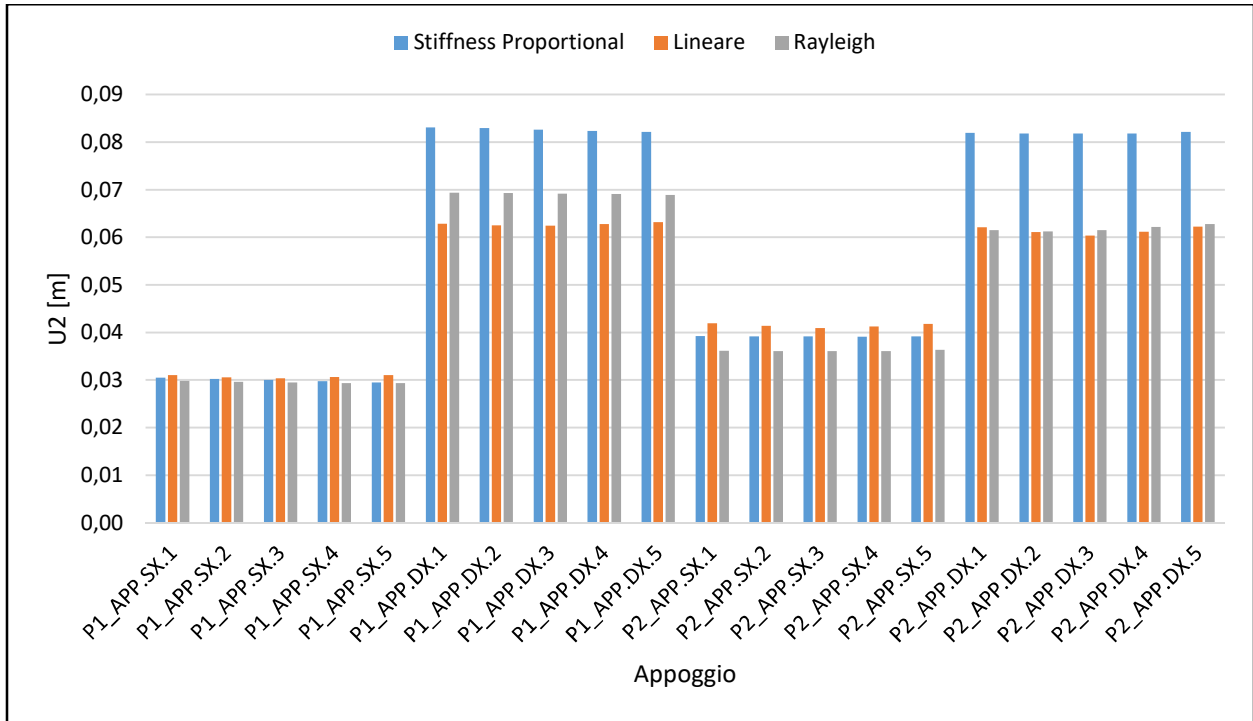


Fig. 61: Spostamenti longitudinali degli appoggi delle pile 1 e 2 allo SLC

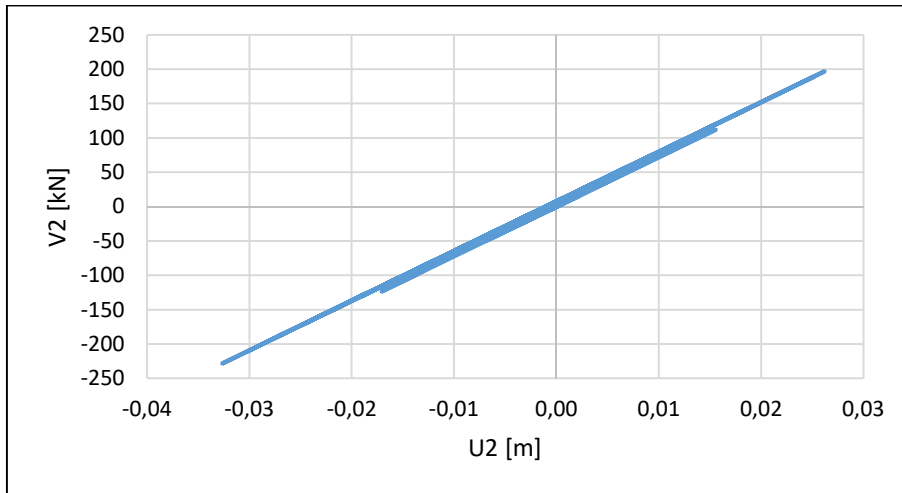


Fig. 62: Spostamenti longitudinali dell'appoggio "P1_APP.SX.1" per l'accelerogramma NL_SLC_1

Gli appoggi sul lato sinistro della pila numero 1 mostrano un accenno di scorrimento ed infatti dalla Fig. 55 si vede come i risultati delle tre analisi siano tra loro confrontabili.

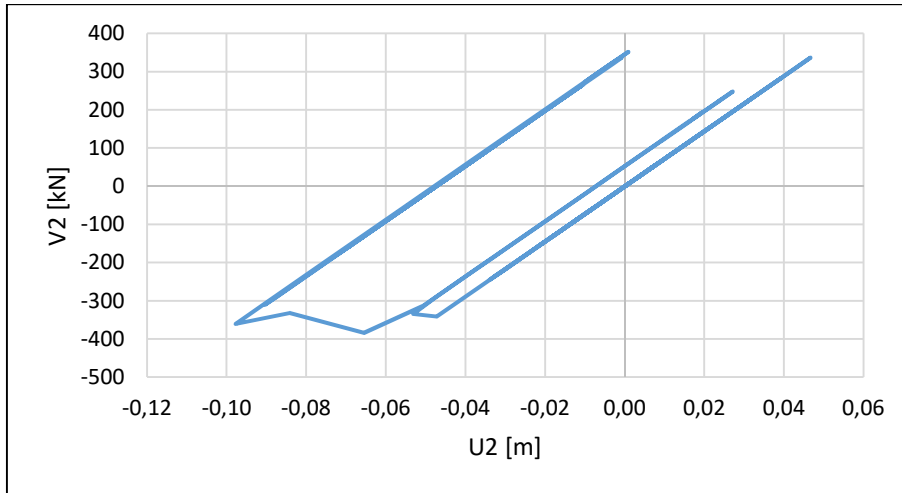


Fig. 63: Spostamenti longitudinali dell'appoggio "P1_APP.DX.1" per l'accelerogramma NL_SLC_1

Gli appoggi sul lato destro della stessa pila evidenziano invece uno scorrimento importante, di circa 5 cm, il che si traduce in scorrimenti dell'analisi non lineare superiori a quelli del caso lineare.

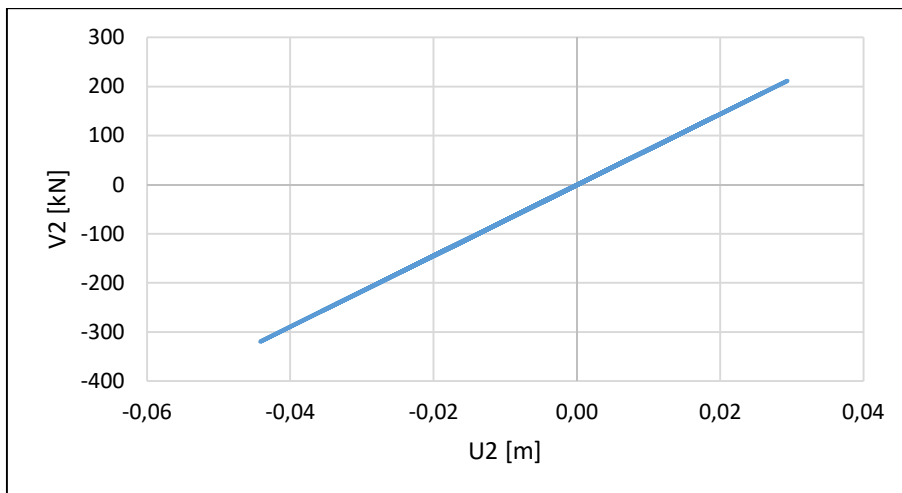


Fig. 64: Spostamenti longitudinali dell'appoggio "P2_APP.SX.1" per l'accelerogramma NL_SLC_1

Gli appoggi sul lato sinistro della pila numero 2 rimangono in campo elastico, ciò porta la componente di dissipazione a prevalere ed infatti dalla Fig. 55 si vede come l'analisi lineare restituisca spostamenti di poco superiori alle altre due.

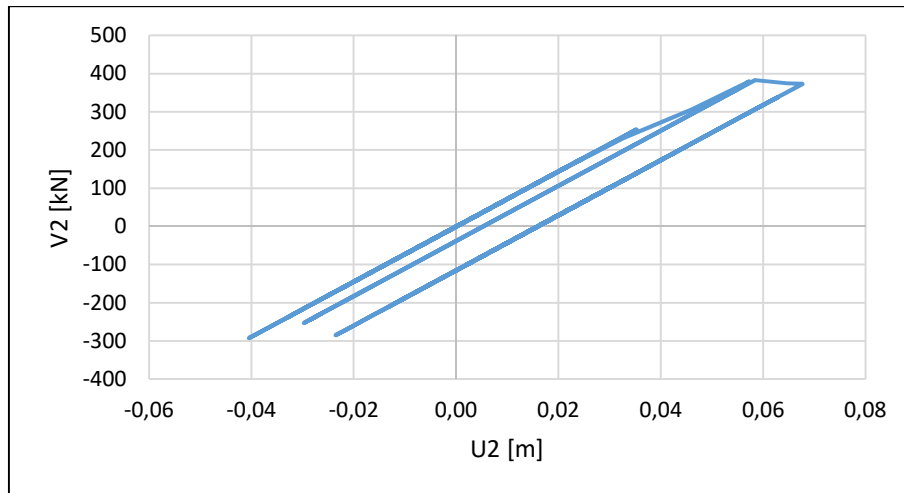


Fig. 65: Spostamenti longitudinali dell'appoggio "P2_APP.DX.1" per l'accelerogramma NL_SLC_1

Gli appoggi sul lato destro della stessa pila mostrano nuovamente uno scorrimento ed infatti questo si traduce in un nuovo incremento dello spostamento nel caso dell'analisi non lineare. Tra l'altro, l'entità di questo scorrimento è dell'ordine di 2 cm circa e quindi inferiore al caso mostrato in precedenza ed infatti nell'analisi alla Rayleigh non riesce a superare la dissipazione data dal maggiore smorzamento ed i risultati sono comparabili a quelli del caso lineare.

Taglio longitudinale (V2) e trasversale (V3)

I valori delle due analisi non lineari sono simili ed entrambi inferiori a quelli provenienti dall'analisi lineare, con differenze che raggiungono anche il 40% in direzione longitudinale ed il 30% in direzione trasversale. Ciò è coerente con il tipo di modellazione adottata: il *friction isolator* impiegato nelle analisi non lineari possiede una soglia oltre la quale il taglio non può più crescere (perché cresce lo scorrimento) mentre nel link adottato per l'analisi lineare la forza continua a crescere indefinitamente.

Si riportano i diagrammi relativi ai tagli degli stessi appoggi analizzati in precedenza.

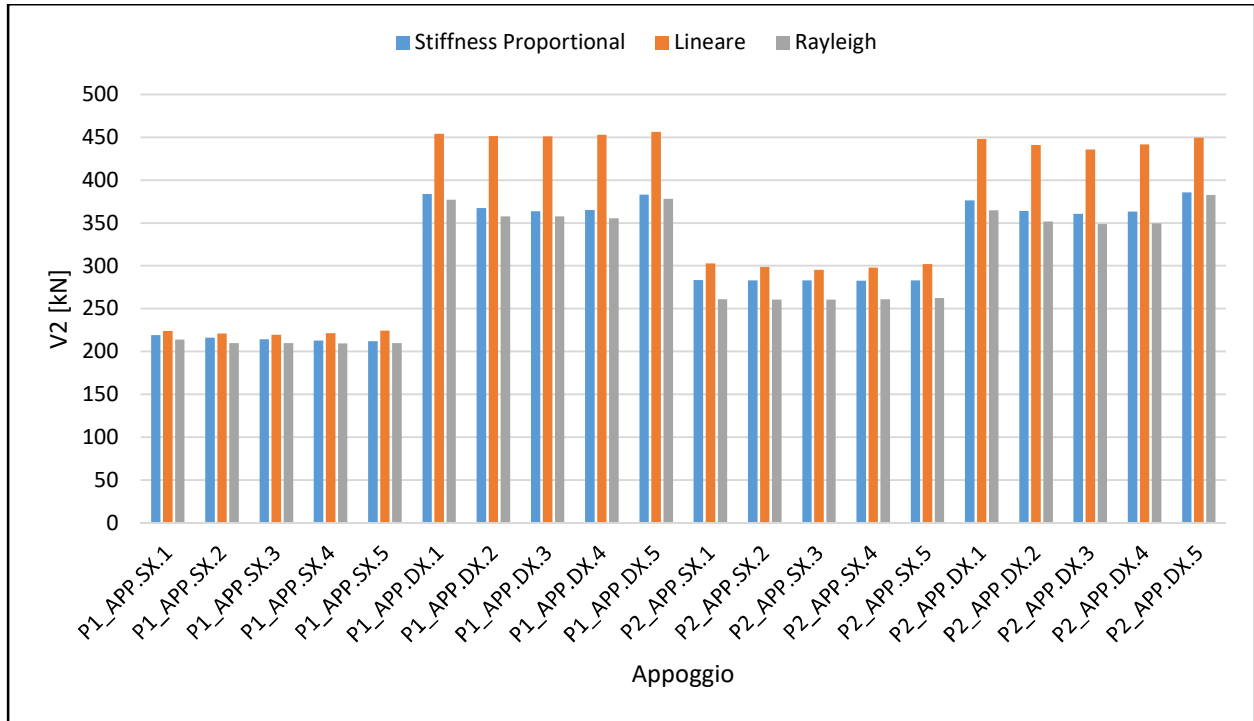


Fig. 66: Tagli longitudinali degli appoggi delle pile 1 e 2 allo SLC

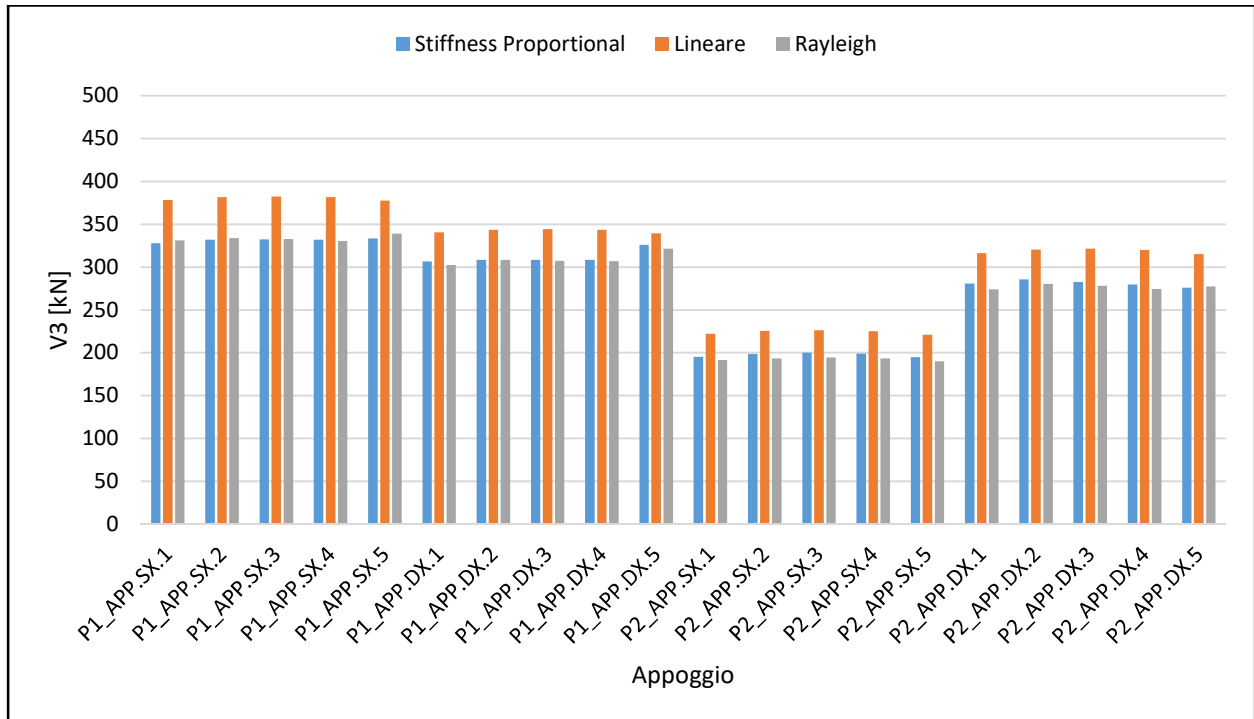


Fig. 67: Tagli trasversali degli appoggi delle pile 1 e 2 allo SLC

4.5 Verifiche dei meccanismi duttili delle pile

Nell'analisi dinamica lineare la verifica dei meccanismi duttili delle pile è stata realizzata adottando come parametro di controllo la rotazione alla corda. In questo caso invece si è deciso di sfruttare i vantaggi offerti dal tipo di modellazione andando a controllare direttamente la deformazione delle singole fibre di acciaio e calcestruzzo costituenti le cerniere plastiche, che devono risultare inferiori alle deformazioni limite affinché la verifica possa considerarsi soddisfatta. Agli Stati Limite Ultimi (SLV, SLC) deve risultare:

$$\varepsilon_{c,i} \leq \varepsilon_{c,u}$$

$$\varepsilon_{s,i} \leq \varepsilon_{s,u}$$

dove:

$\varepsilon_{c,i}$ è la deformazione dell'i-esima fibra di calcestruzzo;

$\varepsilon_{s,i}$ è la deformazione dell'i-esima fibra di acciaio;

$\varepsilon_{c,u} = 0,0035$ è la deformazione ultima del calcestruzzo;

$\varepsilon_{s,u} = 0,0675$ è la deformazione ultima dell'acciaio.

Inoltre allo Stato Limite di Danno è utile controllare la deformazione dell'acciaio al fine di capire se le barre sono snervate o meno:

$$\varepsilon_{s,i} \leq \varepsilon_{s,y}$$

dove:

$\varepsilon_{s,y} = 0,002$ è la deformazione al limite di snervamento dell'acciaio.

Anche in questo caso per ciascuna delle 7 storie temporali sono state ricavate le deformazioni massime delle fibre costituenti la cerniera alla base ed alla testa di ogni colonna ed in seguito questi valori sono stati mediati.

I risultati sono osservabili in forma grafica nell'appendice H mentre nel seguito ci si limita ad una serie di considerazioni.

Le deformazioni massime si raggiungono nelle cerniere di base ed in particolare nelle pile centrali come la numero 3, 4 e 5 coerentemente con il fatto che si tratta delle colonne più alte e di conseguenza più deformabili.

- Lato calcestruzzo, il valore massimo è raggiunto allo SLC nel fusto 4 delle pile 3 e 4 ed è pari a $\varepsilon_c = 2,20 \text{ ‰}$, ampiamente al di sotto del valore ultimo di deformazione che compete allo schiacciamento del calcestruzzo;
- Lato acciaio, il valore massimo è raggiunto allo SLC nel fusto 1 della pila numero 4 ed è pari a $\varepsilon_s = 7,27 \text{ ‰}$. Il confronto con la deformazione al limite di snervamento fa notare come allo SLD l'acciaio risulti ancora in campo elastico mentre all'aumentare dell'azione sismica si plasticizza, dapprima (per lo SLV) solo alla base delle pile più alte e deformabili come la numero 3, 4 e 5 ed in seguito (allo SLC) in quasi tutte le pile, sia alla base sia in testa.

Un'altra osservazione degna di nota riguarda il fatto che i valori ottenuti dal modello usato per studiare la direzione trasversale siano maggiori rispetto a quelli per lo studio nella direzione longitudinale, ciò è dovuto alla diversa definizione delle proprietà delle cerniere: nel "modello longitudinale" la cerniera alla base ha una lunghezza di plasticizzazione doppia rispetto a quella definita nel "modello trasversale", ciò significa che le curvature vengono integrate per una lunghezza maggiore e di conseguenza maggiori saranno anche le rotazioni e l'ampiezza dei cicli dissipativi che, a parità di azione, comportano una minore deformazione dell'elemento.

Per comprendere meglio ciò di cui si sta parlando si riporta il confronto tra il legame costitutivo di alcune cerniere nei due modelli.

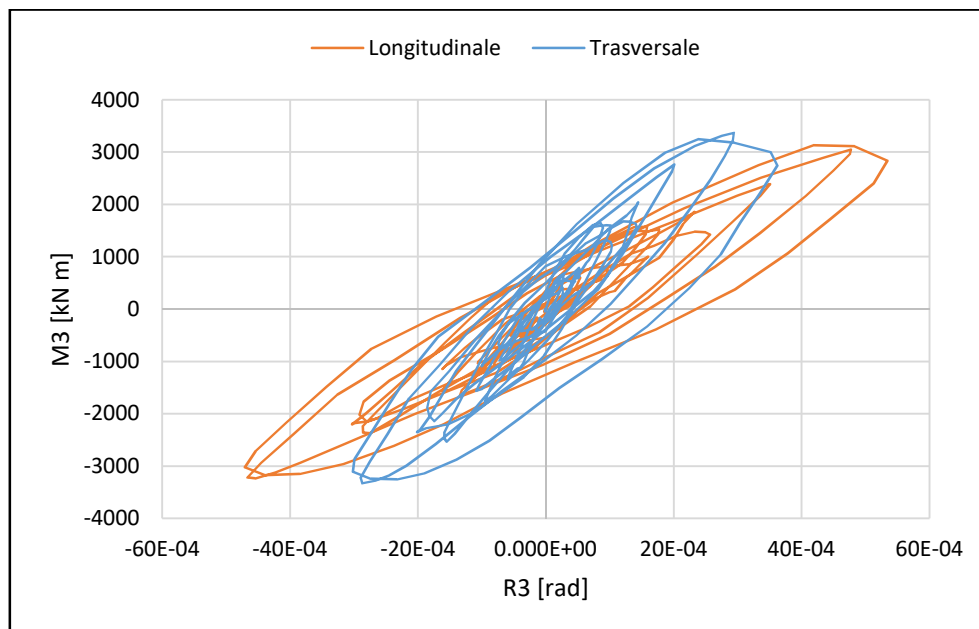


Fig. 68: Ciclo della cerniera del fusto 2 della pila 4 nei due modelli, per effetto dell'accelerogramma NL_SLC_1

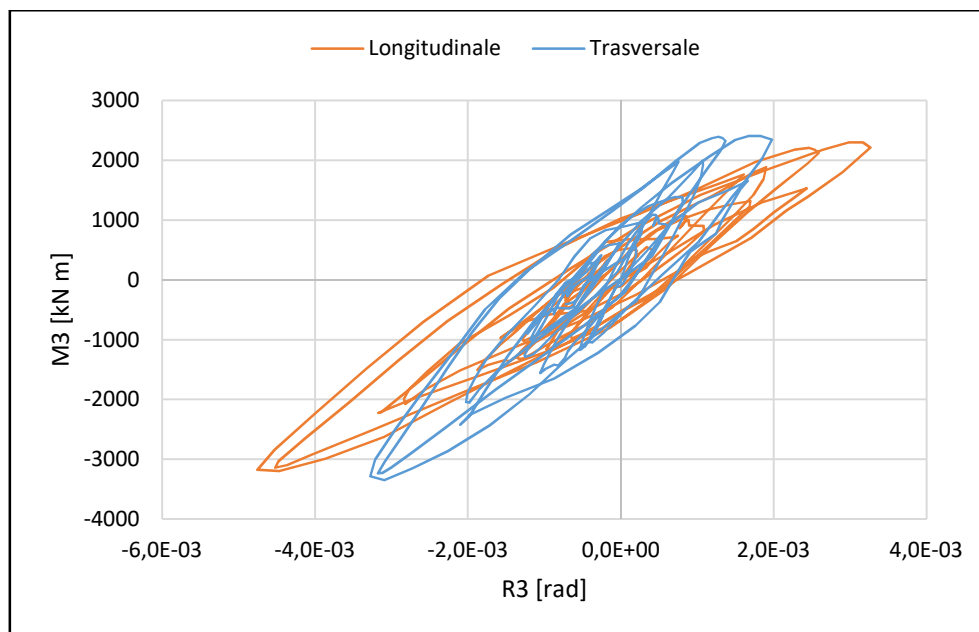


Fig. 69: Ciclo della cerniera del fusto 1 della pila 5 nei due modelli, per effetto dell'accelerogramma NL_SLC_1

Il comportamento reale sarà intermedio tra quello dei due modelli appena descritti.

4.5.1 Effetto dello smorzamento

Sulla base di quanto già osservato per gli appoggi, anche per le pile si nota che eseguire l'analisi applicando la procedura alla Rayleigh introduce uno smorzamento eccessivo. Nelle tabelle seguenti sono calcolati i rapporti $\Delta\epsilon_{s,max}$ e $\Delta\epsilon_{c,max}$ tra il valore di deformazione ottenuto con lo smorzamento alla Rayleigh ed il rispettivo valore ottenuto con lo smorzamento proporzionale alla rigidezza.

SLD	LONGITUDINALE				TRASVERSALE			
	BASE		TESTA		BASE		TESTA	
	$\Delta\epsilon_{s,max}$	$\Delta\epsilon_{c,max}$	$\Delta\epsilon_{s,max}$	$\Delta\epsilon_{c,max}$	$\Delta\epsilon_{s,max}$	$\Delta\epsilon_{c,max}$	$\Delta\epsilon_{s,max}$	$\Delta\epsilon_{c,max}$
P1_F1	0.90	0.89	1.01	1.02	0.93	0.93	1.05	1.07
P1_F2	0.88	0.88	1.07	1.07	0.92	0.92	1.03	1.03
P1_F3	0.88	0.89	1.03	1.02	0.89	0.90	1.07	1.07
P1_F4	0.89	0.90	1.04	1.04	0.90	0.90	1.04	1.03
P2_F1	0.84	0.84	0.97	0.96	0.84	0.83	0.97	0.96
P2_F2	0.86	0.82	0.97	0.96	0.85	0.81	0.97	0.96
P2_F3	0.86	0.82	0.96	0.96	0.84	0.81	0.97	0.96
P2_F4	0.88	0.85	0.97	0.97	0.86	0.83	0.98	0.97
P3_F1	0.79	0.78	0.96	0.96	0.76	0.75	0.96	0.96
P3_F2	0.79	0.79	0.97	0.97	0.77	0.75	0.96	0.95
P3_F3	0.78	0.78	0.97	0.97	0.76	0.75	0.96	0.95
P3_F4	0.78	0.78	0.97	0.97	0.76	0.76	0.96	0.96

P4_F1	0.86	0.87	0.92	0.92	0.82	0.85	0.90	0.90
P4_F2	0.85	0.85	0.92	0.91	0.84	0.84	0.91	0.91
P4_F3	0.85	0.84	0.92	0.90	0.79	0.81	0.90	0.89
P4_F4	0.85	0.83	0.89	0.89	0.74	0.78	0.91	0.91
P5_F1	0.87	0.88	0.92	0.93	0.86	0.87	0.89	0.89
P5_F2	0.89	0.89	0.90	0.90	0.86	0.86	0.89	0.89
P5_F3	0.87	0.87	0.91	0.90	0.86	0.86	0.89	0.89
P5_F4	0.88	0.89	0.88	0.87	0.85	0.85	0.89	0.90
P6_F1	0.93	0.92	0.93	0.94	0.93	0.92	0.94	0.94
P6_F2	0.92	0.92	0.93	0.95	0.91	0.90	0.91	0.91
P6_F3	0.92	0.93	0.94	0.93	0.89	0.89	0.92	0.92
P6_F4	0.87	0.88	0.92	0.90	0.89	0.90	0.92	0.92

Tab. 30: Rapporti tra i valori di deformazione allo SLD rispetto all'analisi "stiffness-proportional"

SLV	LONGITUDINALE				TRASVERSALE			
	BASE		TESTA		BASE		TESTA	
	$\Delta\epsilon_{s,max}$	$\Delta\epsilon_{c,max}$	$\Delta\epsilon_{s,max}$	$\Delta\epsilon_{c,max}$	$\Delta\epsilon_{s,max}$	$\Delta\epsilon_{c,max}$	$\Delta\epsilon_{s,max}$	$\Delta\epsilon_{c,max}$
P1_F1	0.93	0.96	1.08	1.02	0.94	0.95	1.14	1.03
P1_F2	0.93	0.97	1.04	1.03	0.94	0.96	1.06	1.05
P1_F3	0.94	0.95	1.04	1.03	0.91	0.97	1.06	1.05
P1_F4	0.97	0.96	1.03	1.03	0.95	0.94	1.05	1.04
P2_F1	0.87	0.90	0.95	0.97	0.86	0.87	0.97	0.98
P2_F2	0.86	0.87	0.95	0.97	0.85	0.85	0.96	0.98
P2_F3	0.85	0.87	0.96	0.96	0.84	0.85	0.96	0.98
P2_F4	0.83	0.87	0.95	0.98	0.82	0.86	0.97	0.97
P3_F1	0.84	0.87	0.94	0.96	0.81	0.88	0.94	0.95
P3_F2	0.82	0.86	0.94	0.96	0.79	0.88	0.94	0.96
P3_F3	0.82	0.85	0.93	0.97	0.78	0.86	0.94	0.96
P3_F4	0.80	0.85	0.95	0.97	0.75	0.86	0.95	0.95
P4_F1	0.84	0.90	0.92	0.93	0.81	0.90	0.91	0.94
P4_F2	0.83	0.86	0.92	0.94	0.78	0.89	0.92	0.95
P4_F3	0.83	0.85	0.93	0.95	0.77	0.85	0.92	0.95
P4_F4	0.85	0.85	0.92	0.95	0.80	0.87	0.91	0.95
P5_F1	0.88	0.93	0.92	0.93	0.80	0.93	0.92	0.93
P5_F2	0.87	0.93	0.92	0.95	0.79	0.92	0.93	0.95
P5_F3	0.87	0.93	0.92	0.94	0.80	0.90	0.92	0.94
P5_F4	0.91	0.93	0.92	0.94	0.82	0.90	0.92	0.95
P6_F1	0.82	0.92	0.87	0.95	0.85	0.90	0.84	0.92
P6_F2	0.81	0.91	0.88	0.93	0.83	0.91	0.84	0.91
P6_F3	0.84	0.93	0.88	0.93	0.83	0.91	0.85	0.91
P6_F4	0.85	0.92	0.95	0.93	0.85	0.90	0.96	0.91

Tab. 31: Rapporti tra i valori di deformazione allo SLV rispetto all'analisi "stiffness-proportional"

SLC	LONGITUDINALE	TRASVERSALE
-----	---------------	-------------

	BASE		TESTA		BASE		TESTA	
	$\Delta\epsilon_{s,max}$	$\Delta\epsilon_{c,max}$	$\Delta\epsilon_{s,max}$	$\Delta\epsilon_{c,max}$	$\Delta\epsilon_{s,max}$	$\Delta\epsilon_{c,max}$	$\Delta\epsilon_{s,max}$	$\Delta\epsilon_{c,max}$
P1_F1	1.01	0.96	1.14	1.02	1.00	0.98	1.05	1.02
P1_F2	1.02	0.98	1.11	1.05	1.00	0.99	1.05	1.03
P1_F3	1.00	0.99	1.13	1.05	0.99	0.99	1.05	1.03
P1_F4	1.03	0.98	1.10	1.04	0.94	0.98	1.08	1.02
P2_F1	0.93	0.92	1.00	0.98	0.92	0.90	1.01	0.98
P2_F2	0.93	0.92	1.00	0.98	0.89	0.90	1.01	0.99
P2_F3	0.93	0.92	0.99	0.97	0.88	0.91	1.00	0.98
P2_F4	0.94	0.94	0.98	1.01	0.87	0.93	0.98	1.01
P3_F1	0.91	0.96	0.96	0.96	0.83	0.95	0.96	0.95
P3_F2	0.89	0.95	0.97	0.97	0.80	0.93	0.97	0.96
P3_F3	0.88	0.91	0.96	0.98	0.79	0.88	0.96	0.98
P3_F4	0.86	0.89	0.95	0.98	0.78	0.85	0.94	0.99
P4_F1	0.91	0.98	0.91	0.96	0.89	0.96	0.89	0.96
P4_F2	0.89	0.95	0.92	0.95	0.84	0.94	0.90	0.95
P4_F3	0.86	0.92	0.94	0.95	0.81	0.89	0.91	0.95
P4_F4	0.90	0.89	0.93	0.95	0.86	0.83	0.91	0.95
P5_F1	0.90	0.95	0.92	0.96	0.86	0.95	0.90	0.94
P5_F2	0.90	0.97	0.93	0.96	0.84	0.97	0.91	0.95
P5_F3	0.90	0.98	0.94	0.97	0.82	0.98	0.91	0.96
P5_F4	0.91	0.96	0.91	0.97	0.85	0.95	0.89	0.97
P6_F1	0.93	0.96	0.94	0.95	0.92	0.94	0.90	0.93
P6_F2	0.93	0.96	0.94	0.96	0.92	0.97	0.91	0.95
P6_F3	0.92	0.96	0.95	0.97	0.89	0.93	0.91	0.95
P6_F4	0.93	0.96	0.94	0.96	0.92	0.92	0.91	0.95

Tab. 32: Rapporti tra i valori di deformazioni allo SLC rispetto all'analisi "stiffness-proportional"

Ad eccezione delle deformazioni in testa alla pila numero 1, tutti gli altri valori risultano sottostimati raggiungendo uno scarto anche del 25% in corrispondenza della pila numero 3.

4.5.2 Confronto tra i metodi di analisi

Confrontando questi risultati con quelli ottenuti al §3.6 si osserva come l'analisi non lineare sembra descrivere un quadro più rassicurante circa lo stato di salute del ponte.

Allo Stato Limite di Danno le pile rimangono incolumi e sono sufficientemente lontane dalla condizione di rottura anche nei successivi Stati Limite di salvaguardia della Vita e Collasso, limitandosi a raggiungere la condizione di plasticizzazione.

Tali risultati sono in contrasto con quelli ottenuti in precedenza dall'analisi lineare, la quale descrive una situazione ben più critica, con la domanda in termini di rotazione alla corda che in molti fusti supera la capacità dell'elemento.

A tal proposito, occorre sottolineare come nelle verifiche dei meccanismi duttili entri in gioco un fattore di sicurezza γ_{el} che riduce la rotazione alla corda ultima di un fattore 1,5 allo SLC e 2,0 allo SLV. Tali riduzioni non sono state applicate nella verifica in termini di deformazione condotta a seguito dell'analisi non lineare.

Nel seguito si riportano in forma grafica il confronto tra il Fattore di Sicurezza derivante dall'analisi dinamica non lineare, calcolato come rapporto tra la massima deformazione della fibra di calcestruzzo ed il valore ultimo a compressione, ed il rispettivo coefficiente di combinazione ρ derivante dall'analisi lineare e calcolato come specificato al §1.6. Si ricorda che i coefficienti di combinazione calcolati per le verifiche dell'analisi lineare sono diversi, in funzione della direzione principale del sisma e del valore di sforzo assiale e per il confronto si è scelto il valore massimo tra di essi (nella maggior parte dei casi derivante dalla combinazione con sisma principale in Y).

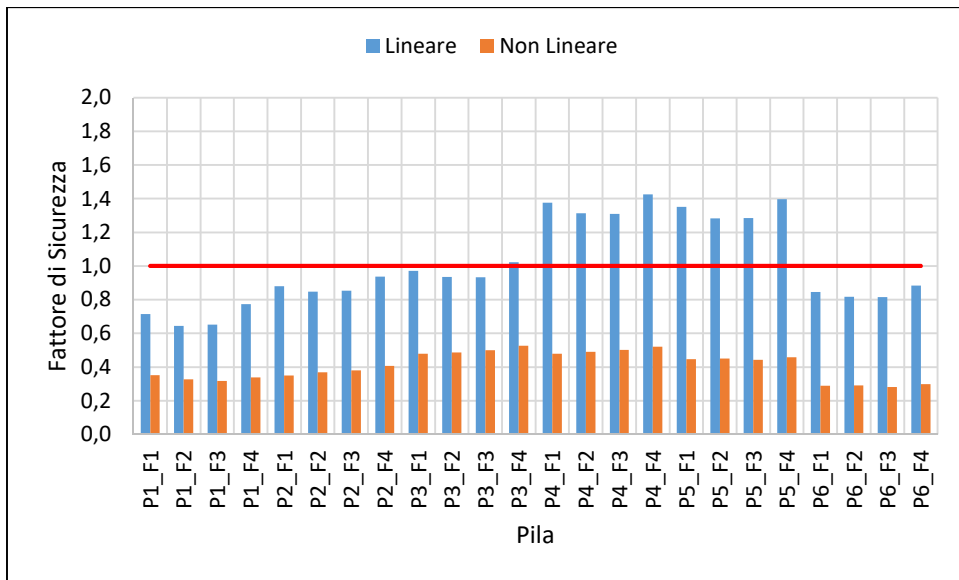


Fig. 70: Confronto tra Fattori di Sicurezza per meccanismi duttili nei due tipi di analisi allo SLV

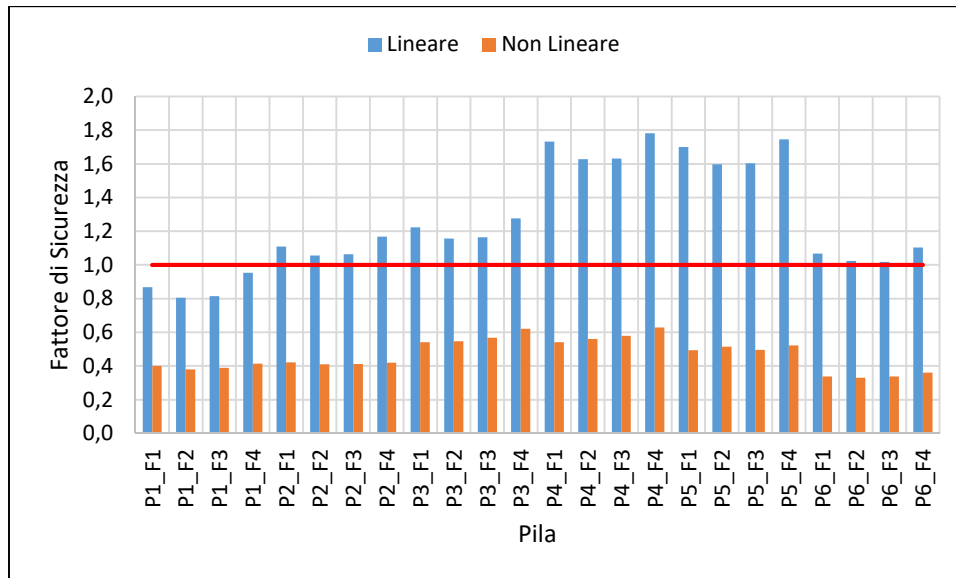


Fig. 71: Confronto tra Fattori di Sicurezza per meccanismi duttili nei due tipi di analisi allo SLC

La differenza tra i due tipi di analisi è evidente e mette in luce le carenze di una modellazione lineare nel caso di strutture da ponte con appoggi di questa tipologia che porta a sollecitazioni non pienamente rappresentative rispetto a quelle di un modello che è in grado di cogliere il comportamento non lineare degli appoggi e delle pile e fornisce quindi una fotografia più veritiera delle reali condizioni di salute dei suoi elementi.

Si ricorda che la modellazione lineare è più semplice da attuare e meno onerosa dal punto di vista computazionale (minor tempo di elaborazione necessario per le analisi) e che, in ogni caso, i valori ottenuti, seppur non pienamente rappresentativi, portano ad un incremento della domanda e di conseguenza la soluzione progettuale andrà a vantaggio di sicurezza.

4.6 Verifica dei meccanismi fragili delle pile

I valori delle sollecitazioni taglianti agenti sui fusti di ciascuna pila sono riportati nelle tabelle seguenti, facendo il confronto con i precedenti risultati dell'analisi dinamica lineare.

Pila	Non Lineare		Lineare		Rapporto	
	$V_{Ed,l}$	$V_{Ed,t}$	$V_{Ed,l}$	$V_{Ed,t}$	$V_{Ed,l}$	$V_{Ed,t}$
[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
P1_F1	218.5	250.7	165.7	245.5	1.32	1.02
P1_F2	174.5	269.1	142.7	258.9	1.22	1.04
P1_F3	179.0	267.7	142.9	257.0	1.25	1.04
P1_F4	231.8	235.1	165.9	225.0	1.40	1.05
P2_F1	117.7	218.1	93.4	201.5	1.26	1.08
P2_F2	114.1	229.6	87.6	206.4	1.30	1.11
P2_F3	117.5	230.4	88.1	205.3	1.33	1.12

P2_F4	131.3	221.7	94.1	194.2	1.40	1.14
P3_F1	152.8	221.5	117.3	205.1	1.30	1.08
P3_F2	141.6	230.4	109.6	210.0	1.29	1.10
P3_F3	146.1	230.2	110.0	208.9	1.33	1.10
P3_F4	162.9	220.9	118.5	198.7	1.37	1.11
P4_F1	130.9	267.9	101.5	262.3	1.29	1.02
P4_F2	128.4	273.2	98.7	268.6	1.30	1.02
P4_F3	131.0	273.8	97.8	267.8	1.34	1.02
P4_F4	138.9	266.9	102.1	257.3	1.36	1.04
P5_F1	107.6	261.9	81.7	251.5	1.32	1.04
P5_F2	105.9	266.0	79.6	256.9	1.33	1.04
P5_F3	108.8	266.1	82.2	255.7	1.32	1.04
P5_F4	117.1	261.1	86.8	245.7	1.35	1.06
P6_F1	86.0	196.7	60.0	168.8	1.43	1.17
P6_F2	82.6	203.1	55.9	171.3	1.48	1.19
P6_F3	86.4	202.6	59.6	169.6	1.45	1.20
P6_F4	100.1	196.4	66.3	161.1	1.51	1.22

Tab. 33: Confronto tra i valori di taglio nelle due tipologie di analisi allo SLD

Pila	Non Lineare		Lineare		Rapporto	
	V _{Ed,l}	V _{Ed,t}	V _{Ed,l}	V _{Ed,t}	V _{Ed,l}	V _{Ed,t}
[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
P1_F1	464.6	564.4	443.1	641.7	1.05	0.88
P1_F2	388.5	634.0	381.5	693.3	1.02	0.91
P1_F3	366.7	625.7	382.1	691.4	0.96	0.90
P1_F4	463.2	582.5	443.7	621.2	1.04	0.94
P2_F1	259.1	479.6	250.2	534.5	1.04	0.90
P2_F2	246.9	493.5	234.5	552.9	1.05	0.89
P2_F3	253.0	491.4	235.8	551.7	1.07	0.89
P2_F4	265.7	479.6	252.0	527.3	1.05	0.91
P3_F1	307.5	487.1	314.3	544.5	0.98	0.89
P3_F2	284.6	488.5	293.7	561.9	0.97	0.87
P3_F3	295.6	487.6	294.8	560.8	1.00	0.87
P3_F4	328.5	472.0	317.5	538.1	1.03	0.88
P4_F1	266.8	559.4	271.9	640.5	0.98	0.87
P4_F2	262.4	551.8	264.4	719.1	0.99	0.77
P4_F3	266.6	555.2	262.1	718.4	1.02	0.77
P4_F4	275.0	577.1	273.6	640.5	1.01	0.90
P5_F1	231.6	514.6	218.8	621.4	1.06	0.83
P5_F2	223.7	516.0	213.4	687.6	1.05	0.75
P5_F3	225.0	517.3	220.3	686.1	1.02	0.75
P5_F4	236.3	531.2	232.7	621.4	1.02	0.85
P6_F1	188.5	381.2	160.6	448.1	1.17	0.85
P6_F2	184.6	390.6	149.7	458.3	1.23	0.85

P6_F3	191.1	391.5	159.8	455.4	1.20	0.86
P6_F4	208.7	385.6	177.8	436.7	1.17	0.88

Tab. 34: Confronto tra i valori di taglio nelle due tipologie di analisi allo SLV

	Non Lineare		Lineare		Rapporto	
Pila	$V_{Ed,l}$	$V_{Ed,t}$	$V_{Ed,l}$	$V_{Ed,t}$	$V_{Ed,l}$	$V_{Ed,t}$
[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
P1_F1	522.4	681.4	551.9	797.9	0.95	0.85
P1_F2	427.0	761.8	475.1	864.5	0.90	0.88
P1_F3	414.0	752.6	475.9	862.7	0.87	0.87
P1_F4	540.4	714.5	552.7	777.4	0.98	0.92
P2_F1	290.8	586.4	312.0	665.8	0.93	0.88
P2_F2	273.9	591.6	292.4	689.5	0.94	0.86
P2_F3	281.6	588.6	294.0	688.3	0.96	0.86
P2_F4	299.3	572.9	314.3	658.5	0.95	0.87
P3_F1	323.5	578.4	392.0	678.2	0.83	0.85
P3_F2	301.3	582.1	366.3	700.5	0.82	0.83
P3_F3	316.6	579.4	367.6	699.4	0.86	0.83
P3_F4	353.2	570.9	396.0	671.7	0.89	0.85
P4_F1	288.8	622.9	339.2	615.0	0.85	1.01
P4_F2	286.7	607.8	329.8	721.7	0.87	0.84
P4_F3	286.7	609.6	327.0	721.7	0.88	0.84
P4_F4	294.5	632.2	341.2	615.0	0.86	1.03
P5_F1	254.2	588.3	272.8	596.3	0.93	0.99
P5_F2	239.6	578.4	266.2	698.0	0.90	0.83
P5_F3	240.9	579.6	274.8	698.0	0.88	0.83
P5_F4	256.1	598.8	290.3	596.3	0.88	1.00
P6_F1	206.7	460.6	200.2	558.1	1.03	0.83
P6_F2	197.2	477.5	186.6	571.3	1.06	0.84
P6_F3	201.8	475.9	199.2	567.9	1.01	0.84
P6_F4	224.5	468.5	221.7	545.2	1.01	0.86

Tab. 35: Confronto tra i valori di taglio nelle due tipologie di analisi allo SLC

I valori presi a riferimento per l'analisi lineare sono i seguenti:

- $V_{Ed,l}$ è il taglio in direzione longitudinale (V2) proveniente dalla combinazione con sisma principale in direzione X (SISMA_X_SLD_P, SISMA_X_SLV_P, SISMA_X_SLC_P);
- $V_{Ed,t}$ è il taglio in direzione longitudinale (V3) proveniente dalla combinazione con sisma principale in direzione Y (SISMA_Y_SLD_P, SISMA_Y_SLV_P, SISMA_Y_SLC_P).

Il rapporto a cui si fa riferimento nelle colonne di destra è calcolato tra il valore ottenuto nell'analisi non lineare ed il rispettivo lineare.

Allo SLD i tagli provenienti dall'analisi non lineare sono maggiori dei rispettivi valori dell'analisi lineare. In direzione longitudinale la differenza è più marcata e varia tra il 22 ed il 51% mentre in direzione trasversale è più contenuta ed arriva al massimo al 22%.

Allo SLV i tagli in direzione longitudinale appaiono confrontabili mentre in direzione trasversale i valori provenienti dall'analisi non lineare sono inferiori del 10-15% nelle pile 1-2-3-6, fino ad arrivare al 20-25% circa in corrispondenza delle pile 4 e 5.

Allo SLC infine si notano differenze per entrambe le direzioni con il valore derivante dall'analisi non lineare che risulta quasi sempre inferiore, con una differenza massima del 16-17% raggiunta ancora una volta nelle pile 4 e 5.

I risultati ottenuti sono coerenti con quanto osservato per gli appoggi al §4.3.1. Allo SLD alcuni dispositivi hanno manifestato spostamenti superiori rispetto a quelli del modello lineare e, dal momento che l'azione sismica ha un'intensità relativamente bassa, le pile non dissipano questa energia in eccesso attraverso plasticizzazione e ciò risulta in tagli leggermente superiori. All'aumentare dell'azione invece entra in gioco il comportamento attritivo del friction isolator che pone un limite al taglio che viene trasmesso alle strutture sottostanti il quale non può crescere indefinitamente come accade nel caso della modellazione lineare; a questo si somma la plasticizzazione delle pile che dissipa parte dell'energia in ingresso.

Il risultato è la progressiva diminuzione del taglio all'aumentare dell'azione sismica e quindi agli Stati Limite Ultimi. Per un confronto più immediato si riportano i risultati anche in forma grafica.

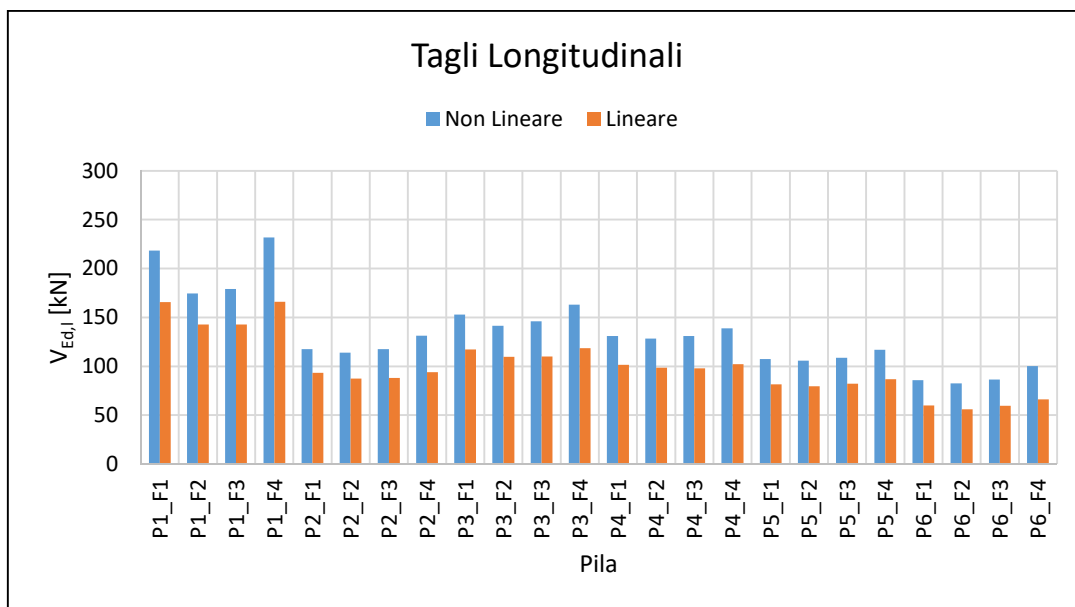


Fig. 72: Confronto dei tagli in direzione longitudinale allo SLD tra i due tipi di analisi

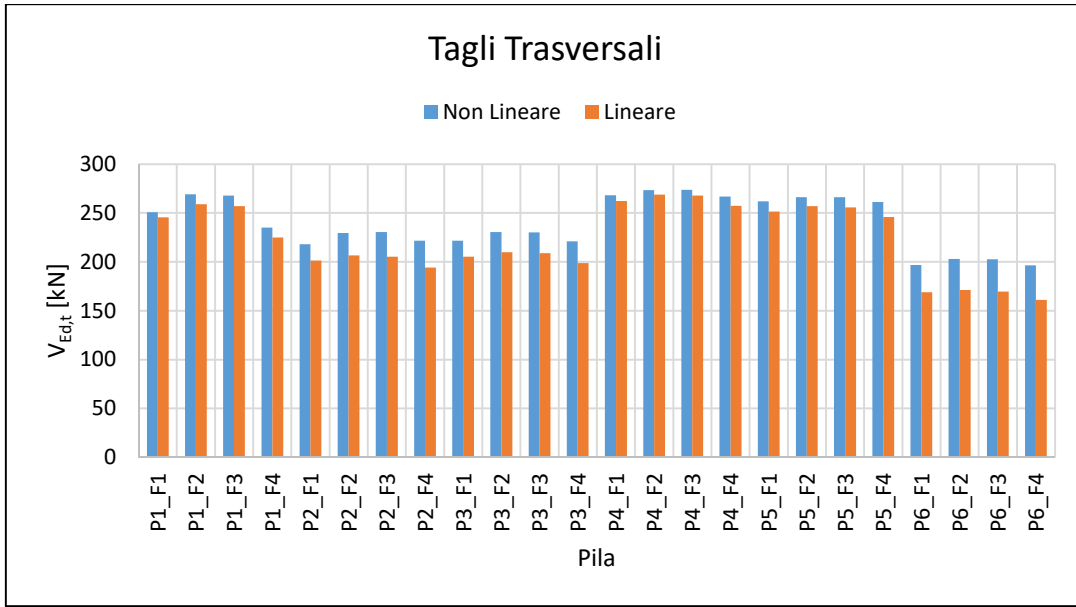


Fig. 73: Confronto dei tagli in direzione trasversale allo SLD nei due tipi di analisi

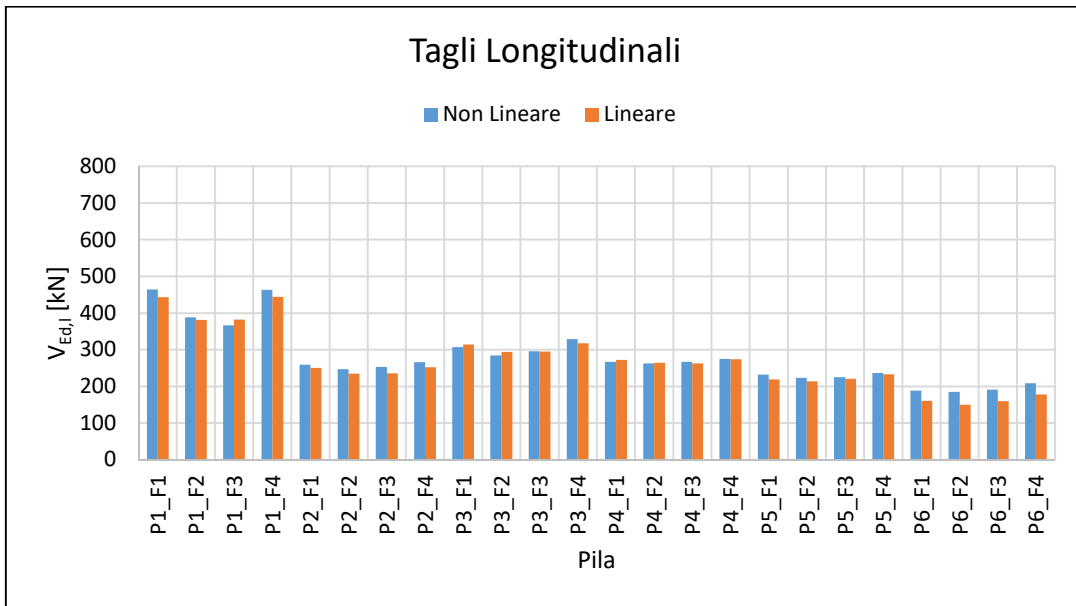


Fig. 74: Confronto dei tagli in direzione longitudinale allo SLV nei due tipi di analisi

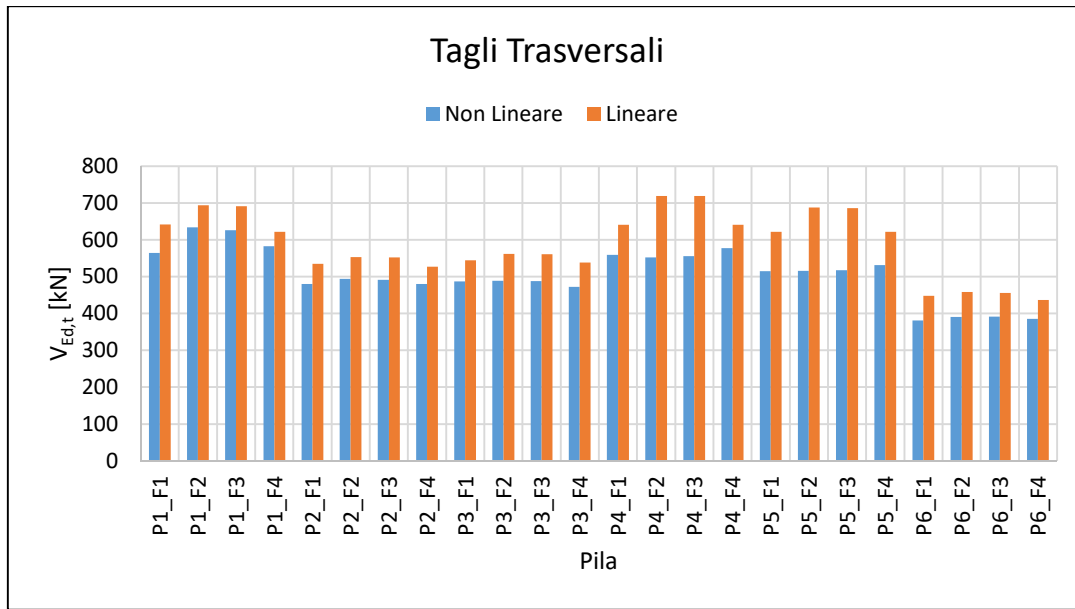


Fig. 75: Confronto dei tagli in direzione trasversale allo SLV nei due tipi di analisi

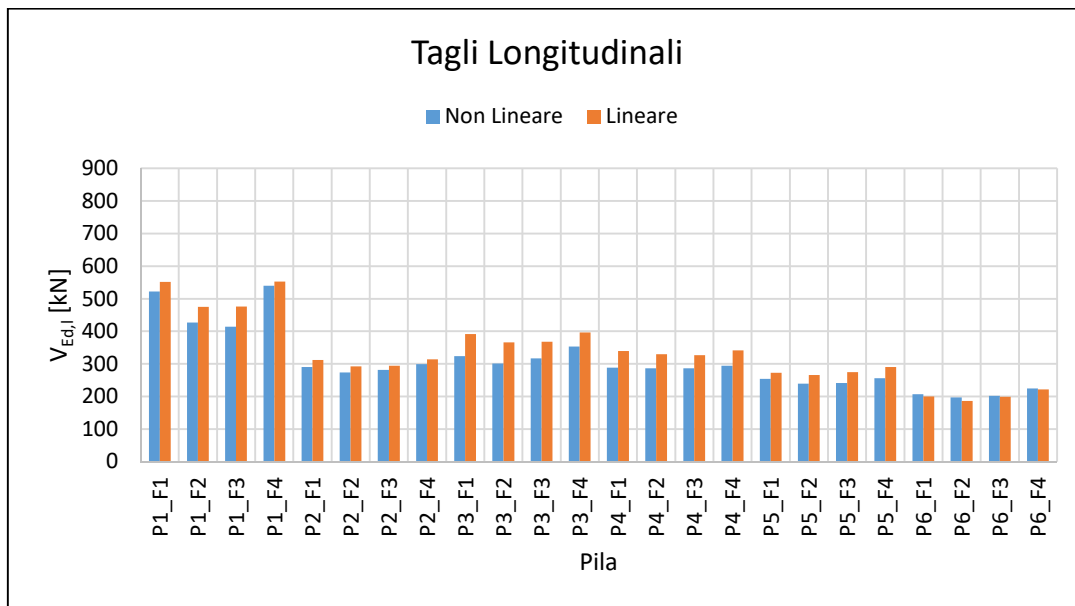


Fig. 76: Confronto dei tagli in direzione longitudinale allo SLC nei due tipi di analisi

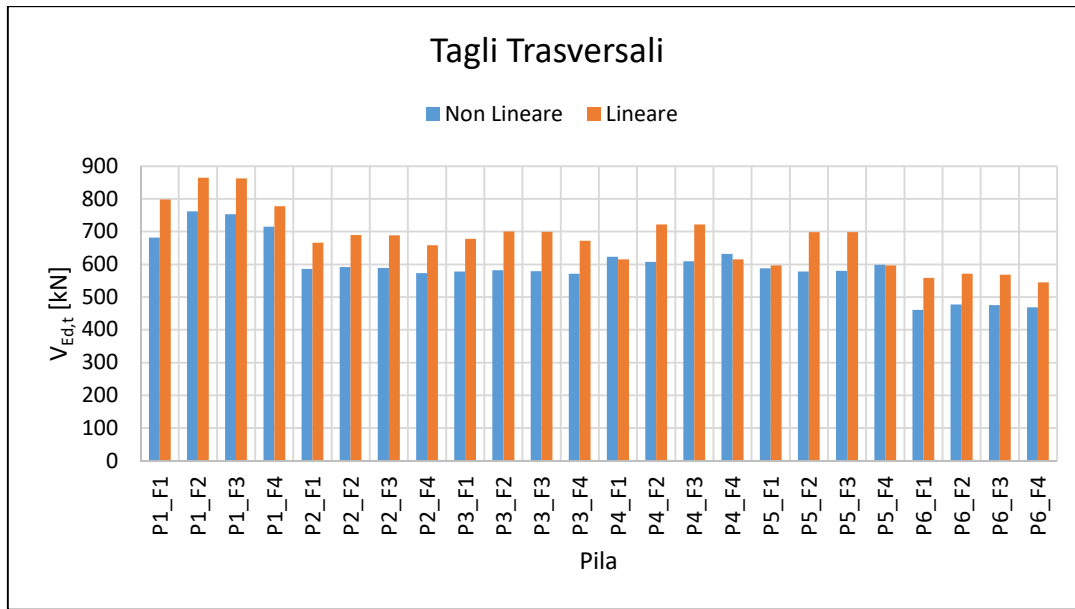


Fig. 77: Confronto dei tagli in direzione trasversale allo SLC nei due tipi di analisi

5 ADEGUAMENTO SISMICO

La progettazione convenzionale, in accordo con quanto stabilito dalle Norme Tecniche, prevede che le strutture si mantengano in campo elastico solo fino ad una certa entità dell'azione sismica, corrispondente al cosiddetto Stato Limite di Danno; se sottoposte ad azioni di intensità maggiore (Stato Limite di salvaguardia della Vita e Stato Limite di Collasso) si accetta invece un excursus in campo post-elastico con un conseguente sfruttamento delle capacità dissipative della struttura.

Questa filosofia di progettazione è ovviamente legata alla ricerca di un compromesso tra aspetti costruttivi, economici e di sicurezza e sebbene trovi ragione di applicazione per edifici ordinari, risulta più limitante per costruzioni strategiche, come edifici di classe III o IV oppure strutture quali i ponti.

Con la progettazione convenzionale infatti si raggiungono livelli di accelerazione elevati e quindi è possibile garantire la funzionalità di macchinari ed impianti solo allo Stato Limite di Operatività e quindi per azioni di intensità relativamente bassa, se si volessero raggiungere prestazioni più elevate si dovrebbe ricorrere a dettagli (collegamenti con la struttura) particolarmente onerosi.

Il sisma sappiamo consistere in un insieme di onde che si propagano nel terreno con un determinato contenuto energetico. Questa energia viene poi trasferita alle strutture e solo una piccola parte, in genere corrispondente al 5% per strutture in c.a. e l'1-2% per strutture in acciaio, viene dissipata, la restante viene trasformata in energia elastica e cinetica, che provocano deformazioni e danneggiamenti.

Le strategie possibili per aumentare la sicurezza nei confronti dell'azione sismica sono quindi di due tipi:

- *Dissipazione di energia*: aumentare l'energia dissipata non da parte della struttura bensì attraverso l'inserimento di componenti quali controventi;
- *Isolamento alla base*: ridurre l'energia in ingresso alla struttura attraverso la separazione fisica dal terreno per il tramite di dispositivi comunemente chiamati "isolatori".

5.1 Introduzione

L'uso dei dispositivi moderni atti ad isolare la struttura dal terremoto è nato proprio nel campo dell'ingegneria dei ponti, per poi estendersi gradualmente anche all'edilizia in generale.

L'Italia assume un ruolo importante in questo settore verso la fine degli anni '70, in particolare nel 1976, a seguito del terremoto in Friuli (sisma di magnitudo 6,5 della scala Richter): tra tutte le opere in costruzione nel tratto autostradale Udine-Carnia l'unica a non subire danni fu il *Viadotto*

di Somplago, un viadotto con trave continua a 20 campate (della lunghezza totale di 1320 m) realizzato con conci a sbalzo prefabbricati e primo esemplare nel nostro Paese dotato di ritegni longitudinali anti-sismici di tipo elastico.

L'eccellente comportamento del *Viadotto Somplago* favorì un rapido incremento del numero di applicazioni di sistemi innovativi di protezione sismica su ponti e viadotti di nuova costruzione in Italia, che assunse un ruolo di leadership nel mondo con oltre 150 applicazioni già all'inizio degli anni '90.



Fig. 78: Foto del viadotto Somplago (Fonte: "ingegno-web.it")

Questa strategia antisismica, come suggerisce il nome, consiste nell'isolare la struttura disaccoppiando il suo moto da quello del terreno. Tale separazione si ottiene attraverso l'inserimento di opportuni dispositivi, detti "isolatori", altamente deformabili in direzione orizzontale, che permettono di aumentare sensibilmente il periodo di vibrare della struttura e di conseguenza le accelerazioni che essa subisce durante l'evento sismico. Al contrario, gli spostamenti risultano amplificati ma sono concentrati a livello dei dispositivi pertanto la sovrastruttura si comporta quasi come un corpo rigido e, se ben progettata, rimane in campo elastico, senza subire danni neppure in occasione del sisma di progetto di intensità più elevata.

L'isolamento sismico di ponti e viadotti si basa su considerazioni analoghe a quelle che riguardano gli edifici, dove il cosiddetto *piano di isolamento*³ viene realizzato quasi sempre al di sopra della fondazione o al massimo di una porzione limitata della struttura. Per i ponti, gli isolatori si

³ piano in corrispondenza del quale avviene la separazione fisica dell'opera con l'inserimento degli isolatori: la parte superiore viene chiamata "sovrastruttura", la parte sottostante che rimane solidale al terreno "sottostruttura".

inseriranno in sostituzione agli usuali apparecchi di appoggio, quindi tra le strutture verticali e l'impalcato, consentendo di ridurre le azioni trasmesse da quest'ultimo alle sottostanti pile e spalle e, di conseguenza, alle fondazioni.

In entrambe le applicazioni occorre ribadire l'importanza della rigidità sia della sovrastruttura sia della sottostruttura che devono mantenersi in campo elastico anche per le azioni di verifica allo SLU (un'affidabilità maggiore è richiesta al sistema di isolamento per il ruolo critico che svolge). Nel caso dei viadotti la parte al di sotto della superficie di isolamento è in genere costituita dalle spalle, adeguatamente rigide, e da un sistema di pile, spesso di altezza differente, che quindi possono risultare deformabili. Nel caso di pile alte e snelle occorre valutare l'effettiva efficacia di questa soluzione, considerato anche che se i fusti sono particolarmente alti, gran parte della massa amplificata dal sisma si troverà proprio in questi elementi ed il beneficio in termini di taglio alla base risulterebbe comunque limitato.

Nel caso dei ponti inoltre bisogna prestare un'attenzione particolare ai giunti, per i quali è fondamentale che mantengano la funzionalità a seguito dell'evento sismico. Per un edificio tradizionale gli spostamenti di progetto sono relativamente piccoli mentre in un ponte sono dell'ordine di decine di centimetri: un dispositivo in grado di articolarsi sia in direzione longitudinale che trasversale, assicurando al tempo stesso il sostegno ai carichi mobili di progetto risulta piuttosto oneroso. [14]

5.2 Dispositivi di isolamento

Gli isolatori si dividono in due famiglie principali:

- *Isolatori elastomerici*: costituiti da strati di elastomero alternati a lamierini di acciaio, collegati tramite vulcanizzazione al fine di ottenere un'aderenza perfetta. Solitamente sono a pianta circolare e sono delimitati da delle contropiastre che, attraverso delle zanche di ancoraggio, rendono l'apparecchio solidale all'impalcato superiormente ed alla pila inferiormente [15];
- *Isolatori a scorrimento FIP (Friction Isolator Pendulum)*: consistono in due dischi di metallo, acciaio o altri materiali sintetici sovrapposti, dotati di una certa curvatura ed in mezzo ai quali è presente un elemento con due superfici convesse opportunamente sagomate per accoppiarsi alle superfici concave degli altri due elementi. Il principio di funzionamento è riconducibile a quello di un pendolo e la dissipazione di energia è fornita dall'attrito; la curvatura della superficie di scorrimento determina il periodo proprio di vibrare della struttura e garantisce il ricentraggio automatico in seguito all'evento sismico, senza dover ricorrere ad apparecchi esterni [16].

Per il caso in esame si ricorre alla prima tipologia, che risulta anche la più diffusa sui viadotti autostradali del nostro territorio, per questo motivo se ne approfondiscono le caratteristiche principali nei paragrafi successivi.

5.2.1 Isolatori elastomerici

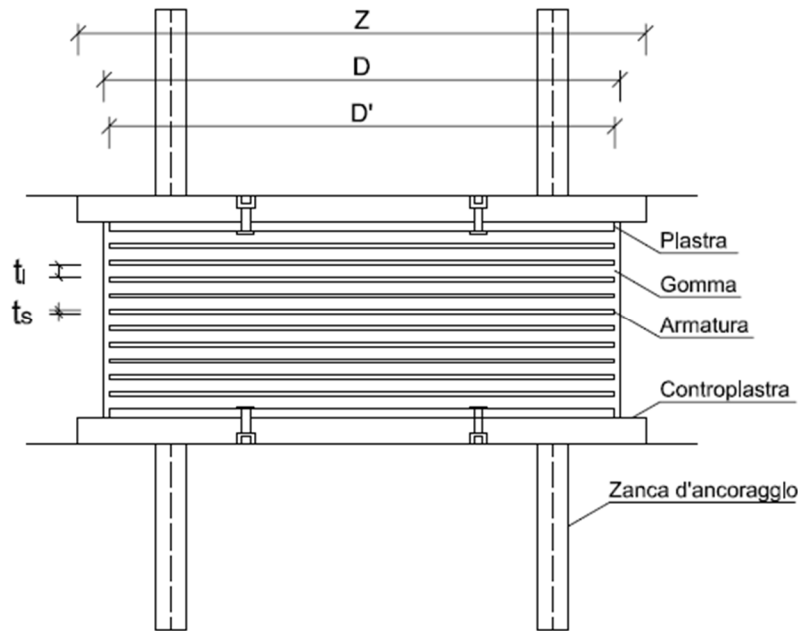


Fig. 79: Rappresentazione schematica di un isolatore elastomerico

Si distinguono tre categorie principali di isolatori:

1) Isolatori in gomma a basso smorzamento (LDRB)

Possono essere costituiti di gomma naturale (isoprene) o neoprene, con proprietà molto stabili e che non esibiscono il fenomeno di *creep*⁴. Il ciclo isteretico associato a questi isolatori risulta molto affusolato, indice di un comportamento elastico lineare al crescere della deformazione. La rigidezza si mantiene pressoché costante sino al raggiungimento del valore di progetto della deformazione di taglio e quindi la relazione forza-deformazione può essere approssimata tramite un legame lineare. L'unico svantaggio è rappresentato dal basso valore dello smorzamento ($\xi \cong 2 - 3\%$) che può implicare la necessità di introdurre sistemi dissipativi ausiliari per contenere gli spostamenti;

⁴ meglio noto come "scorrimento viscoso", ossia una deformazione che si verifica in un materiale quando sottoposto ad un carico costante prolungato nel tempo.

2) Isolatori in gomma ad alto smorzamento (HDRB)

Per questi isolatori si adottano mescole ottenute aggiungendo all'elastomero speciali cariche additive (nerofumo, silicio). I vantaggi principali sono legati all'elevata capacità dissipativa ($\xi \cong 15\%$) che limita lo spostamento di progetto ed una buona capacità ricentrante, tuttavia sono più soggetti a fenomeni di invecchiamento e maggiormente sensibili alle alte temperature;

3) Isolatori in gomma con nucleo in piombo (LRB)

Si differenziano dagli usuali isolatori elastomerici per la presenza di un nucleo centrale in piombo a cui è affidata la funzione di dissipare energia mediante plasticizzazione, permettendo di raggiungere uno smorzamento viscoso equivalente che può superare valori del 30%. Lo snervamento del nucleo in piombo è dunque la peculiarità di questo dispositivo ed al tempo stesso ne rappresenta un limite poiché il superamento della soglia elastica da parte dell'inserito metallico dà luogo a deformazioni permanenti che ne annullano in parte la capacità ricentrante.

Le caratteristiche fondamentali di cui deve disporre un sistema di isolamento sono:

- *Bassa rigidità orizzontale*, al fine di garantire un periodo di isolamento elevato ed una diminuzione consistente delle accelerazioni di progetto;
- *Buona capacità dissipativa*, al fine di abbattere ulteriormente le azioni trasmesse in sovrastruttura e gli spostamenti orizzontali;
- *Elevata rigidità verticale*, per garantire la funzione di appoggio nei confronti dei carichi verticali sia in condizioni di esercizio sia in condizioni sismiche (in configurazione deformata).

Un buon sistema dovrebbe anche garantire il *ricentraggio*, vale a dire la capacità di tornare alla posizione iniziale dopo un evento sismico, inoltre la deformabilità orizzontale dovrebbe essere limitata alle sole azioni di grande intensità mentre se sottoposto a forze orizzontali modeste (quali vento, traffico, sismi di bassa energia) dovrebbe disporre di adeguata rigidità, onde evitare spostamenti non necessari nelle condizioni di esercizio.

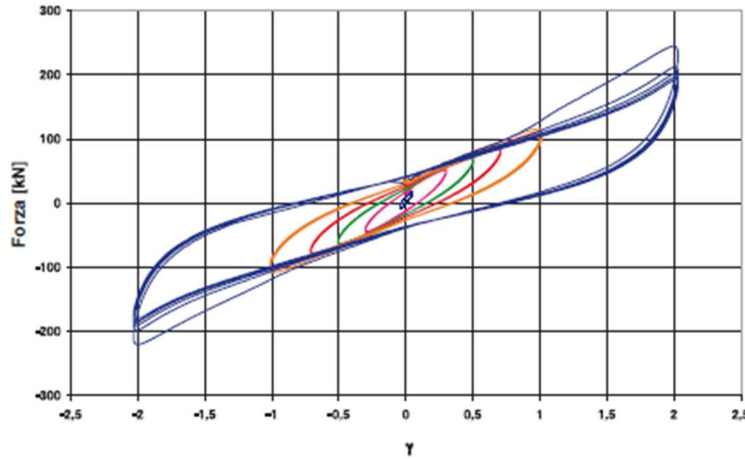


Fig. 80: Tipico diagramma di un isolatore elastomerico in prove dinamiche ad ampiezza crescente

Le mescole adottate comunemente in questi isolatori si distinguono in “morbide”, “normali”, “dure” in relazione al valore del modulo di elasticità tangenziale G_{din} e sono caratterizzate da un comportamento non lineare: mostrano una sensibile variazione del modulo di taglio G_{din} al variare della deformazione di taglio γ per deformazioni $\gamma < 0,5$ mentre per valori compresi tra 1 e 2, corrispondenti agli spostamenti sismici di progetto, G_{din} risulta pressoché costante.

Anche il coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ζ_{eq} varia in funzione della deformazione di taglio γ , rimanendo comunque compreso entro valori del 10-15%.

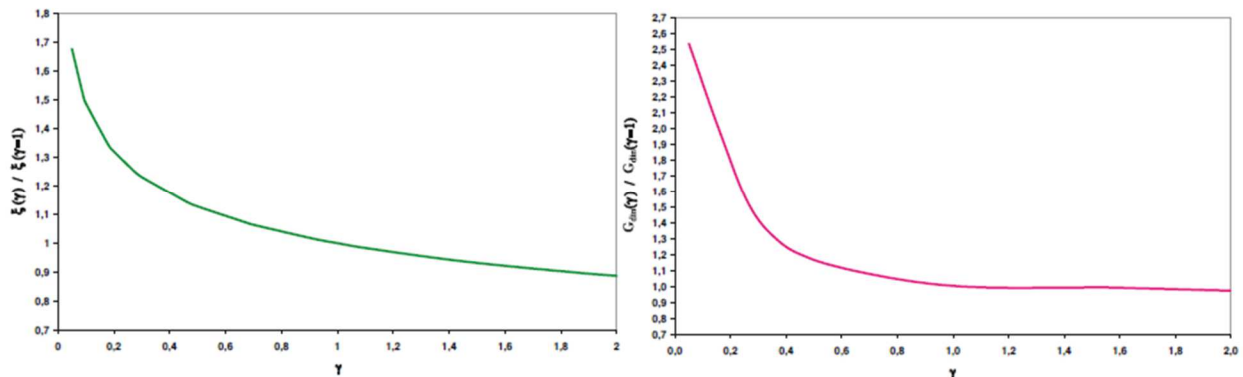


Fig. 81: Variazione del coefficiente di smorzamento ζ_{eq} e del modulo di taglio G_{din} in funzione della deformazione γ

I grafici sopra riportati mostrano il tipico andamento del modulo dinamico a taglio G_{din} e del coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ζ_{eq} adimensionalizzati rispetto ai valori per $\gamma = 1$, in funzione della deformazione di taglio dell’elastomero γ .

5.2.1.1 Parametri meccanici

Come accennato in precedenza, il comportamento dell'elastomero è di tipo visco-elastico non lineare e fortemente dipendente dalla deformazione di taglio, definita nel seguente modo:

$$\gamma = \frac{d}{t_e} \quad \text{dove} \quad t_e = \sum_i t_i = h_{is}$$

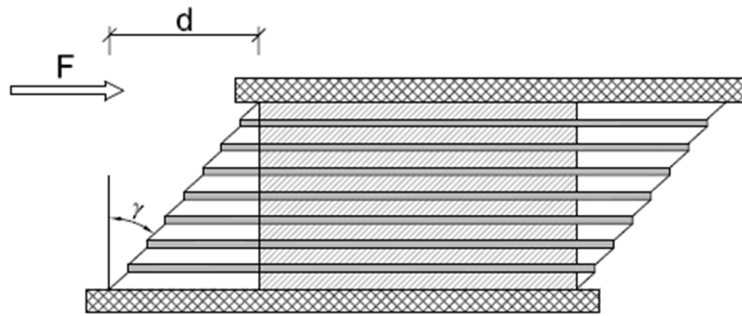


Fig. 82: Deformazione a taglio di un isolatore elastomerico

La tabella seguente è ripresa dal catalogo FIP INDUSTRIALE, dove sono riportate alcune proprietà fisico-meccaniche relative alle principali mescole impiegate.

PROPRIETÀ	MESCOLA		
	MORBIDA (SOFT – S)	NORMALE (NORMAL – N)	DURA (HARD – H)
Durezza (Shore A)	40	60	75
Modulo di elasticità tangenziale G_{din} a $\gamma = 1$ [MPa]	0,4	0,8	1,4
Coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ζ a $\gamma = 1$ [%]	10 / 15	10 / 15	10 / 15

Tab. 36: Proprietà delle principali mescole [15]

Il legame costitutivo della gomma è il seguente: $\tau = G_{din}\gamma$, dal quale è possibile risalire alla massima forza resistente: $F_{max} = A_{is}\tau_{max} = A_{is}G_{din}\gamma_{max} = A_{is}G_{din}\left(\frac{d_{max}}{t_e}\right)$ dove $A_{is} = \pi \frac{D_{is}^2}{4}$ ($D_{is} = D$).

I parametri lineari equivalenti con cui rappresentare il comportamento non lineare del sistema sono rappresentati nella figura seguente:

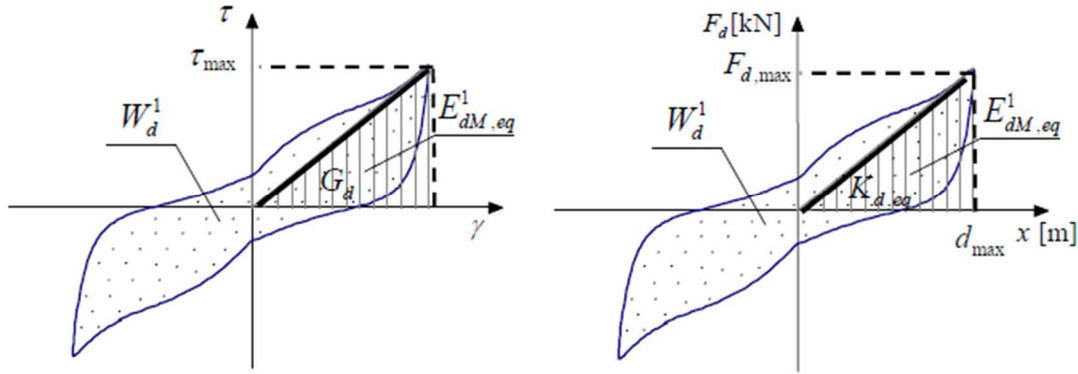


Fig. 83: Legame costitutivo in termini di tensioni (a sinistra) e forze (a destra)

$$K_{is} = \frac{F_{max}}{d_{max}} = \frac{A_{is} G_{din}}{h_{is}} \quad \text{rigidezza a taglio dell'isolatore}$$

$$\xi_{is} = \xi_{eq} = \xi_{gomma} = \frac{W_d^1}{4\pi E_{dM,eq}^1} \quad \text{coefficiente di smorzamento dell'isolatore}$$

5.3 Caso studio: predimensionamento del sistema di isolamento

Il primo passo, in fase di predimensionamento, è la definizione del periodo di isolamento T_{is} al quale si vuole far tendere la struttura, scelta non banale e vincolata da quelli che sono gli obiettivi che si vuole perseguire. Maggiore è il periodo e minori saranno le forze agenti sulle pile e di conseguenza il loro danneggiamento, allo stesso tempo però la richiesta in termini di spostamento agli appoggi sarà superiore per periodi elevati e questo potrebbe comportare l'inserimento di dispositivi più performanti (e costosi) ed anche un intervento in corrispondenza delle spalle per l'eventuale estensione dei giunti stradali.

Sulla base dei risultati delle precedenti analisi, con l'inserimento del sistema di isolamento ci si pongono i seguenti obiettivi:

- regolarizzazione del viadotto attraverso la sostituzione degli appoggi, non più in linea con la Normativa di riferimento attuale che non ammette la possibilità di fare affidamento sui meccanismi attritivi (per dispositivi non appositamente progettati a tale scopo);
- preservare lo stato di salute delle pile fino almeno Stato Limite di salvaguardia della Vita, mantenendole in campo elastico ed evitando in questo modo un loro danneggiamento a seguito del sisma di progetto.

Sulla base di ciò, si dimensiona l'isolatore considerando uno smorzamento del 15% ed ipotizzando (in prima battuta) un periodo di 2s, che differisce dal periodo di isolamento effettivo dell'opera il

quale risulterà maggiore in quanto il dispositivo è posizionato non su di una base fissa bensì su delle pile che a loro volta sono deformabili.

Si calcola la rigidezza dell'intero sistema la quale, divisa per il numero di isolatori, restituisce la rigidezza del singolo dispositivo.

$$K_{is} = M \left(\frac{2\pi}{T_{is}} \right)^2 = 380,5 \text{ ton} \left(\frac{2\pi}{2s} \right)^2 = 3755,40 \frac{kN}{m}$$

$$k_{is} = \frac{K_{is}}{n_{is}} = \frac{3755,40 \text{ kN/m}}{5} = 751,08 \frac{kN}{m} = 0,751 \frac{kN}{mm}$$

La domanda in spostamento è calcolata sulla base dello spettro allo Stato limite di Collasso smorzato al 15%.

$$S_a(T; \xi_{is}) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \cdot \left(\frac{T_c}{T} \right) = 0,31 \cdot 1,093 \cdot 0,707 \cdot 2,45 \cdot \left(\frac{0,453}{2} \right) = 0,134g$$

$$S_d(T; \xi_{is}) = S_a \cdot \left(\frac{T}{2\pi} \right)^2 = 0,134 \cdot 9,81 \frac{m}{s^2} \cdot \left(\frac{2s}{2\pi} \right)^2 = 0,134 \text{ m} = 133,6 \text{ mm}$$

La tipologia di isolatore viene scelta tra i cataloghi della FIP INDUSTRIALE. Si fa riferimento alla scheda con spostamento 200 mm e si sceglie l'appoggio avente rigidezza orizzontale paragonabile.

SI-S	V	F _{zd}	K _e	K _v	D _g	t _e	h	H	Z	W
	[kN]	[kN]	[kN/mm]	[kN/mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[kg]
500/102	1420	5550	0,77	1038	500	102	190	240	550	270

Tab. 37: Proprietà dell'isolatore [15]

5.3.1 Interventi sulla struttura esistente

Come si può notare dalla scheda tecnica, il dispositivo avrà un'altezza complessiva di 24 cm, decisamente superiore ai 4 cm degli appoggi attualmente presenti, operativamente dovranno quindi essere apportate delle modifiche agli elementi strutturali. La quota del piano viabile viene mantenuta inalterata, si prevede quindi l'abbassamento dell'altezza delle pile della differenza tra le altezze dei due dispositivi, pari a 20 cm, con completo rifacimento dei pulvini, i quali tra l'altro mostrano segni di ammaloramento.

N. Pila	H _{iniziale} [m]	H _{finale} [m]
1	4,99	4,79

2	9,31	9,11
3	10,03	9,83
4	11,23	11,03
5	11,61	11,41
6	11,02	10,82

Tab. 38: Altezza dei fusti delle pile post intervento

5.3.2 Analisi modale

Prima di procedere con le verifiche necessarie si esegue un'analisi modale, al fine di individuare il periodo effettivo dell'intera struttura isolata.

Si adotta il modello precedentemente impiegato per l'analisi dinamica lineare al quale vengono apportate delle modifiche in modo che si rappresenti al meglio la struttura a seguito dell'inserimento dei dispositivi di isolamento, come specificato al paragrafo precedente.

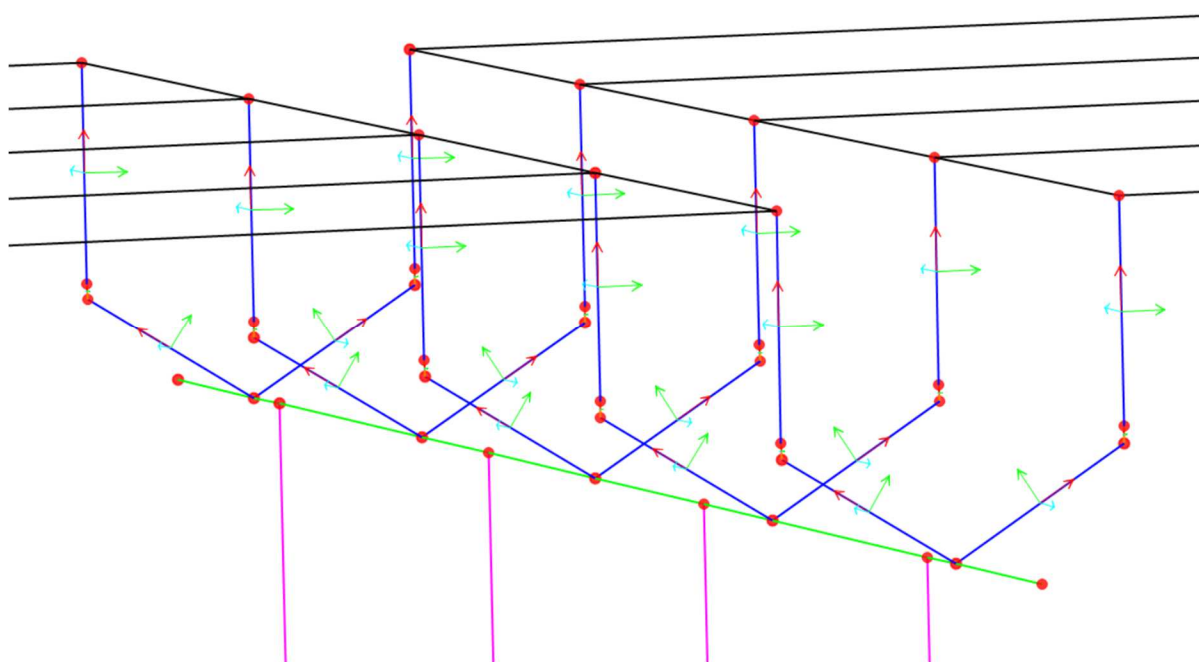


Fig. 84: Particolare della modellazione dell'appoggio nel SAP2000

Il dispositivo viene modellato attraverso un link lineare avente le proprietà definite in fase di predimensionamento.

H _{link}	0,102	[m]
K _v (U1)	1 · 10 ⁶	[kN/m]
K _e (U2)	770	[kN/m]
K _e (U3)	770	[kN/m]

Tab. 39: Proprietà del link modellato all'interno di SAP2000

Si riporta solo una parte dei risultati dell'analisi, vale a dire le informazioni relative ai primi 15 modi di vibrare.

StepNum	Period	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
Unitless	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
1	3,039	0.6378	0.0003	0.6378	0.0003	0.0003	0.0002
2	2,653	0.0272	0.0003	0.6650	0.0006	0.0004	0.0002
3	2,382	0.1383	0.0002	0.8033	0.0008	0.0004	0.0004
4	2,175	0.0058	0.0027	0.8091	0.0036	0.0004	0.0020
5	2,169	0.0003	0.4623	0.8093	0.4659	0.0004	0.1555
6	2,112	0.0001	0.0237	0.8094	0.4896	0.0004	0.3725
7	2,068	0.0007	0.1871	0.8101	0.6766	0.0004	0.3731
8	2,060	0.0934	0.0019	0.9034	0.6785	0.0005	0.3732
9	2,031	0.0002	0.0017	0.9036	0.6803	0.0005	0.5548
10	2,004	0.0000	0.0720	0.9036	0.7522	0.0005	0.5573
11	2,003	0.0073	0.0004	0.9109	0.7527	0.0005	0.5581
12	1,993	0.0000	0.0012	0.9109	0.7539	0.0005	0.6679
13	1,988	0.0000	0.0955	0.9109	0.8494	0.0005	0.8682
14	1,976	0.0163	0.0000	0.9272	0.8494	0.0005	0.8682
15	0,841	0.0000	0.0000	0.9272	0.8494	0.0005	0.8789

Tab. 40: Output dell'analisi modale relativa alla struttura isolata

5.4 Analisi dinamica lineare

5.4.1 Modellazione dell'azione sismica

Per un'analisi lineare il sisma viene rappresentato in maniera analoga a quanto fatto al §3.4, con l'accortezza di modificare la funzione dello spettro allo SLC riducendo tutto il campo di periodi

$T \geq 0,8 T_{is}$ assumendo per il coefficiente riduttivo η il valore corrispondente al coefficiente di smorzamento viscoso equivalente ξ_{eq} del sistema di isolamento (§7.10.5.3.2 delle NTC 2018).

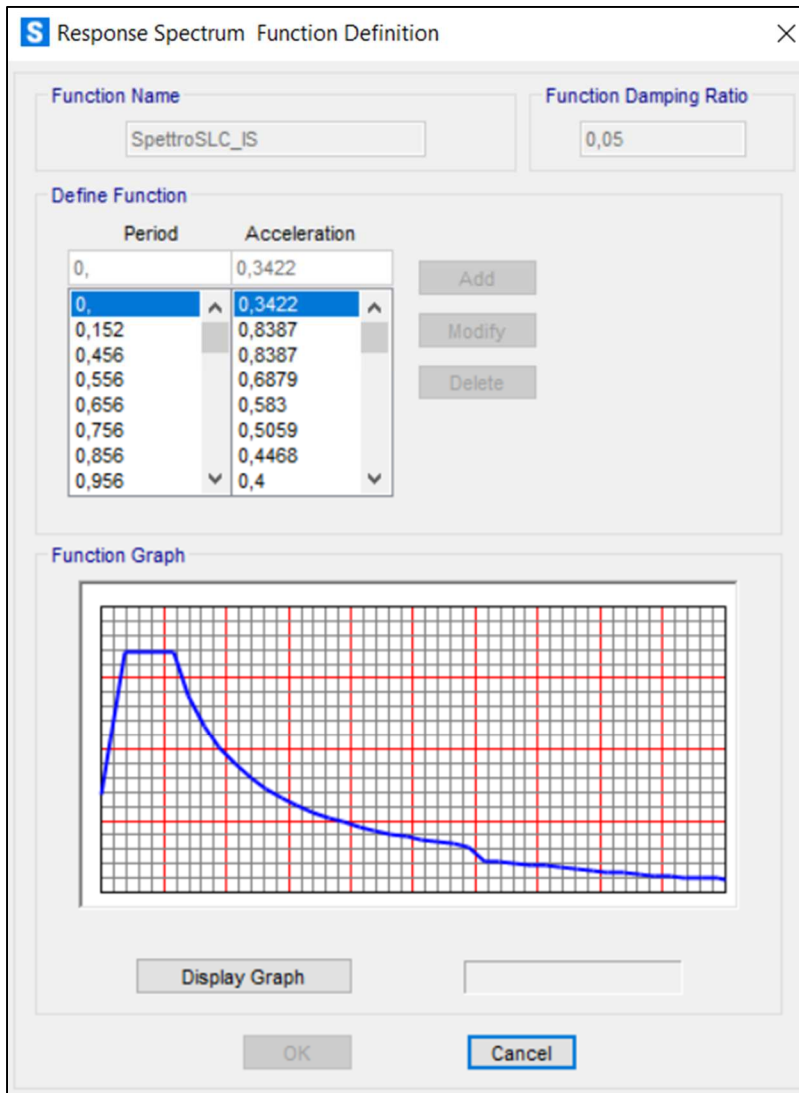


Fig. 85: Definizione dello spettro di risposta del sistema isolato all'interno del SAP2000

Di seguito sono riportate le due combinazioni con le quali si eseguono le analisi:

- SISMA_X_SLC_IS: combinazione sismica per la verifica degli isolatori allo SLC, contiene i carichi gravitazionali ed il sisma con le sue due componenti nel piano, assumendo la direzione X come principale;
- SISMA_Y_SLC_IS: combinazione sismica per la verifica degli isolatori allo SLC, contiene i carichi gravitazionali ed il sisma con le sue due componenti nel piano, assumendo la direzione Y come principale;

5.4.2 Spostamenti dei dispositivi di appoggio

Nella tabella seguente sono riportati gli spostamenti di ciascun appoggio. Per tenere conto del fatto che nella realtà il dispositivo può muoversi a 360°, gli spostamenti nelle due direzioni principali che si ottengono in output dall'analisi sono combinati per ottenere lo spostamento di progetto U:

$$U = \sqrt{U2^2 + U3^2}$$

Appoggio	SISMA_X_SLC_IS			SISMA_Y_SLC_IS		
	U2	U3	U	U2	U3	U
	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]
SP.A_APP.1	0.172	0.057	0.181	0.053	0.188	0.196
SP.A_APP.2	0.172	0.057	0.181	0.052	0.188	0.196
SP.A_APP.3	0.172	0.057	0.181	0.052	0.189	0.196
SP.A_APP.4	0.172	0.057	0.181	0.052	0.189	0.196
SP.A_APP.5	0.172	0.057	0.181	0.053	0.189	0.196
P1_APP.DX.1	0.147	0.056	0.157	0.045	0.185	0.190
P1_APP.DX.2	0.147	0.056	0.157	0.045	0.185	0.190
P1_APP.DX.3	0.147	0.056	0.157	0.044	0.185	0.190
P1_APP.DX.4	0.147	0.056	0.157	0.045	0.185	0.190
P1_APP.DX.5	0.147	0.055	0.157	0.045	0.185	0.190
P1_APP.SX.1	0.139	0.056	0.150	0.045	0.187	0.192
P1_APP.SX.2	0.139	0.056	0.150	0.044	0.187	0.192
P1_APP.SX.3	0.139	0.056	0.150	0.044	0.187	0.192
P1_APP.SX.4	0.139	0.056	0.150	0.044	0.187	0.192
P1_APP.SX.5	0.139	0.056	0.150	0.045	0.187	0.192
P2_APP.DX.1	0.102	0.052	0.115	0.033	0.173	0.176
P2_APP.DX.2	0.102	0.052	0.115	0.032	0.173	0.176
P2_APP.DX.3	0.102	0.052	0.115	0.032	0.173	0.176
P2_APP.DX.4	0.102	0.052	0.115	0.033	0.173	0.176
P2_APP.DX.5	0.102	0.052	0.115	0.033	0.173	0.176
P2_APP.SX.1	0.121	0.055	0.133	0.039	0.183	0.187
P2_APP.SX.2	0.121	0.056	0.133	0.039	0.183	0.188
P2_APP.SX.3	0.121	0.056	0.133	0.039	0.184	0.188
P2_APP.SX.4	0.121	0.055	0.133	0.039	0.183	0.188
P2_APP.SX.5	0.121	0.055	0.133	0.039	0.183	0.187
P3_APP.DX.1	0.118	0.055	0.130	0.039	0.182	0.186
P3_APP.DX.2	0.118	0.055	0.130	0.038	0.182	0.186
P3_APP.DX.3	0.118	0.055	0.130	0.038	0.182	0.186
P3_APP.DX.4	0.118	0.055	0.130	0.038	0.182	0.186
P3_APP.DX.5	0.118	0.055	0.130	0.038	0.181	0.185
P3_APP.SX.1	0.147	0.056	0.157	0.048	0.181	0.188
P3_APP.SX.2	0.147	0.056	0.157	0.048	0.182	0.188

P3_APP.SX.3	0.147	0.056	0.157	0.048	0.182	0.188
P3_APP.SX.4	0.147	0.056	0.157	0.048	0.182	0.188
P3_APP.SX.5	0.147	0.056	0.157	0.048	0.181	0.187
P4_APP.DX.1	0.082	0.054	0.099	0.029	0.176	0.178
P4_APP.DX.2	0.082	0.054	0.098	0.028	0.176	0.179
P4_APP.DX.3	0.082	0.054	0.098	0.028	0.176	0.179
P4_APP.DX.4	0.082	0.054	0.098	0.028	0.176	0.178
P4_APP.DX.5	0.082	0.054	0.098	0.029	0.176	0.178
P4_APP.SX.1	0.127	0.064	0.142	0.044	0.192	0.197
P4_APP.SX.2	0.127	0.064	0.142	0.044	0.193	0.198
P4_APP.SX.3	0.127	0.064	0.142	0.044	0.193	0.198
P4_APP.SX.4	0.127	0.064	0.142	0.045	0.192	0.198
P4_APP.SX.5	0.127	0.063	0.142	0.045	0.192	0.197
P5_APP.DX.1	0.137	0.062	0.150	0.048	0.188	0.194
P5_APP.DX.2	0.137	0.062	0.150	0.047	0.189	0.195
P5_APP.DX.3	0.136	0.062	0.150	0.047	0.189	0.195
P5_APP.DX.4	0.136	0.062	0.150	0.046	0.189	0.194
P5_APP.DX.5	0.136	0.062	0.150	0.046	0.188	0.194
P5_APP.SX.1	0.105	0.064	0.123	0.040	0.188	0.192
P5_APP.SX.2	0.105	0.065	0.123	0.041	0.188	0.193
P5_APP.SX.3	0.105	0.065	0.123	0.041	0.188	0.193
P5_APP.SX.4	0.105	0.064	0.123	0.041	0.188	0.193
P5_APP.SX.5	0.105	0.064	0.123	0.042	0.188	0.192
P6_APP.DX.1	0.143	0.068	0.159	0.054	0.194	0.202
P6_APP.DX.2	0.143	0.068	0.159	0.054	0.195	0.202
P6_APP.DX.3	0.143	0.068	0.159	0.054	0.195	0.202
P6_APP.DX.4	0.143	0.068	0.159	0.054	0.195	0.202
P6_APP.DX.5	0.143	0.068	0.159	0.054	0.194	0.202
P6_APP.SX.1	0.084	0.053	0.100	0.031	0.159	0.162
P6_APP.SX.2	0.084	0.053	0.100	0.031	0.159	0.162
P6_APP.SX.3	0.084	0.053	0.100	0.031	0.159	0.162
P6_APP.SX.4	0.084	0.053	0.100	0.031	0.159	0.162
P6_APP.SX.5	0.084	0.053	0.100	0.031	0.158	0.161
SP.B_APP.1	0.146	0.063	0.158	0.051	0.185	0.192
SP.B_APP.2	0.146	0.063	0.158	0.051	0.185	0.192
SP.B_APP.3	0.146	0.063	0.158	0.051	0.185	0.192
SP.B_APP.4	0.146	0.063	0.159	0.051	0.185	0.192
SP.B_APP.5	0.146	0.063	0.159	0.051	0.185	0.192

Tab. 41: Spostamenti degli isolatori a seguito di analisi dinamica lineare

Il dispositivo in questione è stato selezionato dal catalogo per spostamenti massimi di 200 mm e come si può osservare la maggior parte degli appoggi si mantiene al di sotto di questa soglia, ad eccezione di quelli posizionati sul lato destro della pila numero 6 che raggiungono i 202 mm.

Si decide comunque di non passare ad un isolatore di dimensioni maggiori considerando che il limite viene superato da 5 dispositivi per soli 2 mm e che si tratta di un calcolo semplificato attraverso un'analisi lineare.

5.5 Analisi dinamica non lineare

5.5.1 Modellazione degli isolatori

Esistono diverse strategie per modellare questi dispositivi in relazione anche al livello di dettaglio e di fedeltà che si vuole raggiungere. In questa sede si è deciso di adottare il link non lineare denominato "HDR1" all'interno del software, il quale si basa sul *DHI Model (Deformation History Integral type Model)* ideato da Masaki, Mori, Murota e Kasai (2017) [17]. Si tratta di un'evoluzione del *Simo's Model*, un modello visco-elastico a sei gradi di libertà adottato per descrivere il comportamento di isolatori sottoposti a prove di carico biassiali, il quale presentava tuttavia il limite di una maggiore sensibilità al regime di carico rispetto agli isolatori reali. Da qui la nascita del *DHI Model*, al quale si perviene direttamente dal primo, riducendo i gradi di libertà da sei a due e sostituendo il parametro "tempo" con il parametro Γ , indicato come *valore accumulato dell'incremento di deformazione di taglio* (proporzionale al tempo).

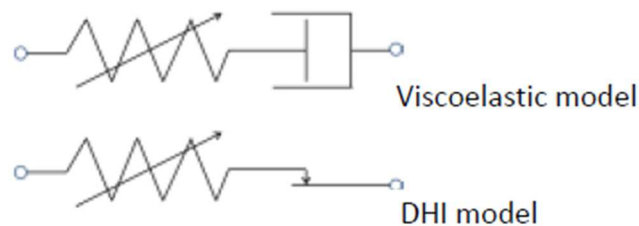


Fig. 86: Termine isteretico del Simo's Model e del DHI Model a confronto [17]

Diversi studi hanno verificato la validità del modello ottenendo una buona corrispondenza tra cicli isteretici di dispositivi reali sottoposti a prove di carico e cicli teorici ottenuti dai modelli di calcolo.

Punti di forza sono sicuramente la buona descrizione del comportamento degli isolatori per un ampio range di sforzi di taglio e la dipendenza da soli tre parametri⁵, che lo rendono facilmente gestibile; un limite è invece la non dipendenza dalla velocità di applicazione dello sforzo di taglio, fattore non sempre trascurabile nel dispositivo reale.

Le principali caratteristiche del link sono riassunte di seguito:

- il modello è valido sia per azioni orizzontali monoassiali (1D) che biassiali (2D);

⁵ "G_e": costante elastica che definisce il ramo elastico lineare della curva; "g": fattore di scala che governa la dissipazione di energia; "l": influenza la curvatura del ramo centrale e la rigidità del ramo di scarico.

- il comportamento assiale (trazione/compressione) è di tipo lineare elastico;
- il comportamento a taglio è indipendente dalla deformazione assiale e può essere definito come lineare o non lineare:
 - lineare: il comportamento a taglio nelle due direzioni U2 e U3 è indipendente;
 - non lineare: le proprietà a taglio sono isotropiche e il comportamento è accoppiato nelle due direzioni.

Comportamento a taglio

Il modello introduce alcune novità rispetto a quello originale di Kasai come la possibilità di considerare il danneggiamento della gomma attraverso l'aggiunta di due ulteriori parametri, che passano quindi da tre a cinque. Il comportamento a taglio non lineare è dato dalla somma di un termine elastico ed n termini isteretici:

$$\tau_2(t) = \tau_2^e(t) + \sum_{i=2}^n [\tau_2^h(t)]_i$$

$$\tau_3(t) = \tau_3^e(t) + \sum_{i=2}^n [\tau_3^h(t)]_i$$

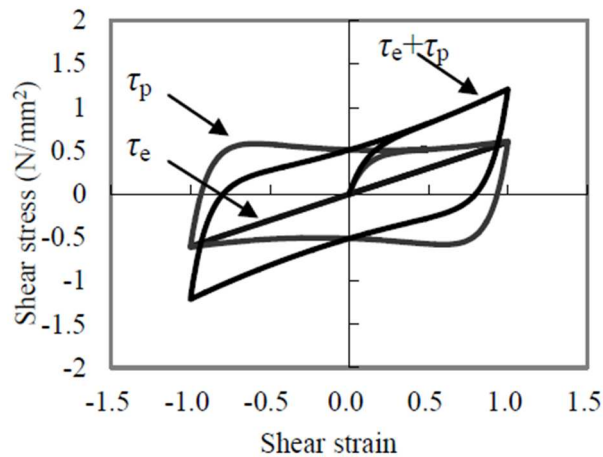


Fig. 87: Contributo elastico e plastico nella definizione della curva isteretica del DHI Model [17]

Il modello implementato nel SAP2000 può adottare un massimo di 3 elementi isteretici.

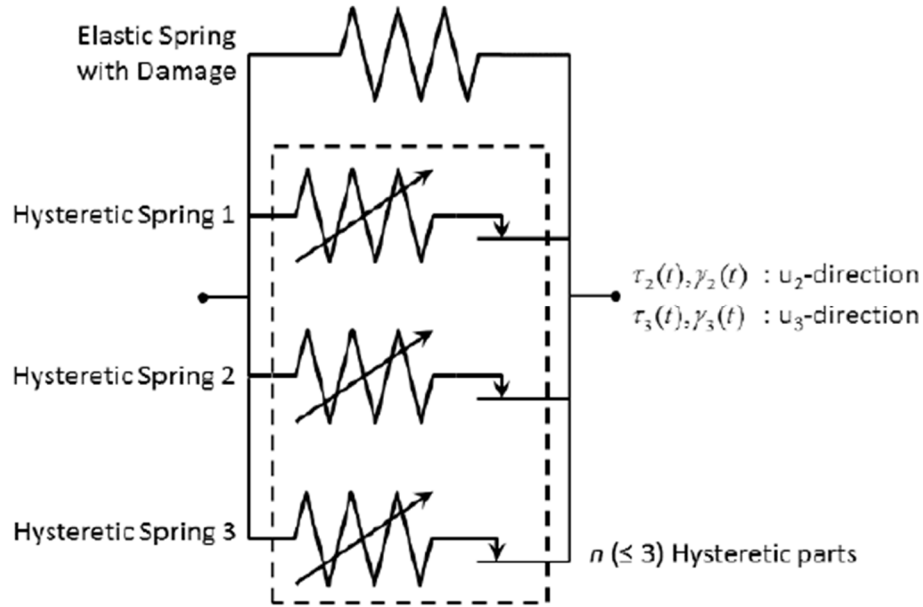


Fig. 88: Interpretazione concettuale del modello DHI implementato nel SAP2000 [18]

Il contributo elastico è definito dalle seguenti equazioni:

$$\tau_2^e(t) = G_a E(t) \gamma_2(t)$$

$$\tau_3^e(t) = G_a E(t) \gamma_3(t)$$

dove $E(t)$ è la *funzione di danneggiamento*:

$$E(t) = \theta + (1 - \theta) e^{-\frac{\gamma_m(t)}{\bar{\gamma}_a}}$$

e dove $\gamma_m(t)$ è la *massima deformazione* raggiunta al generico step di carico t:

$$\gamma_m(t) = \max_t \left[\sqrt{\gamma_2(t)\gamma_2(t-1) + \gamma_3(t)\gamma_3(t-1)} \right]$$

I parametri che governano la risposta elastica sono dunque tre:

- *Added Elastic Stiffness* (G_a), rappresenta la rigidezza della parte lineare elastica del modello, proporzionale al modulo di taglio G_{din} dell'isolatore;
- *Damage Function Resistance Ratio* (θ), è una misura di quanto è danneggiabile la parte lineare elastica del modello: varia tra 0 e 1 con $\theta = 0$ che rappresenta il pieno danneggiamento con conseguente decadimento totale di G_a e $\theta = 1$ che indica invece danneggiamento nullo;

- *Damage Function Control Strain* ($\bar{\gamma}_d$), è la deformazione caratteristica della funzione di danneggiamento: tanto maggiore è $\bar{\gamma}_d$ tanto maggiore dovrà essere la deformazione γ_m affinché si abbia un più importante danneggiamento della parte lineare elastica del modello.

I parametri che definiscono il comportamento isteretico sono invece:

- Numero di termini isteretici in parallelo “n” ($1 < n \leq 3$ nella versione del SAP2000);
- *Hysteretic Control Strain* ($\bar{\gamma}_i$, $i = 1, \dots, n$), misura della deformazione necessaria affinché l’i-esimo termine isteretico abbia un comportamento isteretico significativo. È simile al parametro “l” adottato nell’originale soluzione di Kasai;
- *Hysteretic Control Strength* ($\bar{\tau}_i$, $i = 1, \dots, n$), misura dell’entità della dissipazione di energia dell’i-esimo termine isteretico. È simile al parametro “g” adottato nell’originale soluzione di Kasai.

Il link adottato per lo studio del caso in esame è stato caratterizzato scegliendo i valori ricavati da uno studio precedentemente condotto durante un altro lavoro di tesi [18], nel quale è stata eseguita la calibrazione (sfruttando i risultati di una serie di prove sperimentali) della gomma di un dispositivo appartenente alla serie SI della FIP industriale con mescola morbida, caratteristiche comuni all’isolatore scelto.

A_{iS}	0,1964	[m ²]
t_i	6	[mm]
G_a	280	[kN/m ²]
θ	1	[-]
$\bar{\gamma}_d$	1	[m/m]
n	1	[-]
$\bar{\gamma}_i$	450	[m/m]
$\bar{\tau}_i$	2	[kN]

Tab. 42: Proprietà del link “HDRI” definito nel SAP2000

L’aver assegnato $\theta = 1$ e $\bar{\gamma}_d = 1$ implica che non si sta tenendo in considerazione il danneggiamento, i cui effetti non dovrebbero comunque risultare significativi nel caso in esame.

Comportamento flessionale

La teoria di riferimento è stata estrapolata dagli studi di *James M. Kelly* [19] e si basa sull'analogia con la teoria classica della trave. Si considera l'isolatore sottoposto ad una sollecitazione flettente M che produce una rotazione relativa della piastra superiore ed inferiore pari ad α .

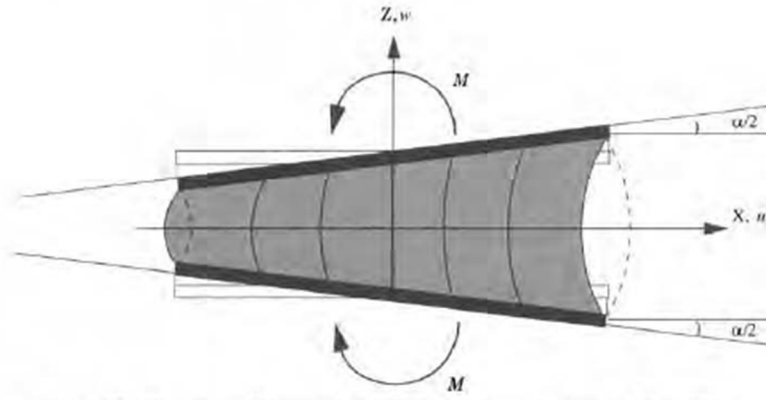


Fig. 89: Deformazione per flessione di un isolatore elastomerico [19]

Il raggio di curvatura ρ è legato alla rotazione α dalla seguente relazione:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{\alpha}{r}$$

in analogia con la teoria della trave, per la quale $M = \frac{EJ}{\rho}$, possiamo scrivere:

$$M = EJ \frac{\alpha}{t_e}$$

dove:

$t_e = n \cdot t_i$ è lo spessore totale dell'elastomero;

$E = E_c = 6GS_1^2$ è il modulo a compressione del blocco gomma-acciaio;

$J = \frac{\pi R^4}{12}$ è il momento di inerzia di un isolatore circolare, pari ad un terzo del momento di inerzia di una trave a sezione circolare.

Con le dovute sostituzioni si arriva alla seguente relazione:

$$M = \frac{G\pi R^6}{8nt_i^3} \alpha$$

dalla quale si risale al valore di rigidezza flessionale che lega il momento M alla rotazione α :

$$(EJ)_{eff} = \frac{G\pi R^6}{8nt_i^3}$$

La formula ottenuta è sostanzialmente identica a quella proposta dalle più recenti norme ISO relative all'applicazione di isolatori elastomerici su ponti [20], al §7.8.2.1:

$$M = \frac{G \pi \cdot \theta \cdot D^6}{\gamma_m 512 \cdot n \cdot t_r^3}$$

Per il dispositivo scelto la rigidezza flessionale vale dunque:

$$(EJ)_{eff} = \frac{400 \frac{kN}{m^2} \cdot \pi \cdot (0,235 m)^6}{8 \cdot 17 \cdot (0,006 m)^3} = 7205 kNm$$

Al crescere del fattore di forma S_1 l'effetto della compressibilità della gomma diventa sempre più importante e si può incorporare nelle formule appena esposte con la seguente modifica:

$$\frac{1}{E_c} = \frac{1}{E'_c} + \frac{1}{K}$$

dove E'_c è il modulo nell'ipotesi di incompressibilità della gomma (vale a dire il modulo definito in precedenza come $E_c = 6GS_1^2$) e K è il "modulo di bulk" che rappresenta un parametro molto difficile da valutare con precisione, variabile in un range compreso tra 1000 MPa e 2500 MPa. *J. M. Kelly* nel suo studio suggerisce di adottare, in assenza di studi più approfonditi, il valore di 2000 MPa che sembra adattarsi bene ai risultati di prove sperimentali su questa tipologia di isolatori.

Il nuovo modulo a compressione è pari a:

$$E_c = \frac{E'_c K}{E'_c + K} = \frac{920,42 \cdot 2000}{920,42 + 2000} = 630,3 MPa$$

La rigidezza flessionale dell'isolatore nell'ipotesi di compressibilità della gomma risulta:

$$(EJ)_{eff} = \frac{EJ}{t_e} = \frac{630,33 \cdot 10^3 kN/m^2 \cdot 7,98 \cdot 10^{-4} m^4}{17 \cdot 0,006 m} = 4934 kNm$$

Gli autori osservano che la correzione dovuta alla compressibilità è necessaria per fattori di forma superiori a 10. Nel caso in esame si è deciso di non tenere conto di questo aspetto pertanto all'interno del SAP2000 si inserisce il valore di $(EJ)_{eff} = 7205 kNm$ nelle direzioni R2, R3 mentre la direzione R1, rappresentante la rigidezza torsionale, si mantiene bloccata.

Al fine di valutare come e se tale parametro incide sulle analisi, sono state ripetute nell'ipotesi di rigidezza flessionale infinita nelle due direzioni.

5.5.2 Pile

In accordo con quanto specificato dalla normativa al §7.10.2 la sovrastruttura e la sottostruttura si devono mantenere in campo *sostanzialmente elastico* pertanto gli spostamenti sono calcolati

in un modello in cui non sono state inserite cerniere plastiche negli elementi frame delle pile. Tale soluzione è a vantaggio di sicurezza in quanto la cerniera introduce una dissipazione ulteriore che riduce (seppur di poco) la deformazione dei dispositivi di appoggio.

Delle cerniere, definite come al §4.1.3, vengono aggiunte in un secondo momento al fine di eseguire un confronto in termini di deformazioni con il modello non isolato e verificare che le pile rimangano effettivamente in campo elastico.

5.5.3 Modellazione dell'azione sismica

Il comportamento della struttura isolata è stato indagato attraverso un'analisi dinamica non lineare sfruttando le stesse storie temporali definite al §4.2.2 per lo studio della struttura nello stato di fatto. In aggiunta, le analisi sono state ripetute rimuovendo la componente di accelerazione verticale al fine di valutare l'effetto della variazione di sforzo normale in questa tipologia di isolatori.

5.5.4 Definizione dello smorzamento viscoso equivalente

Per la struttura isolata vale quanto specificato al §5.2.3 del presente lavoro per tanto si procede con un approccio "*stiffness-proportional*" partendo dall'analisi modale del ponte con isolatori aventi tutti i gradi di libertà bloccati, la quale restituisce un periodo fondamentale $T = 0,8761 s$ attraverso il quale è possibile risalire alla frequenza e calcolare il coefficiente proporzionale alla matrice di rigidezza.

$$\omega = \frac{2\pi}{T} = 7,1717 \text{ rad/s}$$

$$a_1 = \xi \frac{2}{\omega} = 0,05 \cdot \frac{2}{7,1717} = 0,0139$$

I risultati sono stati confrontati con quelli prodotti da uno smorzamento alla Rayleigh calcolando i coefficienti sulla base dei periodi fondamentali nelle due direzioni principali:

$$T_1 = 3,039 s \rightarrow \omega_1 = 2,0675 \text{ rad/s}$$

$$T_2 = 2,169 s \rightarrow \omega_2 = 2,8968 \text{ rad/s}$$

$$a_0 = 0,05 \cdot \frac{2 \cdot 2,0675 \cdot 2,8968}{2,0675 + 2,8968} = 0,1206$$

$$a_1 = 0,05 \cdot \frac{2}{2,0675 + 2,8968} = 0,0201$$

Tali coefficienti sono stati applicati al "load case" di ciascuna storia temporale.

5.6 Verifiche degli isolatori

Dall'analisi sono stati estratti i cicli forza-spostamento di tutti i dispositivi di appoggio. Nelle figure seguenti se ne riportano alcuni a titolo di esempio.

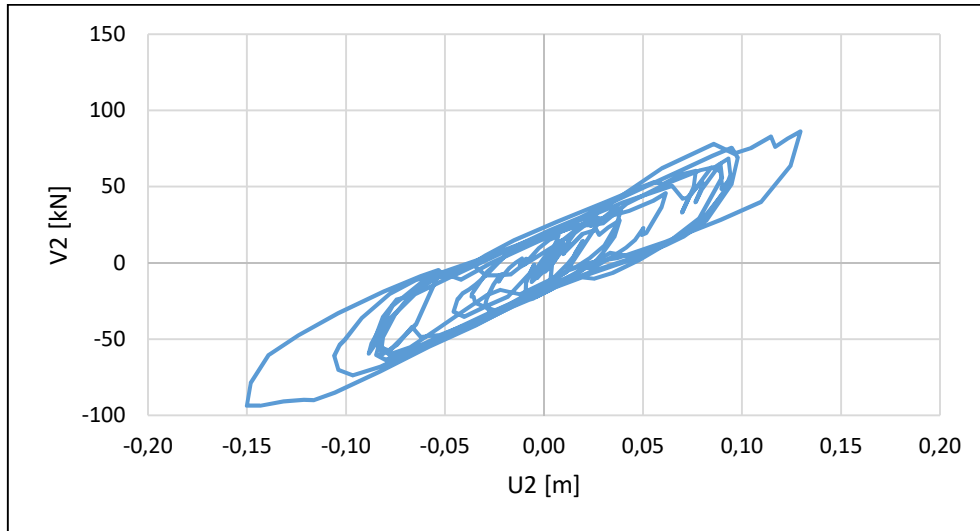


Fig. 90: Ciclo isteretico in direzione long. dell'appoggio "P1_APP.DX.1" per l'accelerogramma NL_SLC_1

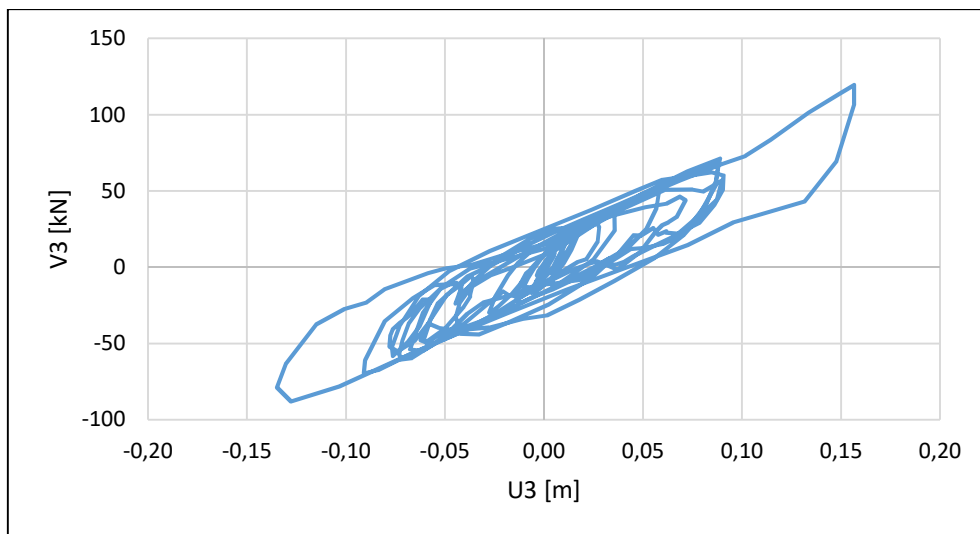


Fig. 91: Ciclo isteretico in direzione trasv. dell'appoggio "P1_APP.DX.1" per l'accelerogramma "NL_SLC_1"

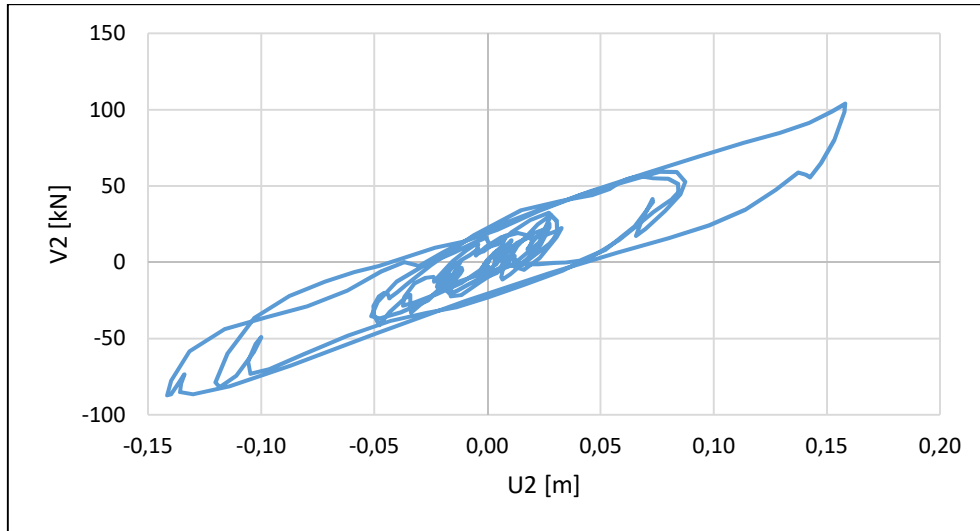


Fig. 92: Ciclo isteretico in direzione long. dell'appoggio "P5_APP.SX.3" per l'accelerogramma "NL_SLC_1"

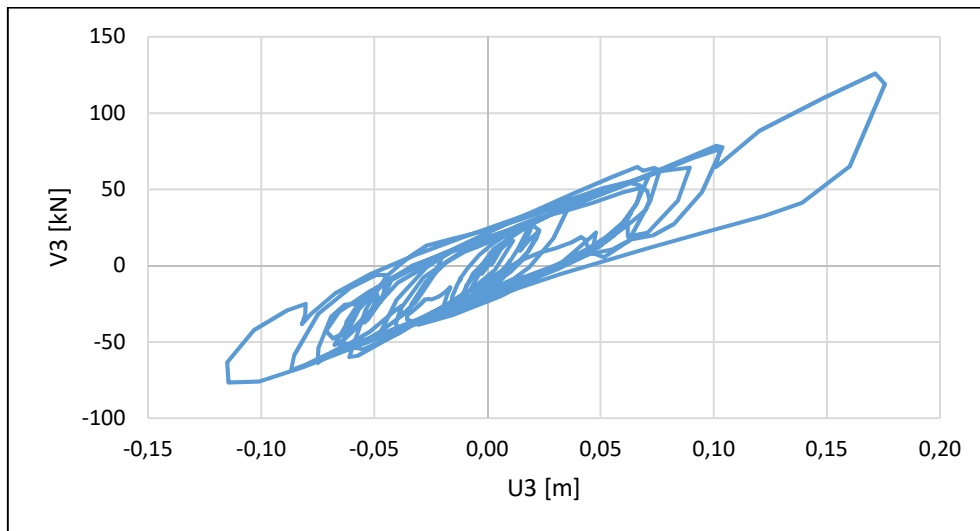


Fig. 93: Ciclo isteretico in direzione trasv. dell'appoggio "P5_APP.SX.3" per l'accelerogramma "NL_SLC_1"

Gli spostamenti ed i tagli ottenuti dall'analisi per l'i-esimo accelerogramma nelle due direzioni sono stati combinati nel seguente modo:

$$U(t)_i = \sqrt{U_2(t)_i^2 + U_3(t)_i^2}$$

$$V(t)_i = \sqrt{V_2(t)_i^2 + V_3(t)_i^2}$$

All'interno di ogni storia temporale è stato estratto il valore massimo e, come fatto in precedenza per la struttura non isolata, i massimi di ciascuno dei sette accelerogrammi sono stati mediati tra loro per definire i valori di progetto con il quale eseguire le verifiche.

$$U_{max,i} = \max[U(t)_i] \quad V_{max,i} = \max[V(t)_i] \quad N_{max,i} = \max[N(t)_i]$$

$$U_{Ed} = \frac{1}{7} \sum_{i=1}^7 U_{max,i} \quad V_{Ed} = \frac{1}{7} \sum_{i=1}^7 V_{max,i} \quad N_{Ed} = \frac{1}{7} \sum_{i=1}^7 N_{max,i}$$

	U_{Ed}	V_{Ed}	N_{Ed}
	[m]	[kN]	[kN]
SP.A_APP.1	0.162	111.8	889.2
SP.A_APP.2	0.162	111.8	860.8
SP.A_APP.3	0.162	111.8	860.1
SP.A_APP.4	0.162	111.8	857.9
SP.A_APP.5	0.162	111.7	887.4
P1_APP.SX.1	0.148	102.8	891.0
P1_APP.SX.2	0.148	102.9	866.1
P1_APP.SX.3	0.148	102.9	858.9
P1_APP.SX.4	0.148	102.8	863.4
P1_APP.SX.5	0.148	102.7	891.1
P1_APP.DX.1	0.162	112.6	870.3
P1_APP.DX.2	0.162	112.6	837.7
P1_APP.DX.3	0.162	112.6	831.1
P1_APP.DX.4	0.162	112.7	837.8
P1_APP.DX.5	0.162	112.7	870.9
P2_APP.SX.1	0.132	93.9	864.3
P2_APP.SX.2	0.132	94.1	841.7
P2_APP.SX.3	0.132	94.1	832.8
P2_APP.SX.4	0.132	94.1	837.2
P2_APP.SX.5	0.132	93.9	871.7
P2_APP.DX.1	0.162	116.5	889.1
P2_APP.DX.2	0.162	116.6	862.8
P2_APP.DX.3	0.162	116.8	854.9
P2_APP.DX.4	0.162	116.9	859.7
P2_APP.DX.5	0.162	116.9	886.3
P3_APP.SX.1	0.141	100.9	878.9
P3_APP.SX.2	0.141	101.1	852.6
P3_APP.SX.3	0.141	101.1	845.0
P3_APP.SX.4	0.141	101.2	850.9
P3_APP.SX.5	0.141	101.1	879.0
P3_APP.DX.1	0.175	123.5	889.6
P3_APP.DX.2	0.175	123.5	864.0
P3_APP.DX.3	0.175	123.4	856.5
P3_APP.DX.4	0.175	123.3	862.3
P3_APP.DX.5	0.175	123.2	890.4
P4_APP.SX.1	0.142	102.7	875.9
P4_APP.SX.2	0.142	102.8	852.6

P4_APP.SX.3	0.142	102.9	845.4
P4_APP.SX.4	0.142	102.9	853.0
P4_APP.SX.5	0.142	102.8	882.5
P4_APP.DX.1	0.170	121.2	882.7
P4_APP.DX.2	0.170	121.3	862.0
P4_APP.DX.3	0.170	121.4	855.5
P4_APP.DX.4	0.170	121.3	862.0
P4_APP.DX.5	0.170	121.3	888.7
P5_APP.SX.1	0.164	117.4	870.9
P5_APP.SX.2	0.164	117.5	851.1
P5_APP.SX.3	0.164	117.5	843.9
P5_APP.SX.4	0.164	117.5	851.8
P5_APP.SX.5	0.164	117.3	882.9
P5_APP.DX.1	0.147	103.9	880.2
P5_APP.DX.2	0.147	104.0	860.9
P5_APP.DX.3	0.147	104.0	853.9
P5_APP.DX.4	0.147	103.8	860.0
P5_APP.DX.5	0.147	103.6	886.3
P6_APP.SX.1	0.181	128.5	871.3
P6_APP.SX.2	0.182	128.7	849.4
P6_APP.SX.3	0.182	128.8	842.4
P6_APP.SX.4	0.182	129.0	850.1
P6_APP.SX.5	0.182	129.0	882.4
P6_APP.DX.1	0.122	90.1	895.6
P6_APP.DX.2	0.123	90.2	880.4
P6_APP.DX.3	0.123	90.2	874.2
P6_APP.DX.4	0.123	90.1	880.7
P6_APP.DX.5	0.122	90.0	907.1
SP.B_APP.1	0.169	116.4	892.9
SP.B_APP.2	0.169	116.3	869.2
SP.B_APP.3	0.169	116.2	869.2
SP.B_APP.4	0.169	116.1	866.0
SP.B_APP.5	0.168	116.0	908.8

Tab. 43: Valori di progetto dall'analisi della struttura isolata

5.6.1 Verifica della massima deformazione dovuta al sisma

La Circolare calcola tale contributo attraverso la relazione:

$$\gamma_s \leq \gamma^*/1,5 \leq 2$$

dove:

γ^* è il valore massimo della deformazione di taglio raggiunto nelle prove di qualificazione;

$\gamma_s = \frac{d_2}{t_e}$ è la deformazione di taglio dell'elastomero per lo spostamento sismico totale.

con d_2 pari al valore di spostamento massimo di progetto e t_e pari allo spessore totale dell'elastomero.

La norma UNI utilizza una nomenclatura differente ma la formula è sostanzialmente identica:

$$\varepsilon_{q,E} = \frac{d_{bd}}{T_q}$$

dove:

d_{bd} è lo spostamento sismico di progetto;

T_q è lo spessore totale dell'elastomero.

In questo caso invece deve risultare $\varepsilon_{q,max} \leq 2,5$.

Appoggio	γ_s	FS	ε_q	FS
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
SP.A_APP.1	1.59	0.79	1.59	0.64
SP.A_APP.2	1.59	0.79	1.59	0.64
SP.A_APP.3	1.59	0.79	1.59	0.64
SP.A_APP.4	1.59	0.79	1.59	0.64
SP.A_APP.5	1.59	0.79	1.59	0.64
P1_APP.SX.1	1.45	0.72	1.45	0.58
P1_APP.SX.2	1.45	0.73	1.45	0.58
P1_APP.SX.3	1.45	0.73	1.45	0.58
P1_APP.SX.4	1.45	0.73	1.45	0.58
P1_APP.SX.5	1.45	0.72	1.45	0.58
P1_APP.DX.1	1.59	0.80	1.59	0.64
P1_APP.DX.2	1.59	0.80	1.59	0.64
P1_APP.DX.3	1.59	0.80	1.59	0.64
P1_APP.DX.4	1.59	0.80	1.59	0.64
P1_APP.DX.5	1.59	0.80	1.59	0.64
P2_APP.SX.1	1.30	0.65	1.30	0.52
P2_APP.SX.2	1.30	0.65	1.30	0.52
P2_APP.SX.3	1.30	0.65	1.30	0.52
P2_APP.SX.4	1.30	0.65	1.30	0.52
P2_APP.SX.5	1.30	0.65	1.30	0.52
P2_APP.DX.1	1.59	0.79	1.59	0.64
P2_APP.DX.2	1.59	0.80	1.59	0.64
P2_APP.DX.3	1.59	0.80	1.59	0.64
P2_APP.DX.4	1.59	0.80	1.59	0.64
P2_APP.DX.5	1.59	0.80	1.59	0.64
P3_APP.SX.1	1.38	0.69	1.38	0.55

P3_APP.SX.2	1.38	0.69	1.38	0.55
P3_APP.SX.3	1.38	0.69	1.38	0.55
P3_APP.SX.4	1.38	0.69	1.38	0.55
P3_APP.SX.5	1.38	0.69	1.38	0.55
P3_APP.DX.1	1.71	0.86	1.71	0.68
P3_APP.DX.2	1.71	0.86	1.71	0.69
P3_APP.DX.3	1.71	0.86	1.71	0.69
P3_APP.DX.4	1.71	0.86	1.71	0.69
P3_APP.DX.5	1.71	0.86	1.71	0.69
P4_APP.SX.1	1.39	0.70	1.39	0.56
P4_APP.SX.2	1.40	0.70	1.40	0.56
P4_APP.SX.3	1.40	0.70	1.40	0.56
P4_APP.SX.4	1.40	0.70	1.40	0.56
P4_APP.SX.5	1.40	0.70	1.40	0.56
P4_APP.DX.1	1.66	0.83	1.66	0.67
P4_APP.DX.2	1.66	0.83	1.66	0.67
P4_APP.DX.3	1.67	0.83	1.67	0.67
P4_APP.DX.4	1.67	0.83	1.67	0.67
P4_APP.DX.5	1.66	0.83	1.66	0.67
P5_APP.SX.1	1.61	0.80	1.61	0.64
P5_APP.SX.2	1.61	0.81	1.61	0.64
P5_APP.SX.3	1.61	0.81	1.61	0.64
P5_APP.SX.4	1.61	0.81	1.61	0.64
P5_APP.SX.5	1.61	0.80	1.61	0.64
P5_APP.DX.1	1.44	0.72	1.44	0.58
P5_APP.DX.2	1.44	0.72	1.44	0.58
P5_APP.DX.3	1.44	0.72	1.44	0.58
P5_APP.DX.4	1.44	0.72	1.44	0.58
P5_APP.DX.5	1.44	0.72	1.44	0.58
P6_APP.SX.1	1.78	0.89	1.78	0.71
P6_APP.SX.2	1.78	0.89	1.78	0.71
P6_APP.SX.3	1.78	0.89	1.78	0.71
P6_APP.SX.4	1.78	0.89	1.78	0.71
P6_APP.SX.5	1.78	0.89	1.78	0.71
P6_APP.DX.1	1.20	0.60	1.20	0.48
P6_APP.DX.2	1.20	0.60	1.20	0.48
P6_APP.DX.3	1.20	0.60	1.20	0.48
P6_APP.DX.4	1.20	0.60	1.20	0.48
P6_APP.DX.5	1.20	0.60	1.20	0.48
SP.B_APP.1	1.66	0.83	1.66	0.66
SP.B_APP.2	1.65	0.83	1.65	0.66
SP.B_APP.3	1.65	0.83	1.65	0.66
SP.B_APP.4	1.65	0.83	1.65	0.66
SP.B_APP.5	1.65	0.83	1.65	0.66

Tab. 44: Risultati della verifica della massima deformazione dovuta al sisma

Il valore massimo di deformazione si raggiunge nei dispositivi collocati sul lato sinistro della pila numero 6 ed è pari a $\gamma_s = 1,78$ pertanto la verifica è soddisfatta.

5.6.2 Verifica del massimo carico ammissibile (“buckling”)

Il carico massimo verticale agente sul singolo isolatore deve essere inferiore al carico critico diviso per un coefficiente di sicurezza 2,0. Il carico critico è calcolato come:

$$V_{cr} = G_{din} A_r S_1 S_2$$

dove:

$$A_r = (\varphi - \sin\varphi) \frac{D'^2}{4} \quad \text{è l'area ridotta efficace dell'isolatore;}$$

G_{din} è il modulo elastico a taglio dell'elastomero;

$$S_1 = \frac{D'}{4t_i} \quad \text{è il fattore di forma primario;}$$

$$S_2 = \frac{D'}{t_e} \quad \text{è il fattore di forma secondario.}$$

con:

$$\varphi = 2\arccos(d_2/D')$$

D' diametro efficace dell'isolatore;

t_i spessore del singolo strato di elastomero;

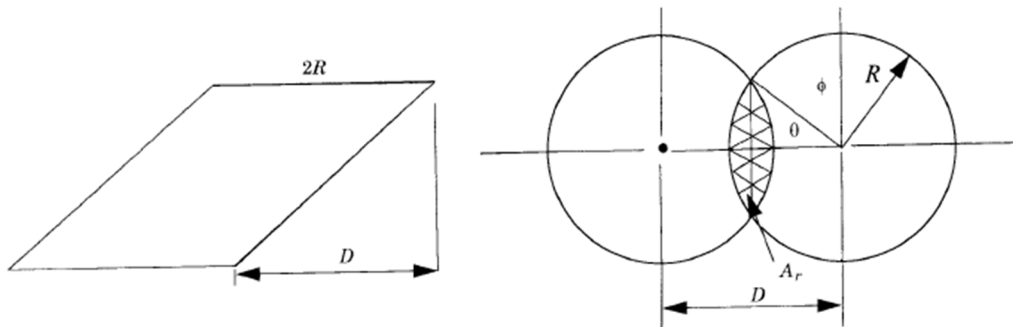


Fig. 94: Schematizzazione dell'area ridotta efficace [19]

Le caratteristiche dell'isolatore necessarie al calcolo del carico critico sono riassunte nella tabella seguente.

G_{din}	D'	t_i	t_e	S_1	S_2
[MPa]	[mm]	[mm]	[mm]	[-]	[-]

0,40	470	6	102	19,58	4,61
------	-----	---	-----	-------	------

Tab. 45: Proprietà dell'isolatore SI-S 500/102

Appoggio	d_{Ed}	ϕ	A_r	V	$V_{cr}/2$	FS
[-]	[m]	[rad]	[mm ²]	[kN]	[kN]	[-]
SP.A_APP.1	0.162	2.44	98843	889	1784	0.50
SP.A_APP.2	0.162	2.44	98826	861	1784	0.48
SP.A_APP.3	0.162	2.44	98835	860	1784	0.48
SP.A_APP.4	0.162	2.44	98856	858	1784	0.48
SP.A_APP.5	0.162	2.44	98903	887	1785	0.50
P1_APP.SX.1	0.148	2.50	105185	891	1898	0.47
P1_APP.SX.2	0.148	2.50	105120	866	1897	0.46
P1_APP.SX.3	0.148	2.50	105102	859	1897	0.45
P1_APP.SX.4	0.148	2.50	105114	863	1897	0.46
P1_APP.SX.5	0.148	2.50	105177	891	1898	0.47
P1_APP.DX.1	0.162	2.44	98716	870	1782	0.49
P1_APP.DX.2	0.162	2.44	98683	838	1781	0.47
P1_APP.DX.3	0.162	2.44	98677	831	1781	0.47
P1_APP.DX.4	0.162	2.44	98690	838	1781	0.47
P1_APP.DX.5	0.162	2.44	98725	871	1782	0.49
P2_APP.SX.1	0.132	2.57	112236	864	2026	0.43
P2_APP.SX.2	0.132	2.57	112154	842	2024	0.42
P2_APP.SX.3	0.132	2.57	112129	833	2024	0.41
P2_APP.SX.4	0.132	2.57	112146	837	2024	0.41
P2_APP.SX.5	0.132	2.57	112233	872	2026	0.43
P2_APP.DX.1	0.162	2.44	98820	889	1783	0.50
P2_APP.DX.2	0.162	2.44	98772	863	1783	0.48
P2_APP.DX.3	0.162	2.44	98747	855	1782	0.48
P2_APP.DX.4	0.162	2.44	98742	860	1782	0.48
P2_APP.DX.5	0.162	2.44	98760	886	1782	0.50
P3_APP.SX.1	0.141	2.53	108311	879	1955	0.45
P3_APP.SX.2	0.141	2.53	108227	853	1953	0.44
P3_APP.SX.3	0.141	2.53	108189	845	1953	0.43
P3_APP.SX.4	0.141	2.53	108194	851	1953	0.44
P3_APP.SX.5	0.141	2.53	108257	879	1954	0.45
P3_APP.DX.1	0.175	2.38	93381	890	1685	0.53
P3_APP.DX.2	0.175	2.38	93315	864	1684	0.51
P3_APP.DX.3	0.175	2.38	93264	857	1683	0.51
P3_APP.DX.4	0.175	2.38	93240	862	1683	0.51
P3_APP.DX.5	0.175	2.38	93252	890	1683	0.53
P4_APP.SX.1	0.142	2.53	107756	876	1945	0.45
P4_APP.SX.2	0.142	2.53	107649	853	1943	0.44
P4_APP.SX.3	0.142	2.53	107591	845	1942	0.44
P4_APP.SX.4	0.142	2.53	107577	853	1941	0.44

P4_APP.SX.5	0.142	2.53	107621	882	1942	0.45
P4_APP.DX.1	0.170	2.40	95536	883	1724	0.51
P4_APP.DX.2	0.170	2.40	95466	862	1723	0.50
P4_APP.DX.3	0.170	2.40	95430	855	1722	0.50
P4_APP.DX.4	0.170	2.40	95425	862	1722	0.50
P4_APP.DX.5	0.170	2.40	95456	889	1723	0.52
P5_APP.SX.1	0.164	2.43	97913	871	1767	0.49
P5_APP.SX.2	0.164	2.43	97863	851	1766	0.48
P5_APP.SX.3	0.164	2.43	97847	844	1766	0.48
P5_APP.SX.4	0.164	2.43	97868	852	1766	0.48
P5_APP.SX.5	0.164	2.43	97927	883	1767	0.50
P5_APP.DX.1	0.147	2.51	105560	880	1905	0.46
P5_APP.DX.2	0.147	2.50	105464	861	1903	0.45
P5_APP.DX.3	0.147	2.50	105446	854	1903	0.45
P5_APP.DX.4	0.147	2.50	105484	860	1904	0.45
P5_APP.DX.5	0.147	2.51	105591	886	1906	0.47
P6_APP.SX.1	0.181	2.35	90373	871	1631	0.53
P6_APP.SX.2	0.182	2.35	90284	849	1629	0.52
P6_APP.SX.3	0.182	2.35	90319	842	1630	0.52
P6_APP.SX.4	0.182	2.35	90256	850	1629	0.52
P6_APP.SX.5	0.182	2.35	90249	882	1629	0.54
P6_APP.DX.1	0.122	2.61	116623	896	2105	0.43
P6_APP.DX.2	0.123	2.61	116525	880	2103	0.42
P6_APP.DX.3	0.123	2.61	116502	874	2103	0.42
P6_APP.DX.4	0.123	2.61	116535	881	2103	0.42
P6_APP.DX.5	0.122	2.61	116639	907	2105	0.43
SP.B_APP.1	0.169	2.41	95880	893	1730	0.52
SP.B_APP.2	0.169	2.41	95901	869	1731	0.50
SP.B_APP.3	0.169	2.41	95942	869	1732	0.50
SP.B_APP.4	0.169	2.41	95992	866	1732	0.50
SP.B_APP.5	0.168	2.41	96045	909	1733	0.52

Tab. 46: Verifica del massimo carico ammissibile

Il fattore di sicurezza (FS) calcolato come rapporto tra il massimo sforzo di compressione ed il massimo carico ammissibile varia tra 0,41 e 0,54 pertanto la verifica è soddisfatta.

5.6.3 Verifica a trazione delle piastre d'acciaio

La tensione di trazione σ_s agente sulle piastre deve risultare inferiore al valore caratteristico a snervamento dell'acciaio f_{yk} :

$$\sigma_s = 1,3V(t_1 + t_2)/(A_r t_s) \leq f_{yk}$$

dove:

t_1 e t_2

sono gli spessori dei due strati di elastomero a contatto con la piastra;

t_s

è lo spessore della piastra di acciaio ($t_s \geq 2 \text{ mm}$);

A_r

è l'area ridotta efficace, calcolata come al paragrafo precedente

Appoggio	σ_s	FS
[-]	[MPa]	[-]
SP.A_APP.1	46.8	0.10
SP.A_APP.2	45.3	0.10
SP.A_APP.3	45.3	0.10
SP.A_APP.4	45.1	0.10
SP.A_APP.5	46.7	0.10
P1_APP.SX.1	44.0	0.10
P1_APP.SX.2	42.8	0.10
P1_APP.SX.3	42.5	0.09
P1_APP.SX.4	42.7	0.09
P1_APP.SX.5	44.1	0.10
P1_APP.DX.1	45.8	0.10
P1_APP.DX.2	44.1	0.10
P1_APP.DX.3	43.8	0.10
P1_APP.DX.4	44.1	0.10
P1_APP.DX.5	45.9	0.10
P2_APP.SX.1	40.0	0.09
P2_APP.SX.2	39.0	0.09
P2_APP.SX.3	38.6	0.09
P2_APP.SX.4	38.8	0.09
P2_APP.SX.5	40.4	0.09
P2_APP.DX.1	46.8	0.10
P2_APP.DX.2	45.4	0.10
P2_APP.DX.3	45.0	0.10
P2_APP.DX.4	45.3	0.10
P2_APP.DX.5	46.7	0.10
P3_APP.SX.1	42.2	0.09
P3_APP.SX.2	41.0	0.09
P3_APP.SX.3	40.6	0.09
P3_APP.SX.4	40.9	0.09
P3_APP.SX.5	42.2	0.09
P3_APP.DX.1	49.5	0.11
P3_APP.DX.2	48.1	0.11
P3_APP.DX.3	47.8	0.11
P3_APP.DX.4	48.1	0.11
P3_APP.DX.5	49.7	0.11
P4_APP.SX.1	42.3	0.09
P4_APP.SX.2	41.2	0.09

P4_APP.SX.3	40.9	0.09
P4_APP.SX.4	41.2	0.09
P4_APP.SX.5	42.6	0.09
P4_APP.DX.1	48.0	0.11
P4_APP.DX.2	47.0	0.10
P4_APP.DX.3	46.6	0.10
P4_APP.DX.4	47.0	0.10
P4_APP.DX.5	48.4	0.11
P5_APP.SX.1	46.3	0.10
P5_APP.SX.2	45.2	0.10
P5_APP.SX.3	44.9	0.10
P5_APP.SX.4	45.3	0.10
P5_APP.SX.5	46.9	0.10
P5_APP.DX.1	43.4	0.10
P5_APP.DX.2	42.4	0.09
P5_APP.DX.3	42.1	0.09
P5_APP.DX.4	42.4	0.09
P5_APP.DX.5	43.6	0.10
P6_APP.SX.1	50.1	0.11
P6_APP.SX.2	48.9	0.11
P6_APP.SX.3	48.5	0.11
P6_APP.SX.4	49.0	0.11
P6_APP.SX.5	50.8	0.11
P6_APP.DX.1	39.9	0.09
P6_APP.DX.2	39.3	0.09
P6_APP.DX.3	39.0	0.09
P6_APP.DX.4	39.3	0.09
P6_APP.DX.5	40.4	0.09
SP.B_APP.1	48.4	0.11
SP.B_APP.2	47.1	0.10
SP.B_APP.3	47.1	0.10
SP.B_APP.4	46.9	0.10
SP.B_APP.5	49.2	0.11

Tab. 47: Verifica di trazione delle piastre di acciaio

Il fattore di sicurezza (FS) calcolato come rapporto tra la tensione sulle piastre di acciaio e la tensione caratteristica a snervamento del materiale varia tra 0,09 e 0,11 pertanto la verifica è ampiamente soddisfatta.

5.6.4 Verifica a trazione

“[...] Il carico verticale “V” di progetto agente sul singolo isolatore sotto le azioni sismiche e quelle concomitanti risulti essere di compressione o, al più, nullo ($V \geq 0$). Nel caso in cui dall’analisi

risultasse $V < 0$, occorre che la tensione di trazione sia in modulo inferiore al minore tra 2G e 1 MPa, negli isolatori elastomerici” (§7.10.4.2).

Nel caso in esame nessun dispositivo va in trazione pertanto la verifica è soddisfatta.

5.6.5 Verifica della massima deformazione locale

Questa verifica viene condotta sia in riferimento alle prescrizioni riportate in Circolare al §C11.9.7, sia in accordo con la normativa UNI EN 15129 (§8.2.3.3).

5.6.5.1 Circolare 2019

La massima deformazione locale γ_t è data dalla somma di tre contributi:

$$\gamma_s = \frac{d}{t_e} \quad \text{deformazione a taglio;}$$

$$\gamma_c = \frac{1,5V}{G_{din} S_1 A_r} \quad \text{deformazione per compressione della gomma;}$$

$$\gamma_\alpha = \frac{\alpha^2}{2t_i t_e} \quad \text{deformazione per effetto della rotazione.}$$

dove:

$$\alpha^2 = \frac{3\alpha D^2}{4} \quad \text{è la dimensione equivalente per valutare la deformazione di taglio per rotazione;}$$

$$\alpha = \sqrt{\alpha_x^2 + \alpha_y^2} \quad \text{è la media di } \alpha_x, \alpha_y \text{ rotazioni relative tra le facce superiore ed inferiore di un isolatore elastomerico rispettivamente intorno alle direzioni x ed y.}$$

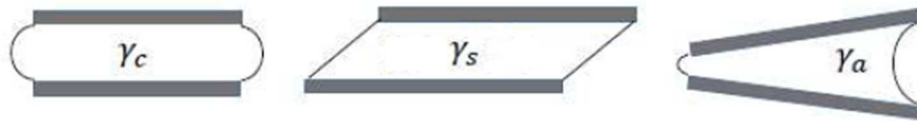


Fig. 95: Rappresentazione schematica dei tre contributi alla deformazione locale di un isolatore elastomerico

La verifica risulta soddisfatta se:

$$\gamma_t = \gamma_s + \gamma_c + \gamma_\alpha \leq 5$$

Il primo contributo è già stato calcolato al §5.6.1, nelle tabelle seguenti si riportano anche gli altri due valori e la deformazione totale risultante.

Appoggio	R2	R3	α	γ_α
[-]	[rad]	[rad]	[rad]	[-]
SP.A_APP.1	1.5E-04	1.7E-02	1.7E-02	2.24
SP.A_APP.2	4.5E-05	1.7E-02	1.7E-02	2.24
SP.A_APP.3	4.4E-05	1.7E-02	1.7E-02	2.24

SP.A_APP.4	4.3E-05	1.7E-02	1.7E-02	2.24
SP.A_APP.5	1.4E-04	1.7E-02	1.7E-02	2.24
P1_APP.SX.1	1.6E-04	1.5E-02	1.5E-02	1.97
P1_APP.SX.2	6.6E-05	1.5E-02	1.5E-02	1.97
P1_APP.SX.3	4.6E-05	1.5E-02	1.5E-02	1.97
P1_APP.SX.4	6.3E-05	1.5E-02	1.5E-02	1.97
P1_APP.SX.5	1.6E-04	1.5E-02	1.5E-02	1.97
P1_APP.DX.1	1.6E-04	1.8E-02	1.8E-02	2.45
P1_APP.DX.2	6.4E-05	1.8E-02	1.8E-02	2.45
P1_APP.DX.3	4.4E-05	1.8E-02	1.8E-02	2.45
P1_APP.DX.4	6.1E-05	1.8E-02	1.8E-02	2.46
P1_APP.DX.5	1.7E-04	1.8E-02	1.8E-02	2.46
P2_APP.SX.1	1.6E-04	1.3E-02	1.3E-02	1.78
P2_APP.SX.2	6.8E-05	1.3E-02	1.3E-02	1.77
P2_APP.SX.3	5.0E-05	1.3E-02	1.3E-02	1.77
P2_APP.SX.4	6.5E-05	1.3E-02	1.3E-02	1.77
P2_APP.SX.5	1.7E-04	1.3E-02	1.3E-02	1.77
P2_APP.DX.1	1.6E-04	1.9E-02	1.9E-02	2.56
P2_APP.DX.2	6.6E-05	1.9E-02	1.9E-02	2.56
P2_APP.DX.3	4.8E-05	1.9E-02	1.9E-02	2.56
P2_APP.DX.4	6.3E-05	1.9E-02	1.9E-02	2.56
P2_APP.DX.5	1.8E-04	1.9E-02	1.9E-02	2.56
P3_APP.SX.1	1.7E-04	1.5E-02	1.5E-02	2.06
P3_APP.SX.2	7.1E-05	1.5E-02	1.5E-02	2.06
P3_APP.SX.3	5.4E-05	1.5E-02	1.5E-02	2.06
P3_APP.SX.4	6.8E-05	1.5E-02	1.5E-02	2.06
P3_APP.SX.5	1.8E-04	1.5E-02	1.5E-02	2.06
P3_APP.DX.1	1.8E-04	2.0E-02	2.0E-02	2.72
P3_APP.DX.2	7.4E-05	2.0E-02	2.0E-02	2.72
P3_APP.DX.3	5.6E-05	2.0E-02	2.0E-02	2.72
P3_APP.DX.4	6.5E-05	2.0E-02	2.0E-02	2.73
P3_APP.DX.5	1.9E-04	2.0E-02	2.0E-02	2.73
P4_APP.SX.1	2.5E-04	1.5E-02	1.5E-02	2.00
P4_APP.SX.2	1.8E-04	1.5E-02	1.5E-02	2.00
P4_APP.SX.3	1.7E-04	1.5E-02	1.5E-02	2.00
P4_APP.SX.4	1.7E-04	1.5E-02	1.5E-02	2.00
P4_APP.SX.5	2.5E-04	1.5E-02	1.5E-02	2.00
P4_APP.DX.1	3.5E-04	1.8E-02	1.8E-02	2.50
P4_APP.DX.2	2.5E-04	1.8E-02	1.8E-02	2.50
P4_APP.DX.3	2.3E-04	1.8E-02	1.8E-02	2.50
P4_APP.DX.4	2.3E-04	1.9E-02	1.9E-02	2.51
P4_APP.DX.5	3.5E-04	1.9E-02	1.9E-02	2.51
P5_APP.SX.1	6.5E-04	1.8E-02	1.8E-02	2.42
P5_APP.SX.2	6.1E-04	1.8E-02	1.8E-02	2.42

P5_APP.SX.3	5.9E-04	1.8E-02	1.8E-02	2.42
P5_APP.SX.4	5.9E-04	1.8E-02	1.8E-02	2.43
P5_APP.SX.5	6.5E-04	1.8E-02	1.8E-02	2.43
P5_APP.DX.1	5.7E-04	1.4E-02	1.4E-02	1.84
P5_APP.DX.2	4.8E-04	1.4E-02	1.4E-02	1.84
P5_APP.DX.3	4.7E-04	1.4E-02	1.4E-02	1.84
P5_APP.DX.4	4.7E-04	1.4E-02	1.4E-02	1.84
P5_APP.DX.5	5.6E-04	1.4E-02	1.4E-02	1.85
P6_APP.SX.1	1.1E-03	2.0E-02	2.0E-02	2.69
P6_APP.SX.2	1.1E-03	2.0E-02	2.0E-02	2.69
P6_APP.SX.3	1.1E-03	2.0E-02	2.0E-02	2.69
P6_APP.SX.4	1.1E-03	2.0E-02	2.0E-02	2.69
P6_APP.SX.5	1.1E-03	2.0E-02	2.0E-02	2.70
P6_APP.DX.1	5.6E-04	9.5E-03	9.5E-03	1.29
P6_APP.DX.2	5.0E-04	9.5E-03	9.5E-03	1.28
P6_APP.DX.3	5.2E-04	9.5E-03	9.5E-03	1.28
P6_APP.DX.4	5.3E-04	9.4E-03	9.5E-03	1.28
P6_APP.DX.5	6.2E-04	9.4E-03	9.5E-03	1.28
SP.B_APP.1	1.3E-03	1.8E-02	1.8E-02	2.39
SP.B_APP.2	1.3E-03	1.8E-02	1.8E-02	2.39
SP.B_APP.3	1.3E-03	1.8E-02	1.8E-02	2.39
SP.B_APP.4	1.3E-03	1.8E-02	1.8E-02	2.40
SP.B_APP.5	1.3E-03	1.8E-02	1.8E-02	2.40

Tab. 48: Deformazione dovuta alla rotazione angolare di ciascun dispositivo, secondo NTC 2018

La procedura di estrazione è del tutto simile a quella spiegata ad inizio del §5.6. Osservando i dati in Tab. 45 si nota una certa differenza tra i due valori, con le rotazioni attorno all'asse trasversale (R3) che arrivano ad essere 1-2 ordini di grandezza maggiori rispetto a quelle attorno all'asse longitudinale (R2). Questa differenza è spiegata dal fatto che gli appoggi sono confinati tra due elementi che hanno sviluppo prevalentemente trasversale: il pulvino e le travi (irrigidite per la presenza del traverso), pertanto a seguito del sisma tendono con maggiore facilità a "ruotare in avanti" piuttosto che lateralmente.

Appoggio	γ_c	γ_s	γ_α	γ_t	FS
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
SP.A_APP.1	1.72	1.59	2.24	5.55	1.11
SP.A_APP.2	1.67	1.59	2.24	5.50	1.10
SP.A_APP.3	1.67	1.59	2.24	5.50	1.10
SP.A_APP.4	1.66	1.59	2.24	5.49	1.10
SP.A_APP.5	1.72	1.59	2.24	5.55	1.11
P1_APP.SX.1	1.62	1.45	1.97	5.04	1.01
P1_APP.SX.2	1.58	1.45	1.97	5.00	1.00
P1_APP.SX.3	1.56	1.45	1.97	4.98	1.00

P1_APP.SX.4	1.57	1.45	1.97	4.99	1.00
P1_APP.SX.5	1.62	1.45	1.97	5.04	1.01
P1_APP.DX.1	1.69	1.59	2.45	5.73	1.15
P1_APP.DX.2	1.63	1.59	2.45	5.67	1.13
P1_APP.DX.3	1.61	1.59	2.45	5.66	1.13
P1_APP.DX.4	1.63	1.59	2.46	5.67	1.13
P1_APP.DX.5	1.69	1.59	2.46	5.74	1.15
P2_APP.SX.1	1.47	1.30	1.78	4.54	0.91
P2_APP.SX.2	1.44	1.30	1.77	4.51	0.90
P2_APP.SX.3	1.42	1.30	1.77	4.49	0.90
P2_APP.SX.4	1.43	1.30	1.77	4.50	0.90
P2_APP.SX.5	1.49	1.30	1.77	4.56	0.91
P2_APP.DX.1	1.72	1.59	2.56	5.87	1.17
P2_APP.DX.2	1.67	1.59	2.56	5.82	1.16
P2_APP.DX.3	1.66	1.59	2.56	5.81	1.16
P2_APP.DX.4	1.67	1.59	2.56	5.82	1.16
P2_APP.DX.5	1.72	1.59	2.56	5.87	1.17
P3_APP.SX.1	1.55	1.38	2.06	5.00	1.00
P3_APP.SX.2	1.51	1.38	2.06	4.95	0.99
P3_APP.SX.3	1.50	1.38	2.06	4.94	0.99
P3_APP.SX.4	1.51	1.38	2.06	4.95	0.99
P3_APP.SX.5	1.55	1.38	2.06	5.00	1.00
P3_APP.DX.1	1.82	1.71	2.72	6.26	1.25
P3_APP.DX.2	1.77	1.71	2.72	6.21	1.24
P3_APP.DX.3	1.76	1.71	2.72	6.20	1.24
P3_APP.DX.4	1.77	1.71	2.73	6.21	1.24
P3_APP.DX.5	1.83	1.71	2.73	6.27	1.25
P4_APP.SX.1	1.56	1.39	2.00	4.95	0.99
P4_APP.SX.2	1.52	1.40	2.00	4.91	0.98
P4_APP.SX.3	1.50	1.40	2.00	4.90	0.98
P4_APP.SX.4	1.52	1.40	2.00	4.91	0.98
P4_APP.SX.5	1.57	1.40	2.00	4.96	0.99
P4_APP.DX.1	1.77	1.66	2.50	5.93	1.19
P4_APP.DX.2	1.73	1.66	2.50	5.89	1.18
P4_APP.DX.3	1.72	1.67	2.50	5.88	1.18
P4_APP.DX.4	1.73	1.67	2.51	5.90	1.18
P4_APP.DX.5	1.78	1.66	2.51	5.96	1.19
P5_APP.SX.1	1.70	1.61	2.42	5.74	1.15
P5_APP.SX.2	1.67	1.61	2.42	5.70	1.14
P5_APP.SX.3	1.65	1.61	2.42	5.69	1.14
P5_APP.SX.4	1.67	1.61	2.43	5.70	1.14
P5_APP.SX.5	1.73	1.61	2.43	5.76	1.15
P5_APP.DX.1	1.60	1.44	1.84	4.87	0.97
P5_APP.DX.2	1.56	1.44	1.84	4.84	0.97

P5_APP.DX.3	1.55	1.44	1.84	4.83	0.97
P5_APP.DX.4	1.56	1.44	1.84	4.85	0.97
P5_APP.DX.5	1.61	1.44	1.85	4.90	0.98
P6_APP.SX.1	1.85	1.78	2.69	6.31	1.26
P6_APP.SX.2	1.80	1.78	2.69	6.27	1.25
P6_APP.SX.3	1.79	1.78	2.69	6.26	1.25
P6_APP.SX.4	1.80	1.78	2.69	6.28	1.26
P6_APP.SX.5	1.87	1.78	2.70	6.35	1.27
P6_APP.DX.1	1.47	1.20	1.29	3.96	0.79
P6_APP.DX.2	1.45	1.20	1.28	3.93	0.79
P6_APP.DX.3	1.44	1.20	1.28	3.92	0.78
P6_APP.DX.4	1.45	1.20	1.28	3.93	0.79
P6_APP.DX.5	1.49	1.20	1.28	3.97	0.79
SP.B_APP.1	1.78	1.66	2.39	5.83	1.17
SP.B_APP.2	1.74	1.65	2.39	5.78	1.16
SP.B_APP.3	1.73	1.65	2.39	5.78	1.16
SP.B_APP.4	1.73	1.65	2.40	5.78	1.16
SP.B_APP.5	1.81	1.65	2.40	5.86	1.17

Tab. 49: Calcolo della deformazione locale massima di ciascun dispositivo secondo NTC 2018

In diversi dispositivi la verifica non è soddisfatta. I valori di deformazione dovuti alla compressione ed allo sforzo di taglio non sono particolarmente elevati, il parametro limitante risulta quindi la deformabilità flessionale. Si sottolinea quindi l'importanza di scegliere in maniera adeguata la rigidità flessionale degli isolatori, specie per le installazioni nei ponti. In un normale edificio infatti al di sopra del piano di isolamento si trova in genere un grigliato di travi che si configura come piano rigido e limita l'inflessione dei dispositivi; nel caso di un impalcato da ponte, invece, per quanto le travi abbiano un'altezza importante, sono anche molto più lunghe e non riescono a contenere in modo adeguato le rotazioni dei dispositivi, che possono risultare eccessive.

5.6.5.2 UNI EN 15129

La massima deformazione totale $\varepsilon_{t,d}$ è data dai seguenti contributi:

$$\varepsilon_{q,max} = \frac{d_{bd}}{T_q} \quad \text{deformazione a taglio;}$$

$$\varepsilon_{c,E} = \frac{6S_1 N_{Ed,max}}{A_r E'_c} \quad \text{deformazione per compressione della gomma;}$$

$$\varepsilon_{\alpha,d} = \frac{(a'^2 \cdot \alpha_{a,d} + b'^2 \cdot \alpha_{b,d}) t_i}{2 \sum(t_i^3)} \quad \text{deformazione dovuta alla rotazione angolare.}$$

dove:

$$E'_c = 3G(1 + 2S_1^2) \quad \text{è il modulo a compressione del complesso gomma-acciaio;}$$

$\alpha_{a,d}$ è l'angolo di rotazione rispetto alla larghezza, a, dell'appoggio;

$\alpha_{b,d}$ è l'angolo di rotazione rispetto alla lunghezza, b, dell'appoggio.

La verifica risulta soddisfatta se:

$$\varepsilon_{t,d} = K_L(\varepsilon_{c,E} + \varepsilon_{q,max} + \varepsilon_{\alpha,d}) \leq \frac{7,0}{\gamma_m}$$

dove γ_m è un fattore di sicurezza parziale relativo ai materiali elastomerici che si raccomanda di assumere pari a 1,0 mentre K_L è un coefficiente moltiplicativo legato alla tipologia di carico applicato e si assume sempre pari all'unità ad eccezione dei ponti, per i quali i ai carichi mobili si associa $K_L = 1,5$ (UNI EN 1337-3, Annesso C). Nel caso in esame si sta studiando il ponte attraverso la combinazione sismica per la quale il coefficiente parziale dei carichi mobile è pari a zero pertanto il valore di K_L adottato è comunque 1,0.

Anche in questo caso il primo contributo è stato calcolato al §5.6.1 e nelle tabelle seguenti si riportano gli altri due valori, assieme al calcolo della deformazione totale.

Appoggio	R2	R3	$\varepsilon_{\alpha,d}$
[-]	[rad]	[rad]	[-]
SP.A_APP.1	1.5E-04	1.7E-02	3.02
SP.A_APP.2	4.5E-05	1.7E-02	3.00
SP.A_APP.3	4.4E-05	1.7E-02	3.00
SP.A_APP.4	4.3E-05	1.7E-02	3.00
SP.A_APP.5	1.4E-04	1.7E-02	3.01
P1_APP.SX.1	1.3E-03	1.8E-02	3.43
P1_APP.SX.2	1.3E-03	1.8E-02	3.42
P1_APP.SX.3	1.3E-03	1.8E-02	3.42
P1_APP.SX.4	1.3E-03	1.8E-02	3.42
P1_APP.SX.5	1.3E-03	1.8E-02	3.43
P1_APP.DX.1	1.6E-04	1.8E-02	3.30
P1_APP.DX.2	6.4E-05	1.8E-02	3.28
P1_APP.DX.3	4.4E-05	1.8E-02	3.28
P1_APP.DX.4	6.1E-05	1.8E-02	3.29
P1_APP.DX.5	1.7E-04	1.8E-02	3.30
P2_APP.SX.1	1.6E-04	1.5E-02	2.65
P2_APP.SX.2	6.6E-05	1.5E-02	2.63
P2_APP.SX.3	4.6E-05	1.5E-02	2.63
P2_APP.SX.4	6.3E-05	1.5E-02	2.64
P2_APP.SX.5	1.6E-04	1.5E-02	2.65
P2_APP.DX.1	1.6E-04	1.9E-02	3.44
P2_APP.DX.2	6.6E-05	1.9E-02	3.42
P2_APP.DX.3	4.8E-05	1.9E-02	3.42

P2_APP.DX.4	6.3E-05	1.9E-02	3.42
P2_APP.DX.5	1.8E-04	1.9E-02	3.44
P3_APP.SX.1	1.6E-04	1.3E-02	2.40
P3_APP.SX.2	6.8E-05	1.3E-02	2.38
P3_APP.SX.3	5.0E-05	1.3E-02	2.37
P3_APP.SX.4	6.5E-05	1.3E-02	2.38
P3_APP.SX.5	1.7E-04	1.3E-02	2.40
P3_APP.DX.1	1.8E-04	2.0E-02	3.66
P3_APP.DX.2	7.4E-05	2.0E-02	3.64
P3_APP.DX.3	5.6E-05	2.0E-02	3.64
P3_APP.DX.4	6.5E-05	2.0E-02	3.65
P3_APP.DX.5	1.9E-04	2.0E-02	3.67
P4_APP.SX.1	1.7E-04	1.5E-02	2.78
P4_APP.SX.2	7.1E-05	1.5E-02	2.76
P4_APP.SX.3	5.4E-05	1.5E-02	2.76
P4_APP.SX.4	6.8E-05	1.5E-02	2.76
P4_APP.SX.5	1.8E-04	1.5E-02	2.78
P4_APP.DX.1	3.5E-04	1.8E-02	3.40
P4_APP.DX.2	2.5E-04	1.8E-02	3.38
P4_APP.DX.3	2.3E-04	1.8E-02	3.38
P4_APP.DX.4	2.3E-04	1.9E-02	3.38
P4_APP.DX.5	3.5E-04	1.9E-02	3.41
P5_APP.SX.1	2.5E-04	1.5E-02	2.71
P5_APP.SX.2	1.8E-04	1.5E-02	2.70
P5_APP.SX.3	1.7E-04	1.5E-02	2.69
P5_APP.SX.4	1.7E-04	1.5E-02	2.69
P5_APP.SX.5	2.5E-04	1.5E-02	2.71
P5_APP.DX.1	5.7E-04	1.4E-02	2.55
P5_APP.DX.2	4.8E-04	1.4E-02	2.53
P5_APP.DX.3	4.7E-04	1.4E-02	2.54
P5_APP.DX.4	4.7E-04	1.4E-02	2.54
P5_APP.DX.5	5.6E-04	1.4E-02	2.56
P6_APP.SX.1	6.5E-04	1.8E-02	3.34
P6_APP.SX.2	6.1E-04	1.8E-02	3.34
P6_APP.SX.3	5.9E-04	1.8E-02	3.34
P6_APP.SX.4	5.9E-04	1.8E-02	3.34
P6_APP.SX.5	6.5E-04	1.8E-02	3.35
P6_APP.DX.1	5.6E-04	9.5E-03	1.81
P6_APP.DX.2	5.0E-04	9.5E-03	1.80
P6_APP.DX.3	5.2E-04	9.5E-03	1.80
P6_APP.DX.4	5.3E-04	9.4E-03	1.80
P6_APP.DX.5	6.2E-04	9.4E-03	1.82
SP.B_APP.1	1.1E-03	2.0E-02	3.78
SP.B_APP.2	1.1E-03	2.0E-02	3.77

SP.B_APP.3	1.1E-03	2.0E-02	3.77
SP.B_APP.4	1.1E-03	2.0E-02	3.78
SP.B_APP.5	1.1E-03	2.0E-02	3.79

Tab. 50: Deformazione dovuta alla rotazione angolare di ciascun dispositivo, secondo UNI EN 15129

Appoggio	$\epsilon_{c,E}$	$\epsilon_{q,max}$	$\epsilon_{\alpha,d}$	$\epsilon_{t,d}$	FS
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
SP.A_APP.1	1.13	1.59	3.02	5.74	0.82
SP.A_APP.2	1.10	1.59	3.00	5.68	0.81
SP.A_APP.3	1.09	1.59	3.00	5.68	0.81
SP.A_APP.4	1.09	1.59	3.00	5.68	0.81
SP.A_APP.5	1.13	1.59	3.01	5.73	0.82
P1_APP.SX.1	1.06	1.45	3.43	5.94	0.85
P1_APP.SX.2	1.04	1.45	3.42	5.91	0.84
P1_APP.SX.3	1.03	1.45	3.42	5.90	0.84
P1_APP.SX.4	1.03	1.45	3.42	5.91	0.84
P1_APP.SX.5	1.06	1.45	3.43	5.94	0.85
P1_APP.DX.1	1.13	1.59	3.30	6.02	0.86
P1_APP.DX.2	1.09	1.59	3.28	5.96	0.85
P1_APP.DX.3	1.08	1.59	3.28	5.95	0.85
P1_APP.DX.4	1.09	1.59	3.29	5.96	0.85
P1_APP.DX.5	1.13	1.59	3.30	6.03	0.86
P2_APP.SX.1	0.98	1.30	2.65	4.93	0.70
P2_APP.SX.2	0.96	1.30	2.63	4.89	0.70
P2_APP.SX.3	0.95	1.30	2.63	4.88	0.70
P2_APP.SX.4	0.95	1.30	2.64	4.89	0.70
P2_APP.SX.5	0.99	1.30	2.65	4.94	0.71
P2_APP.DX.1	1.15	1.59	3.44	6.18	0.88
P2_APP.DX.2	1.11	1.59	3.42	6.13	0.88
P2_APP.DX.3	1.10	1.59	3.42	6.11	0.87
P2_APP.DX.4	1.11	1.59	3.42	6.12	0.87
P2_APP.DX.5	1.15	1.59	3.44	6.18	0.88
P3_APP.SX.1	1.03	1.38	2.40	4.81	0.69
P3_APP.SX.2	1.00	1.38	2.38	4.76	0.68
P3_APP.SX.3	1.00	1.38	2.37	4.75	0.68
P3_APP.SX.4	1.00	1.38	2.38	4.76	0.68
P3_APP.SX.5	1.04	1.38	2.40	4.81	0.69
P3_APP.DX.1	1.22	1.71	3.66	6.59	0.94
P3_APP.DX.2	1.18	1.71	3.64	6.54	0.93
P3_APP.DX.3	1.17	1.71	3.64	6.53	0.93
P3_APP.DX.4	1.18	1.71	3.65	6.54	0.93
P3_APP.DX.5	1.22	1.71	3.67	6.61	0.94
P4_APP.SX.1	1.04	1.39	2.78	5.21	0.74
P4_APP.SX.2	1.01	1.40	2.76	5.17	0.74

P4_APP.SX.3	1.00	1.40	2.76	5.16	0.74
P4_APP.SX.4	1.01	1.40	2.76	5.17	0.74
P4_APP.SX.5	1.04	1.40	2.78	5.22	0.75
P4_APP.DX.1	1.17	1.66	3.40	6.23	0.89
P4_APP.DX.2	1.14	1.66	3.38	6.19	0.88
P4_APP.DX.3	1.14	1.67	3.38	6.18	0.88
P4_APP.DX.4	1.14	1.67	3.38	6.19	0.88
P4_APP.DX.5	1.18	1.66	3.41	6.25	0.89
P5_APP.SX.1	1.13	1.61	2.71	5.45	0.78
P5_APP.SX.2	1.11	1.61	2.70	5.41	0.77
P5_APP.SX.3	1.10	1.61	2.69	5.40	0.77
P5_APP.SX.4	1.11	1.61	2.69	5.41	0.77
P5_APP.SX.5	1.15	1.61	2.71	5.46	0.78
P5_APP.DX.1	1.05	1.44	2.55	5.04	0.72
P5_APP.DX.2	1.03	1.44	2.53	5.01	0.72
P5_APP.DX.3	1.02	1.44	2.54	5.00	0.71
P5_APP.DX.4	1.03	1.44	2.54	5.01	0.72
P5_APP.DX.5	1.06	1.44	2.56	5.06	0.72
P6_APP.SX.1	1.21	1.78	3.34	6.33	0.90
P6_APP.SX.2	1.18	1.78	3.34	6.30	0.90
P6_APP.SX.3	1.17	1.78	3.34	6.29	0.90
P6_APP.SX.4	1.18	1.78	3.34	6.30	0.90
P6_APP.SX.5	1.23	1.78	3.35	6.36	0.91
P6_APP.DX.1	0.98	1.20	1.81	3.99	0.57
P6_APP.DX.2	0.96	1.20	1.80	3.97	0.57
P6_APP.DX.3	0.96	1.20	1.80	3.96	0.57
P6_APP.DX.4	0.96	1.20	1.80	3.97	0.57
P6_APP.DX.5	0.99	1.20	1.82	4.01	0.57
SP.B_APP.1	1.19	1.66	3.78	6.63	0.95
SP.B_APP.2	1.16	1.65	3.77	6.59	0.94
SP.B_APP.3	1.16	1.65	3.77	6.59	0.94
SP.B_APP.4	1.16	1.65	3.78	6.59	0.94
SP.B_APP.5	1.21	1.65	3.79	6.66	0.95

Tab. 51: Calcolo della deformazione totale secondo UNI EN 15129

Le NTC risultano più restrittive rispetto alle norme UNI, come testimonia il fatto che in questo caso la verifica sia soddisfatta per tutti i dispositivi, seppur con margine minimo.

5.7 Risultati delle pile

Dopo aver eseguito le verifiche richieste dalla Normativa in termini di deformazioni dei dispositivi, si esegue un controllo sullo stato delle fibre costituenti le cerniere plastiche delle pile.

SLV	LONGITUDINALE	TRASVERSALE
-----	---------------	-------------

	BASE		TESTA		BASE		TESTA	
	$\epsilon_{s,max}$	$\epsilon_{c,max}$	$\epsilon_{s,max}$	$\epsilon_{c,max}$	$\epsilon_{s,max}$	$\epsilon_{c,max}$	$\epsilon_{s,max}$	$\epsilon_{c,max}$
P1_F1	4.2E-04	4.3E-04	2.1E-04	2.1E-04	4.2E-04	4.3E-04	2.1E-04	2.2E-04
P1_F2	4.2E-04	4.2E-04	2.0E-04	2.1E-04	4.2E-04	4.2E-04	2.0E-04	2.1E-04
P1_F3	4.2E-04	4.2E-04	2.0E-04	2.1E-04	4.2E-04	4.2E-04	2.0E-04	2.1E-04
P1_F4	4.2E-04	4.3E-04	2.1E-04	2.1E-04	4.2E-04	4.3E-04	2.1E-04	2.1E-04
P2_F1	5.7E-04	6.0E-04	3.5E-04	3.6E-04	5.7E-04	6.0E-04	3.6E-04	3.7E-04
P2_F2	5.7E-04	5.9E-04	3.3E-04	3.4E-04	5.7E-04	5.9E-04	3.4E-04	3.5E-04
P2_F3	5.7E-04	5.9E-04	3.4E-04	3.5E-04	5.7E-04	5.9E-04	3.4E-04	3.5E-04
P2_F4	5.7E-04	6.0E-04	3.3E-04	3.4E-04	5.7E-04	6.0E-04	3.4E-04	3.5E-04
P3_F1	6.4E-04	6.7E-04	3.8E-04	4.0E-04	6.5E-04	6.8E-04	4.0E-04	4.1E-04
P3_F2	6.3E-04	6.6E-04	3.7E-04	3.8E-04	6.5E-04	6.8E-04	3.8E-04	4.0E-04
P3_F3	6.3E-04	6.6E-04	3.7E-04	3.9E-04	6.5E-04	6.8E-04	3.9E-04	4.0E-04
P3_F4	6.4E-04	6.7E-04	3.7E-04	3.8E-04	6.5E-04	6.8E-04	3.8E-04	3.9E-04
P4_F1	6.9E-04	7.3E-04	4.3E-04	4.5E-04	7.1E-04	7.6E-04	4.4E-04	4.6E-04
P4_F2	6.8E-04	7.3E-04	4.2E-04	4.4E-04	7.4E-04	7.6E-04	4.4E-04	4.5E-04
P4_F3	6.9E-04	7.3E-04	4.3E-04	4.4E-04	7.5E-04	7.6E-04	4.4E-04	4.5E-04
P4_F4	6.9E-04	7.4E-04	4.0E-04	4.1E-04	7.3E-04	7.7E-04	4.1E-04	4.3E-04
P5_F1	6.8E-04	7.3E-04	4.4E-04	4.6E-04	7.0E-04	7.5E-04	4.5E-04	4.6E-04
P5_F2	6.7E-04	7.2E-04	4.2E-04	4.4E-04	7.0E-04	7.4E-04	4.4E-04	4.5E-04
P5_F3	6.8E-04	7.3E-04	4.3E-04	4.5E-04	7.2E-04	7.5E-04	4.5E-04	4.6E-04
P5_F4	6.9E-04	7.3E-04	4.1E-04	4.2E-04	7.1E-04	7.6E-04	4.2E-04	4.4E-04
P6_F1	5.4E-04	5.7E-04	4.2E-04	4.3E-04	5.3E-04	5.6E-04	4.3E-04	4.4E-04
P6_F2	5.2E-04	5.6E-04	4.1E-04	4.2E-04	5.2E-04	5.6E-04	4.2E-04	4.4E-04
P6_F3	5.2E-04	5.5E-04	4.1E-04	4.3E-04	5.2E-04	5.6E-04	4.2E-04	4.4E-04
P6_F4	5.3E-04	5.6E-04	3.9E-04	4.0E-04	5.3E-04	5.6E-04	4.0E-04	4.2E-04

Tab. 52: Deformazioni massime di ciascuna pila nella struttura isolata allo SLV

SLC	LONGITUDINALE				TRASVERSALE			
	BASE		TESTA		BASE		TESTA	
	$\epsilon_{s,max}$	$\epsilon_{c,max}$	$\epsilon_{s,max}$	$\epsilon_{c,max}$	$\epsilon_{s,max}$	$\epsilon_{c,max}$	$\epsilon_{s,max}$	$\epsilon_{c,max}$
P1_F1	5.8E-04	8.4E-04	2.4E-04	2.4E-04	6.0E-04	6.2E-04	2.4E-04	2.5E-04
P1_F2	5.8E-04	6.0E-04	2.4E-04	2.5E-04	5.9E-04	6.1E-04	2.4E-04	2.6E-04
P1_F3	5.7E-04	5.9E-04	2.3E-04	2.4E-04	5.8E-04	6.0E-04	2.4E-04	2.5E-04
P1_F4	5.7E-04	5.9E-04	2.4E-04	2.6E-04	5.8E-04	6.0E-04	2.5E-04	2.6E-04
P2_F1	8.8E-04	8.4E-04	4.3E-04	4.4E-04	9.5E-04	8.7E-04	4.4E-04	4.5E-04
P2_F2	9.0E-04	8.3E-04	4.2E-04	4.3E-04	9.7E-04	8.6E-04	4.3E-04	4.4E-04
P2_F3	8.8E-04	8.2E-04	4.2E-04	4.4E-04	9.5E-04	8.5E-04	4.4E-04	4.5E-04
P2_F4	8.5E-04	8.2E-04	4.1E-04	4.3E-04	9.2E-04	8.5E-04	4.2E-04	4.4E-04
P3_F1	1.2E-03	1.0E-03	4.6E-04	4.8E-04	1.4E-03	1.0E-03	4.7E-04	4.9E-04
P3_F2	1.2E-03	9.9E-04	4.6E-04	4.8E-04	1.4E-03	1.0E-03	4.7E-04	5.0E-04
P3_F3	1.2E-03	1.0E-03	4.6E-04	4.8E-04	1.4E-03	1.1E-03	4.7E-04	4.9E-04
P3_F4	1.2E-03	1.0E-03	4.6E-04	4.8E-04	1.4E-03	1.1E-03	4.7E-04	4.9E-04
P4_F1	1.5E-03	1.1E-03	5.0E-04	5.2E-04	1.7E-03	1.2E-03	5.2E-04	5.4E-04

P4_F2	1.5E-03	1.1E-03	5.0E-04	5.2E-04	1.8E-03	1.2E-03	5.2E-04	5.4E-04
P4_F3	1.5E-03	1.1E-03	5.0E-04	5.2E-04	1.8E-03	1.2E-03	5.2E-04	5.4E-04
P4_F4	1.5E-03	1.1E-03	5.0E-04	5.2E-04	1.7E-03	1.2E-03	5.1E-04	5.3E-04
P5_F1	1.5E-03	1.1E-03	5.1E-04	5.3E-04	1.7E-03	1.2E-03	5.2E-04	5.4E-04
P5_F2	1.5E-03	1.1E-03	5.2E-04	5.4E-04	1.7E-03	1.2E-03	5.4E-04	5.6E-04
P5_F3	1.5E-03	1.1E-03	5.1E-04	5.3E-04	1.7E-03	1.2E-03	5.4E-04	5.6E-04
P5_F4	1.5E-03	1.1E-03	5.1E-04	5.3E-04	1.7E-03	1.2E-03	5.2E-04	5.5E-04
P6_F1	8.8E-04	8.4E-04	4.8E-04	4.9E-04	9.8E-04	8.8E-04	4.9E-04	5.1E-04
P6_F2	8.8E-04	8.3E-04	4.9E-04	5.1E-04	9.8E-04	8.8E-04	5.0E-04	5.2E-04
P6_F3	8.8E-04	8.3E-04	4.8E-04	5.1E-04	9.8E-04	8.8E-04	5.0E-04	5.2E-04
P6_F4	8.3E-04	8.4E-04	4.9E-04	5.1E-04	9.0E-04	8.7E-04	5.0E-04	5.2E-04

Tab. 53: Deformazioni massime di ciascuna pila nella struttura isolata allo SLC

Nel seguito si riporta il legame costitutivo della cerniera di base di un fusto per ciascuna pila, allo SLV e allo SLC, facendo il confronto tra la struttura isolata e nello stato di fatto.

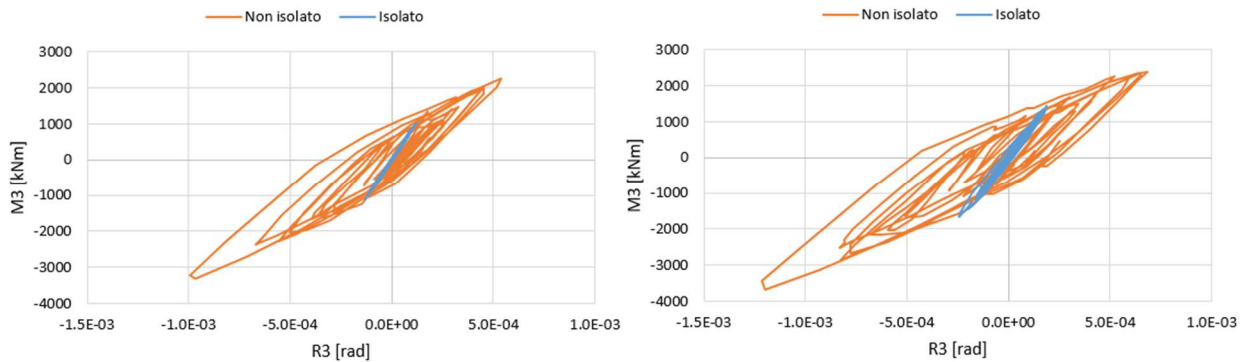


Fig. 96: Cicli della cerniera di base della pila P1_F1 per l'acc. NL_SLV_1 (a sinistra) e NL_SLC_1 (a destra)

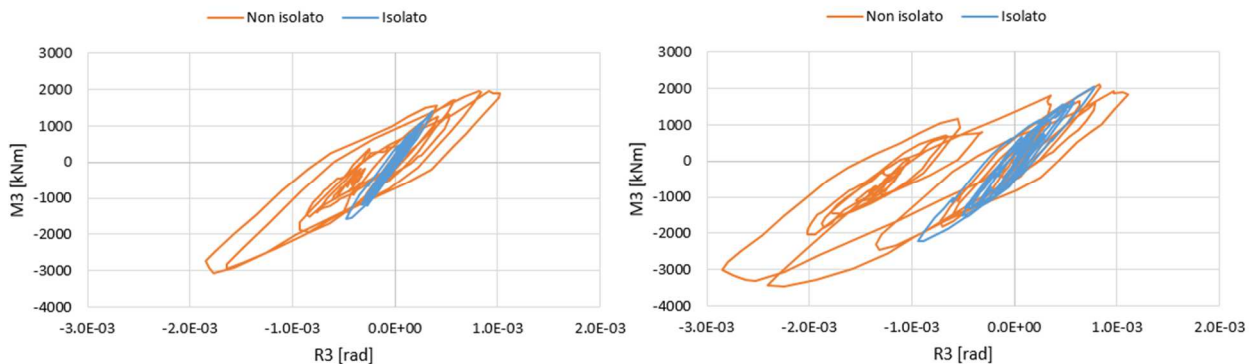


Fig. 97: Cicli della cerniera di base della pila P2_F2 per l'acc. NL_SLV_1 (a sinistra) e NL_SLC_1 (a destra)

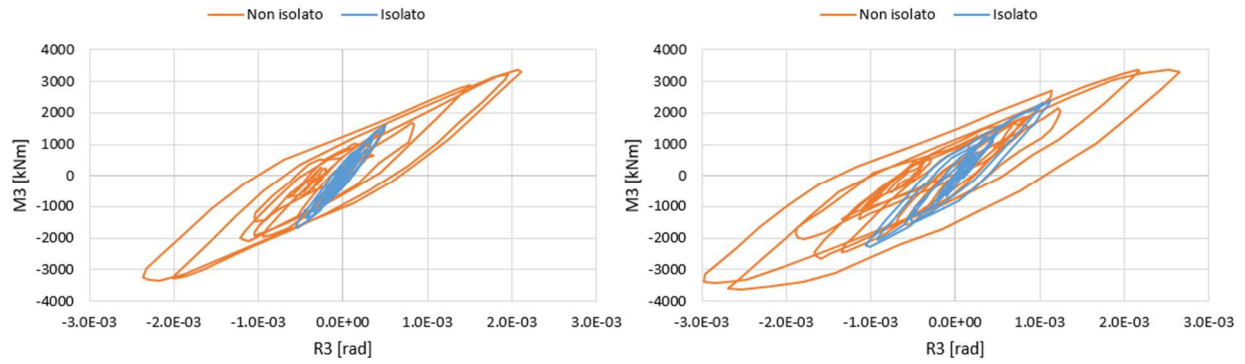


Fig. 98: Cicli della cerniera di base della pila P3_F2 per l'acc. NL_SLV_1 (a sinistra) e NL_SLC_1 (a destra)

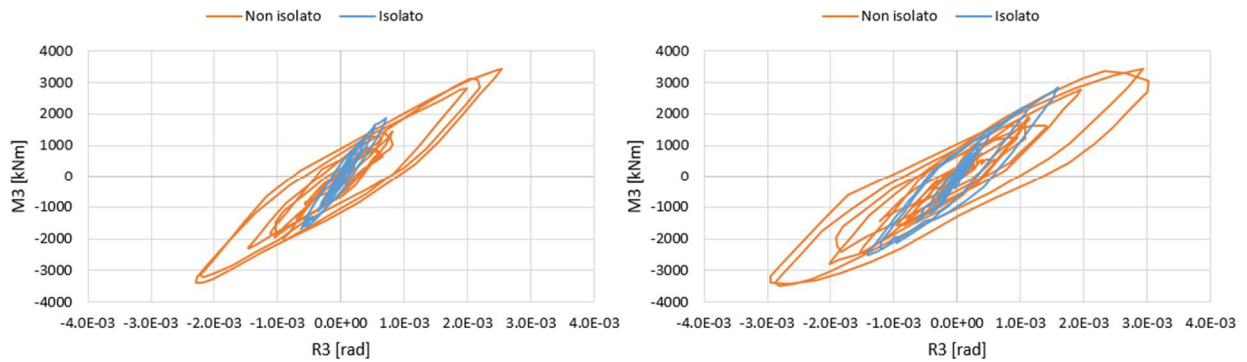


Fig. 99: Cicli della cerniera di base della pila P4_F4 per l'acc. NL_SLV_1 (a sinistra) e NL_SLC_1 (a destra)

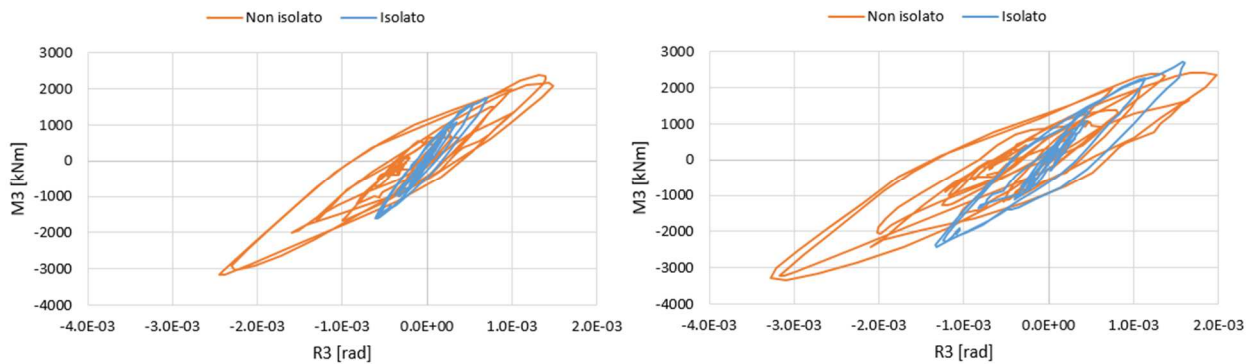


Fig. 100: Cicli della cerniera di base della pila P5_F1 per l'acc. NL_SLV_1 (a sinistra) e NL_SLC_1 (a destra)

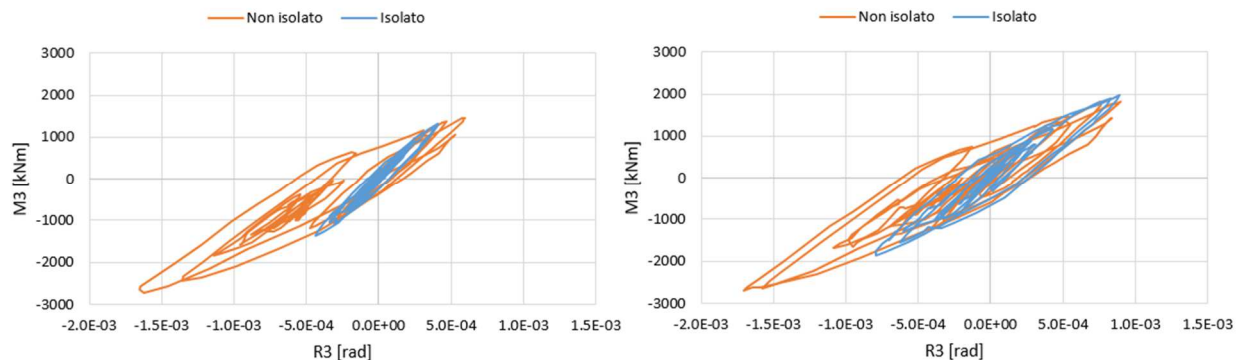


Fig. 101: Cicli della cerniera di base della pila P6_F3 per l'acc. NL_SLV_1 (a sinistra) e NL_SLC_1 (a destra)

Allo Stato Limite di salvaguardia della Vita c'è una differenza evidente. Nella configurazione attuale le pile tendono a plasticizzarsi mentre a seguito dell'inserimento degli isolatori rimangono praticamente tutte in campo elastico, ad eccezione della pila numero 5 nella quale si può notare un accenno di plasticizzazione, comunque limitato.

Allo Stato Limite di Collasso invece l'unica pila che si mantiene in campo sostanzialmente elastico è la numero 1 (che sappiamo essere la più tozza), in tutte le altre la plasticizzazione è evidente ma comunque più contenuta rispetto a quanto accade nella soluzione priva di isolamento.

Realizzando un isolamento un po' più spinto ed aumentando il periodo della struttura fino a 3,5 – 4,0 s si potrebbe arrivare a proteggere le pile fino allo SLC, tuttavia essendo riusciti a rimanere in campo sostanzialmente elastico per lo SLV, si può ritenere raggiunto l'obiettivo di adeguamento che ci si era prefissati.

Per avere un quadro più completo e comprendere in modo più chiaro il reale miglioramento si calcolano i rapporti tra la deformazione massima di ciascuna pila valutata nel modello isolato e la rispettiva deformazione della struttura non isolata.

SLV	LONGITUDINALE				TRASVERSALE			
	BASE		TESTA		BASE		TESTA	
	$\epsilon_{s,max}$	$\epsilon_{c,max}$	$\epsilon_{s,max}$	$\epsilon_{c,max}$	$\epsilon_{s,max}$	$\epsilon_{c,max}$	$\epsilon_{s,max}$	$\epsilon_{c,max}$
P1_F1	0.26	0.38	0.41	0.41	0.23	0.35	0.40	0.40
P1_F2	0.28	0.39	0.36	0.35	0.24	0.37	0.36	0.35
P1_F3	0.28	0.39	0.36	0.35	0.25	0.38	0.36	0.35
P1_F4	0.27	0.39	0.40	0.39	0.24	0.36	0.41	0.39
P2_F1	0.30	0.54	0.30	0.43	0.25	0.49	0.27	0.41
P2_F2	0.30	0.51	0.32	0.39	0.26	0.46	0.29	0.38
P2_F3	0.30	0.49	0.32	0.40	0.25	0.45	0.29	0.39
P2_F4	0.32	0.46	0.30	0.42	0.27	0.42	0.27	0.40
P3_F1	0.23	0.45	0.29	0.42	0.18	0.40	0.26	0.40
P3_F2	0.24	0.43	0.30	0.40	0.19	0.40	0.27	0.38

P3_F3	0.23	0.42	0.29	0.40	0.18	0.39	0.27	0.39
P3_F4	0.25	0.40	0.26	0.42	0.20	0.37	0.24	0.40
P4_F1	0.21	0.50	0.19	0.34	0.14	0.45	0.17	0.33
P4_F2	0.23	0.47	0.20	0.34	0.16	0.44	0.18	0.33
P4_F3	0.24	0.46	0.20	0.35	0.17	0.43	0.18	0.33
P4_F4	0.24	0.44	0.18	0.31	0.17	0.42	0.16	0.30
P5_F1	0.29	0.52	0.21	0.39	0.20	0.48	0.19	0.36
P5_F2	0.29	0.52	0.22	0.37	0.22	0.47	0.19	0.35
P5_F3	0.30	0.55	0.23	0.38	0.24	0.49	0.20	0.35
P5_F4	0.32	0.52	0.21	0.35	0.24	0.47	0.19	0.33
P6_F1	0.43	0.60	0.47	0.61	0.35	0.56	0.38	0.56
P6_F2	0.46	0.61	0.51	0.56	0.39	0.55	0.42	0.52
P6_F3	0.47	0.62	0.52	0.56	0.39	0.56	0.44	0.51
P6_F4	0.49	0.59	0.49	0.53	0.40	0.54	0.43	0.49

Tab. 54: Rapporto tra deformazioni massime allo SLV nella struttura isolata ed esistente

SLC	LONGITUDINALE				TRASVERSALE			
	BASE		TESTA		BASE		TESTA	
	$\epsilon_{s,max}$	$\epsilon_{c,max}$	$\epsilon_{s,max}$	$\epsilon_{c,max}$	$\epsilon_{s,max}$	$\epsilon_{c,max}$	$\epsilon_{s,max}$	$\epsilon_{c,max}$
P1_F1	0.29	0.77	0.28	0.36	0.26	0.44	0.27	0.36
P1_F2	0.30	0.47	0.31	0.33	0.28	0.46	0.31	0.33
P1_F3	0.30	0.46	0.29	0.33	0.28	0.44	0.28	0.33
P1_F4	0.28	0.44	0.37	0.39	0.25	0.41	0.36	0.38
P2_F1	0.38	0.63	0.24	0.41	0.33	0.59	0.23	0.40
P2_F2	0.40	0.62	0.26	0.40	0.35	0.60	0.24	0.40
P2_F3	0.39	0.64	0.26	0.40	0.33	0.59	0.25	0.39
P2_F4	0.38	0.60	0.24	0.41	0.32	0.58	0.22	0.40
P3_F1	0.33	0.60	0.23	0.39	0.24	0.55	0.21	0.37
P3_F2	0.35	0.59	0.24	0.41	0.26	0.55	0.23	0.40
P3_F3	0.35	0.58	0.24	0.41	0.25	0.53	0.23	0.40
P3_F4	0.36	0.54	0.23	0.40	0.27	0.49	0.21	0.39
P4_F1	0.33	0.71	0.15	0.32	0.24	0.64	0.13	0.32
P4_F2	0.36	0.68	0.16	0.34	0.26	0.62	0.15	0.33
P4_F3	0.35	0.67	0.17	0.34	0.25	0.60	0.15	0.33
P4_F4	0.36	0.62	0.15	0.34	0.27	0.55	0.14	0.32
P5_F1	0.43	0.70	0.18	0.39	0.31	0.70	0.15	0.36
P5_F2	0.47	0.73	0.20	0.38	0.34	0.67	0.18	0.36
P5_F3	0.48	0.72	0.20	0.38	0.34	0.70	0.18	0.37
P5_F4	0.48	0.67	0.19	0.36	0.36	0.66	0.16	0.35
P6_F1	0.54	0.77	0.35	0.54	0.49	0.75	0.30	0.51
P6_F2	0.59	0.79	0.38	0.53	0.54	0.76	0.33	0.50
P6_F3	0.58	0.79	0.39	0.52	0.53	0.74	0.34	0.49
P6_F4	0.56	0.75	0.40	0.52	0.52	0.69	0.35	0.48

Tab. 55: Rapporto tra deformazioni massime allo SLC nella struttura isolata ed esistente

Tali risultati sono riportati anche in forma grafica nell'Appendice I. Complessivamente si registra una riduzione delle deformazioni (e di conseguenza delle sollecitazioni) importante, che varia tra il 40% e l'80%. Il valore più alto viene raggiunto nei fusti 2 e 3 della pila numero 4 ed è pari a $\varepsilon_s = 1,8\%$.

Si esegue un controllo anche in merito alle azioni di taglio agenti su ciascun fusto.

Pila	Non isolato		Isolato		Rapporto	
	V _{Ed,l}	V _{Ed,t}	V _{Ed,l}	V _{Ed,t}	V _{Ed,l}	V _{Ed,t}
[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
P1_F1	464.6	564.4	194.9	209.5	0.42	0.37
P1_F2	388.5	634.0	194.2	219.9	0.50	0.35
P1_F3	366.7	625.7	193.6	219.0	0.53	0.35
P1_F4	463.2	582.5	194.4	208.1	0.42	0.36
P2_F1	259.1	479.6	151.9	254.3	0.59	0.53
P2_F2	246.9	493.5	151.9	265.4	0.62	0.54
P2_F3	253.0	491.4	152.3	266.0	0.60	0.54
P2_F4	265.7	479.6	152.7	258.7	0.57	0.54
P3_F1	307.5	487.1	163.4	265.9	0.53	0.55
P3_F2	284.6	488.5	163.9	275.6	0.58	0.56
P3_F3	295.6	487.6	164.5	275.8	0.56	0.57
P3_F4	328.5	472.0	165.5	267.2	0.50	0.57
P4_F1	266.8	559.4	154.3	258.9	0.58	0.46
P4_F2	262.4	551.8	155.2	266.6	0.59	0.48
P4_F3	266.6	555.2	155.9	266.8	0.58	0.48
P4_F4	275.0	577.1	156.7	260.0	0.57	0.45
P5_F1	231.6	514.6	147.3	253.4	0.64	0.49
P5_F2	223.7	516.0	149.0	261.3	0.67	0.51
P5_F3	225.0	517.3	150.5	261.7	0.67	0.51
P5_F4	236.3	531.2	152.0	255.2	0.64	0.48
P6_F1	188.5	381.2	126.8	254.6	0.67	0.67
P6_F2	184.6	390.6	126.7	262.7	0.69	0.67
P6_F3	191.1	391.5	126.9	262.8	0.66	0.67
P6_F4	208.7	385.6	127.2	256.0	0.61	0.66

Fig. 102: Confronto dei tagli agenti sulla struttura con e senza isolamento allo SLV

Pila	Non isolato		Isolato		Rapporto	
	V _{Ed,l}	V _{Ed,t}	V _{Ed,l}	V _{Ed,t}	V _{Ed,l}	V _{Ed,t}
[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
P1_F1	522.4	681.4	268.3	274.3	0.51	0.40
P1_F2	427.0	761.8	266.0	295.0	0.62	0.39
P1_F3	414.0	752.6	263.7	294.7	0.64	0.39
P1_F4	540.4	714.5	262.8	273.1	0.49	0.38
P2_F1	290.8	586.4	221.5	316.8	0.76	0.54

P2_F2	273.9	591.6	220.1	330.1	0.80	0.56
P2_F3	281.6	588.6	218.6	330.7	0.78	0.56
P2_F4	299.3	572.9	219.8	320.2	0.73	0.56
P3_F1	323.5	578.4	235.7	334.4	0.73	0.58
P3_F2	301.3	582.1	236.5	346.4	0.78	0.60
P3_F3	316.6	579.4	238.0	346.6	0.75	0.60
P3_F4	353.2	570.9	239.6	335.6	0.68	0.59
P4_F1	288.8	622.9	232.0	318.9	0.80	0.51
P4_F2	286.7	607.8	231.7	329.0	0.81	0.54
P4_F3	286.7	609.6	232.3	329.3	0.81	0.54
P4_F4	294.5	632.2	233.3	321.2	0.79	0.51
P5_F1	254.2	588.3	218.2	321.8	0.86	0.55
P5_F2	239.6	578.4	219.6	331.5	0.92	0.57
P5_F3	240.9	579.6	221.0	331.6	0.92	0.57
P5_F4	256.1	598.8	222.8	322.7	0.87	0.54
P6_F1	206.7	460.6	176.3	326.6	0.85	0.71
P6_F2	197.2	477.5	176.5	336.1	0.90	0.70
P6_F3	201.8	475.9	177.9	335.9	0.88	0.71
P6_F4	224.5	468.5	180.1	325.6	0.80	0.70

Fig. 103: Confronto dei tagli sulla struttura con e senza isolamento allo SLC

Il rapporto nelle colonne di destra è calcolato tra il taglio derivante dall'analisi della struttura isolata ed il relativo valore della struttura priva di isolamento. Il miglioramento è evidente ed in particolare si osserva che la riduzione maggiore, che arriva anche nell'ordine del 50-60%, si ha proprio nella pila numero 1, la più tozza e quindi quella in cui si potrebbero avere maggiori problemi di taglio

Nel seguito si riporta anche un confronto grafico di tali sollecitazioni.

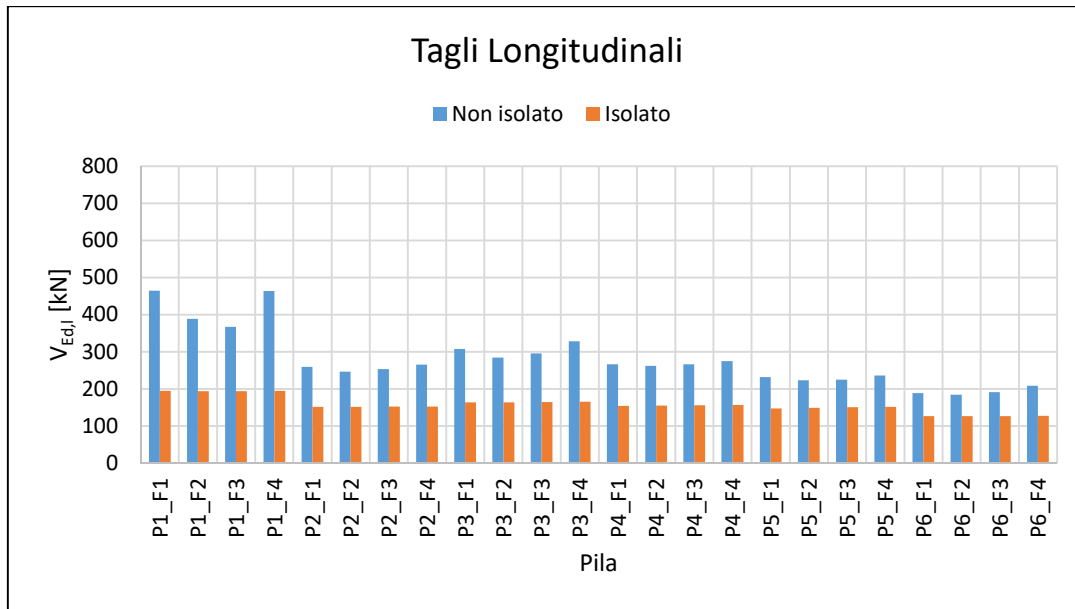


Fig. 104: Confronto dei tagli in direzione longitudinale sulla struttura con e senza isolamento allo SLV

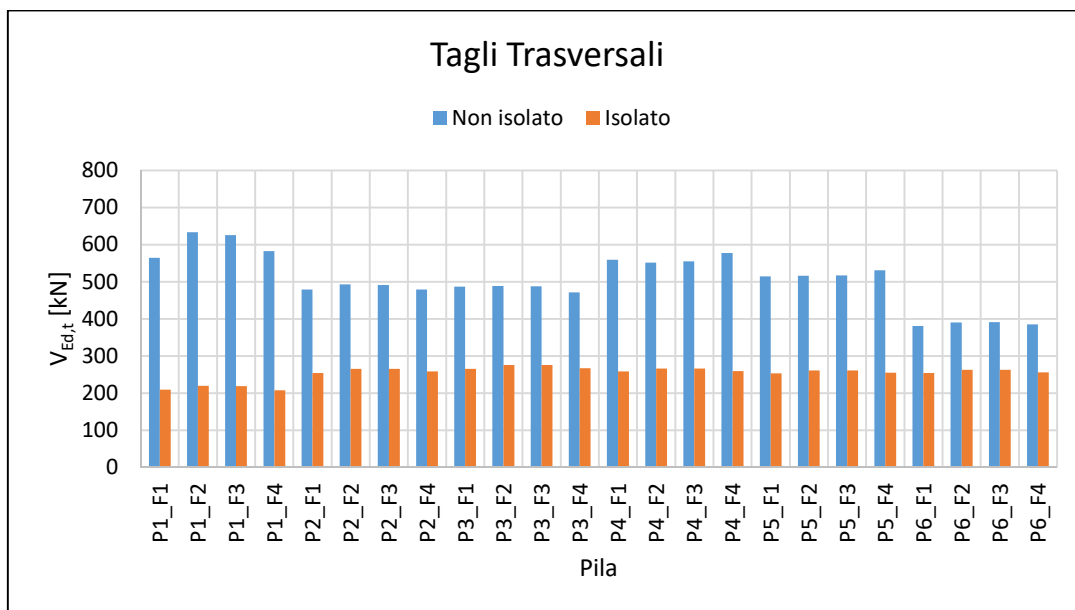


Fig. 105: Confronto dei tagli in direzione trasversale sulla struttura con e senza isolamento allo SLV

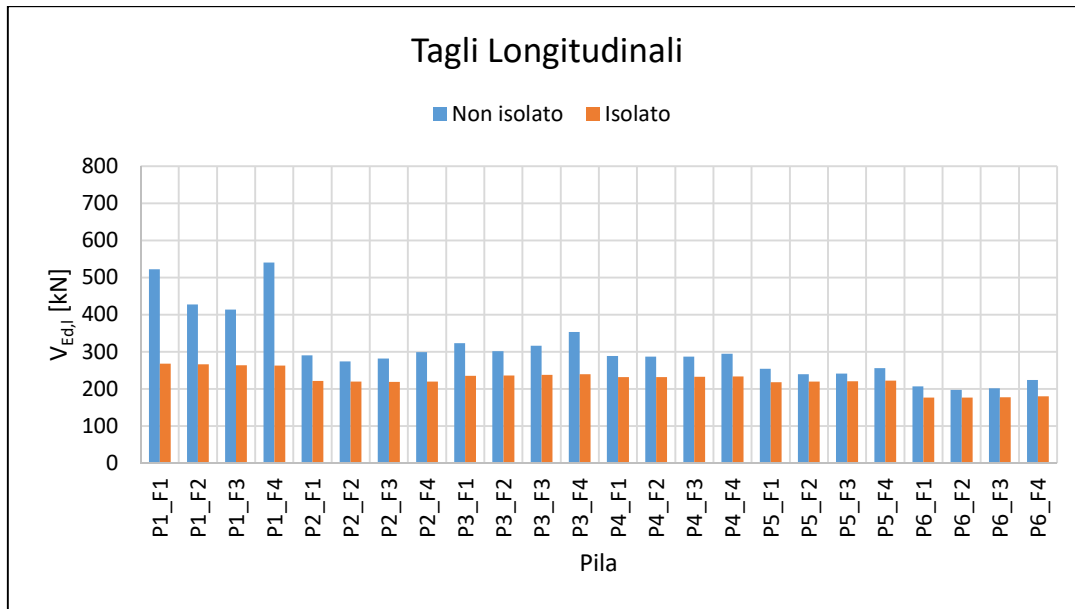


Fig. 106: Confronto dei tagli in direzione longitudinale sulla struttura con e senza isolamento all SLC

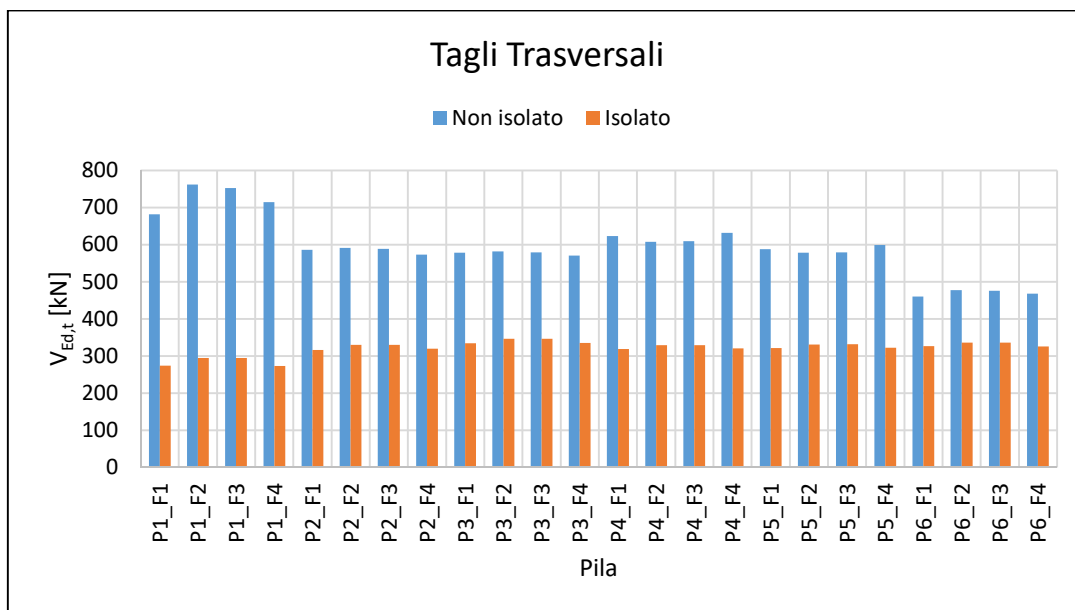


Fig. 107: Confronto dei tagli in direzione trasversale sulla struttura con e senza isolamento allo SLC

5.8 Variazione dei parametri dell'analisi

Raggiunto l'obiettivo prefissato sono state ripetute le analisi sulla struttura apportando delle modifiche al modello al fine di valutare l'influenza di determinati parametri quali la presenza di sisma verticale, la modalità di definizione dello smorzamento viscoso e l'effettiva rigidità rotazionale degli isolatori.

5.8.1 Effetto del sisma verticale

Per ciascuna storia temporale è stata rimossa la componente verticale del sisma, tenendo conto delle sole componenti di accelerazione orizzontale (mantenendo la definizione corretta dello smorzamento). Si riportano dapprima alcuni cicli isteretici messi a confronto ed in seguito, in forma tabellare, i valori di spostamento e sollecitazione massimi.

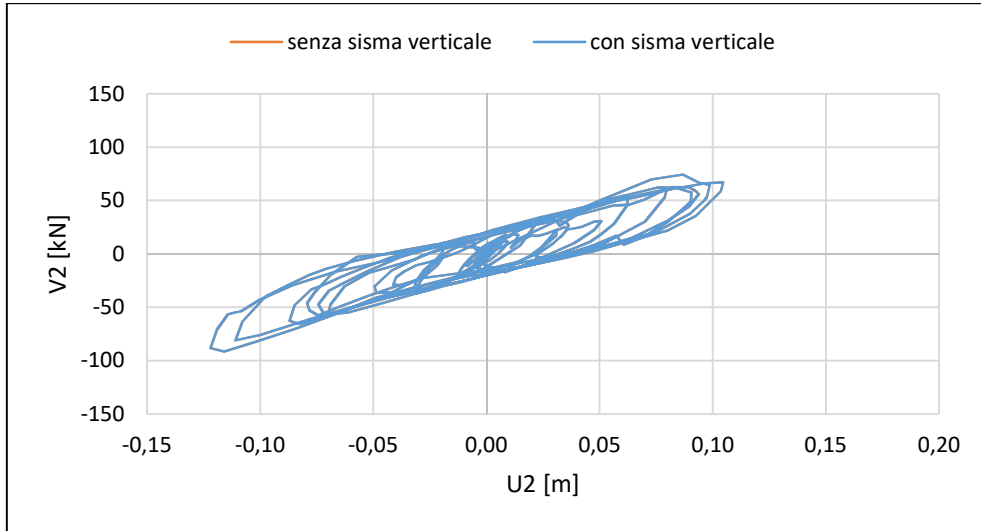


Fig. 108: Confronto dei cicli isteretici in direzione long. dell'appoggio "SP.A_APP.1" per l'acc. NL_SLC_1

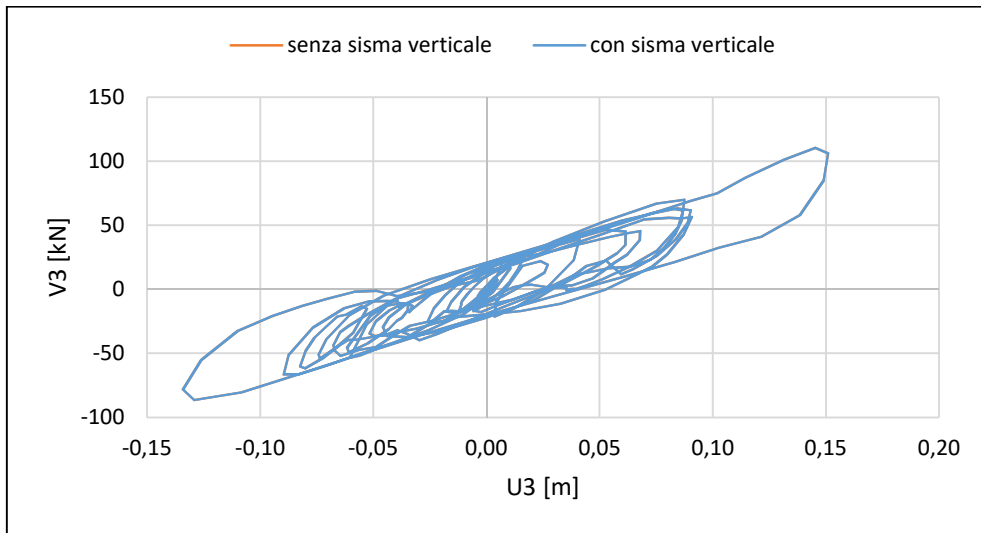


Fig. 109: Confronto dei cicli isteretici in direzione trasv. dell'appoggio "SP.A_APP.1" per l'acc. NL_SLC_1

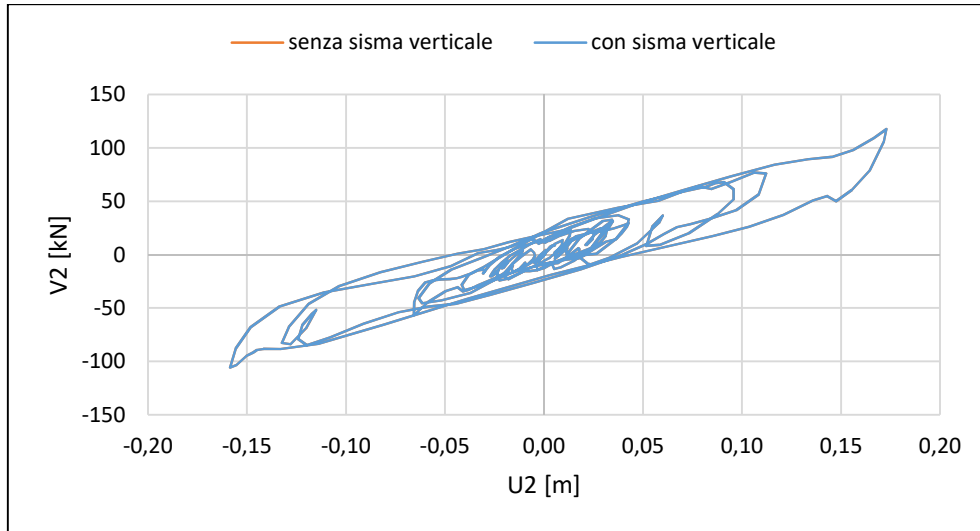


Fig. 110: Confronto dei cicli isteretici in direzione long. dell'appoggio "P3_APP.DX.2" per l'acc. NL_SLC_1

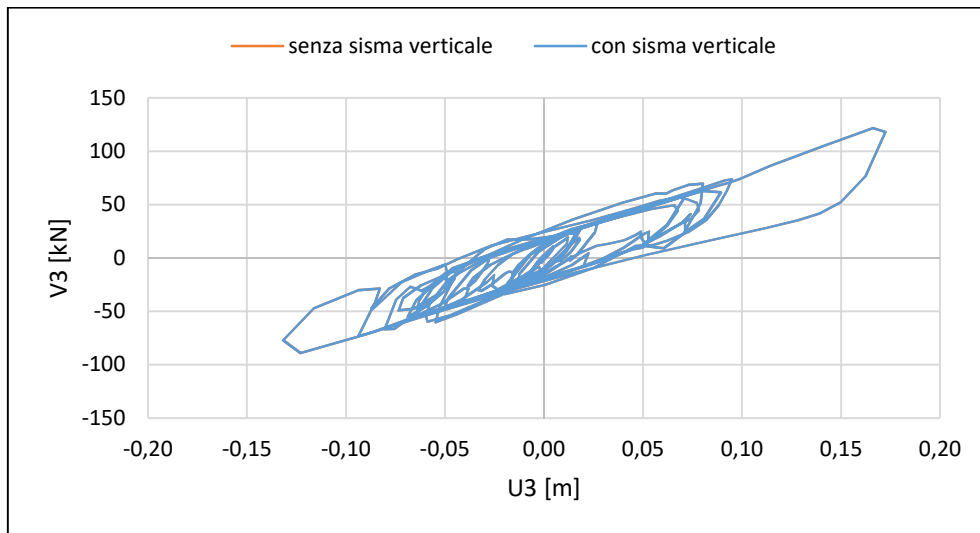


Fig. 111: Confronto dei cicli isteretici in direzione trasv. dell'appoggio "P3_APP.DX.2" per l'acc. NL_SLC_1

Nella tabella seguente è calcolato il rapporto tra il massimo spostamento (o sollecitazione) misurato nel modello in assenza di sisma verticale ed il rispettivo valore nel modello in cui si tiene conto anche di questa componente.

	U_{Ed}	V_{Ed}	N_{Ed}	ΔU_{Ed}	ΔV_{Ed}	ΔN_{Ed}
	[m]	[kN]	[kN]	[-]	[-]	[-]
SP.A_APP.1	0.159	109.8	799.0	1.00	1.00	0.91
SP.A_APP.2	0.159	109.8	779.3	1.00	1.00	0.91
SP.A_APP.3	0.159	109.7	780.8	1.00	1.00	0.91
SP.A_APP.4	0.159	109.7	776.7	1.00	1.00	0.91
SP.A_APP.5	0.159	109.7	801.9	1.00	1.00	0.91
P1_APP.SX.1	0.144	100.7	815.7	1.00	1.00	0.91

P1_APP.SX.2	0.145	100.8	776.3	1.00	1.00	0.91
P1_APP.SX.3	0.145	100.8	769.7	1.00	1.00	0.91
P1_APP.SX.4	0.145	100.7	772.5	1.00	1.00	0.91
P1_APP.SX.5	0.144	100.6	821.4	1.00	1.00	0.91
P1_APP.DX.1	0.163	113.1	826.9	1.00	1.00	0.95
P1_APP.DX.2	0.163	113.1	785.5	1.00	1.00	0.95
P1_APP.DX.3	0.163	113.0	779.8	1.00	1.00	0.95
P1_APP.DX.4	0.163	113.0	783.7	1.00	1.00	0.95
P1_APP.DX.5	0.163	113.0	832.6	1.00	1.00	0.95
P2_APP.SX.1	0.132	94.1	824.0	1.00	1.00	0.95
P2_APP.SX.2	0.133	94.2	783.3	1.00	1.00	0.95
P2_APP.SX.3	0.133	94.2	776.2	1.00	1.00	0.95
P2_APP.SX.4	0.133	94.2	778.9	1.00	1.00	0.94
P2_APP.SX.5	0.132	94.1	830.1	1.00	1.00	0.95
P2_APP.DX.1	0.162	116.3	799.2	1.00	1.00	0.89
P2_APP.DX.2	0.162	116.4	750.1	1.00	1.00	0.88
P2_APP.DX.3	0.163	116.6	745.1	1.00	1.00	0.88
P2_APP.DX.4	0.163	116.7	749.4	1.00	1.00	0.89
P2_APP.DX.5	0.162	116.8	801.7	1.00	1.00	0.89
P3_APP.SX.1	0.141	100.6	794.3	1.00	1.00	0.90
P3_APP.SX.2	0.141	100.8	748.8	1.00	1.00	0.89
P3_APP.SX.3	0.141	100.9	742.4	1.00	1.00	0.89
P3_APP.SX.4	0.141	100.9	746.3	1.00	1.00	0.89
P3_APP.SX.5	0.141	100.9	798.7	1.00	1.00	0.90
P3_APP.DX.1	0.175	124.2	798.6	1.00	1.00	0.89
P3_APP.DX.2	0.175	124.2	749.2	1.00	1.00	0.88
P3_APP.DX.3	0.175	124.1	743.8	1.00	1.00	0.88
P3_APP.DX.4	0.175	123.9	749.0	1.00	1.00	0.88
P3_APP.DX.5	0.175	123.9	802.5	1.00	1.00	0.89
P4_APP.SX.1	0.142	102.6	793.4	1.00	1.00	0.90
P4_APP.SX.2	0.142	102.7	747.5	1.00	1.00	0.89
P4_APP.SX.3	0.142	102.8	740.9	1.00	1.00	0.89
P4_APP.SX.4	0.142	102.8	744.4	1.00	1.00	0.89
P4_APP.SX.5	0.142	102.7	798.9	1.00	1.00	0.90
P4_APP.DX.1	0.168	120.1	793.3	1.00	1.00	0.89
P4_APP.DX.2	0.168	120.1	745.1	1.00	1.00	0.88
P4_APP.DX.3	0.168	120.2	740.1	1.00	1.00	0.88
P4_APP.DX.4	0.168	120.2	745.9	1.00	1.00	0.88
P4_APP.DX.5	0.168	120.1	801.7	1.00	1.00	0.89
P5_APP.SX.1	0.164	116.8	791.8	1.00	1.00	0.90
P5_APP.SX.2	0.164	116.9	745.2	1.00	1.00	0.89
P5_APP.SX.3	0.164	116.9	738.8	1.00	1.00	0.89
P5_APP.SX.4	0.164	116.9	743.5	1.00	1.00	0.89
P5_APP.SX.5	0.164	116.9	799.2	1.00	1.00	0.90

P5_APP.DX.1	0.144	102.4	792.0	1.00	1.00	0.89
P5_APP.DX.2	0.144	102.4	744.4	1.00	1.00	0.88
P5_APP.DX.3	0.144	102.4	739.3	1.00	1.00	0.88
P5_APP.DX.4	0.144	102.2	744.9	1.00	1.00	0.88
P5_APP.DX.5	0.144	102.0	800.6	1.00	1.00	0.89
P6_APP.SX.1	0.178	126.3	791.4	1.00	1.00	0.90
P6_APP.SX.2	0.178	126.3	746.4	1.00	1.00	0.89
P6_APP.SX.3	0.178	126.4	740.9	1.00	1.00	0.89
P6_APP.SX.4	0.178	126.5	745.5	1.00	1.00	0.89
P6_APP.SX.5	0.178	126.5	800.5	1.00	1.00	0.90
P6_APP.DX.1	0.122	90.2	804.5	1.00	1.00	0.88
P6_APP.DX.2	0.123	90.2	760.0	1.00	1.00	0.88
P6_APP.DX.3	0.123	90.3	755.8	1.00	1.00	0.88
P6_APP.DX.4	0.123	90.2	761.9	1.00	1.00	0.88
P6_APP.DX.5	0.122	90.0	813.3	1.00	1.00	0.88
SP.B_APP.1	0.170	117.2	778.4	1.00	1.00	0.88
SP.B_APP.2	0.170	117.1	760.6	1.00	1.00	0.88
SP.B_APP.3	0.170	117.0	763.7	1.00	1.00	0.88
SP.B_APP.4	0.170	116.9	761.7	1.00	1.00	0.88
SP.B_APP.5	0.170	116.9	787.7	1.00	1.00	0.88

Tab. 56: Risultati dell'analisi in assenza di sisma verticale (a sinistra) e confronto (a destra)

In merito a spostamenti e tagli il rapporto è unitario ed anche i cicli isteretici risultano perfettamente sovrapponibili ciò significa che il sisma verticale non ha alcun effetto sul comportamento a taglio dell'isolatore, coerentemente con quanto detto al §5.5.1 in merito alle proprietà del DHI Model. Invece, com'era prevedibile, non considerando l'accelerazione verticale la massima compressione sull'appoggio viene sottostimata, in un range compreso tra il 5 e il 12%, il che potrebbe risultare significativo in termini della verifica al massimo carico critico.

5.8.2 Effetto dello smorzamento

Si tratta il ponte isolato come una struttura "classicamente smorzata" pertanto si segue l'approccio alla Rayleigh, si definiscono i coefficienti a_0 e a_1 (calcolati al §5.5.4) e si assegnano all'interno di ciascuna storia temporale. Si riportano dapprima alcuni cicli isteretici messi a confronto ed in seguito, in forma tabellare, i valori di spostamento e sollecitazione massimi.

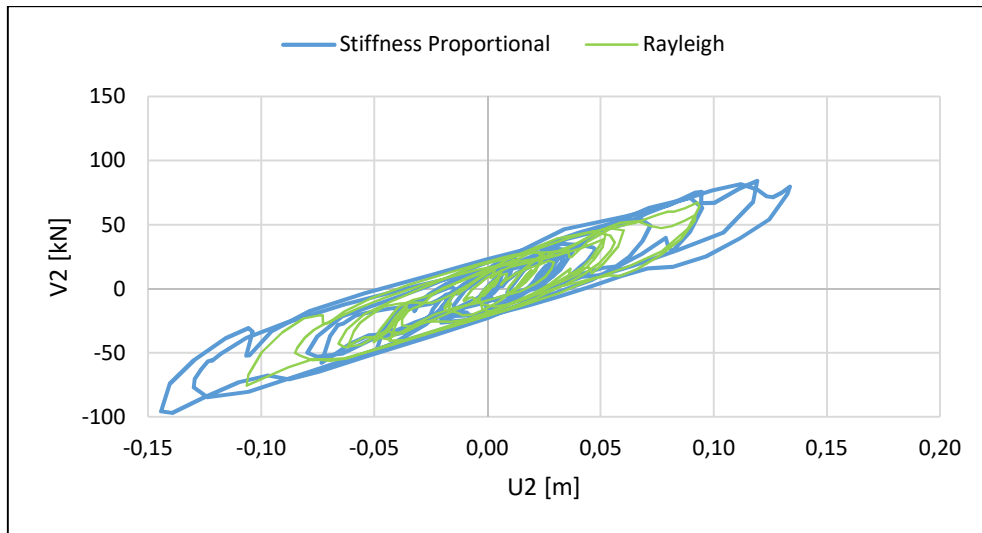


Fig. 112: Confronto dei cicli isteretici in direzione long. dell'appoggio "P2_APP.DX.2" per l'acc. NL_SLC_1

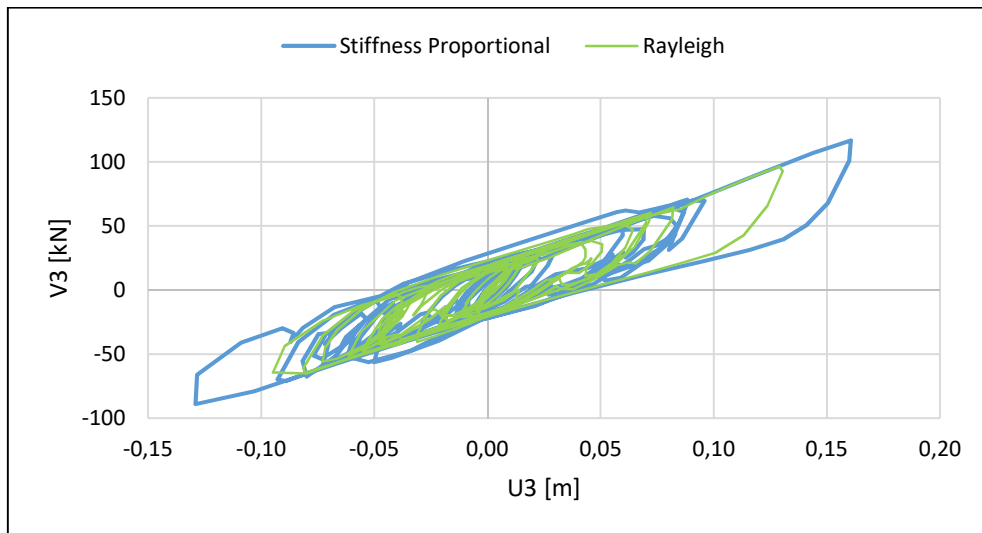


Fig. 113: Confronto dei cicli isteretici in direzione trasv. dell'appoggio "P2_APP.DX.2" per l'acc. NL_SLC_1

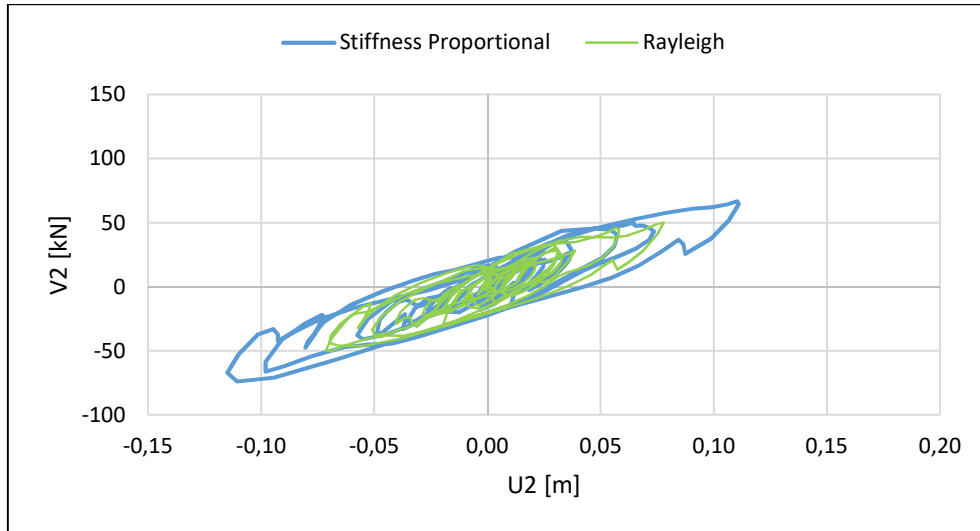


Fig. 114: Confronto dei cicli isteretici in direzione long. dell'appoggio "P4_APP.SX.4" per l'acc. NL_SLC_1

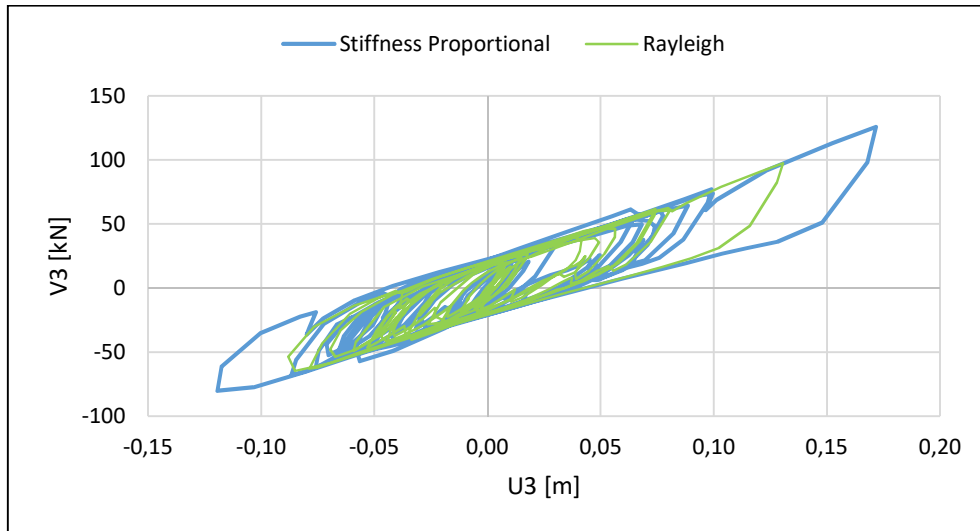


Fig. 115: Confronto dei cicli isteretici in direzione trasv. dell'appoggio "P4_APP.SX.4" per l'acc. NL_SLC_1

Nella tabella seguente è calcolato il rapporto tra il massimo spostamento (o sollecitazione) misurato nel modello in cui lo smorzamento è definito alla Rayleigh ed il rispettivo valore nel modello in cui si è applicata la procedura "stiffness-proportional".

	U_{Ed}	V_{Ed}	N_{Ed}	ΔU_{Ed}	ΔV_{Ed}	ΔN_{Ed}
	[m]	[kN]	[kN]	[-]	[-]	[-]
SP.A_APP.1	0.133	92.8	828.2	0.84	0.85	0.94
SP.A_APP.2	0.133	92.8	807.6	0.84	0.85	0.94
SP.A_APP.3	0.133	92.8	809.1	0.84	0.85	0.94
SP.A_APP.4	0.133	92.8	805.2	0.84	0.85	0.94
SP.A_APP.5	0.133	92.8	831.4	0.84	0.85	0.94
P1_APP.SX.1	0.118	84.3	848.8	0.82	0.84	0.95

P1_APP.SX.2	0.118	84.4	805.8	0.82	0.84	0.94
P1_APP.SX.3	0.118	84.4	798.8	0.82	0.84	0.94
P1_APP.SX.4	0.118	84.4	802.4	0.82	0.84	0.94
P1_APP.SX.5	0.118	84.3	852.2	0.82	0.84	0.95
P1_APP.DX.1	0.134	92.9	850.4	0.82	0.82	0.97
P1_APP.DX.2	0.134	92.9	807.7	0.82	0.82	0.98
P1_APP.DX.3	0.134	92.9	800.1	0.82	0.82	0.98
P1_APP.DX.4	0.134	92.9	803.3	0.82	0.82	0.98
P1_APP.DX.5	0.133	92.8	855.3	0.82	0.82	0.98
P2_APP.SX.1	0.104	77.8	840.9	0.79	0.83	0.96
P2_APP.SX.2	0.104	77.9	799.2	0.79	0.83	0.97
P2_APP.SX.3	0.104	77.9	792.2	0.79	0.83	0.97
P2_APP.SX.4	0.104	77.9	796.0	0.79	0.83	0.97
P2_APP.SX.5	0.104	77.8	845.9	0.79	0.83	0.97
P2_APP.DX.1	0.125	90.9	857.1	0.77	0.78	0.96
P2_APP.DX.2	0.125	90.9	816.1	0.77	0.78	0.96
P2_APP.DX.3	0.125	90.9	808.9	0.77	0.78	0.96
P2_APP.DX.4	0.125	90.9	812.2	0.77	0.78	0.96
P2_APP.DX.5	0.125	90.8	863.1	0.77	0.78	0.96
P3_APP.SX.1	0.111	82.3	844.8	0.79	0.82	0.96
P3_APP.SX.2	0.112	82.4	802.7	0.79	0.82	0.96
P3_APP.SX.3	0.112	82.4	795.4	0.79	0.82	0.96
P3_APP.SX.4	0.111	82.4	798.8	0.79	0.82	0.95
P3_APP.SX.5	0.111	82.3	849.6	0.79	0.82	0.95
P3_APP.DX.1	0.127	92.4	856.6	0.73	0.74	0.95
P3_APP.DX.2	0.127	92.5	815.3	0.73	0.74	0.96
P3_APP.DX.3	0.127	92.5	808.7	0.73	0.75	0.96
P3_APP.DX.4	0.127	92.5	812.6	0.73	0.75	0.96
P3_APP.DX.5	0.127	92.4	863.2	0.73	0.75	0.96
P4_APP.SX.1	0.111	83.6	844.8	0.78	0.81	0.96
P4_APP.SX.2	0.111	83.7	802.6	0.78	0.81	0.96
P4_APP.SX.3	0.111	83.7	795.9	0.78	0.81	0.96
P4_APP.SX.4	0.111	83.7	799.8	0.78	0.81	0.95
P4_APP.SX.5	0.111	83.5	851.6	0.78	0.81	0.95
P4_APP.DX.1	0.122	91.2	854.8	0.73	0.76	0.96
P4_APP.DX.2	0.122	91.3	813.5	0.73	0.76	0.96
P4_APP.DX.3	0.122	91.3	807.4	0.73	0.76	0.96
P4_APP.DX.4	0.122	91.2	811.8	0.73	0.76	0.96
P4_APP.DX.5	0.122	91.0	862.2	0.72	0.76	0.96
P5_APP.SX.1	0.118	88.1	843.0	0.72	0.75	0.96
P5_APP.SX.2	0.118	88.2	801.6	0.72	0.75	0.96
P5_APP.SX.3	0.118	88.3	795.4	0.72	0.76	0.96
P5_APP.SX.4	0.118	88.3	799.7	0.72	0.75	0.96
P5_APP.SX.5	0.118	88.1	852.8	0.72	0.75	0.96

P5_APP.DX.1	0.112	84.5	853.8	0.78	0.83	0.96
P5_APP.DX.2	0.112	84.6	812.7	0.78	0.83	0.96
P5_APP.DX.3	0.112	84.6	806.5	0.78	0.83	0.96
P5_APP.DX.4	0.112	84.6	810.8	0.78	0.83	0.96
P5_APP.DX.5	0.112	84.4	861.2	0.78	0.83	0.96
P6_APP.SX.1	0.131	95.3	841.8	0.74	0.75	0.96
P6_APP.SX.2	0.131	95.3	800.5	0.74	0.75	0.96
P6_APP.SX.3	0.132	95.3	794.4	0.74	0.75	0.96
P6_APP.SX.4	0.132	95.3	798.9	0.74	0.75	0.96
P6_APP.SX.5	0.131	95.2	851.4	0.74	0.75	0.96
P6_APP.DX.1	0.098	75.1	863.6	0.80	0.83	0.95
P6_APP.DX.2	0.098	75.2	822.4	0.80	0.83	0.95
P6_APP.DX.3	0.099	75.3	816.3	0.80	0.83	0.95
P6_APP.DX.4	0.098	75.2	820.7	0.80	0.83	0.95
P6_APP.DX.5	0.098	75.1	872.3	0.80	0.83	0.95
SP.B_APP.1	0.145	100.9	841.2	0.85	0.86	0.95
SP.B_APP.2	0.145	101.0	821.4	0.85	0.86	0.95
SP.B_APP.3	0.145	101.1	823.7	0.85	0.86	0.95
SP.B_APP.4	0.145	101.1	820.6	0.85	0.86	0.95
SP.B_APP.5	0.145	101.2	848.2	0.85	0.87	0.95

Tab. 57: Risultati dell'analisi con smorzamento alla Rayleigh (a sinistra) e confronto (a destra)

Seguire l'approccio classico in una struttura del genere porta a sottostimare l'entità degli spostamenti e dei tagli nei dispositivi di appoggio. In corrispondenza delle spalle si osservano le differenze minori, dell'ordine del 15%, mentre muovendosi verso i dispositivi delle pile centrali il gap aumenta sempre di più fino ad arrivare ai valori massimi in corrispondenza degli appoggi sul lato destro della pila numero 4 e sul lato sinistro della pila numero 5, dove gli spostamenti sono minori del 28% ed i tagli del 24% circa.

Si riporta l'effetto anche in termini di taglio agente sulle pile.

Pila	Stiffness Proportional		Rayleigh		Rapporto	
	V _{Ed,l}	V _{Ed,t}	V _{Ed,l}	V _{Ed,t}	V _{Ed,l}	V _{Ed,t}
[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
P1_F1	194.9	209.5	172.5	172.1	0.88	0.82
P1_F2	194.2	219.9	172.6	184.4	0.89	0.84
P1_F3	193.6	219.0	173.5	184.1	0.90	0.84
P1_F4	194.4	208.1	174.3	177.5	0.90	0.85
P2_F1	151.9	254.3	135.2	191.5	0.89	0.75
P2_F2	151.9	265.4	135.7	198.6	0.89	0.75
P2_F3	152.3	266.0	136.0	198.8	0.89	0.75
P2_F4	152.7	258.7	136.1	192.9	0.89	0.75
P3_F1	163.4	265.9	137.1	197.1	0.84	0.74

P3_F2	163.9	275.6	137.1	203.7	0.84	0.74
P3_F3	164.5	275.8	137.0	203.9	0.83	0.74
P3_F4	165.5	267.2	136.7	197.9	0.83	0.74
P4_F1	154.3	258.9	127.8	193.1	0.83	0.75
P4_F2	155.2	266.6	128.2	199.5	0.83	0.75
P4_F3	155.9	266.8	128.4	200.0	0.82	0.75
P4_F4	156.7	260.0	128.6	195.6	0.82	0.75
P5_F1	147.3	253.4	123.1	192.9	0.84	0.76
P5_F2	149.0	261.3	123.8	199.0	0.83	0.76
P5_F3	150.5	261.7	124.4	199.2	0.83	0.76
P5_F4	152.0	255.2	125.0	194.6	0.82	0.76
P6_F1	126.8	254.6	108.6	187.9	0.86	0.74
P6_F2	126.7	262.7	109.3	193.9	0.86	0.74
P6_F3	126.9	262.8	109.8	194.4	0.87	0.74
P6_F4	127.2	256.0	110.3	189.9	0.87	0.74

Tab. 58: Confronto dei tagli della struttura isolata allo SLV in relazione al tipo di smorzamento

Pila	Stiffness Proportional		Rayleigh		Rapporto	
	V _{Ed,l}	V _{Ed,t}	V _{Ed,l}	V _{Ed,t}	V _{Ed,l}	V _{Ed,t}
[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
P1_F1	268.3	274.3	216.9	221.5	0.81	0.81
P1_F2	266.0	295.0	213.0	237.8	0.80	0.81
P1_F3	263.7	294.7	209.1	237.5	0.79	0.81
P1_F4	262.8	273.1	206.9	218.5	0.79	0.80
P2_F1	221.5	316.8	176.3	241.3	0.80	0.76
P2_F2	220.1	330.1	174.8	251.0	0.79	0.76
P2_F3	218.6	330.7	173.2	251.2	0.79	0.76
P2_F4	219.8	320.2	171.3	243.2	0.78	0.76
P3_F1	235.7	334.4	179.8	246.6	0.76	0.74
P3_F2	236.5	346.4	179.3	255.6	0.76	0.74
P3_F3	238.0	346.6	178.6	255.7	0.75	0.74
P3_F4	239.6	335.6	178.1	247.5	0.74	0.74
P4_F1	232.0	318.9	171.2	245.5	0.74	0.77
P4_F2	231.7	329.0	171.9	253.6	0.74	0.77
P4_F3	232.3	329.3	172.4	253.8	0.74	0.77
P4_F4	233.3	321.2	172.9	246.5	0.74	0.77
P5_F1	218.2	321.8	164.4	245.5	0.75	0.76
P5_F2	219.6	331.5	165.5	252.8	0.75	0.76
P5_F3	221.0	331.6	166.4	253.0	0.75	0.76
P5_F4	222.8	322.7	167.2	246.1	0.75	0.76
P6_F1	176.3	326.6	141.9	240.4	0.80	0.74
P6_F2	176.5	336.1	143.1	248.3	0.81	0.74
P6_F3	177.9	335.9	144.7	248.4	0.81	0.74

P6_F4	180.1	325.6	146.6	241.1	0.81	0.74
--------------	-------	-------	-------	-------	------	------

Tab. 59: Confronto dei tagli della struttura isolata allo SLC in relazione al tipo di smorzamento

Il rapporto nelle colonne di destra è calcolato tra il valore di taglio derivante dallo smorzamento alla Rayleigh rispetto allo smorzamento corretto secondo l'approccio "stiffness-proportional". I risultati sulle pile confermano quanto visto per gli appoggi: un'errata definizione dello smorzamento della struttura comporta una sottostima dei tagli che può comportare errori anche del 26%.

Segue il confronto in forma grafica.

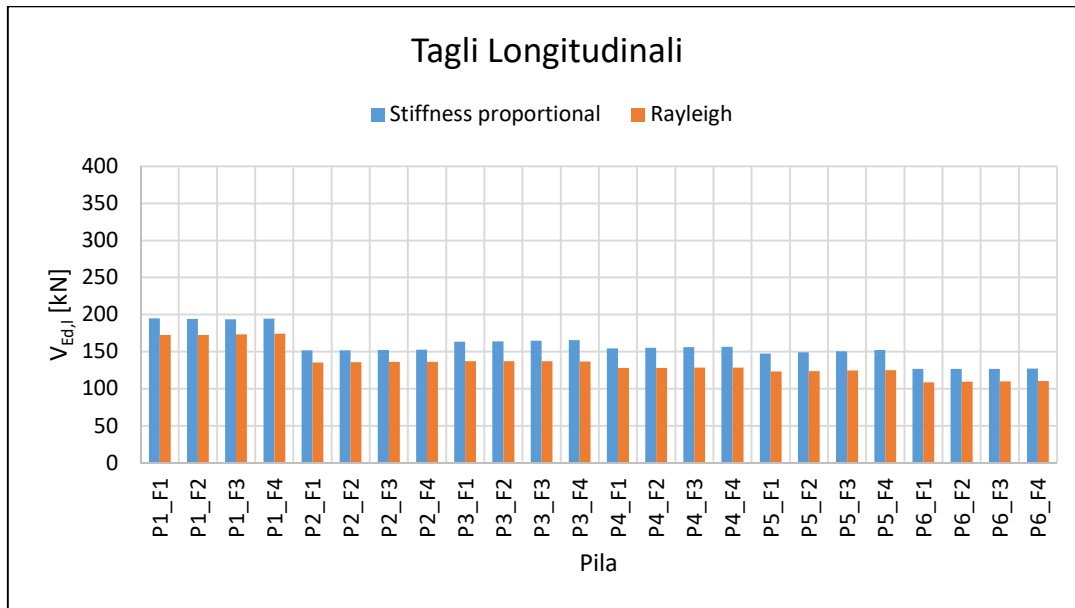


Fig. 116: Confronto dei tagli in direzione longitudinale allo SLV in relazione al tipo di smorzamento

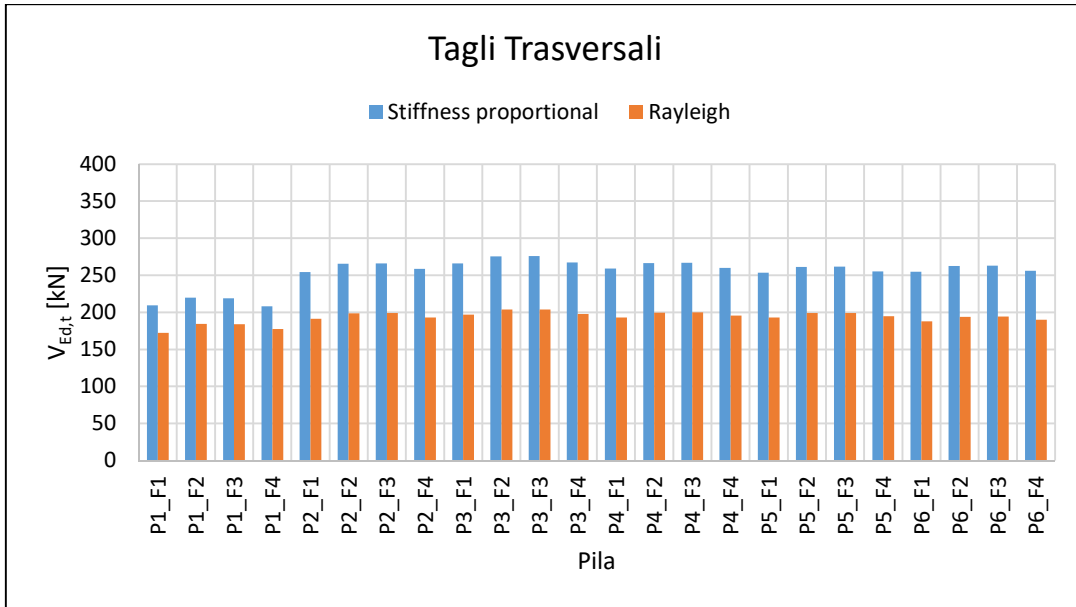


Fig. 117: Confronto dei tagli in direzione trasversale allo SLV in relazione al tipo di smorzamento

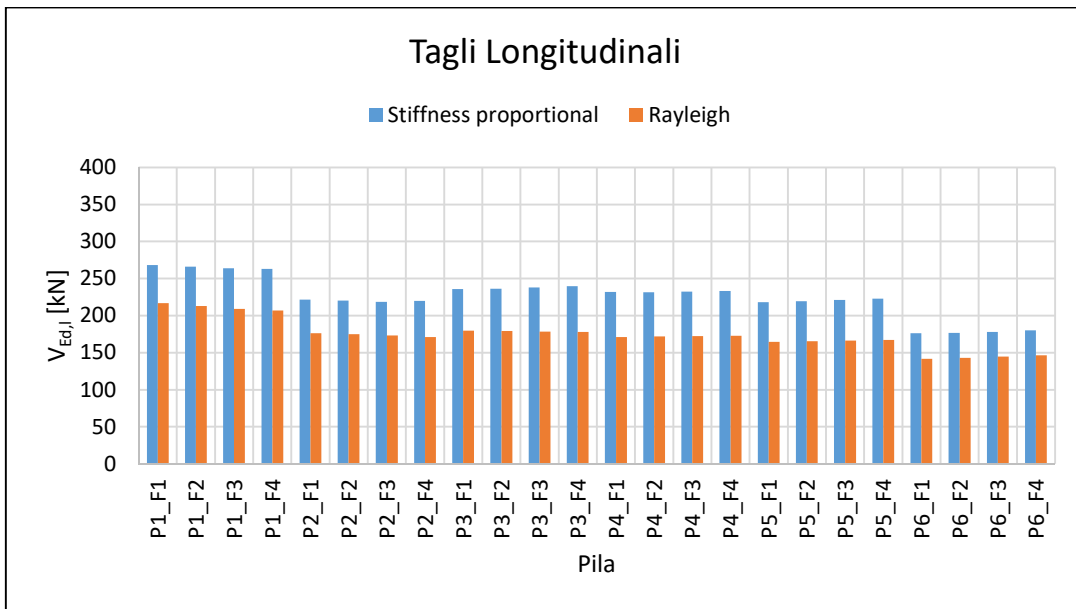


Fig. 118: Confronto dei tagli in direzione longitudinale allo SLC in relazione al tipo di smorzamento

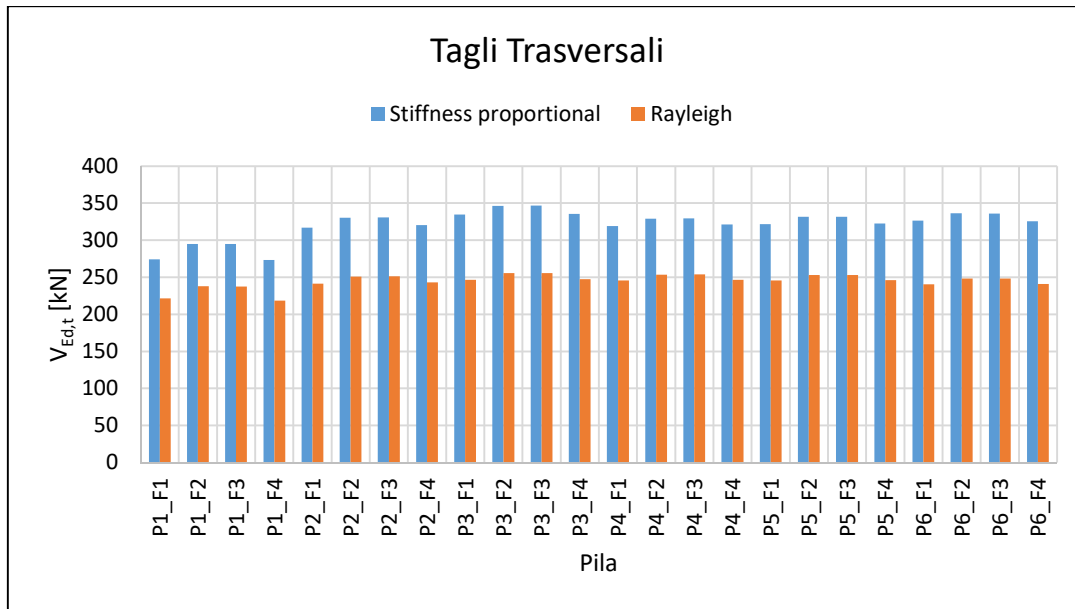


Fig. 119: Confronto dei tagli in direzione trasversale allo SLC in relazione al tipo di smorzamento

5.8.3 Effetto della rigidezza flessionale

Si considerano gli isolatori come dispositivi infinitamente rigidi flessionalmente e si ripetono le analisi. Si riportano dapprima alcuni cicli isteretici messi a confronto ed in seguito, in forma tabellare, i valori di spostamento e sollecitazione massimi.

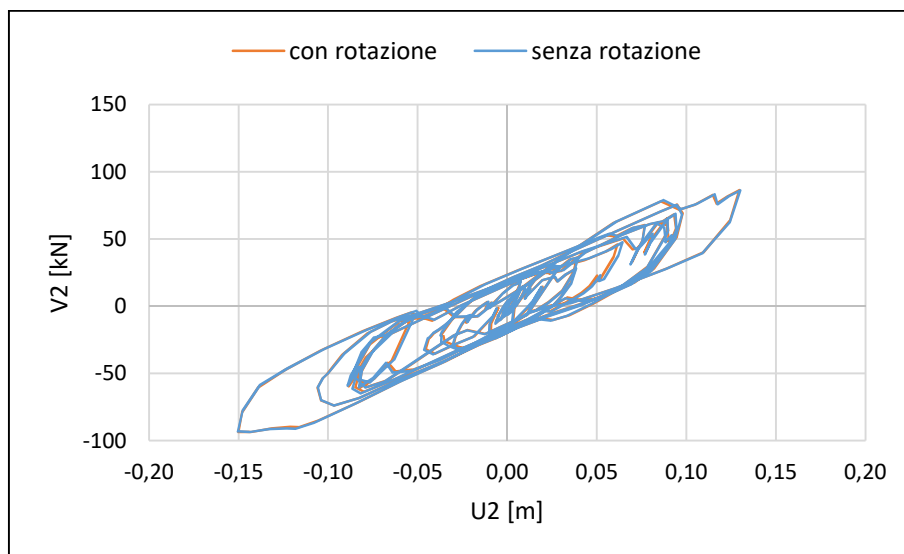


Fig. 120: Confronto tra i cicli isteretici (long.) dell'appoggio "P1_APP.DX.1" per all'acc. NL_SLC_1

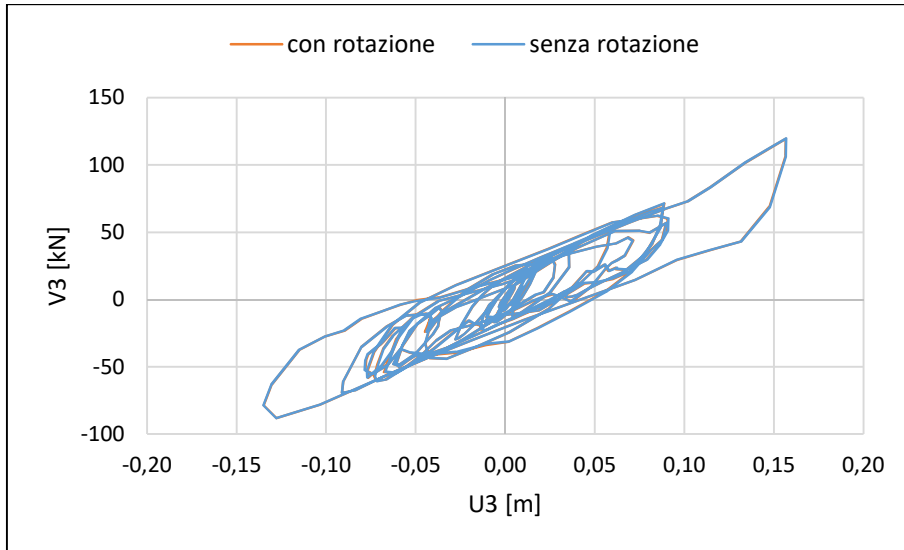


Fig. 121: Confronto tra i cicli isteretici (trasv.) dell'appoggio "P1_APP.DX.1" per l'acc. NL_SLC_1

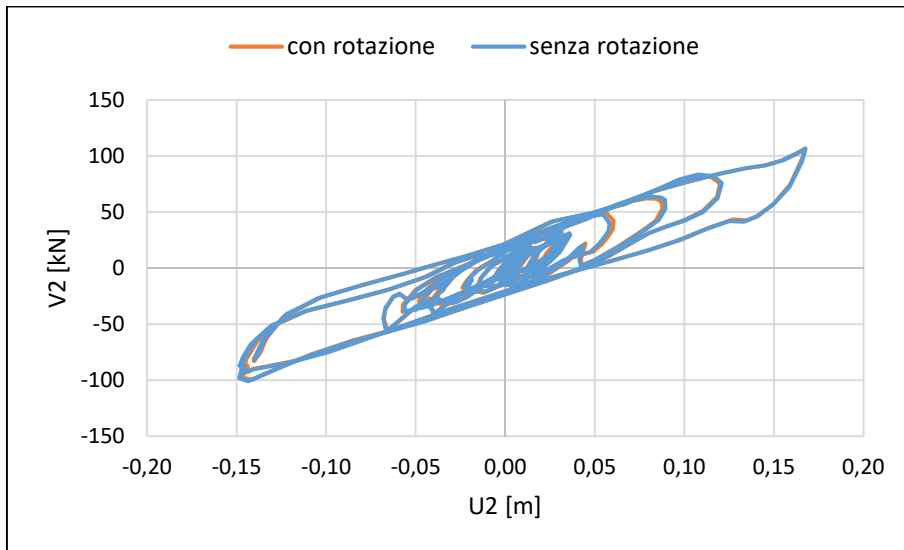


Fig. 122: Confronto tra i cicli isteretici (long.) dell'appoggio "P6_APP.SX.2" per l'acc. NL_SLC_1

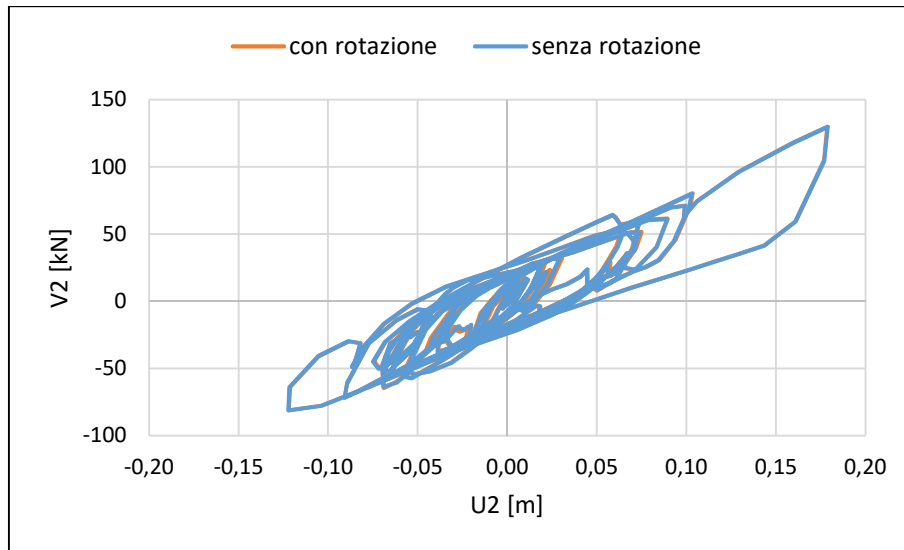


Fig. 123: Confronto tra i cicli isteretici (trasv.) dell'appoggio "P6_APP.SX.2" per l'acc. NL_SLC_1

Nella tabella seguente è calcolato il rapporto tra il massimo spostamento (o sollecitazione) misurato nel modello con isolatori infinitamente rigidi ed il rispettivo valore nel caso in cui si metta in conto l'effettiva rigidità flessionale.

	U_{Ed}	V_{Ed}	N_{Ed}	ΔU_{Ed}	ΔV_{Ed}	ΔN_{Ed}
	[m]	[kN]	[kN]	[-]	[-]	[-]
SP.A_APP.1	0.159	109.8	878.1	0.98	0.98	0.99
SP.A_APP.2	0.159	109.8	856.9	0.98	0.98	1.00
SP.A_APP.3	0.159	109.7	858.3	0.98	0.98	1.00
SP.A_APP.4	0.159	109.7	853.8	0.98	0.98	1.00
SP.A_APP.5	0.159	109.7	880.9	0.98	0.98	0.99
P1_APP.SX.1	0.144	100.7	897.6	0.98	0.98	1.01
P1_APP.SX.2	0.145	100.8	853.2	0.98	0.98	0.99
P1_APP.SX.3	0.145	100.8	846.0	0.98	0.98	0.98
P1_APP.SX.4	0.145	100.7	849.4	0.98	0.98	0.98
P1_APP.SX.5	0.144	100.6	900.4	0.98	0.98	1.01
P1_APP.DX.1	0.163	113.1	872.5	1.01	1.00	1.00
P1_APP.DX.2	0.163	113.1	826.3	1.01	1.00	0.99
P1_APP.DX.3	0.163	113.1	818.9	1.01	1.00	0.99
P1_APP.DX.4	0.163	113.0	822.7	1.01	1.00	0.98
P1_APP.DX.5	0.163	113.0	874.2	1.01	1.00	1.00
P2_APP.SX.1	0.132	94.1	871.6	1.00	1.00	1.01
P2_APP.SX.2	0.133	94.2	826.5	1.00	1.00	0.98
P2_APP.SX.3	0.133	94.2	820.2	1.00	1.00	0.98
P2_APP.SX.4	0.133	94.2	824.5	1.00	1.00	0.98
P2_APP.SX.5	0.132	94.1	873.7	1.00	1.00	1.00
P2_APP.DX.1	0.162	116.3	896.8	1.00	1.00	1.01

P2_APP.DX.2	0.162	116.4	849.4	1.00	1.00	0.98
P2_APP.DX.3	0.163	116.6	842.5	1.00	1.00	0.99
P2_APP.DX.4	0.163	116.7	846.4	1.00	1.00	0.98
P2_APP.DX.5	0.162	116.7	896.2	1.00	1.00	1.01
P3_APP.SX.1	0.141	100.6	884.0	1.00	1.00	1.01
P3_APP.SX.2	0.141	100.8	839.6	1.00	1.00	0.98
P3_APP.SX.3	0.141	100.9	832.6	1.00	1.00	0.99
P3_APP.SX.4	0.141	100.9	836.5	1.00	1.00	0.98
P3_APP.SX.5	0.141	100.9	889.9	1.00	1.00	1.01
P3_APP.DX.1	0.175	124.2	897.7	1.00	1.01	1.01
P3_APP.DX.2	0.175	124.2	850.3	1.00	1.01	0.98
P3_APP.DX.3	0.175	124.1	844.1	1.00	1.01	0.99
P3_APP.DX.4	0.175	123.9	848.7	1.00	1.01	0.98
P3_APP.DX.5	0.175	123.9	899.7	1.00	1.01	1.01
P4_APP.SX.1	0.142	102.6	883.6	1.00	1.00	1.01
P4_APP.SX.2	0.142	102.7	839.1	1.00	1.00	0.98
P4_APP.SX.3	0.142	102.8	833.0	1.00	1.00	0.99
P4_APP.SX.4	0.142	102.8	837.7	1.00	1.00	0.98
P4_APP.SX.5	0.142	102.7	892.2	1.00	1.00	1.01
P4_APP.DX.1	0.168	120.1	894.5	0.99	0.99	1.01
P4_APP.DX.2	0.168	120.1	848.5	0.99	0.99	0.98
P4_APP.DX.3	0.168	120.2	842.9	0.99	0.99	0.99
P4_APP.DX.4	0.168	120.2	848.2	0.99	0.99	0.98
P4_APP.DX.5	0.168	120.1	899.1	0.99	0.99	1.01
P5_APP.SX.1	0.164	116.8	880.8	1.00	0.99	1.01
P5_APP.SX.2	0.164	116.9	837.0	1.00	0.99	0.98
P5_APP.SX.3	0.164	116.9	831.5	1.00	1.00	0.99
P5_APP.SX.4	0.164	116.9	836.7	1.00	1.00	0.98
P5_APP.SX.5	0.164	116.9	891.8	1.00	1.00	1.01
P5_APP.DX.1	0.144	102.4	893.0	0.98	0.99	1.01
P5_APP.DX.2	0.144	102.4	847.0	0.98	0.99	0.98
P5_APP.DX.3	0.144	102.4	841.6	0.98	0.98	0.99
P5_APP.DX.4	0.144	102.2	846.9	0.98	0.98	0.98
P5_APP.DX.5	0.144	102.0	897.9	0.98	0.98	1.01
P6_APP.SX.1	0.178	126.3	879.7	0.98	0.98	1.01
P6_APP.SX.2	0.178	126.3	835.6	0.98	0.98	0.98
P6_APP.SX.3	0.178	126.4	829.9	0.98	0.98	0.99
P6_APP.SX.4	0.178	126.5	835.2	0.98	0.98	0.98
P6_APP.SX.5	0.178	126.5	890.0	0.98	0.98	1.01
P6_APP.DX.1	0.122	90.1	912.0	1.00	1.00	1.02
P6_APP.DX.2	0.123	90.2	866.6	1.00	1.00	0.98
P6_APP.DX.3	0.123	90.3	860.9	1.00	1.00	0.98
P6_APP.DX.4	0.123	90.2	866.2	1.00	1.00	0.98
P6_APP.DX.5	0.122	90.0	919.0	1.00	1.00	1.01

SP.B_APP.1	0.170	117.2	885.7	1.01	1.01	0.99
SP.B_APP.2	0.170	117.1	865.2	1.01	1.01	1.00
SP.B_APP.3	0.170	117.0	867.6	1.01	1.01	1.00
SP.B_APP.4	0.170	116.9	864.3	1.01	1.01	1.00
SP.B_APP.5	0.170	116.9	893.5	1.01	1.01	0.98

Tab. 60: Risultato dell'analisi in assenza di rotazione (a sinistra) e confronto (a destra)

I valori massimi di spostamento, taglio e compressione rimangono praticamente inalterati, con differenze dell'ordine dell'1-2%. Il confronto con i cicli isteretici conduce a risultati simili: sono stati presi a riferimento un appoggio esterno della pila numero 1, più tozza, e un appoggio interno della pila numero 6, più snella, ed in entrambi i casi i cicli sono quasi perfettamente sovrapponibili.

Si riporta anche l'effetto in termini di taglio agente sulle pile.

Pila	Rigidezza effettiva		Rigidezza infinita		Rapporto	
	V _{Ed,l}	V _{Ed,t}	V _{Ed,l}	V _{Ed,t}	V _{Ed,l}	V _{Ed,t}
[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
P1_F1	194.9	209.5	199.0	207.0	1.02	0.99
P1_F2	194.2	219.9	197.3	218.0	1.02	0.99
P1_F3	193.6	219.0	196.4	217.0	1.01	0.99
P1_F4	194.4	208.1	196.0	204.0	1.01	0.98
P2_F1	151.9	254.3	150.5	250.9	0.99	0.99
P2_F2	151.9	265.4	150.3	261.7	0.99	0.99
P2_F3	152.3	266.0	150.4	262.2	0.99	0.99
P2_F4	152.7	258.7	150.4	254.3	0.99	0.98
P3_F1	163.4	265.9	162.9	261.8	1.00	0.98
P3_F2	163.9	275.6	163.3	271.1	1.00	0.98
P3_F3	164.5	275.8	163.9	271.3	1.00	0.98
P3_F4	165.5	267.2	164.4	262.9	0.99	0.98
P4_F1	154.3	258.9	160.8	257.7	1.04	1.00
P4_F2	155.2	266.6	161.1	265.2	1.04	0.99
P4_F3	155.9	266.8	161.4	265.3	1.04	0.99
P4_F4	156.7	260.0	161.5	258.0	1.03	0.99
P5_F1	147.3	253.4	151.8	252.3	1.03	1.00
P5_F2	149.0	261.3	152.8	260.5	1.03	1.00
P5_F3	150.5	261.7	153.6	261.0	1.02	1.00
P5_F4	152.0	255.2	154.4	254.6	1.02	1.00
P6_F1	126.8	254.6	125.3	252.8	0.99	0.99
P6_F2	126.7	262.7	125.0	260.8	0.99	0.99
P6_F3	126.9	262.8	124.9	260.9	0.98	0.99
P6_F4	127.2	256.0	125.4	254.0	0.99	0.99

Tab. 61: Confronto dei tagli allo SLV in funzione della rigidezza flessionale degli isolatori

Rigidezza effettiva	Rigidezza infinita	Rapporto
---------------------	--------------------	----------

Pila	V_{Ed,l}	V_{Ed,t}	V_{Ed,l}	V_{Ed,t}	V_{Ed,l}	V_{Ed,t}
[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
P1_F1	268.3	274.3	264.3	272.6	0.99	0.99
P1_F2	266.0	295.0	260.9	295.0	0.98	1.00
P1_F3	263.7	294.7	259.6	294.7	0.98	1.00
P1_F4	262.8	273.1	260.1	274.3	0.99	1.00
P2_F1	221.5	316.8	209.8	313.8	0.95	0.99
P2_F2	220.1	330.1	209.1	325.9	0.95	0.99
P2_F3	218.6	330.7	209.7	326.1	0.96	0.99
P2_F4	219.8	320.2	210.0	315.4	0.96	0.98
P3_F1	235.7	334.4	230.6	325.4	0.98	0.97
P3_F2	236.5	346.4	231.4	336.8	0.98	0.97
P3_F3	238.0	346.6	232.0	337.0	0.97	0.97
P3_F4	239.6	335.6	233.9	326.5	0.98	0.97
P4_F1	232.0	318.9	233.1	318.8	1.00	1.00
P4_F2	231.7	329.0	234.3	328.8	1.01	1.00
P4_F3	232.3	329.3	235.2	329.2	1.01	1.00
P4_F4	233.3	321.2	236.1	320.7	1.01	1.00
P5_F1	218.2	321.8	221.4	316.5	1.01	0.98
P5_F2	219.6	331.5	222.5	325.9	1.01	0.98
P5_F3	221.0	331.6	223.7	326.0	1.01	0.98
P5_F4	222.8	322.7	224.9	317.6	1.01	0.98
P6_F1	176.3	326.6	174.1	319.3	0.99	0.98
P6_F2	176.5	336.1	174.8	329.1	0.99	0.98
P6_F3	177.9	335.9	176.4	329.2	0.99	0.98
P6_F4	180.1	325.6	178.0	320.0	0.99	0.98

Tab. 62: Confronto dei tagli allo SLC in funzione della rigidità flessionale degli isolatori

Com'era prevedibile la differenza tra i valori ottenuti dalle due analisi è contenuta entro un 5% pertanto si può concludere che considerare o meno la rigidità flessionale non altera in maniera significativa né il comportamento a taglio dell'isolatore né la domanda sulle pile tuttavia è raccomandato per poter ottenere in output il valore delle rotazioni ed eseguire la verifica della massima deformazione locale, che come visto in precedenza può essere limitante nel caso dei ponti.

6 CONCLUSIONI

Il tema sviluppato nel presente lavoro di tesi ha permesso di valutare la vulnerabilità sismica di un ponte degli anni '70 e di dimensionare un sistema di isolamento efficace che permette di adeguarlo all'attuale Normativa.

A supporto delle analisi sono state utilizzate le informazioni dedotte dal progetto originario in combinazione con quelle provenienti da una campagna di indagine realizzata nel 2010 che ha permesso di raggiungere una conoscenza piuttosto approfondita della struttura, pari al livello LC3.

Nella prima parte del lavoro, la valutazione della sicurezza dello stato di fatto è avvenuta attraverso l'analisi dinamica lineare con spettro di risposta elastico e la strategia di modellazione adottata vede l'impalcato costituito da un graticcio di 5 elementi frame longitudinali e 5 elementi trasversali, con i dispositivi di appoggio rappresentati tramite link lineari elastici. La procedura di verifica si basa sul calcolo di un coefficiente di combinazione p definito come rapporto tra domanda D e capacità C ed ha interessato le pile ed i dispositivi di appoggio.

Gli appoggi rivestono un ruolo particolarmente importante nella risposta globale della struttura. Le informazioni circa le loro condizioni e le relative proprietà meccaniche sono abbastanza scarse pertanto si è cercato di colmare tali lacune attraverso l'analisi di diversi articoli presenti in letteratura. I parametri scelti per la loro caratterizzazione sono i seguenti: modulo di taglio dell'elastomero $G = 1,0 \text{ MPa}$, coefficiente di attrito $\mu = 0,5$ e deformazione massima a taglio $\gamma = 180\%$.

Le verifiche sono state svolte allo SLC (Stato Limite di Collasso) assumendo come domanda la somma del taglio agente sui cinque appoggi trasversali su cui insiste la trave e come capacità la somma delle singole capacità degli stessi. Questa considerazione è legittimata dal fatto che prima che il singolo dispositivo inizi a scorrere si può pensare che il taglio in eccesso venga redistribuito tra quelli che posseggono ancora delle riserve. Il rapporto p supera l'unità in diversi dispositivi il che significa che la verifica non è soddisfatta e gli appoggi scorrono. Poiché il fenomeno dello scorrimento non è modellato nel semplice link lineare, la deformazione restituita dall'analisi non si può ritenere rappresentativa e la verifica in termini di spostamenti perde di significato. Le verifiche a SLD (Stato Limite di Danno) risultano invece soddisfatte, sia in termini di forze (inferiori alle forze di scorrimento) sia di spostamenti, pertanto se l'azione sismica non è di intensità elevata l'appoggio riesce a svolgere correttamente la propria funzione.

Le verifiche dei meccanismi duttili delle pile sono state condotte attraverso il controllo della rotazione alla corda ed hanno evidenziato diverse criticità: non sono soddisfatte né a SLV né a SLC con coefficienti p che nel caso delle pile numero 4 e 5, più alte e di conseguenza deformabili,

superano addirittura il valore 2. Si precisa che in tali verifiche non si è tenuto conto dei cosiddetti “effetti locali” legati al contributo tagliante ed allo “*yelding penetration*” che comporterebbero un incremento della capacità e di conseguenza una diminuzione del coefficiente di sicurezza (che rimane comunque superiore all’unità in diversi fusti). La combinazione più gravosa è quella con sisma principale in direzione trasversale, che comporta uno spostamento in testa (in quella direzione) paragonabile a quello che subisce longitudinalmente nel caso di sisma dominante in X. A causa del diverso schema di vincolo tuttavia la luce di taglio si riduce rispetto al caso longitudinale e per questo motivo il valore di rotazione risulta elevato. Per quanto riguarda lo sforzo normale invece, la condizione più critica si è rivelata essere quella associata alla compressione massima, in quanto riduce la duttilità della sezione e di conseguenza il valore di rotazione ultima che definisce la capacità. Si sottolinea tuttavia come tale procedura non sia del tutto corretta in quanto le sollecitazioni flessionali sulle pile sono sovrastimate per la mancata possibilità in un modello lineare di simulare lo scorrimento allo SLC degli appoggi.

Le verifiche dei meccanismi fragili delle pile sono state invece condotte in maniera corretta, adottando come valore di taglio sollecitante il minore tra quello derivante dall’analisi e quello calcolato per equilibrio del momento resistente. Risultano soddisfatte sia a SLV sia a SLC senza particolari criticità, tranne che per i fusti esterni della pila numero 1 che essendo più tozza delle altre è soggetta ad una sollecitazione maggiore. La combinazione più gravosa risulta essere quella avente sisma dominante in direzione trasversale ed a cui è associato lo sforzo di compressione minimo, il quale comporta la riduzione di uno dei termini della formula trinomia che definisce la capacità secondo le NTC 2018.

Nella seconda parte del lavoro si è ripetuto lo studio di vulnerabilità sismica dell’opera attraverso un’analisi dinamica non lineare basata su storie temporali del moto del terreno generate dal programma “SIMQKE_GR”. Il modello è stato opportunamente modificato al fine di mettere in conto il comportamento non lineare degli elementi costituenti la struttura: gli appoggi sono stati modellati attraverso dei link non lineari del tipo “*friction isolator*” mentre nelle pile sono state inserite delle cerniere plastiche del tipo “*fiber hinges*”. Un parametro che si è rivelato essere di particolare importanza quando si esegue un’analisi di “*time history*” è lo smorzamento viscoso associato ai materiali. In una struttura ordinaria si determina applicando la procedura alla Rayleigh tuttavia qualora ci siano dei salti di rigidità importanti in alcuni elementi questa conduce ad una sottostima dell’entità degli spostamenti e delle sollecitazioni. Nel caso in esame gli appoggi sono risultati particolarmente deformabili, tanto da rendere tale procedura non applicabile e proseguire pertanto con il metodo “*stiffness proportional*”, in cui si considera il solo

contributo della matrice delle rigidezze. I principali risultati ottenuti con questa analisi accurata sono di seguito illustrati. Per quanto riguarda gli appoggi, l'analisi dei legami costitutivi mostra che a SLD i dispositivi di appoggio si mantengono in campo elastico lineare per poi cominciare a scorrere, dapprima di qualche millimetro o al massimo centimetro a SLV (Stato Limite di Salvaguardia della Vita) e poi in maniera ancora più evidente fino ad arrivare a 5-10 centimetri a SLC. Allo SLD spostamenti e tagli ottenuti dall'analisi con smorzamento alla Rayleigh sono molto vicini a quelli della precedente analisi lineare e questo potrebbe portare a ritenere i due approcci tutto sommato equivalenti. In realtà, l'analisi con smorzamento proporzionale alla rigidezza mostra valori maggiori, dal 10% fino al 30% circa ed in particolare gli appoggi con differenza più marcata sono quelli in cui si verifica scorrimento agli Stati Limite Ultimi. L'incremento è visibile anche in termini di taglio, coerentemente con il fatto che gli appoggi si deformano maggiormente pur rimanendo nel ramo elastico lineare, pertanto l'incremento dello spostamento si traduce in un aumento della sollecitazione tagliante. Allo SLC la differenza tra le due analisi è legata alla misura in cui entrano in gioco i meccanismi di *scorrimento* e *dissipazione* di energia. Se l'appoggio non scorre, la piccola quantità di energia che viene dissipata nel caso non lineare fa sì che gli spostamenti siano inferiori del 10-15% rispetto a quelli del caso lineare. Quando sopraggiunge lo scorrimento invece possono verificarsi due casi: se il fenomeno è contenuto (1-2 cm) allora l'aumento di spostamento compensa l'energia dissipata durante i cicli e nel complesso i valori delle analisi si equivalgono; se invece lo scorrimento è importante (5-10 cm) l'effetto di quest'ultimo diventa preponderante e ciò porta ad avere, nell'analisi non lineare, spostamenti maggiori di un 15-25%. Questo discorso è valido a patto che si adotti una strategia di modellazione corretta, infatti l'approccio classico alla Rayleigh conduce a valori paragonabili a quelli dell'analisi lineare, non perché i due metodi siano effettivamente equivalenti ma perché si sta introducendo uno smorzamento troppo alto che va ad annullare l'effetto dello scorrimento. In termini di taglio e quindi flessione sulle pile, i valori delle due analisi non lineari sono simili ed entrambi inferiori a quelli provenienti dall'analisi lineare, con differenze che raggiungono anche il 40% in direzione longitudinale ed il 30% in direzione trasversale. Ciò è coerente con il tipo di modellazione adottata: il *friction isolator* possiede una soglia oltre la quale il taglio non può più crescere a differenza del semplice link lineare in cui la forza può aumentare in maniera indefinita.

Il comportamento delle pile è condizionato da quanto appena osservato per gli appoggi. Allo SLD alcuni dispositivi subiscono spostamenti (e quindi tagli) superiori rispetto a quelli del modello lineare e dal momento che l'azione sismica ha un'intensità relativamente bassa le pile non dissipano questa energia in eccesso attraverso la plasticizzazione, ciò risulta in tagli superiori del 20-30%. All'aumentare dell'azione sismica invece entra in gioco il comportamento attritivo del *friction isolator*, che pone un limite al taglio che viene trasmesso alle sottostrutture, e la

plasticizzazione delle pile, che dissipa parte dell'energia in ingresso. La somma di questi due effetti comporta valori di taglio inferiori rispetto a quelli dell'analisi lineare: prendendo a riferimento le pile 4 e 5, più alte e deformabili, la riduzione è dell'ordine del 30% a SLV e 20% a SLC.

La verifica dei meccanismi duttili è stata in questo caso condotta sfruttando i vantaggi offerti dalle cerniere plastiche a fibre che permettono di controllare direttamente la deformazione delle singole fibre e confrontarla con i valori ultimi di resistenza dei materiali. Dai risultati dell'analisi non lineare le pile rimangono incolumi a SLD e sono sufficientemente lontane dalla condizione di rottura anche nei successivi Stati Limite di salvaguardia della Vita e Collasso, con fattori di sicurezza compresi tra 0,3 e 0,6. Questo rappresenta sicuramente il risultato più interessante infatti l'analisi lineare, come detto in precedenza, mostrava una situazione piuttosto critica in cui a SLV e SLC la verifica non viene soddisfatta in tutti i fusti. Occorre però sottolineare come nelle verifiche condotte a seguito dell'analisi lineare entri in gioco un fattore di sicurezza γ_{el} che riduce la rotazione alla corda ultima di un fattore 1,5 a SLC e 2,0 a SLV. Non avendo trovato riferimenti in tal senso nella Normativa o in altri testi, tali riduzioni non sono state applicate nella verifica in termini di deformazione appena citata. Inoltre si osserva che la condizione di scorrimento degli appoggi non è accettabile da un punto di vista normativo e in generale di sicurezza dell'opera, pertanto è in ogni caso necessaria la loro sostituzione con dispositivi più idonei.

La terza parte del lavoro è stata quindi incentrata sul dimensionamento di un sistema di isolamento al fine di regolarizzare il viadotto attraverso la sostituzione degli appoggi con l'obiettivo di preservare lo stato di salute delle pile (assenza di danno e quindi di plasticizzazione) almeno fino a SLV, mantenendole in campo sostanzialmente elastico. Tra le diverse tipologie presenti in commercio, si è optato per isolatori elastomerici, che rappresentano la soluzione più diffusa sui viadotti italiani. In fase di predimensionamento si è scelto un periodo di 2 s con il quale sono state calcolate le principali grandezze meccaniche ed in seguito, da catalogo, si è scelto il dispositivo SI-S 500/102 che è risultato avere proprietà in linea con quelle da calcolo. L'apparecchio in questione ha un ingombro (in altezza) maggiore degli appoggi attuali pertanto, mantenendo il piano stradale alla stessa quota, si deve prevedere un intervento di abbassamento e rifacimento dei pulvini, che tra le altre cose mostrano segni avanzati di ammaloramento. Gli isolatori sono stati modellati utilizzando il link HDRI che si basa sul DHI Model e rappresenta uno dei metodi più avanzati messi a disposizione dal software di analisi utilizzato (SAP2000). Dall'analisi modale è risultato un periodo di isolamento effettivo intorno ai 3 s, ben superiore al valore assunto in fase di predimensionamento a causa del contributo in termini di deformabilità offerto dalle pile. Le verifiche da eseguire sui dispositivi riguardano la massima deformazione dovuta al sisma, il massimo carico ammissibile, la trazione delle piastre d'acciaio e la massima deformazione locale. Hanno dato tutte esito positivo a meno dell'ultima la quale merita un

approfondimento. La verifica in accordo con le NTC 2018 infatti appare più restrittiva e non è soddisfatta mentre lo è, seppur con un margine minimo, seguendo la norma europea UNI EN 15129. In particolare, ciò che risulta vincolante è il termine di deformazione dovuto alla rotazione angolare. Questo risultato appare in contrasto con quanto accade normalmente per gli edifici dove la presenza di un grigliato di travi, al di sopra del piano di isolamento, si configura in genere come piano rigido capace di limitare l'inflessione dei dispositivi a valori trascurabili tanto da rendere pratica comune, nella modellazione, procedere allo svincolo dei gradi di libertà rotazionali. Nel caso dell'isolamento di un impalcato da ponte, invece, si riesce a garantire una certa rigidità solo nella direzione trasversale per via della presenza del pulvino, inferiormente, e del traverso, superiormente; in direzione longitudinale invece le travi non riescono a contenere efficacemente le rotazioni, che risultano di 1-2 ordini di grandezza superiori a quelle ortogonali. In questi casi si sottolinea pertanto l'importanza di calcolare in maniera adeguata il valore della rigidità flessionale degli isolatori da inserire nei link utilizzati per la simulazione del loro comportamento.

L'analisi delle pile, come prevedibile, mostra nello stato di progetto un notevole miglioramento: le sollecitazioni di taglio si riducono anche del 50-60% mentre la riduzione delle deformazioni varia in un range tra il 40 e l'80%. A SLC non si riesce ad evitare la formazione di cerniere plastiche, i cui cicli risultano comunque più contenuti in ampiezza. Un risultato simile richiederebbe un sistema di isolamento più spinto, capace di portare la struttura a periodi dell'ordine di 3,5 – 4,0 s. L'obiettivo prefissato può comunque ritenersi raggiunto in quanto a SLV quasi tutte le pile si mantengono in campo elastico (fanno eccezione la numero 4 e la 5 in cui si ha un accenno di plasticizzazione, comunque non rilevante).

In ultimo, le analisi sono state ripetute apportando delle modifiche al modello al fine di valutare l'influenza di determinati parametri quali la presenza di sisma verticale, la modalità di definizione dello smorzamento viscoso e la rigidità flessionale degli isolatori. La questione alla quale prestare maggiore attenzione è sicuramente lo smorzamento viscoso: la definizione errata secondo la procedura classica alla Rayleigh ha evidenziato spostamenti e tagli dei dispositivi sottostimati, rispettivamente, del 28% e 24% circa e contestualmente una riduzione dei tagli nelle pile che può comportare errori anche del 26%. Il sisma verticale e la rigidità flessionale invece non sembrano influenzare in modo significativo il comportamento a taglio dell'isolatore né la domanda sulle pile tuttavia trascurare il primo contributo porta a sottostimare la compressione in un range compreso tra il 5 e il 12%, il che potrebbe risultare significativo in termini della verifica al massimo carico critico. La corretta definizione della rigidità flessionale è invece importante per poter ottenere in output il valore corretto delle rotazioni ed eseguire la verifica della massima deformazione locale, che come visto in precedenza può essere la più onerosa nel caso dei ponti.

Come ulteriore conclusione, alla luce dei risultati presentati, si può affermare che ai fini della valutazione della vulnerabilità sismica, l'analisi lineare rappresenta il metodo più semplice e speditivo maggiormente diffuso nella pratica professionale, ma che tuttavia non sempre permette di descrivere il comportamento della struttura in modo adeguato, specie quando sono presenti elementi dal comportamento particolarmente non lineare, quali i dispositivi di appoggio in neoprene armato non collegati meccanicamente al ponte in questione e quindi oggetto di scorrimento. In ogni caso, scelta la tipologia di analisi che si ritiene più adatta, è comunque necessario assicurarsi di procedere nel modo giusto, costruendo un modello affidabile e definendo correttamente tutte le possibili opzioni (anche secondarie, come il tema dello smorzamento viscoso) che potrebbero essere fonte di errori grossolani.

Si richiama quindi l'assoluta centralità del tema dell'affidabilità delle analisi legata sia alla conoscenza dell'opera ma anche alla conoscenza dei parametri e delle procedure di analisi che può trarre giovamento dall'investimento nella formazione di tecnici sempre più specializzati e competenti. Tale osservazione assume ovviamente un carattere generale e non vale solo per la vulnerabilità sismica ma anche per la vulnerabilità statica dei ponti, nonché la vulnerabilità legata ad aspetti idraulici e/o geotecnici.

7 BIBLIOGRAFIA E SITOGRAFIA

- [1] G. De Matteis, P. Bencivenga, M. Zizi e A. Del Prete, «Rischio strutturale di ponti esistenti: considerazioni preliminari sullo scenario in provincia di Caserta,» *ANIDIS*.
- [2] M. de Miranda, «Durabilità di ponti e viadotti: come garantire la sicurezza dei ponti esistenti,» *ingenio-web*.
- [3] «Catalogo Parametrico dei Terremoti Italiani (CPTI15 v4.0),» INGV, [Online]. Available: <https://emidius.mi.ingv.it/>.
- [4] «Dipartimento della Protezione Civile, Classificazione sismica,» [Online]. Available: <https://rischi.protezionecivile.gov.it/it/sismico/attivita/classificazione-sismica>.
- [5] C. Meletti , M. Stucchi e E. Boschi, «Dalla classificazione sismica del territorio nazionale alle zone sismiche secondo la nuova normativa sismica,» 2006.
- [6] «Wikipedia, Classificazione sismica dell'Italia,» [Online]. Available: https://it.wikipedia.org/wiki/Classificazione_sismica_dell'Italia.
- [7] M. Dolce, A. De Sortis, G. Di Pasquale, R. Ferlito, A. Goretti, G. Paoli, F. Papa, S. Papa, A. G. Pizza, S. Sergio e M. Severino, «La valutazione e riduzione del rischio sismico: iniziative nazionali».
- [8] P. Tortolini, P. R. Marcantonio, M. Petrangeli e A. Lupoi, «Criteri per la verifica e la sostituzione degli appoggi in neoprene di viadotti esistenti».
- [9] N. Xiang e J. Li, «Experimental and numerical study on seismic sliding mechanism of laminated-rubber bearings».
- [10] D. Kostantinidis, J. M. Kelly e N. Makis, «Experimental investigation on the seismic response of bridge bearings,» 2008.
- [11] J. S. Steelman, L. A. Fahnestock, E. T. Filipo, J. M. LaFave, J. F. Hajjar e D. A. Foutch, «Shear and friction response of nonseismic laminated elastomeric bridge bearings subject to seismic demands,» 2012.
- [12] A. Mori, P. Moss e N. Cooke, «Behaviour of bearings used for seismic isolation under shear and axial load,» *Earthquake Spectra*, vol. 15, pp. 199-224, 1999.

- [13] K. L. Ryan e J. Polanco, «Problems with Rayleigh Damping in Base-Isolated Buildings».
- [14] P. Clemente, «L'isolamento sismico nei ponti - Criteri di progetto e applicazioni,» *Ingenio*.
- [15] FIP, Catalogo: Isolatori elastomerici.
- [16] FIP, Catalogo: Isolatori a scorrimento a superficie curva.
- [17] N. Masaki, T. Mori, N. Murota e K. Kasai, «Validation of hysteresis model of deformation-history integral type for High Damping Rubber Bearings».
- [18] N. Ceccolini, «Valutazione del rischio a collasso per instabilità di strutture isolate alla base con dispositivi elastomerici».
- [19] J. M. Kelly e F. Naeim, «Design of Seismic Isolated Structures,» 1999.
- [20] «Elastomeric seismic-protection isolators Part 2: Applications for bridges,» *BS ISO 22762-2:2018*.
- [21] R. Pefano, «Gestione dei ponti esistenti - Il quadro normativo italiano e il confronto con alcune normative internazionali».
- [22] P. Baratono, A. Cosentino, S. Puggelli e E. Renzi, «Le nuove Linee Guida per la classificazione e gestione del rischio, la valutazione della sicurezza ed il monitoraggio dei ponti esistenti approvate dal Consup,» *Ingenio*, 2020.

Appendici

Appendice A. Campagna di indagine e Livello di Conoscenza

La documentazione disponibile per questo ponte è abbastanza ampia e riguarda gli elaborati di contabilità, le relazioni di calcolo originarie e documenti inerenti gli aspetti geologici e geotecnici.

	GEOMETRIA	ARMATURA e DETTAGLI COSTRUTTIVI	MATERIALI	TERRENI
<i>Impalcato</i>	A	A	D	
<i>Travi</i>	A	A	D	
<i>Pile</i>	A	A	D	
<i>Spalle</i>	A	A	D	
<i>Fondazioni</i>	A	A	D	
<i>Apparecchi Appoggio</i>	A		D	
<i>Geologia</i>				F
<i>Stratigrafia</i>				F
<i>Caratterizzazione Geotecnica</i>				F

LEGENDA	
A:	ELABORATI PROGETTUALI COMPLETI
B:	ELABORATI PROGETTUALI INCOMPLETI
C:	CERTIFICATI DI PROVA ORIGINALI
D:	SPECIFICHE ORIGINALI DI PROGETTO
E:	INFORMAZIONE NON DISPONIBILE
F:	INFORMAZIONE DISPONIBILE

Fig. A 1: Livello delle informazioni iniziali sull'opera (Fonte: Relazione Tecnica esecutiva)

Una prima indagine visiva sulla geometria, corredata da verifiche a campione, ha permesso di valutare la piena corrispondenza del progetto con l'opera realizzata. Sulla base delle informazioni disponibili è stata progettata una campagna di indagini mirata al raggiungimento di un *Livello di Conoscenza* dell'opera "LC3": *Conoscenza Accurata*, organizzata nel seguente modo:

- rilevazione del numero e diametro delle barre d'armatura con pacometro su due pile;
- carotaggio ed estrazione di 3 campioni cilindrici di calcestruzzo, sui quali verrà effettuata anche la prova della carbonatazione;
- 1 prelievo di barre d'armatura da fusti di pile diverse;
- 2 prove di durezza Brinell.

Prove pacometriche

Sono state eseguite sulle pile numero 1 e numero 3 ed i risultati ottenuti sono i seguenti.

Pila	Ferri verticali			Ferri orizzontali	
	Diametro (ϕ)	Passo	Passo medio	Diametro (ϕ)	Passo medio
[n°]	[mm]	[cm]	[cm]	[mm]	[cm]
1	24	8,5 - 14	10,6	12	30
3	24	7,5 - 20,5	11,3	12	30

Tab. A 1: Armatura delle pile dalle prove pacometriche

Ferri verticali		Ferri orizzontali	
Diametro (ϕ)	Passo	Diametro (ϕ)	Passo
[mm]	[cm]	[mm]	[cm]
24	10,5	12	25

Tab. A 2: Armatura delle pile dagli elaborati di progetto

Si nota una buona corrispondenza tra informazioni progettuali e da indagini in sito.

Prove sul calcestruzzo

Le carote di calcestruzzo sono state prelevate dalle pile numero 1 e 3 e dalla spalla A (lato Fano) e sono state sottoposte alla prova di carbonatazione ed in seguito a schiacciamento al fine di ottenere la resistenza a compressione.

Elemento	Diametro (ϕ)	f_c	$f_{c,corretto}$
[-]	[mm]	[MPa]	[MPa]
Pila n. 1	84	15,8	18,3
Pila n. 3	93	21,6	18,9
Spalla A	93	22,4	25,1

Tab. A 3: Resistenza a compressione del calcestruzzo dalle prove di schiacciamento

Il valore $f_{c,corretto}$ tiene conto del disturbo arrecato al provino in fase di prelievo mediante il coefficiente moltiplicativo $C_d = 1,1$ per valori di $f_{cm} > 20$ MPa e $C_d = 1,2$ per valori di $f_{cm} < 20$ MPa (Colleparidi M. – 2006); inoltre come indicato nelle norme FEMA 274 il valore diretto ottenuto dalla prova a compressione viene corretto con un coefficiente $C_{h/D}$ (compreso tra 0,87 e 1) relativo al rapporto tra altezza e diametro del provino, e con un coefficiente C_{dia} relativo alla misura del diametro della carota (compreso tra 1,06 per $\phi 50$ mm, 1 per $\phi 100$ mm e 0,98 per $\phi 150$ mm).

Dai valori ottenuti è possibile risalire al valore di resistenza a compressione media e caratteristica del materiale.

Campioni	Frattile	k	f_{cm}	$\Sigma(f_{ci} - f_{cm})^2$	S_m	f_{ck}
[n°]	[%]	[-]	[MPa]	[MPa]	[-]	[MPa]
3	5	1,64	20,77	28,35	3,76	14,59

Tab. A 4: Calcolo della resistenza a compressione media e caratteristica del calcestruzzo

La profondità di carbonatazione è risultata avere valori medi compresi tra 22 e 28,8 mm.

Prove sulle barre di armatura

Per la definizione delle caratteristiche delle barre di armatura sono state effettuate una prova di trazione diretta e 4 prove di durezza Brinell.

Elemento	Diametro (ϕ)	f_y	f_t
[-]	[mm]	[MPa]	[MPa]
Pila 3	24	390,66	609,15

Tab. A 5: Risultati prova di trazione su barra di armature

Elemento	Diametro (ϕ)	$F_{t,Brinell}$
[-]	[mm]	[MPa]
Pila 1	24	717,94
Spalla A	20	736,20

Tab. A 6: Risultati prova di durezza Brinell su barre di armatura

Appendice B. Condizione di applicabilità dell'analisi dinamica lineare

Nella presente appendice sono riportati, per ogni fusto, i valori del rapporto ρ tra il momento flettente D_i fornito dall'analisi della struttura soggetta alle combinazioni di carico sismiche a SLC nelle due direzioni principali ed il corrispondente momento resistente C_i calcolato attraverso il software VcaSLU in presenza dello sforzo normale relativo alle condizioni di carico gravitazionali (CV_SISMA).

PILA	FUSTO	Domanda		Capacità		Long.	Trasv.
		M2	M3	M _{Rd}	0,7 M _{Rd}	ρ_2	ρ_3
		[kNm]	[kNm]	[kNm]	[kNm]	[-]	[-]
1	1	2092.8	3540.6	4104.9	2873.4	0.73	1.23
	2	2213.6	3335.5	4055.5	2838.9	0.78	1.17
	3	2210.3	3341.4	4055.5	2838.9	0.78	1.18
	4	2055.6	3546.9	4104.9	2873.4	0.72	1.23
2	1	3178.5	3369.8	4137.1	2895.9	1.10	1.16
	2	3256.1	3281.8	4088.1	2861.7	1.14	1.15
	3	3252.4	3295.4	4088.1	2861.7	1.14	1.15
	4	3154.6	3389.2	4137.1	2895.9	1.09	1.17
3	1	3482.2	4495.4	4141.4	2899.0	1.20	1.55
	2	3560.8	4363.6	4088.1	2861.7	1.24	1.52
	3	3557.0	4371.2	4088.1	2861.7	1.24	1.53
	4	3459.5	4517.3	4141.4	2899.0	1.19	1.56
4	1	4996.1	4335.4	4149.7	2904.8	1.72	1.49
	2	5098.9	4282.0	4100.0	2870.0	1.78	1.49
	3	5097.2	4263.1	4100.0	2870.0	1.78	1.49
	4	4981.4	4341.2	4149.7	2904.8	1.71	1.49
5	1	4946.0	3579.0	4149.7	2904.8	1.70	1.23
	2	5036.4	3539.9	4104.9	2873.4	1.75	1.23
	3	5028.2	3588.9	4104.9	2873.4	1.75	1.25
	4	4912.1	3681.6	4149.7	2904.8	1.69	1.27
6	1	3139.4	2420.1	4149.7	2904.8	1.08	0.83
	2	3185.9	2342.1	4104.9	2873.4	1.11	0.82
	3	3168.7	2402.5	4104.9	2873.4	1.10	0.84
	4	3077.2	2531.2	4149.7	2904.8	1.06	0.87

Tab. A 7: Coefficienti ρ per l'applicabilità dell'analisi dinamica lineare

Appendice C. Risultati dell'analisi modale

Nella presente appendice si riportano i primi 50 modi di vibrare con relativo periodo e masse partecipanti in direzione X, Y e rotazionale in Z.

Modo	Periodo	UX	UY	SumUX	SumUY	RZ	SumRZ
[n°]	[s]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
1	1.947	0.773	0.000	0.773	0.000	0.000	0.000
2	1.300	0.006	0.001	0.779	0.001	0.000	0.000
3	1.172	0.000	0.534	0.779	0.535	0.144	0.144
4	1.026	0.000	0.033	0.779	0.569	0.246	0.390
5	0.981	0.121	0.000	0.901	0.569	0.000	0.390
6	0.905	0.000	0.201	0.901	0.770	0.000	0.390
7	0.811	0.003	0.000	0.904	0.770	0.001	0.391
8	0.795	0.000	0.001	0.904	0.771	0.207	0.598
9	0.722	0.001	0.089	0.905	0.859	0.002	0.600
10	0.717	0.056	0.002	0.961	0.861	0.000	0.600
11	0.692	0.000	0.000	0.961	0.861	0.148	0.748
12	0.678	0.000	0.100	0.961	0.961	0.200	0.948
13	0.664	0.000	0.000	0.961	0.962	0.000	0.948
14	0.646	0.016	0.000	0.977	0.962	0.000	0.948
15	0.449	0.000	0.000	0.977	0.962	0.001	0.949
16	0.428	0.000	0.000	0.977	0.962	0.000	0.949
17	0.408	0.000	0.000	0.977	0.962	0.001	0.951
18	0.392	0.000	0.000	0.977	0.962	0.000	0.951
19	0.380	0.000	0.000	0.977	0.962	0.001	0.951
20	0.374	0.000	0.000	0.977	0.962	0.000	0.952
21	0.371	0.000	0.000	0.977	0.962	0.000	0.952
22	0.332	0.000	0.000	0.977	0.962	0.000	0.952
23	0.329	0.000	0.000	0.977	0.962	0.000	0.952
24	0.328	0.000	0.000	0.978	0.962	0.000	0.952
25	0.324	0.000	0.000	0.978	0.962	0.000	0.952
26	0.319	0.000	0.000	0.978	0.962	0.000	0.952
27	0.316	0.000	0.000	0.978	0.962	0.000	0.952

28	0.313	0.000	0.000	0.978	0.962	0.000	0.952
29	0.312	0.000	0.000	0.978	0.962	0.000	0.952
30	0.312	0.000	0.000	0.978	0.962	0.000	0.952
31	0.298	0.000	0.000	0.978	0.962	0.000	0.952
32	0.294	0.000	0.000	0.978	0.962	0.000	0.952
33	0.291	0.000	0.001	0.978	0.963	0.002	0.954
34	0.289	0.000	0.000	0.978	0.963	0.000	0.954
35	0.289	0.000	0.000	0.978	0.963	0.000	0.954
36	0.288	0.000	0.000	0.978	0.963	0.000	0.954
37	0.288	0.000	0.000	0.978	0.963	0.000	0.954
38	0.287	0.000	0.000	0.978	0.963	0.000	0.954
39	0.286	0.000	0.000	0.978	0.963	0.000	0.954
40	0.286	0.000	0.000	0.978	0.963	0.000	0.954
41	0.284	0.000	0.000	0.978	0.963	0.000	0.954
42	0.281	0.000	0.003	0.978	0.965	0.000	0.954
43	0.278	0.003	0.000	0.982	0.966	0.000	0.954
44	0.277	0.000	0.001	0.982	0.966	0.000	0.955
45	0.269	0.002	0.000	0.984	0.966	0.000	0.955
46	0.262	0.000	0.008	0.984	0.974	0.000	0.955
47	0.259	0.004	0.000	0.988	0.974	0.000	0.955
48	0.246	0.000	0.002	0.988	0.976	0.007	0.962
49	0.236	0.000	0.001	0.988	0.976	0.000	0.962
50	0.226	0.000	0.002	0.988	0.979	0.000	0.962

Tab. A 8: Output analisi modale dal software SAP2000

Appendice D. Valutazione dell'azione sismica

Nella presente appendice vengono riportate in maniera più approfondita le grandezze e le definizioni trattate al §3.4 relative all'azione sismica ed alla costruzione degli spettri di risposta elastici di progetto.

Periodo di riferimento

Citando la Norma (§2.4.3), "le azioni sismiche vengono valutate in relazione ad un periodo di riferimento V_R che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale V_N di progetto per il coefficiente d'uso C_U ":

$$V_R = C_U \cdot V_N$$

Il coefficiente d'uso C_U varia in relazione alla classe d'uso, correlata all'importanza della struttura ed alla conseguenza che un'interruzione di operatività o un eventuale collasso genererebbero. Il viadotto in esame ricade nella classe d'uso IV, così definita: "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. [...] Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico."

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

Tabella 1: Valori del coefficiente d'uso C_U

La vita nominale di progetto V_N di un'opera è convenzionalmente definita come il numero di anni nel quale l'opera, purché ispezionata e mantenuta come previsto in progetto, manterrà i livelli prestazionali e svolgerà le funzioni per le quali è stata progettata.

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

Tab. A 9: Valori minimi della Vita nominale V_N di progetto per i diversi tipi di costruzioni (NTC18 - Tab. 2.4.1)

Spettri di risposta

Ai fini delle Norme Tecniche per le Costruzioni le forme spettrali sono definite a partire dai valori dei seguenti parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- a_g accelerazione orizzontale massima al sito;
- F_o valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T_C^* valore di riferimento per la determinazione del periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

Le condizioni del sito di riferimento rigido non corrispondono, in generale, alle condizioni reali, pertanto è necessario tenere conto delle condizioni stratigrafiche del volume di terreno interessato ed anche delle condizioni topografiche del sito su cui sorge l'opera in quanto possono far variare significativamente l'azione sismica. Tali aspetti possono essere valutati eseguendo specifiche analisi oppure con metodi semplificati, applicando i coefficienti di amplificazione stratigrafica S_S e topografica S_T , definiti al §3.2.3.2.1 della Norma in funzione rispettivamente della categoria di sottosuolo e categoria topografica.

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

Tab. A 10: Espressioni di S_S e C_C (NTC18 – Tab. 3.2IV)

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

Tab. A 11: Valori massimi del coefficiente di amplificazione topografica S_T (NTC18 – Tab. 3.2V)

Lo spettro di risposta elastico in accelerazione della componente orizzontale del moto sismico è definito dalle seguenti espressioni:

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

$$T_B \leq T < T_C \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o$$

$$T_C \leq T < T_D \quad S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot F_o \left(\frac{T_C}{T} \right)$$

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

Appendice E. Risultati delle verifiche dei dispositivi di appoggio

Nella presente appendice sono riportati per intero i risultati delle verifiche in termini di valori di domanda, di capacità e di coefficienti di sicurezza per ciascuna combinazione di sisma principale e per ciascuno Stato Limite analizzato.

Stato Limite di Collasso (SLC)

Vengono riportati i valori delle forze di taglio di ciascun dispositivo di appoggio sia in corrispondenza della compressione massima (N_{min}) che minima (N_{max}) mentre in termini dello spostamento si riporta direttamente il massimo in valore assoluto.

Appoggio	N_{min}		N_{max}		U_l	U_t
	V_l	V_t	V_l	V_t		
[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]
SP.A_APP.1	-374.4	-139.2	374.4	138.7	0.052	0.019
SP.A_APP.2	-371.8	-139.0	371.8	138.8	0.051	0.019
SP.A_APP.3	-370.7	-138.9	370.7	138.9	0.051	0.019
SP.A_APP.4	-372.1	-138.8	372.1	139.0	0.052	0.019
SP.A_APP.5	-374.7	-138.7	374.7	139.2	0.052	0.019
SP.B_APP.1	-580.3	-138.9	580.6	138.4	0.080	0.019
SP.B_APP.2	-574.8	-138.7	575.0	138.5	0.080	0.019
SP.B_APP.3	-571.0	-138.6	571.1	138.6	0.079	0.019
SP.B_APP.4	-573.9	-138.5	573.9	138.7	0.079	0.019
SP.B_APP.5	-581.8	-138.4	581.7	138.9	0.081	0.019
P1_APP.DX.1	-453.9	-104.8	453.9	105.6	0.063	0.015
P1_APP.DX.2	-451.5	-106.2	451.5	106.4	0.063	0.015
P1_APP.DX.3	-451.0	-106.5	451.0	106.5	0.062	0.015
P1_APP.DX.4	-453.1	-106.4	453.1	106.2	0.063	0.015
P1_APP.DX.5	-456.3	-105.6	456.3	104.8	0.063	0.015
P1_APP.SX.1	-223.9	-113.4	223.9	114.2	0.031	0.016
P1_APP.SX.2	-220.9	-114.8	220.9	115.0	0.031	0.016
P1_APP.SX.3	-219.4	-115.1	219.4	115.2	0.030	0.016
P1_APP.SX.4	-221.2	-115.0	221.2	114.8	0.031	0.016
P1_APP.SX.5	-224.2	-114.2	224.2	113.4	0.031	0.016
P2_APP.DX.1	-448.3	-96.9	448.3	98.0	0.062	0.014
P2_APP.DX.2	-441.1	-98.6	441.1	98.9	0.061	0.014
P2_APP.DX.3	-435.8	-99.2	435.8	99.2	0.060	0.014
P2_APP.DX.4	-441.7	-98.9	441.7	98.6	0.061	0.014
P2_APP.DX.5	-449.4	-98.0	449.4	96.9	0.062	0.014
P2_APP.SX.1	-302.8	-68.2	302.8	69.3	0.042	0.010
P2_APP.SX.2	-298.8	-69.7	298.8	70.1	0.041	0.010
P2_APP.SX.3	-295.3	-70.2	295.3	70.2	0.041	0.010
P2_APP.SX.4	-297.9	-70.1	297.9	69.7	0.041	0.010

P2_APP.SX.5	-301.9	-69.3	301.9	68.2	0.042	0.010
P3_APP.DX.1	-402.3	-92.3	402.5	93.5	0.056	0.013
P3_APP.DX.2	-401.5	-94.0	401.5	94.3	0.056	0.013
P3_APP.DX.3	-401.8	-94.5	401.8	94.6	0.056	0.013
P3_APP.DX.4	-403.1	-94.3	403.1	94.0	0.056	0.013
P3_APP.DX.5	-405.7	-93.4	405.6	92.3	0.056	0.013
P3_APP.SX.1	-282.4	-94.9	282.4	96.0	0.039	0.013
P3_APP.SX.2	-276.4	-96.6	276.3	96.9	0.038	0.013
P3_APP.SX.3	-272.5	-97.2	272.5	97.2	0.038	0.013
P3_APP.SX.4	-275.5	-97.0	275.5	96.6	0.038	0.013
P3_APP.SX.5	-281.6	-96.1	281.6	94.9	0.039	0.013
P4_APP.DX.1	-191.2	-112.6	191.5	113.8	0.027	0.016
P4_APP.DX.2	-183.2	-115.2	183.4	115.6	0.025	0.016
P4_APP.DX.3	-180.5	-116.0	180.5	116.1	0.025	0.016
P4_APP.DX.4	-187.3	-115.4	187.2	115.0	0.026	0.016
P4_APP.DX.5	-196.1	-113.4	195.9	112.2	0.027	0.016
P4_APP.SX.1	-167.8	-70.5	167.9	71.6	0.023	0.010
P4_APP.SX.2	-162.7	-73.0	162.7	73.4	0.023	0.010
P4_APP.SX.3	-160.2	-73.9	160.2	73.9	0.022	0.010
P4_APP.SX.4	-163.1	-73.5	163.0	73.1	0.023	0.010
P4_APP.SX.5	-167.8	-71.8	167.7	70.6	0.023	0.010
P5_APP.DX.1	-293.6	-95.6	293.9	96.8	0.041	0.013
P5_APP.DX.2	-288.4	-97.6	288.6	98.1	0.040	0.014
P5_APP.DX.3	-287.0	-98.2	287.0	98.3	0.040	0.014
P5_APP.DX.4	-293.0	-97.6	292.9	97.2	0.041	0.014
P5_APP.DX.5	-299.9	-96.0	299.6	94.8	0.042	0.013
P5_APP.SX.1	-393.2	-113.9	393.5	115.1	0.054	0.016
P5_APP.SX.2	-385.0	-116.5	385.1	116.9	0.053	0.016
P5_APP.SX.3	-378.0	-117.6	377.9	117.6	0.052	0.016
P5_APP.SX.4	-380.2	-117.4	380.0	117.0	0.053	0.016
P5_APP.SX.5	-388.0	-116.2	387.7	114.9	0.054	0.016
P6_APP.DX.1	-404.1	-70.0	404.3	71.2	0.056	0.010
P6_APP.DX.2	-400.2	-70.9	400.2	71.3	0.055	0.010
P6_APP.DX.3	-397.3	-71.3	397.3	71.3	0.055	0.010
P6_APP.DX.4	-399.8	-71.2	399.6	70.8	0.055	0.010
P6_APP.DX.5	-405.9	-70.9	405.6	69.7	0.056	0.010
P6_APP.SX.1	-493.6	-119.4	493.9	120.5	0.068	0.017
P6_APP.SX.2	-488.4	-121.3	488.5	121.7	0.068	0.017
P6_APP.SX.3	-484.3	-122.1	484.3	122.1	0.067	0.017
P6_APP.SX.4	-485.3	-122.2	485.1	121.8	0.067	0.017
P6_APP.SX.5	-490.3	-121.6	490.0	120.4	0.068	0.017

Tab. A 12: Valori di domanda associati alla combinazione SISMA_X_SLC_A in termini di forza (V) e spostamento (U) per le due direzioni principali, longitudinale e trasversale

Appoggio	N _{min}		N _{max}		U _i	U _t
	V _i	V _t	V _i	V _t		
[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[m]	[m]
SP.A_APP.1	-135.3	-461.7	135.3	461.1	0.019	0.064
SP.A_APP.2	-126.7	-461.5	126.7	461.2	0.018	0.064
SP.A_APP.3	-122.1	-461.3	122.1	461.3	0.017	0.064
SP.A_APP.4	-127.6	-461.2	127.6	461.5	0.018	0.064
SP.A_APP.5	-136.5	-461.1	136.5	461.7	0.019	0.064
SP.B_APP.1	-233.8	-371.3	234.1	370.7	0.032	0.051
SP.B_APP.2	-210.8	-370.7	210.9	370.4	0.029	0.051
SP.B_APP.3	-192.5	-370.2	192.6	370.2	0.027	0.051
SP.B_APP.4	-197.7	-369.7	197.6	370.0	0.027	0.051
SP.B_APP.5	-219.0	-369.3	218.9	369.9	0.030	0.051
P1_APP.DX.1	-163.1	-339.7	163.2	340.5	0.023	0.047
P1_APP.DX.2	-155.0	-343.6	155.0	343.7	0.021	0.048
P1_APP.DX.3	-152.9	-344.5	152.9	344.5	0.021	0.048
P1_APP.DX.4	-160.3	-343.7	160.3	343.6	0.022	0.048
P1_APP.DX.5	-170.5	-340.5	170.5	339.7	0.024	0.047
P1_APP.SX.1	-87.0	-377.5	87.0	378.4	0.012	0.052
P1_APP.SX.2	-77.0	-381.5	77.0	381.7	0.011	0.053
P1_APP.SX.3	-71.3	-382.4	71.3	382.5	0.010	0.053
P1_APP.SX.4	-77.9	-381.7	77.9	381.5	0.011	0.053
P1_APP.SX.5	-88.0	-378.4	88.0	377.5	0.012	0.052
P2_APP.DX.1	-182.4	-315.4	182.4	316.5	0.025	0.044
P2_APP.DX.2	-157.9	-320.2	157.9	320.5	0.022	0.044
P2_APP.DX.3	-138.7	-321.7	138.7	321.7	0.019	0.045
P2_APP.DX.4	-158.1	-320.5	158.1	320.2	0.022	0.044
P2_APP.DX.5	-182.9	-316.5	182.9	315.4	0.025	0.044
P2_APP.SX.1	-119.6	-221.0	119.6	222.1	0.017	0.031
P2_APP.SX.2	-106.0	-225.1	106.0	225.4	0.015	0.031
P2_APP.SX.3	-93.9	-226.4	93.8	226.4	0.013	0.031
P2_APP.SX.4	-102.5	-225.4	102.5	225.1	0.014	0.031
P2_APP.SX.5	-115.8	-222.1	115.8	221.0	0.016	0.031
P3_APP.DX.1	-142.9	-294.9	143.1	296.1	0.020	0.041
P3_APP.DX.2	-137.7	-299.3	137.8	299.7	0.019	0.041
P3_APP.DX.3	-135.3	-300.7	135.3	300.7	0.019	0.042
P3_APP.DX.4	-138.2	-299.6	138.2	299.3	0.019	0.041
P3_APP.DX.5	-144.5	-296.0	144.4	294.9	0.020	0.041
P3_APP.SX.1	-131.6	-309.2	131.5	310.3	0.018	0.043
P3_APP.SX.2	-110.8	-313.8	110.8	314.2	0.015	0.043
P3_APP.SX.3	-97.4	-315.3	97.4	315.3	0.013	0.044
P3_APP.SX.4	-106.9	-314.2	106.9	313.8	0.015	0.044
P3_APP.SX.5	-126.8	-310.3	126.8	309.2	0.018	0.043
P4_APP.DX.1	-110.3	-357.5	110.6	358.7	0.015	0.050

P4_APP.DX.2	-83.2	-365.1	83.3	365.5	0.012	0.051
P4_APP.DX.3	-73.3	-367.4	73.3	367.5	0.010	0.051
P4_APP.DX.4	-95.9	-364.9	95.8	364.5	0.013	0.051
P4_APP.DX.5	-124.6	-357.5	124.4	356.3	0.017	0.050
P4_APP.SX.1	-89.1	-223.2	89.2	224.4	0.012	0.031
P4_APP.SX.2	-72.9	-230.7	72.9	231.1	0.010	0.032
P4_APP.SX.3	-65.0	-233.3	65.0	233.3	0.009	0.032
P4_APP.SX.4	-76.4	-231.3	76.4	230.9	0.011	0.032
P4_APP.SX.5	-93.5	-224.8	93.3	223.6	0.013	0.031
P5_APP.DX.1	-124.5	-284.2	124.8	285.4	0.017	0.040
P5_APP.DX.2	-105.1	-289.7	105.2	290.2	0.015	0.040
P5_APP.DX.3	-98.0	-291.2	98.1	291.2	0.014	0.040
P5_APP.DX.4	-116.1	-288.8	116.0	288.4	0.016	0.040
P5_APP.DX.5	-136.7	-282.8	136.5	281.5	0.019	0.039
P5_APP.SX.1	-177.4	-353.2	177.7	354.4	0.025	0.049
P5_APP.SX.2	-150.5	-360.8	150.6	361.2	0.021	0.050
P5_APP.SX.3	-126.5	-364.0	126.4	364.0	0.018	0.050
P5_APP.SX.4	-134.7	-362.8	134.6	362.4	0.019	0.050
P5_APP.SX.5	-161.1	-357.6	160.8	356.4	0.022	0.050
P6_APP.DX.1	-163.4	-160.6	163.6	161.8	0.023	0.022
P6_APP.DX.2	-146.5	-162.3	146.5	162.7	0.020	0.023
P6_APP.DX.3	-133.1	-162.7	133.0	162.7	0.018	0.023
P6_APP.DX.4	-137.4	-162.0	137.2	161.7	0.019	0.022
P6_APP.DX.5	-153.8	-160.4	153.4	159.2	0.021	0.022
P6_APP.SX.1	-193.5	-332.6	193.8	333.8	0.027	0.046
P6_APP.SX.2	-175.6	-337.8	175.7	338.2	0.024	0.047
P6_APP.SX.3	-160.5	-340.1	160.5	340.1	0.022	0.047
P6_APP.SX.4	-163.6	-339.6	163.5	339.2	0.023	0.047
P6_APP.SX.5	-179.7	-336.6	179.4	335.4	0.025	0.047

Tab. A 13: Valori di domanda associati alla combinazione SISMA_Y_SLC_A in termini di forza (V) e spostamento (U) per le due direzioni principali, longitudinale e trasversale

Spessore del singolo strato di gomma	t_i	0.012	[m]
Numero di strati di gomma	n_i	3	[-]
Spessore del singolo strato di acciaio	t_s	0.002	[m]
Numero di strati di acciaio	n_s	2	[-]
Altezza della sola gomma	h_{gomma}	0.036	[m]
Altezza totale dell'appoggio	h_{tot}	0.040	[m]
Deformazione massima	γ	1.8	[-]
Capacità dell'appoggio	$U_{C,\text{app}}$	0.065	[m]

Tab. A 14: Calcolo della capacità in spostamento del dispositivo di appoggio

SISMA_X_SLC_A	SISMA_Y_SLC_A
----------------------	----------------------

Appoggio	N_{min}	V_{c,app}	N_{max}	V_{c,app}	N_{min}	V_{c,app}	N_{max}	V_{c,app}
[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
SP.A_APP.1	-849.0	424.5	-675.9	337.9	-828.9	414.5	-695.9	348.0
SP.A_APP.2	-821.2	410.6	-647.9	323.9	-799.6	399.8	-669.5	334.7
SP.A_APP.3	-829.5	414.7	-653.8	326.9	-803.8	401.9	-679.5	339.7
SP.A_APP.4	-815.2	407.6	-645.4	322.7	-794.0	397.0	-666.6	333.3
SP.A_APP.5	-850.9	425.4	-681.8	340.9	-831.4	415.7	-701.3	350.7
SP.B_APP.1	-841.8	420.9	-678.3	339.1	-829.0	414.5	-691.1	345.5
SP.B_APP.2	-813.9	406.9	-653.3	326.6	-802.6	401.3	-664.5	332.3
SP.B_APP.3	-821.1	410.6	-662.3	331.2	-802.4	401.2	-681.0	340.5
SP.B_APP.4	-813.1	406.6	-649.5	324.8	-800.5	400.2	-662.2	331.1
SP.B_APP.5	-854.8	427.4	-682.4	341.2	-840.0	420.0	-697.2	348.6
P1_APP.DX.1	-875.1	437.5	-685.6	342.8	-902.4	451.2	-658.2	329.1
P1_APP.DX.2	-802.5	401.2	-648.2	324.1	-805.8	402.9	-644.9	322.5
P1_APP.DX.3	-793.5	396.7	-655.0	327.5	-779.9	389.9	-668.6	334.3
P1_APP.DX.4	-797.5	398.7	-645.5	322.8	-800.8	400.4	-642.1	321.1
P1_APP.DX.5	-877.5	438.7	-690.3	345.1	-904.7	452.4	-663.1	331.5
P1_APP.SX.1	-888.2	444.1	-672.6	336.3	-907.6	453.8	-653.2	326.6
P1_APP.SX.2	-813.8	406.9	-636.9	318.4	-807.9	403.9	-642.8	321.4
P1_APP.SX.3	-805.5	402.7	-642.8	321.4	-784.2	392.1	-664.1	332.1
P1_APP.SX.4	-808.1	404.1	-634.8	317.4	-802.6	401.3	-640.3	320.1
P1_APP.SX.5	-889.4	444.7	-678.5	339.2	-909.4	454.7	-658.5	329.2
P2_APP.DX.1	-865.1	432.5	-694.6	347.3	-896.9	448.4	-662.8	331.4
P2_APP.DX.2	-795.4	397.7	-656.0	328.0	-802.3	401.2	-649.1	324.6
P2_APP.DX.3	-787.5	393.8	-661.5	330.8	-778.8	389.4	-670.3	335.1
P2_APP.DX.4	-790.4	395.2	-653.3	326.7	-797.3	398.6	-646.5	323.2
P2_APP.DX.5	-867.2	433.6	-699.5	349.8	-898.8	449.4	-667.9	333.9
P2_APP.SX.1	-871.0	435.5	-688.8	344.4	-887.6	443.8	-672.1	336.1
P2_APP.SX.2	-807.5	403.7	-643.9	322.0	-805.7	402.9	-645.7	322.8
P2_APP.SX.3	-801.1	400.5	-647.9	323.9	-782.7	391.4	-666.2	333.1
P2_APP.SX.4	-802.5	401.2	-641.2	320.6	-800.7	400.3	-643.0	321.5
P2_APP.SX.5	-873.4	436.7	-693.4	346.7	-889.9	445.0	-676.9	338.5
P3_APP.DX.1	-855.9	428.0	-702.3	351.1	-896.5	448.2	-661.7	330.9
P3_APP.DX.2	-786.4	393.2	-664.0	332.0	-793.9	396.9	-656.5	328.3
P3_APP.DX.3	-781.5	390.8	-667.7	333.9	-777.2	388.6	-672.0	336.0
P3_APP.DX.4	-784.2	392.1	-660.8	330.4	-791.3	395.7	-653.7	326.8
P3_APP.DX.5	-868.6	434.3	-699.2	349.6	-903.6	451.8	-664.2	332.1
P3_APP.SX.1	-863.8	431.9	-695.5	347.7	-888.8	444.4	-670.5	335.2
P3_APP.SX.2	-796.4	398.2	-655.1	327.5	-803.3	401.7	-648.2	324.1
P3_APP.SX.3	-788.0	394.0	-661.2	330.6	-778.8	389.4	-670.4	335.2
P3_APP.SX.4	-791.3	395.6	-652.6	326.3	-798.6	399.3	-645.3	322.6
P3_APP.SX.5	-866.3	433.1	-700.5	350.2	-891.2	445.6	-675.6	337.8
P4_APP.DX.1	-863.5	431.7	-692.4	346.2	-912.5	456.2	-643.4	321.7
P4_APP.DX.2	-794.8	397.4	-654.6	327.3	-805.5	402.7	-644.0	322.0

P4_APP.DX.3	-787.7	393.8	-661.8	330.9	-779.4	389.7	-670.1	335.0
P4_APP.DX.4	-794.7	397.4	-651.7	325.8	-806.1	403.1	-640.2	320.1
P4_APP.DX.5	-886.1	443.1	-683.3	341.6	-928.5	464.2	-640.9	320.4
P4_APP.SX.1	-864.2	432.1	-692.6	346.3	-899.6	449.8	-657.2	328.6
P4_APP.SX.2	-796.2	398.1	-654.3	327.2	-811.0	405.5	-639.5	319.8
P4_APP.SX.3	-785.8	392.9	-663.5	331.8	-778.8	389.4	-670.5	335.3
P4_APP.SX.4	-791.6	395.8	-653.4	326.7	-806.4	403.2	-638.6	319.3
P4_APP.SX.5	-866.6	433.3	-702.3	351.2	-902.2	451.1	-666.8	333.4
P5_APP.DX.1	-858.1	429.1	-697.9	348.9	-894.1	447.1	-661.9	330.9
P5_APP.DX.2	-794.8	397.4	-654.8	327.4	-807.5	403.8	-642.0	321.0
P5_APP.DX.3	-786.8	393.4	-662.7	331.4	-779.1	389.5	-670.4	335.2
P5_APP.DX.4	-794.4	397.2	-651.9	326.0	-808.1	404.1	-638.2	319.1
P5_APP.DX.5	-878.2	439.1	-691.1	345.5	-908.8	454.4	-660.4	330.2
P5_APP.SX.1	-865.9	432.9	-688.2	344.1	-911.7	455.8	-642.4	321.2
P5_APP.SX.2	-793.0	396.5	-656.5	328.3	-805.5	402.8	-644.0	322.0
P5_APP.SX.3	-785.0	392.5	-664.5	332.3	-779.0	389.5	-670.5	335.3
P5_APP.SX.4	-790.6	395.3	-655.6	327.8	-802.1	401.0	-644.1	322.1
P5_APP.SX.5	-872.5	436.2	-698.7	349.3	-919.4	459.7	-651.8	325.9
P6_APP.DX.1	-869.6	434.8	-686.6	343.3	-873.0	436.5	-683.2	341.6
P6_APP.DX.2	-809.2	404.6	-640.2	320.1	-800.8	400.4	-648.6	324.3
P6_APP.DX.3	-805.5	402.7	-643.8	321.9	-785.9	393.0	-663.4	331.7
P6_APP.DX.4	-809.1	404.5	-637.1	318.6	-801.8	400.9	-644.4	322.2
P6_APP.DX.5	-884.9	442.4	-684.7	342.3	-884.3	442.1	-685.3	342.6
P6_APP.SX.1	-860.5	430.2	-694.0	347.0	-890.1	445.0	-664.4	332.2
P6_APP.SX.2	-790.3	395.2	-659.3	329.6	-795.5	397.7	-654.2	327.1
P6_APP.SX.3	-786.2	393.1	-663.1	331.6	-779.0	389.5	-670.3	335.2
P6_APP.SX.4	-789.7	394.8	-656.3	328.2	-792.6	396.3	-653.4	326.7
P6_APP.SX.5	-867.7	433.8	-703.4	351.7	-899.0	449.5	-672.1	336.1

Tab. A 15: Valori di capacità in termini di forza dei dispositivi di appoggio

Appoggio	N _{min}			N _{max}		
	$\rho_{v,l}$	$\rho_{v,t}$	ρ_v	$\rho_{v,l}$	$\rho_{v,t}$	ρ_v
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
SP.A_APP.1	-0.88	-0.33	0.94	1.11	0.41	1.18
SP.A_APP.2	-0.91	-0.34	0.97	1.15	0.43	1.23
SP.A_APP.3	-0.89	-0.33	0.95	1.13	0.42	1.21
SP.A_APP.4	-0.91	-0.34	0.97	1.15	0.43	1.23
SP.A_APP.5	-0.88	-0.33	0.94	1.10	0.41	1.17
SP.B_APP.1	-1.38	-0.33	1.42	1.71	0.41	1.76
SP.B_APP.2	-1.41	-0.34	1.45	1.76	0.42	1.81
SP.B_APP.3	-1.39	-0.34	1.43	1.72	0.42	1.77
SP.B_APP.4	-1.41	-0.34	1.45	1.77	0.43	1.82
SP.B_APP.5	-1.36	-0.32	1.40	1.70	0.41	1.75
P1_APP.DX.1	-1.04	-0.24	1.06	1.32	0.31	1.36

P1_APP.DX.2	-1.13	-0.26	1.16	1.39	0.33	1.43
P1_APP.DX.3	-1.14	-0.27	1.17	1.38	0.33	1.42
P1_APP.DX.4	-1.14	-0.27	1.17	1.40	0.33	1.44
P1_APP.DX.5	-1.04	-0.24	1.07	1.32	0.30	1.36
P1_APP.SX.1	-0.50	-0.26	0.57	0.67	0.34	0.75
P1_APP.SX.2	-0.54	-0.28	0.61	0.69	0.36	0.78
P1_APP.SX.3	-0.54	-0.29	0.62	0.68	0.36	0.77
P1_APP.SX.4	-0.55	-0.28	0.62	0.70	0.36	0.79
P1_APP.SX.5	-0.50	-0.26	0.57	0.66	0.33	0.74
P2_APP.DX.1	-1.04	-0.22	1.06	1.29	0.28	1.32
P2_APP.DX.2	-1.11	-0.25	1.14	1.34	0.30	1.38
P2_APP.DX.3	-1.11	-0.25	1.14	1.32	0.30	1.35
P2_APP.DX.4	-1.12	-0.25	1.15	1.35	0.30	1.39
P2_APP.DX.5	-1.04	-0.23	1.06	1.29	0.28	1.31
P2_APP.SX.1	-0.70	-0.16	0.71	0.88	0.20	0.90
P2_APP.SX.2	-0.74	-0.17	0.76	0.93	0.22	0.95
P2_APP.SX.3	-0.74	-0.18	0.76	0.91	0.22	0.94
P2_APP.SX.4	-0.74	-0.17	0.76	0.93	0.22	0.95
P2_APP.SX.5	-0.69	-0.16	0.71	0.87	0.20	0.89
P3_APP.DX.1	-0.94	-0.22	0.96	1.15	0.27	1.18
P3_APP.DX.2	-1.02	-0.24	1.05	1.21	0.28	1.24
P3_APP.DX.3	-1.03	-0.24	1.06	1.20	0.28	1.24
P3_APP.DX.4	-1.03	-0.24	1.06	1.22	0.28	1.25
P3_APP.DX.5	-0.93	-0.22	0.96	1.16	0.26	1.19
P3_APP.SX.1	-0.65	-0.22	0.69	0.81	0.28	0.86
P3_APP.SX.2	-0.69	-0.24	0.74	0.84	0.30	0.89
P3_APP.SX.3	-0.69	-0.25	0.73	0.82	0.29	0.88
P3_APP.SX.4	-0.70	-0.25	0.74	0.84	0.30	0.89
P3_APP.SX.5	-0.65	-0.22	0.69	0.80	0.27	0.85
P4_APP.DX.1	-0.44	-0.26	0.51	0.55	0.33	0.64
P4_APP.DX.2	-0.46	-0.29	0.54	0.56	0.35	0.66
P4_APP.DX.3	-0.46	-0.29	0.54	0.55	0.35	0.65
P4_APP.DX.4	-0.47	-0.29	0.55	0.57	0.35	0.67
P4_APP.DX.5	-0.44	-0.26	0.51	0.57	0.33	0.66
P4_APP.SX.1	-0.39	-0.16	0.42	0.48	0.21	0.53
P4_APP.SX.2	-0.41	-0.18	0.45	0.50	0.22	0.55
P4_APP.SX.3	-0.41	-0.19	0.45	0.48	0.22	0.53
P4_APP.SX.4	-0.41	-0.19	0.45	0.50	0.22	0.55
P4_APP.SX.5	-0.39	-0.17	0.42	0.48	0.20	0.52
P5_APP.DX.1	-0.68	-0.22	0.72	0.84	0.28	0.89
P5_APP.DX.2	-0.73	-0.25	0.77	0.88	0.30	0.93
P5_APP.DX.3	-0.73	-0.25	0.77	0.87	0.30	0.92
P5_APP.DX.4	-0.74	-0.25	0.78	0.90	0.30	0.95
P5_APP.DX.5	-0.68	-0.22	0.72	0.87	0.27	0.91

P5_APP.SX.1	-0.91	-0.26	0.95	1.14	0.33	1.19
P5_APP.SX.2	-0.97	-0.29	1.01	1.17	0.36	1.23
P5_APP.SX.3	-0.96	-0.30	1.01	1.14	0.35	1.19
P5_APP.SX.4	-0.96	-0.30	1.01	1.16	0.36	1.21
P5_APP.SX.5	-0.89	-0.27	0.93	1.11	0.33	1.16
P6_APP.DX.1	-0.93	-0.16	0.94	1.18	0.21	1.20
P6_APP.DX.2	-0.99	-0.18	1.00	1.25	0.22	1.27
P6_APP.DX.3	-0.99	-0.18	1.00	1.23	0.22	1.25
P6_APP.DX.4	-0.99	-0.18	1.00	1.25	0.22	1.27
P6_APP.DX.5	-0.92	-0.16	0.93	1.18	0.20	1.20
P6_APP.SX.1	-1.15	-0.28	1.18	1.42	0.35	1.47
P6_APP.SX.2	-1.24	-0.31	1.27	1.48	0.37	1.53
P6_APP.SX.3	-1.23	-0.31	1.27	1.46	0.37	1.51
P6_APP.SX.4	-1.23	-0.31	1.27	1.48	0.37	1.52
P6_APP.SX.5	-1.13	-0.28	1.16	1.39	0.34	1.43

Tab. A 16: Coefficienti di sicurezza per la verifica in termini di forza nella combinazione SISMA_X_SLC_A

Appoggio	N _{min}			N _{max}		
	$\rho_{v,l}$	$\rho_{v,t}$	ρ_v	$\rho_{v,l}$	$\rho_{v,t}$	ρ_v
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
SP.A_APP.1	-0.33	-1.11	1.16	0.39	1.33	1.38
SP.A_APP.2	-0.32	-1.15	1.20	0.38	1.38	1.43
SP.A_APP.3	-0.30	-1.15	1.19	0.36	1.36	1.40
SP.A_APP.4	-0.32	-1.16	1.21	0.38	1.38	1.44
SP.A_APP.5	-0.33	-1.11	1.16	0.39	1.32	1.37
SP.B_APP.1	-0.56	-0.90	1.06	0.68	1.07	1.27
SP.B_APP.2	-0.53	-0.92	1.06	0.63	1.11	1.28
SP.B_APP.3	-0.48	-0.92	1.04	0.57	1.09	1.23
SP.B_APP.4	-0.49	-0.92	1.05	0.60	1.12	1.27
SP.B_APP.5	-0.52	-0.88	1.02	0.63	1.06	1.23
P1_APP.DX.1	-0.36	-0.75	0.84	0.50	1.03	1.15
P1_APP.DX.2	-0.38	-0.85	0.94	0.48	1.07	1.17
P1_APP.DX.3	-0.39	-0.88	0.97	0.46	1.03	1.13
P1_APP.DX.4	-0.40	-0.86	0.95	0.50	1.07	1.18
P1_APP.DX.5	-0.38	-0.75	0.84	0.51	1.02	1.15
P1_APP.SX.1	-0.19	-0.83	0.85	0.27	1.16	1.19
P1_APP.SX.2	-0.19	-0.94	0.96	0.24	1.19	1.21
P1_APP.SX.3	-0.18	-0.98	0.99	0.21	1.15	1.17
P1_APP.SX.4	-0.19	-0.95	0.97	0.24	1.19	1.22
P1_APP.SX.5	-0.19	-0.83	0.85	0.27	1.15	1.18
P2_APP.DX.1	-0.41	-0.70	0.81	0.55	0.95	1.10
P2_APP.DX.2	-0.39	-0.80	0.89	0.49	0.99	1.10
P2_APP.DX.3	-0.36	-0.83	0.90	0.41	0.96	1.05
P2_APP.DX.4	-0.40	-0.80	0.90	0.49	0.99	1.10

P2_APP.DX.5	-0.41	-0.70	0.81	0.55	0.94	1.09
P2_APP.SX.1	-0.27	-0.50	0.57	0.36	0.66	0.75
P2_APP.SX.2	-0.26	-0.56	0.62	0.33	0.70	0.77
P2_APP.SX.3	-0.24	-0.58	0.63	0.28	0.68	0.74
P2_APP.SX.4	-0.26	-0.56	0.62	0.32	0.70	0.77
P2_APP.SX.5	-0.26	-0.50	0.56	0.34	0.65	0.74
P3_APP.DX.1	-0.32	-0.66	0.73	0.43	0.89	0.99
P3_APP.DX.2	-0.35	-0.75	0.83	0.42	0.91	1.00
P3_APP.DX.3	-0.35	-0.77	0.85	0.40	0.89	0.98
P3_APP.DX.4	-0.35	-0.76	0.83	0.42	0.92	1.01
P3_APP.DX.5	-0.32	-0.66	0.73	0.43	0.89	0.99
P3_APP.SX.1	-0.30	-0.70	0.76	0.39	0.93	1.01
P3_APP.SX.2	-0.28	-0.78	0.83	0.34	0.97	1.03
P3_APP.SX.3	-0.25	-0.81	0.85	0.29	0.94	0.98
P3_APP.SX.4	-0.27	-0.79	0.83	0.33	0.97	1.03
P3_APP.SX.5	-0.28	-0.70	0.75	0.38	0.92	0.99
P4_APP.DX.1	-0.24	-0.78	0.82	0.34	1.12	1.17
P4_APP.DX.2	-0.21	-0.91	0.93	0.26	1.14	1.16
P4_APP.DX.3	-0.19	-0.94	0.96	0.22	1.10	1.12
P4_APP.DX.4	-0.24	-0.91	0.94	0.30	1.14	1.18
P4_APP.DX.5	-0.27	-0.77	0.82	0.39	1.11	1.18
P4_APP.SX.1	-0.20	-0.50	0.53	0.27	0.68	0.73
P4_APP.SX.2	-0.18	-0.57	0.60	0.23	0.72	0.76
P4_APP.SX.3	-0.17	-0.60	0.62	0.19	0.70	0.72
P4_APP.SX.4	-0.19	-0.57	0.60	0.24	0.72	0.76
P4_APP.SX.5	-0.21	-0.50	0.54	0.28	0.67	0.73
P5_APP.DX.1	-0.28	-0.64	0.69	0.38	0.86	0.94
P5_APP.DX.2	-0.26	-0.72	0.76	0.33	0.90	0.96
P5_APP.DX.3	-0.25	-0.75	0.79	0.29	0.87	0.92
P5_APP.DX.4	-0.29	-0.71	0.77	0.36	0.90	0.97
P5_APP.DX.5	-0.30	-0.62	0.69	0.41	0.85	0.95
P5_APP.SX.1	-0.39	-0.77	0.87	0.55	1.10	1.23
P5_APP.SX.2	-0.37	-0.90	0.97	0.47	1.12	1.22
P5_APP.SX.3	-0.32	-0.93	0.99	0.38	1.09	1.15
P5_APP.SX.4	-0.34	-0.90	0.97	0.42	1.13	1.20
P5_APP.SX.5	-0.35	-0.78	0.85	0.49	1.09	1.20
P6_APP.DX.1	-0.37	-0.37	0.52	0.48	0.47	0.67
P6_APP.DX.2	-0.37	-0.41	0.55	0.45	0.50	0.68
P6_APP.DX.3	-0.34	-0.41	0.53	0.40	0.49	0.63
P6_APP.DX.4	-0.34	-0.40	0.53	0.43	0.50	0.66
P6_APP.DX.5	-0.35	-0.36	0.50	0.45	0.46	0.65
P6_APP.SX.1	-0.43	-0.75	0.86	0.58	1.00	1.16
P6_APP.SX.2	-0.44	-0.85	0.96	0.54	1.03	1.17
P6_APP.SX.3	-0.41	-0.87	0.97	0.48	1.01	1.12

P6_APP.SX.4	-0.41	-0.86	0.95	0.50	1.04	1.15
P6_APP.SX.5	-0.40	-0.75	0.85	0.53	1.00	1.13

Tab. A 17: Coefficienti di sicurezza per la verifica in termini di forza nella combinazione SISMA_Y_SLC_A

Appendice F. Risultati delle verifiche del meccanismo duttile delle pile

Domanda

Pila	U _l	U _t	L _{v,l}	N _{max}	N _{min}	θ _l	θ _t	θ _t
				L _{v,t}	L _{v,t}			
[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[rad]	[rad]	[rad]
P1_F1	0.036	0.003	4.99	2.13	2.60	0.0072	0.0013	0.0011
P1_F2	0.035	0.003	4.99	2.41	2.45	0.0070	0.0012	0.0011
P1_F3	0.035	0.003	4.99	2.45	2.41	0.0070	0.0011	0.0011
P1_F4	0.036	0.003	4.99	2.60	2.13	0.0072	0.0011	0.0013
P2_F1	0.104	0.013	9.31	4.34	4.72	0.0112	0.0031	0.0028
P2_F2	0.103	0.013	9.31	4.56	4.62	0.0111	0.0030	0.0029
P2_F3	0.103	0.013	9.31	4.61	4.56	0.0111	0.0029	0.0030
P2_F4	0.105	0.013	9.31	4.72	4.34	0.0112	0.0028	0.0031
P3_F1	0.159	0.017	10.03	4.72	5.06	0.0158	0.0037	0.0034
P3_F2	0.157	0.017	10.03	4.92	4.98	0.0156	0.0035	0.0035
P3_F3	0.157	0.017	10.03	4.97	4.92	0.0156	0.0035	0.0035
P3_F4	0.159	0.017	10.03	5.07	4.71	0.0159	0.0034	0.0037
P4_F1	0.189	0.032	11.23	5.37	5.62	0.0169	0.0059	0.0057
P4_F2	0.188	0.032	11.23	5.52	5.57	0.0168	0.0058	0.0057
P4_F3	0.188	0.032	11.23	5.57	5.52	0.0167	0.0057	0.0058
P4_F4	0.189	0.032	11.23	5.62	5.36	0.0168	0.0057	0.0059
P5_F1	0.166	0.035	11.61	5.70	5.95	0.0143	0.0062	0.0059
P5_F2	0.165	0.035	11.61	5.85	5.90	0.0142	0.0060	0.0060
P5_F3	0.166	0.035	11.61	5.90	5.85	0.0143	0.0060	0.0060
P5_F4	0.168	0.035	11.61	5.95	5.69	0.0145	0.0059	0.0062
P6_F1	0.100	0.022	11.02	5.44	5.81	0.0091	0.0040	0.0037
P6_F2	0.099	0.022	11.02	5.64	5.71	0.0090	0.0038	0.0038
P6_F3	0.100	0.022	11.02	5.70	5.64	0.0090	0.0038	0.0038
P6_F4	0.102	0.021	11.02	5.82	5.42	0.0093	0.0037	0.0040

Tab. A 18: Valori di domanda associati alla combinazione SISMA_X_SLC_P

Pila	U _l	U _t	L _{v,l}	N _{max}	N _{min}	θ _l	θ _t	θ _t
				L _{v,t}	L _{v,t}			
[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[rad]	[rad]	[rad]
P1_F1	0.015	0.009	4.99	2.29	2.43	0.0031	0.0040	0.0037
P1_F2	0.012	0.009	4.99	2.42	2.43	0.0025	0.0037	0.0037
P1_F3	0.013	0.009	4.99	2.43	2.42	0.0025	0.0037	0.0037
P1_F4	0.016	0.009	4.99	2.43	2.29	0.0031	0.0037	0.0040
P2_F1	0.038	0.044	9.31	4.47	4.59	0.0041	0.0098	0.0096
P2_F2	0.035	0.044	9.31	4.58	4.60	0.0037	0.0096	0.0096
P2_F3	0.035	0.044	9.31	4.59	4.58	0.0038	0.0096	0.0096

P2_F4	0.039	0.044	9.31	4.59	4.47	0.0042	0.0096	0.0098
P3_F1	0.059	0.056	10.03	4.83	4.94	0.0059	0.0115	0.0112
P3_F2	0.052	0.056	10.03	4.94	4.95	0.0052	0.0113	0.0112
P3_F3	0.052	0.056	10.03	4.95	4.94	0.0052	0.0112	0.0113
P3_F4	0.059	0.056	10.03	4.94	4.83	0.0059	0.0112	0.0115
P4_F1	0.066	0.099	11.23	5.45	5.53	0.0058	0.0182	0.0180
P4_F2	0.061	0.099	11.23	5.54	5.55	0.0055	0.0180	0.0179
P4_F3	0.059	0.100	11.23	5.55	5.54	0.0053	0.0179	0.0180
P4_F4	0.062	0.100	11.23	5.53	5.45	0.0055	0.0180	0.0183
P5_F1	0.058	0.105	11.61	5.65	5.73	0.0050	0.0187	0.0184
P5_F2	0.054	0.105	11.61	5.74	5.75	0.0047	0.0184	0.0183
P5_F3	0.056	0.105	11.61	5.75	5.74	0.0048	0.0183	0.0183
P5_F4	0.061	0.105	11.61	5.73	5.65	0.0052	0.0183	0.0186
P6_F1	0.040	0.061	11.02	5.34	5.47	0.0036	0.0113	0.0111
P6_F2	0.034	0.060	11.02	5.45	5.47	0.0031	0.0111	0.0110
P6_F3	0.035	0.060	11.02	5.47	5.45	0.0032	0.0110	0.0110
P6_F4	0.042	0.060	11.02	5.47	5.34	0.0038	0.0109	0.0112

Tab. A 19: Valori di domanda associati alla combinazione SISMA_Y_SLC_P

Pila	U _i	U _t	L _{v,i}	N		θ _i	θ	
				N _{max}	N _{min}		θ _t	θ _t
[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[rad]	[rad]	[rad]
P1_F1	0.029	0.002	4.99	2.08	2.67	0.0058	0.0011	0.0008
P1_F2	0.028	0.002	4.99	2.40	2.45	0.0056	0.0009	0.0009
P1_F3	0.028	0.002	4.99	2.45	2.41	0.0056	0.0009	0.0009
P1_F4	0.029	0.002	4.99	2.67	2.08	0.0058	0.0008	0.0011
P2_F1	0.083	0.011	9.31	4.30	4.77	0.0090	0.0025	0.0023
P2_F2	0.083	0.011	9.31	4.55	4.62	0.0089	0.0024	0.0023
P2_F3	0.083	0.011	9.31	4.62	4.55	0.0089	0.0023	0.0024
P2_F4	0.084	0.011	9.31	4.77	4.30	0.0090	0.0023	0.0025
P3_F1	0.127	0.014	10.03	4.67	5.11	0.0127	0.0030	0.0027
P3_F2	0.126	0.014	10.03	4.91	4.98	0.0125	0.0028	0.0028
P3_F3	0.126	0.014	10.03	4.98	4.91	0.0125	0.0028	0.0028
P3_F4	0.127	0.014	10.03	5.11	4.67	0.0127	0.0027	0.0030
P4_F1	0.152	0.025	11.23	5.34	5.65	0.0135	0.0048	0.0045
P4_F2	0.151	0.025	11.23	5.52	5.57	0.0134	0.0046	0.0046
P4_F3	0.151	0.026	11.23	5.57	5.52	0.0134	0.0046	0.0046
P4_F4	0.152	0.026	11.23	5.65	5.33	0.0135	0.0045	0.0048
P5_F1	0.133	0.028	11.61	5.67	5.98	0.0115	0.0050	0.0047
P5_F2	0.133	0.028	11.61	5.84	5.90	0.0114	0.0049	0.0048
P5_F3	0.133	0.028	11.61	5.90	5.85	0.0115	0.0048	0.0048
P5_F4	0.135	0.028	11.61	5.99	5.66	0.0116	0.0047	0.0050
P6_F1	0.081	0.017	11.02	5.40	5.86	0.0073	0.0032	0.0030

P6_F2	0.079	0.017	11.02	5.63	5.72	0.0072	0.0031	0.0030
P6_F3	0.080	0.017	11.02	5.71	5.63	0.0073	0.0030	0.0031
P6_F4	0.082	0.017	11.02	5.87	5.38	0.0074	0.0029	0.0032

Tab. A 20: Valori di domanda associati alla combinazione SISMA_X_SLV_P

Pila	U _l	U _t	L _{v,l}	N		θ_l	θ_t	
				N _{max}	N _{min}		N _{max}	N _{min}
[-]	[m]	[m]	[m]	L _{v,t}	L _{v,t}	[rad]	[rad]	[rad]
P1_F1	0.012	0.007	4.99	2.27	2.45	0.0025	0.0032	0.0030
P1_F2	0.010	0.007	4.99	2.42	2.44	0.0020	0.0030	0.0030
P1_F3	0.010	0.007	4.99	2.44	2.42	0.0020	0.0030	0.0030
P1_F4	0.013	0.007	4.99	2.45	2.27	0.0025	0.0030	0.0032
P2_F1	0.030	0.035	9.31	4.46	4.60	0.0033	0.0079	0.0077
P2_F2	0.028	0.035	9.31	4.57	4.60	0.0030	0.0077	0.0077
P2_F3	0.028	0.035	9.31	4.60	4.58	0.0031	0.0077	0.0077
P2_F4	0.032	0.035	9.31	4.60	4.46	0.0034	0.0077	0.0079
P3_F1	0.047	0.045	10.03	4.82	4.96	0.0047	0.0092	0.0090
P3_F2	0.041	0.045	10.03	4.93	4.96	0.0041	0.0090	0.0090
P3_F3	0.041	0.045	10.03	4.96	4.94	0.0041	0.0090	0.0090
P3_F4	0.047	0.045	10.03	4.96	4.82	0.0047	0.0090	0.0092
P4_F1	0.053	0.080	11.23	5.44	5.54	0.0047	0.0147	0.0144
P4_F2	0.049	0.080	11.23	5.54	5.55	0.0044	0.0144	0.0144
P4_F3	0.047	0.080	11.23	5.55	5.54	0.0042	0.0144	0.0144
P4_F4	0.050	0.080	11.23	5.54	5.44	0.0044	0.0144	0.0147
P5_F1	0.046	0.085	11.61	5.64	5.74	0.0040	0.0150	0.0147
P5_F2	0.043	0.084	11.61	5.74	5.76	0.0037	0.0147	0.0147
P5_F3	0.045	0.084	11.61	5.76	5.74	0.0038	0.0147	0.0147
P5_F4	0.049	0.084	11.61	5.74	5.64	0.0042	0.0147	0.0150
P6_F1	0.032	0.049	11.02	5.33	5.48	0.0029	0.0091	0.0089
P6_F2	0.027	0.048	11.02	5.45	5.47	0.0025	0.0089	0.0088
P6_F3	0.028	0.048	11.02	5.47	5.45	0.0025	0.0088	0.0089
P6_F4	0.033	0.048	11.02	5.49	5.33	0.0030	0.0088	0.0090

Tab. A 21: Valori di domanda associati alla combinazione SISMA_Y_SLV_P

Pila	U _l	U _t	L _{v,l}	N		θ_l	θ_t	
				N _{max}	N _{min}		N _{max}	N _{min}
[-]	[m]	[m]	[m]	L _{v,t}	L _{v,t}	[rad]	[rad]	[rad]
P1_F1	0.011	0.001	4.99	1.67	3.28	0.0022	0.0005	0.0003
P1_F2	0.010	0.001	4.99	2.36	2.50	0.0021	0.0004	0.0003
P1_F3	0.010	0.001	4.99	2.49	2.37	0.0021	0.0003	0.0003
P1_F4	0.011	0.001	4.99	3.28	1.66	0.0022	0.0003	0.0005
P2_F1	0.031	0.004	9.31	3.93	5.20	0.0033	0.0010	0.0008
P2_F2	0.031	0.004	9.31	4.49	4.69	0.0033	0.0009	0.0009

P2_F3	0.031	0.004	9.31	4.68	4.49	0.0033	0.0009	0.0009
P2_F4	0.031	0.004	9.31	5.20	3.93	0.0034	0.0008	0.0010
P3_F1	0.047	0.005	10.03	4.33	5.50	0.0047	0.0012	0.0009
P3_F2	0.047	0.005	10.03	4.85	5.05	0.0047	0.0011	0.0010
P3_F3	0.047	0.005	10.03	5.04	4.86	0.0047	0.0010	0.0011
P3_F4	0.048	0.005	10.03	5.51	4.33	0.0047	0.0009	0.0012
P4_F1	0.057	0.010	11.23	5.09	5.93	0.0050	0.0019	0.0016
P4_F2	0.056	0.010	11.23	5.47	5.62	0.0050	0.0017	0.0017
P4_F3	0.056	0.010	11.23	5.62	5.47	0.0050	0.0017	0.0017
P4_F4	0.057	0.010	11.23	5.94	5.07	0.0050	0.0016	0.0019
P5_F1	0.050	0.011	11.61	5.42	6.26	0.0043	0.0020	0.0017
P5_F2	0.049	0.011	11.61	5.79	5.96	0.0043	0.0018	0.0018
P5_F3	0.050	0.011	11.61	5.95	5.80	0.0043	0.0018	0.0018
P5_F4	0.050	0.011	11.61	6.28	5.39	0.0043	0.0017	0.0020
P6_F1	0.030	0.006	11.02	5.03	6.28	0.0027	0.0013	0.0010
P6_F2	0.030	0.006	11.02	5.55	5.79	0.0027	0.0012	0.0011
P6_F3	0.030	0.006	11.02	5.77	5.56	0.0027	0.0011	0.0012
P6_F4	0.031	0.006	11.02	6.31	4.99	0.0028	0.0010	0.0013

Tab. A 22: Valori di domanda associati alla combinazione SISMA_X_SLD_P

Pila	U _i	U _t	L _{v,i}	N		θ _i	θ	
				N _{max}	N _{min}		θ _t	θ _t
[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m]	[rad]	[rad]	[rad]
P1_F1	0.005	0.003	4.99	2.13	2.61	0.0009	0.0013	0.0010
P1_F2	0.004	0.003	4.99	2.41	2.45	0.0007	0.0011	0.0011
P1_F3	0.004	0.003	4.99	2.45	2.41	0.0008	0.0011	0.0011
P1_F4	0.005	0.003	4.99	2.61	2.12	0.0009	0.0010	0.0013
P2_F1	0.011	0.013	9.31	4.34	4.73	0.0012	0.0030	0.0028
P2_F2	0.010	0.013	9.31	4.56	4.62	0.0011	0.0029	0.0028
P2_F3	0.011	0.013	9.31	4.62	4.56	0.0011	0.0028	0.0029
P2_F4	0.012	0.013	9.31	4.73	4.34	0.0013	0.0028	0.0030
P3_F1	0.018	0.017	10.03	4.71	5.07	0.0018	0.0035	0.0033
P3_F2	0.015	0.017	10.03	4.91	4.98	0.0015	0.0034	0.0033
P3_F3	0.015	0.017	10.03	4.97	4.92	0.0015	0.0033	0.0034
P3_F4	0.018	0.017	10.03	5.07	4.71	0.0018	0.0033	0.0035
P4_F1	0.020	0.030	11.23	5.36	5.62	0.0017	0.0056	0.0053
P4_F2	0.018	0.030	11.23	5.52	5.57	0.0016	0.0054	0.0053
P4_F3	0.018	0.030	11.23	5.57	5.52	0.0016	0.0054	0.0054
P4_F4	0.019	0.030	11.23	5.62	5.36	0.0017	0.0053	0.0056
P5_F1	0.017	0.032	11.61	5.56	5.82	0.0015	0.0057	0.0054
P5_F2	0.016	0.032	11.61	5.72	5.77	0.0014	0.0055	0.0055
P5_F3	0.017	0.032	11.61	5.77	5.72	0.0014	0.0055	0.0055
P5_F4	0.018	0.031	11.61	5.83	5.56	0.0016	0.0054	0.0057

P6_F1	0.012	0.018	11.02	5.20	5.61	0.0011	0.0035	0.0032
P6_F2	0.010	0.018	11.02	5.42	5.50	0.0009	0.0033	0.0033
P6_F3	0.010	0.018	11.02	5.49	5.43	0.0009	0.0033	0.0033
P6_F4	0.012	0.018	11.02	5.62	5.19	0.0011	0.0032	0.0034

Tab. A 23: Valori di domanda associati alla combinazione SISMA_Y_SLD_P

Capacità

	$L_{pl,l}$	$\theta_{y,l}$	$\theta_{u,l}$	$\theta_{SLC,l}$	$L_{pl,t}$	$\theta_{y,t}$	$\theta_{u,t}$	$\theta_{SLC,t}$
	[m]	[rad]	[rad]	[rad]	[m]	[rad]	[rad]	[rad]
P1_F1	0.50	0.006	0.010	0.0068	0.21	0.003	0.004	0.0029
P1_F2	0.50	0.006	0.010	0.0067	0.24	0.003	0.005	0.0032
P1_F3	0.50	0.006	0.010	0.0067	0.24	0.003	0.005	0.0033
P1_F4	0.50	0.006	0.010	0.0068	0.26	0.003	0.005	0.0035
P2_F1	0.93	0.012	0.019	0.0126	0.43	0.006	0.009	0.0059
P2_F2	0.93	0.012	0.019	0.0124	0.46	0.006	0.009	0.0061
P2_F3	0.93	0.012	0.019	0.0124	0.46	0.006	0.009	0.0062
P2_F4	0.93	0.012	0.019	0.0126	0.47	0.006	0.010	0.0064
P3_F1	1.00	0.013	0.020	0.0136	0.47	0.006	0.010	0.0064
P3_F2	1.00	0.013	0.020	0.0134	0.49	0.006	0.010	0.0066
P3_F3	1.00	0.013	0.020	0.0134	0.50	0.006	0.010	0.0066
P3_F4	1.00	0.013	0.020	0.0136	0.51	0.006	0.010	0.0069
P4_F1	1.12	0.014	0.023	0.0154	0.54	0.007	0.011	0.0074
P4_F2	1.12	0.014	0.023	0.0150	0.55	0.007	0.011	0.0074
P4_F3	1.12	0.014	0.023	0.0150	0.56	0.007	0.011	0.0074
P4_F4	1.12	0.014	0.023	0.0154	0.56	0.007	0.012	0.0077
P5_F1	1.16	0.015	0.024	0.0159	0.57	0.007	0.012	0.0078
P5_F2	1.16	0.015	0.023	0.0155	0.59	0.007	0.012	0.0078
P5_F3	1.16	0.015	0.023	0.0155	0.59	0.007	0.012	0.0079
P5_F4	1.16	0.015	0.024	0.0159	0.60	0.007	0.012	0.0082
P6_F1	1.10	0.014	0.022	0.0150	0.54	0.007	0.011	0.0074
P6_F2	1.10	0.014	0.022	0.0147	0.56	0.007	0.011	0.0075
P6_F3	1.10	0.014	0.022	0.0147	0.57	0.007	0.011	0.0076
P6_F4	1.10	0.014	0.022	0.0150	0.58	0.007	0.012	0.0079

Tab. A 24: Valori di capacità per lo sforzo di compressione minimo (N_{max}) nella combinazione SISMA_X_SLC_P

	$L_{pl,l}$	$\theta_{y,l}$	$\theta_{u,l}$	$\theta_{SLC,l}$	$L_{pl,t}$	$\theta_{y,t}$	$\theta_{u,t}$	$\theta_{SLC,t}$
	[m]	[rad]	[rad]	[rad]	[m]	[rad]	[rad]	[rad]
P1_F1	0.50	0.007	0.010	0.0066	0.26	0.003	0.005	0.0034
P1_F2	0.50	0.006	0.010	0.0067	0.24	0.003	0.005	0.0033
P1_F3	0.50	0.006	0.010	0.0067	0.24	0.003	0.005	0.0032
P1_F4	0.50	0.007	0.010	0.0066	0.21	0.003	0.004	0.0028
P2_F1	0.93	0.012	0.018	0.0122	0.47	0.006	0.009	0.0062

P2_F2	0.93	0.012	0.019	0.0125	0.46	0.006	0.009	0.0062
P2_F3	0.93	0.012	0.019	0.0125	0.46	0.006	0.009	0.0061
P2_F4	0.93	0.012	0.018	0.0122	0.43	0.006	0.009	0.0057
P3_F1	1.00	0.013	0.020	0.0132	0.51	0.007	0.010	0.0066
P3_F2	1.00	0.011	0.019	0.0127	0.50	0.006	0.009	0.0063
P3_F3	1.00	0.011	0.019	0.0127	0.49	0.006	0.009	0.0062
P3_F4	1.00	0.013	0.020	0.0132	0.47	0.006	0.009	0.0062
P4_F1	1.12	0.015	0.022	0.0147	0.56	0.008	0.011	0.0073
P4_F2	1.12	0.014	0.023	0.0151	0.56	0.007	0.011	0.0075
P4_F3	1.12	0.014	0.023	0.0151	0.55	0.007	0.011	0.0074
P4_F4	1.12	0.015	0.022	0.0147	0.54	0.007	0.011	0.0070
P5_F1	1.16	0.016	0.023	0.0152	0.60	0.008	0.012	0.0078
P5_F2	1.16	0.015	0.023	0.0156	0.59	0.008	0.012	0.0079
P5_F3	1.16	0.015	0.023	0.0156	0.59	0.008	0.012	0.0078
P5_F4	1.16	0.016	0.023	0.0152	0.57	0.008	0.011	0.0074
P6_F1	1.10	0.015	0.022	0.0145	0.58	0.008	0.011	0.0076
P6_F2	1.10	0.014	0.022	0.0148	0.57	0.007	0.011	0.0077
P6_F3	1.10	0.014	0.022	0.0148	0.56	0.007	0.011	0.0076
P6_F4	1.10	0.015	0.022	0.0145	0.54	0.007	0.011	0.0071

Tab. A 25: Valori di capacità per lo sforzo di compressione massimo (N_{min}) nella combinazione SISMA_X_SLC_P

	$L_{pl,l}$	$\theta_{y,l}$	$\theta_{u,l}$	$\theta_{SLC,l}$	$L_{pl,t}$	$\theta_{y,t}$	$\theta_{u,t}$	$\theta_{SLC,t}$
	[m]	[rad]	[rad]	[rad]	[m]	[rad]	[rad]	[rad]
P1_F1	0.50	0.006	0.011	0.0071	0.23	0.003	0.005	0.0032
P1_F2	0.50	0.006	0.010	0.0068	0.24	0.003	0.005	0.0033
P1_F3	0.50	0.006	0.010	0.0068	0.24	0.003	0.005	0.0033
P1_F4	0.50	0.006	0.011	0.0071	0.24	0.003	0.005	0.0034
P2_F1	0.93	0.011	0.020	0.0132	0.45	0.005	0.010	0.0064
P2_F2	0.93	0.012	0.019	0.0125	0.46	0.006	0.009	0.0062
P2_F3	0.93	0.012	0.019	0.0125	0.46	0.006	0.009	0.0062
P2_F4	0.93	0.011	0.020	0.0132	0.46	0.006	0.010	0.0065
P3_F1	1.00	0.012	0.022	0.0143	0.48	0.006	0.010	0.0069
P3_F2	1.00	0.013	0.020	0.0135	0.49	0.006	0.010	0.0066
P3_F3	1.00	0.013	0.020	0.0135	0.50	0.006	0.010	0.0067
P3_F4	1.00	0.012	0.022	0.0143	0.49	0.006	0.011	0.0071
P4_F1	1.12	0.013	0.025	0.0167	0.55	0.006	0.012	0.0081
P4_F2	1.12	0.014	0.023	0.0151	0.55	0.007	0.011	0.0074
P4_F3	1.12	0.014	0.023	0.0151	0.56	0.007	0.011	0.0075
P4_F4	1.12	0.013	0.025	0.0167	0.55	0.006	0.012	0.0082
P5_F1	1.16	0.013	0.026	0.0172	0.57	0.007	0.013	0.0084
P5_F2	1.16	0.015	0.023	0.0156	0.57	0.007	0.012	0.0077
P5_F3	1.16	0.015	0.023	0.0156	0.58	0.007	0.012	0.0077
P5_F4	1.16	0.013	0.026	0.0172	0.57	0.007	0.013	0.0085

P6_F1	1.10	0.013	0.023	0.0156	0.53	0.006	0.011	0.0076
P6_F2	1.10	0.014	0.022	0.0147	0.54	0.007	0.011	0.0073
P6_F3	1.10	0.014	0.022	0.0147	0.55	0.007	0.011	0.0073
P6_F4	1.10	0.013	0.023	0.0156	0.55	0.007	0.012	0.0077

Tab. A 26: Valori di capacità per lo sforzo di compressione minimo (N_{max}) nella combinazione SISMA_Y_SLC_P

	$L_{pl,l}$	$\theta_{y,l}$	$\theta_{u,l}$	$\theta_{SLC,l}$	$L_{pl,t}$	$\theta_{y,t}$	$\theta_{u,t}$	$\theta_{SLC,t}$
	[m]	[rad]	[rad]	[rad]	[m]	[rad]	[rad]	[rad]
P1_F1	0.50	0.007	0.010	0.0064	0.24	0.003	0.005	0.0031
P1_F2	0.50	0.006	0.010	0.0066	0.24	0.003	0.005	0.0032
P1_F3	0.50	0.006	0.010	0.0066	0.24	0.003	0.005	0.0032
P1_F4	0.50	0.007	0.010	0.0064	0.23	0.003	0.004	0.0030
P2_F1	0.93	0.013	0.018	0.0119	0.46	0.006	0.009	0.0059
P2_F2	0.93	0.012	0.019	0.0125	0.46	0.006	0.009	0.0062
P2_F3	0.93	0.012	0.019	0.0125	0.46	0.006	0.009	0.0061
P2_F4	0.93	0.013	0.018	0.0119	0.45	0.006	0.009	0.0057
P3_F1	1.00	0.014	0.019	0.0128	0.49	0.007	0.009	0.0063
P3_F2	1.00	0.013	0.020	0.0134	0.50	0.006	0.010	0.0066
P3_F3	1.00	0.013	0.020	0.0134	0.49	0.006	0.010	0.0066
P3_F4	1.00	0.014	0.019	0.0128	0.48	0.007	0.009	0.0062
P4_F1	1.12	0.016	0.021	0.0142	0.55	0.008	0.011	0.0070
P4_F2	1.12	0.014	0.023	0.0150	0.56	0.007	0.011	0.0074
P4_F3	1.12	0.014	0.023	0.0150	0.55	0.007	0.011	0.0074
P4_F4	1.12	0.016	0.021	0.0142	0.54	0.008	0.010	0.0069
P5_F1	1.16	0.017	0.022	0.0147	0.57	0.008	0.011	0.0073
P5_F2	1.16	0.015	0.023	0.0155	0.58	0.007	0.012	0.0077
P5_F3	1.16	0.015	0.023	0.0155	0.57	0.007	0.012	0.0077
P5_F4	1.16	0.017	0.022	0.0147	0.57	0.008	0.011	0.0072
P6_F1	1.10	0.015	0.021	0.0142	0.55	0.008	0.011	0.0070
P6_F2	1.10	0.014	0.022	0.0148	0.55	0.007	0.011	0.0073
P6_F3	1.10	0.014	0.022	0.0148	0.55	0.007	0.011	0.0073
P6_F4	1.10	0.015	0.021	0.0142	0.53	0.007	0.010	0.0069

Tab. A 27: Valori di capacità per lo sforzo di compressione massimo (N_{min}) nella combinazione SISMA_Y_SLC_P

	$L_{pl,l}$	$\theta_{y,l}$	$\theta_{u,l}$	$\theta_{SLV,l}$	$L_{pl,t}$	$\theta_{y,t}$	$\theta_{u,t}$	$\theta_{SLV,t}$
	[m]	[rad]	[rad]	[rad]	[m]	[rad]	[rad]	[rad]
P1_F1	0.50	0.006	0.010	0.0051	0.21	0.003	0.004	0.0021
P1_F2	0.50	0.006	0.010	0.0050	0.24	0.003	0.005	0.0024
P1_F3	0.50	0.006	0.010	0.0050	0.25	0.003	0.005	0.0025
P1_F4	0.50	0.006	0.010	0.0051	0.27	0.003	0.005	0.0027
P2_F1	0.93	0.012	0.019	0.0094	0.43	0.005	0.009	0.0044
P2_F2	0.93	0.012	0.019	0.0093	0.45	0.006	0.009	0.0046
P2_F3	0.93	0.012	0.019	0.0093	0.46	0.006	0.009	0.0046

P2_F4	0.93	0.012	0.019	0.0094	0.48	0.006	0.010	0.0048
P3_F1	1.00	0.013	0.020	0.0102	0.47	0.006	0.009	0.0047
P3_F2	1.00	0.013	0.020	0.0101	0.49	0.006	0.010	0.0049
P3_F3	1.00	0.013	0.020	0.0101	0.50	0.006	0.010	0.0050
P3_F4	1.00	0.013	0.020	0.0102	0.51	0.007	0.010	0.0052
P4_F1	1.12	0.014	0.023	0.0115	0.53	0.007	0.011	0.0055
P4_F2	1.12	0.014	0.023	0.0113	0.55	0.007	0.011	0.0055
P4_F3	1.12	0.014	0.023	0.0113	0.56	0.007	0.011	0.0056
P4_F4	1.12	0.014	0.023	0.0115	0.57	0.007	0.012	0.0058
P5_F1	1.16	0.015	0.024	0.0119	0.57	0.007	0.012	0.0058
P5_F2	1.16	0.015	0.023	0.0116	0.58	0.007	0.012	0.0059
P5_F3	1.16	0.015	0.023	0.0116	0.59	0.007	0.012	0.0059
P5_F4	1.16	0.015	0.024	0.0119	0.60	0.008	0.012	0.0061
P6_F1	1.10	0.014	0.022	0.0112	0.54	0.007	0.011	0.0055
P6_F2	1.10	0.014	0.022	0.0111	0.56	0.007	0.011	0.0056
P6_F3	1.10	0.014	0.022	0.0111	0.57	0.007	0.011	0.0057
P6_F4	1.10	0.014	0.022	0.0112	0.59	0.007	0.012	0.0060

Tab. A 28: Valori di capacità per lo sforzo di compressione minimo (N_{max}) nella combinazione SISMA_X_SLV_P

	$L_{pl,l}$	$\theta_{y,l}$	$\theta_{u,l}$	$\theta_{SLV,l}$	$L_{pl,t}$	$\theta_{y,t}$	$\theta_{u,t}$	$\theta_{SLV,t}$
	[m]	[rad]	[rad]	[rad]	[m]	[rad]	[rad]	[rad]
P1_F1	0.50	0.007	0.010	0.0049	0.27	0.004	0.005	0.0026
P1_F2	0.50	0.006	0.010	0.0050	0.25	0.003	0.005	0.0025
P1_F3	0.50	0.006	0.010	0.0050	0.24	0.003	0.005	0.0024
P1_F4	0.50	0.007	0.010	0.0049	0.21	0.003	0.004	0.0021
P2_F1	0.93	0.012	0.018	0.0092	0.48	0.006	0.009	0.0047
P2_F2	0.93	0.012	0.019	0.0094	0.46	0.006	0.009	0.0046
P2_F3	0.93	0.012	0.019	0.0094	0.46	0.006	0.009	0.0046
P2_F4	0.93	0.012	0.018	0.0092	0.43	0.006	0.008	0.0042
P3_F1	1.00	0.013	0.020	0.0099	0.51	0.007	0.010	0.0050
P3_F2	1.00	0.013	0.020	0.0101	0.50	0.006	0.010	0.0050
P3_F3	1.00	0.013	0.020	0.0101	0.49	0.006	0.010	0.0049
P3_F4	1.00	0.013	0.020	0.0099	0.47	0.006	0.009	0.0046
P4_F1	1.12	0.015	0.022	0.0110	0.57	0.008	0.011	0.0056
P4_F2	1.12	0.014	0.023	0.0113	0.56	0.007	0.011	0.0056
P4_F3	1.12	0.014	0.023	0.0113	0.55	0.007	0.011	0.0055
P4_F4	1.12	0.015	0.022	0.0110	0.53	0.007	0.010	0.0052
P5_F1	1.16	0.016	0.023	0.0114	0.60	0.008	0.012	0.0059
P5_F2	1.16	0.015	0.023	0.0117	0.59	0.008	0.012	0.0059
P5_F3	1.16	0.015	0.023	0.0117	0.58	0.008	0.012	0.0059
P5_F4	1.16	0.016	0.023	0.0114	0.57	0.008	0.011	0.0056
P6_F1	1.10	0.015	0.022	0.0109	0.59	0.008	0.012	0.0058
P6_F2	1.10	0.014	0.022	0.0111	0.57	0.007	0.011	0.0057

P6_F3	1.10	0.014	0.022	0.0111	0.56	0.007	0.011	0.0057
P6_F4	1.10	0.015	0.022	0.0109	0.54	0.007	0.011	0.0053

Tab. A 29: Valori di capacità per lo sforzo di compressione massimo (N_{min}) nella combinazione SISMA_X_SLV_P

	$L_{pl,l}$	$\theta_{y,l}$	$\theta_{u,l}$	$\theta_{SLV,l}$	$L_{pl,t}$	$\theta_{y,t}$	$\theta_{u,t}$	$\theta_{SLV,t}$
	[m]	[rad]	[rad]	[rad]	[m]	[rad]	[rad]	[rad]
P1_F1	0.50	0.006	0.010	0.0052	0.23	0.003	0.005	0.0024
P1_F2	0.50	0.006	0.010	0.0051	0.24	0.003	0.005	0.0025
P1_F3	0.50	0.006	0.010	0.0051	0.24	0.003	0.005	0.0025
P1_F4	0.50	0.006	0.010	0.0052	0.24	0.003	0.005	0.0026
P2_F1	0.93	0.011	0.020	0.0098	0.45	0.005	0.009	0.0047
P2_F2	0.93	0.012	0.019	0.0094	0.46	0.006	0.009	0.0046
P2_F3	0.93	0.012	0.019	0.0094	0.46	0.006	0.009	0.0046
P2_F4	0.93	0.011	0.020	0.0098	0.46	0.006	0.010	0.0048
P3_F1	1.00	0.012	0.021	0.0106	0.48	0.006	0.010	0.0051
P3_F2	1.00	0.013	0.020	0.0101	0.49	0.006	0.010	0.0049
P3_F3	1.00	0.013	0.020	0.0101	0.50	0.006	0.010	0.0050
P3_F4	1.00	0.012	0.021	0.0106	0.50	0.006	0.010	0.0052
P4_F1	1.12	0.013	0.024	0.0122	0.54	0.006	0.012	0.0059
P4_F2	1.12	0.014	0.023	0.0113	0.55	0.007	0.011	0.0056
P4_F3	1.12	0.014	0.023	0.0113	0.56	0.007	0.011	0.0056
P4_F4	1.12	0.013	0.024	0.0122	0.55	0.007	0.012	0.0060
P5_F1	1.16	0.012	0.024	0.0119	0.56	0.006	0.012	0.0058
P5_F2	1.16	0.015	0.023	0.0117	0.57	0.007	0.012	0.0058
P5_F3	1.16	0.015	0.023	0.0117	0.58	0.007	0.012	0.0058
P5_F4	1.16	0.012	0.024	0.0119	0.57	0.006	0.012	0.0059
P6_F1	1.10	0.014	0.023	0.0115	0.53	0.007	0.011	0.0056
P6_F2	1.10	0.014	0.022	0.0111	0.54	0.007	0.011	0.0055
P6_F3	1.10	0.014	0.022	0.0111	0.55	0.007	0.011	0.0055
P6_F4	1.10	0.014	0.023	0.0115	0.55	0.007	0.011	0.0057

Tab. A 30: Valori di capacità per lo sforzo di compressione minimo (N_{max}) nella combinazione SISMA_Y_SLV_P

	$L_{pl,l}$	$\theta_{y,l}$	$\theta_{u,l}$	$\theta_{SLV,l}$	$L_{pl,t}$	$\theta_{y,t}$	$\theta_{u,t}$	$\theta_{SLV,t}$
	[m]	[rad]	[rad]	[rad]	[m]	[rad]	[rad]	[rad]
P1_F1	0.50	0.007	0.010	0.0048	0.24	0.003	0.005	0.0024
P1_F2	0.50	0.006	0.010	0.0050	0.24	0.003	0.005	0.0024
P1_F3	0.50	0.006	0.010	0.0050	0.24	0.003	0.005	0.0024
P1_F4	0.50	0.007	0.010	0.0048	0.23	0.003	0.004	0.0022
P2_F1	0.93	0.013	0.018	0.0090	0.46	0.006	0.009	0.0044
P2_F2	0.93	0.012	0.019	0.0094	0.46	0.006	0.009	0.0046
P2_F3	0.93	0.012	0.019	0.0094	0.46	0.006	0.009	0.0046
P2_F4	0.93	0.013	0.018	0.0090	0.45	0.006	0.009	0.0043
P3_F1	1.00	0.014	0.019	0.0097	0.50	0.007	0.010	0.0048

P3_F2	1.00	0.013	0.020	0.0101	0.50	0.006	0.010	0.0050
P3_F3	1.00	0.013	0.020	0.0101	0.49	0.006	0.010	0.0050
P3_F4	1.00	0.014	0.019	0.0097	0.48	0.007	0.009	0.0047
P4_F1	1.12	0.016	0.022	0.0108	0.55	0.008	0.011	0.0053
P4_F2	1.12	0.014	0.023	0.0113	0.56	0.007	0.011	0.0056
P4_F3	1.12	0.014	0.023	0.0113	0.55	0.007	0.011	0.0056
P4_F4	1.12	0.016	0.022	0.0108	0.54	0.008	0.010	0.0052
P5_F1	1.16	0.016	0.022	0.0111	0.57	0.008	0.011	0.0055
P5_F2	1.16	0.015	0.023	0.0117	0.58	0.007	0.012	0.0058
P5_F3	1.16	0.015	0.023	0.0117	0.57	0.007	0.012	0.0058
P5_F4	1.16	0.016	0.022	0.0111	0.56	0.008	0.011	0.0054
P6_F1	1.10	0.015	0.021	0.0107	0.55	0.008	0.011	0.0053
P6_F2	1.10	0.014	0.022	0.0111	0.55	0.007	0.011	0.0055
P6_F3	1.10	0.014	0.022	0.0111	0.54	0.007	0.011	0.0055
P6_F4	1.10	0.015	0.021	0.0107	0.53	0.007	0.010	0.0052

Tab. A 31: Valori di capacità per lo sforzo di compressione massimo (N_{min}) nella combinazione SISMA_Y_SLV_P

Appendice G. Risultati delle verifiche del meccanismo fragile delle pile

Domanda

Si riportano i valori dei tagli calcolati per "capacity design", vale a dire per equilibrio dei momenti resistenti che si possono sviluppare alla base ed alla testa di ciascuna pila ed i tagli ottenuti direttamente dall'analisi del modello FEM. Il valore di progetto assunto per eseguire la verifica, come specificato al §3.6.2.2, è il minore tra i due appena citati.

Pila	"Capacity Design"				Analisi			
	N _{min}		N _{max}		N _{min}		N _{max}	
	V _{I,c}	V _{t,c}	V _{I,c}	V _{t,c}	V _{I,an}	V _{t,an}	V _{I,an}	V _{t,an}
[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
P1_F1	845.8	1684.9	799.9	1592.7	551.9	230.3	551.9	250.8
P1_F2	817.8	1628.7	807.2	1607.2	475.1	262.8	475.1	264.7
P1_F3	817.8	1628.7	807.2	1607.2	475.9	264.6	475.9	262.9
P1_F4	845.8	1684.9	799.9	1592.7	552.7	250.9	552.7	230.3
P2_F1	457.0	906.7	431.2	856.1	311.9	199.0	312.0	206.3
P2_F2	440.1	873.7	437.4	868.3	292.4	210.3	292.4	211.4
P2_F3	440.1	873.7	437.4	868.3	294.0	211.4	294.0	210.3
P2_F4	457.0	906.7	431.2	856.1	314.3	206.3	314.3	199.0
P3_F1	425.2	843.9	400.2	794.7	392.0	206.1	392.0	212.5
P3_F2	408.5	809.8	407.1	807.0	366.2	216.5	366.3	217.6
P3_F3	408.5	809.8	407.1	807.0	367.6	217.6	367.6	216.6
P3_F4	425.2	843.9	400.2	794.7	396.1	212.5	396.0	206.0
P4_F1	384.2	762.0	353.5	699.2	339.1	265.9	339.2	271.1
P4_F2	366.0	724.7	364.6	721.8	329.8	276.7	329.8	277.7
P4_F3	366.0	724.7	364.6	721.8	327.0	277.8	327.0	276.9
P4_F4	384.2	762.0	353.5	699.2	341.3	271.6	341.2	266.2
P5_F1	372.0	737.4	342.0	676.3	272.7	260.0	272.8	264.9
P5_F2	354.0	701.0	352.9	698.4	266.1	269.8	266.2	270.8
P5_F3	354.0	701.0	352.9	698.4	274.8	270.5	274.8	269.6
P5_F4	372.0	737.4	342.0	676.3	290.4	264.4	290.3	259.2
P6_F1	387.0	767.5	365.4	723.1	200.1	181.7	200.2	187.2
P6_F2	372.9	738.5	370.9	735.0	186.7	189.1	186.6	190.2
P6_F3	372.9	738.5	370.9	735.0	199.3	189.2	199.2	188.3
P6_F4	387.0	767.5	365.4	723.1	222.0	184.7	221.7	179.2

Tab. A 32: Valori di taglio nella combinazione SISMA_X_SLC_P

Pila	"Capacity Design"				Analisi			
	N _{min}		N _{max}		N _{min}		N _{max}	
	V _{I,c}	V _{t,c}	V _{I,c}	V _{t,c}	V _{I,an}	V _{t,an}	V _{I,an}	V _{t,an}
[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]

P1_F1	888.3	1760.0	744.0	1479.1	511.7	777.4	511.7	797.9
P1_F2	823.6	1641.4	800.4	1593.2	250.8	862.6	250.8	864.5
P1_F3	823.6	1641.4	800.4	1593.2	253.6	864.4	253.6	862.7
P1_F4	888.3	1760.0	744.0	1479.1	514.5	798.0	514.5	777.4
P2_F1	481.1	956.8	398.8	788.8	184.1	658.5	184.2	665.8
P2_F2	441.4	875.3	436.5	865.9	117.2	688.3	117.2	689.5
P2_F3	441.4	875.3	436.5	865.9	121.7	689.4	121.7	688.3
P2_F4	481.1	956.8	398.8	788.8	189.0	665.8	189.0	658.5
P3_F1	448.8	892.4	367.2	726.1	241.6	671.8	241.6	678.2
P3_F2	409.7	812.5	406.1	804.7	150.7	699.3	150.7	700.5
P3_F3	409.7	812.5	406.1	804.7	151.4	700.4	151.4	699.4
P3_F4	448.8	892.4	367.2	726.1	243.1	678.2	243.1	671.7
P4_F1	411.2	817.4	312.7	615.0	166.7	865.1	166.7	870.4
P4_F2	366.0	725.3	364.5	721.7	127.0	895.4	127.0	896.4
P4_F3	366.0	725.3	364.5	721.7	109.9	896.7	109.9	895.8
P4_F4	411.2	817.4	312.7	615.0	150.2	871.6	150.2	866.1
P5_F1	397.1	789.2	302.5	596.3	135.6	829.4	135.7	834.4
P5_F2	354.0	701.9	352.5	698.0	102.9	856.1	102.9	857.1
P5_F3	354.0	701.9	352.5	698.0	121.9	856.3	121.8	855.4
P5_F4	397.1	789.2	302.5	596.3	164.0	832.2	163.9	827.0
P6_F1	404.9	804.5	341.4	674.3	135.0	552.7	135.1	558.1
P6_F2	372.9	739.5	371.4	735.4	78.1	570.2	78.0	571.3
P6_F3	372.9	739.5	371.4	735.4	108.5	568.8	108.4	567.9
P6_F4	404.9	804.5	341.4	674.3	172.3	550.8	172.0	545.2

Tab. A 33: Valori di taglio nella combinazione SISMA_Y_SLC_P

Pila	"Capacity Design"				Analisi			
	N _{min}		N _{max}		N _{min}		N _{max}	
	V _{l,c}	V _{t,c}	V _{l,c}	V _{t,c}	V _{l,an}	V _{t,an}	V _{l,an}	V _{t,an}
[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
P1_F1	841.4	1676.1	761.0	1558.3	443.0	182.6	443.1	203.1
P1_F2	816.8	1626.8	803.0	1604.1	381.5	210.5	381.5	212.4
P1_F3	816.8	1626.8	803.0	1604.1	382.1	212.3	382.1	210.6
P1_F4	841.4	1676.1	761.0	1558.3	443.7	203.2	443.7	182.6
P2_F1	454.5	902.6	407.9	833.7	250.2	158.9	250.2	166.1
P2_F2	440.1	873.4	436.9	867.8	234.5	168.4	234.5	169.6
P2_F3	440.1	873.4	436.9	867.8	235.8	169.6	235.8	168.5
P2_F4	454.5	902.6	407.9	833.7	252.0	166.1	252.0	158.9
P3_F1	422.9	838.8	377.0	772.3	314.3	164.6	314.3	171.0
P3_F2	408.5	810.2	406.6	806.5	293.7	173.5	293.7	174.6
P3_F3	408.5	810.2	406.6	806.5	294.8	174.6	294.8	173.6
P3_F4	422.9	838.8	377.0	772.3	317.6	171.0	317.5	164.6
P4_F1	381.4	756.2	324.6	673.9	271.9	212.7	271.9	218.0

P4_F2	365.5	724.3	364.3	721.5	264.4	221.9	264.4	222.9
P4_F3	365.5	724.3	364.3	721.5	262.1	222.9	262.1	222.0
P4_F4	381.4	756.2	324.6	673.9	273.6	218.4	273.6	213.0
P5_F1	368.9	731.6	315.3	653.0	218.6	208.1	218.8	213.0
P5_F2	353.6	700.6	352.3	697.8	213.4	216.3	213.4	217.3
P5_F3	353.6	700.6	352.3	697.8	220.3	217.1	220.3	216.2
P5_F4	368.9	731.6	315.3	653.0	232.9	212.6	232.7	207.4
P6_F1	384.9	763.4	348.9	708.7	160.5	145.2	160.6	150.6
P6_F2	372.5	738.1	371.2	735.2	149.8	151.6	149.7	152.6
P6_F3	372.5	738.1	371.2	735.2	159.9	151.9	159.8	151.0
P6_F4	384.9	763.4	348.9	708.7	178.1	148.7	177.8	143.1

Tab. A 34: Valori di taglio nella combinazione SISMA_X_SLV_P

Pila	"Capacity Design"				Analisi			
	N _{min}		N _{max}		N _{min}		N _{max}	
	V _{I,c}	V _{t,c}	V _{I,c}	V _{t,c}	V _{I,an}	V _{t,an}	V _{I,an}	V _{t,an}
[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
P1_F1	877.1	1747.7	761.0	1513.6	410.6	621.2	410.6	641.7
P1_F2	822.0	1637.2	803.9	1599.1	201.3	691.4	201.3	693.3
P1_F3	822.0	1637.2	803.9	1599.1	203.6	693.2	203.6	691.4
P1_F4	877.1	1747.7	761.0	1513.6	412.8	641.8	412.8	621.2
P2_F1	474.7	943.8	407.9	807.9	147.6	527.3	147.7	534.5
P2_F2	441.2	874.8	437.3	867.1	94.0	551.7	94.0	552.9
P2_F3	441.2	874.8	437.3	867.1	97.6	552.9	97.6	551.7
P2_F4	474.7	943.8	407.9	807.9	151.6	534.5	151.6	527.3
P3_F1	452.0	889.3	377.0	745.8	193.7	538.1	193.7	544.5
P3_F2	409.5	812.0	405.9	805.8	120.8	560.7	120.8	561.9
P3_F3	409.5	812.0	405.9	805.8	121.4	561.8	121.4	560.8
P3_F4	452.0	889.3	377.0	745.8	194.9	544.5	194.9	538.1
P4_F1	403.7	802.2	324.6	640.5	133.6	693.4	133.7	698.7
P4_F2	365.7	724.7	364.3	721.5	101.8	718.1	101.8	719.1
P4_F3	365.7	724.7	364.3	721.5	88.1	719.3	88.1	718.4
P4_F4	403.7	802.2	324.6	640.5	120.5	699.6	120.4	694.2
P5_F1	390.3	775.7	315.3	621.4	108.7	664.8	108.8	669.8
P5_F2	353.8	701.0	352.5	698.3	82.5	686.6	82.5	687.6
P5_F3	353.8	701.0	352.5	698.3	97.7	687.0	97.7	686.1
P5_F4	390.3	775.7	315.3	621.4	131.5	668.0	131.4	662.9
P6_F1	400.0	794.2	348.9	689.6	108.3	442.7	108.4	448.1
P6_F2	372.7	738.5	371.2	735.4	62.6	457.3	62.6	458.3
P6_F3	372.7	738.5	371.2	735.4	87.0	456.3	86.9	455.4
P6_F4	400.0	794.2	348.9	689.6	138.3	442.3	138.0	436.7

Tab. A 35: Valori di taglio nella combinazione SISMA_Y_SLV_P

Pila	"Capacity Design"				Analisi			
	N _{min}		N _{max}		N _{min}		N _{max}	
	V _{I,c}	V _{t,c}	V _{I,c}	V _{t,c}	V _{I,an}	V _{t,an}	V _{I,an}	V _{t,an}
[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
P1_F1	830.2	1653.8	816.4	1625.4	165.7	61.6	165.7	82.1
P1_F2	814.3	1621.7	811.2	1616.1	142.7	77.8	142.7	79.7
P1_F3	814.3	1621.7	811.2	1616.1	142.9	79.7	142.9	77.9
P1_F4	830.2	1653.8	816.4	1625.4	165.9	82.2	165.9	61.5
P2_F1	448.6	890.0	440.5	874.2	93.4	56.9	93.4	64.2
P2_F2	439.6	872.0	438.8	870.3	87.6	62.4	87.6	63.6
P2_F3	439.6	872.0	438.8	870.3	88.0	63.6	88.1	62.4
P2_F4	448.6	890.0	440.5	874.2	94.1	64.2	94.1	56.9
P3_F1	416.4	826.1	409.0	811.5	117.3	59.4	117.3	65.8
P3_F2	408.1	809.4	407.3	807.8	109.6	64.4	109.6	65.5
P3_F3	408.1	809.4	407.3	807.8	110.0	65.4	110.0	64.4
P3_F4	416.4	826.1	409.0	811.5	118.5	65.8	118.5	59.4
P4_F1	373.3	740.6	365.0	723.0	101.5	77.7	101.5	83.0
P4_F2	365.3	723.7	365.0	722.7	98.7	82.5	98.7	83.5
P4_F3	365.3	723.7	365.0	722.7	97.8	83.5	97.8	82.6
P4_F4	373.3	740.6	365.0	723.0	102.1	83.2	102.1	77.8
P5_F1	361.1	716.4	353.0	699.3	81.6	76.1	81.7	81.0
P5_F2	353.5	700.2	353.0	699.0	79.6	80.4	79.6	81.4
P5_F3	353.5	700.2	353.0	699.0	82.2	81.3	82.2	80.4
P5_F4	361.1	716.4	353.0	699.3	86.9	80.9	86.8	75.8
P6_F1	380.5	753.4	373.1	739.5	59.9	52.5	60.0	57.9
P6_F2	372.3	737.5	371.6	736.1	56.0	56.2	55.9	57.2
P6_F3	372.3	737.5	371.6	736.1	59.7	56.9	59.6	56.0
P6_F4	380.5	753.4	373.1	739.5	66.6	57.2	66.3	51.6

Tab. A 36: Valori di taglio nella combinazione SISMA_X_SLD_P

Pila	"Capacity Design"				Analisi			
	N _{min}		N _{max}		N _{min}		N _{max}	
	V _{I,c}	V _{t,c}	V _{I,c}	V _{t,c}	V _{I,an}	V _{t,an}	V _{I,an}	V _{t,an}
[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
P1_F1	844.0	1681.3	802.0	1595.9	153.2	225.0	153.3	245.5
P1_F2	816.4	1624.2	809.1	1610.9	75.2	257.0	75.2	258.9
P1_F3	816.4	1624.2	809.1	1610.9	76.0	258.8	76.0	257.0
P1_F4	844.0	1681.3	802.0	1595.9	154.1	245.6	154.1	225.0
P2_F1	456.3	906.4	432.2	856.2	55.1	194.2	55.1	201.5
P2_F2	439.9	872.9	438.5	869.9	35.1	205.2	35.1	206.4
P2_F3	439.9	872.9	438.5	869.9	36.4	206.4	36.4	205.3
P2_F4	456.3	906.4	432.2	856.2	56.5	201.5	56.5	194.2
P3_F1	424.7	842.4	400.8	794.4	72.2	198.7	72.3	205.1

P3_F2	408.3	810.2	407.0	807.5	45.1	208.8	45.1	210.0
P3_F3	408.3	810.2	407.0	807.5	45.3	209.9	45.3	208.9
P3_F4	424.7	842.4	400.8	794.4	72.7	205.2	72.7	198.7
P4_F1	383.6	760.8	354.5	701.1	49.9	257.1	49.9	262.3
P4_F2	365.3	723.7	364.7	722.4	38.0	267.6	38.0	268.6
P4_F3	365.3	723.7	364.7	722.4	32.9	268.7	32.9	267.8
P4_F4	383.6	760.8	354.5	701.1	45.0	262.7	44.9	257.3
P5_F1	371.1	735.6	342.9	678.2	40.5	246.5	40.6	251.5
P5_F2	353.4	700.0	353.4	699.3	30.8	255.9	30.8	256.9
P5_F3	353.4	700.0	353.4	699.3	36.5	256.6	36.5	255.7
P5_F4	371.1	735.6	342.9	678.2	49.1	250.9	49.0	245.7
P6_F1	385.5	764.5	367.0	726.5	40.4	163.4	40.5	168.8
P6_F2	372.3	737.5	371.6	736.1	23.4	170.2	23.3	171.3
P6_F3	372.3	737.5	371.6	736.1	32.5	170.5	32.4	169.6
P6_F4	385.5	764.5	367.0	726.5	51.7	166.7	51.4	161.1

Tab. A 37: Valori di taglio nella combinazione SISMA_Y_SLD_P

Capacità

Si riportano i valori dei tre coefficienti, definiti al §4.6.2.1, che concorrono alla definizione del taglio resistente. Il contributo V_N è legato a parametri che dipendono dalle sollecitazioni agenti su ciascun fusto e pertanto assume valori diversi per ogni colonna.

D	1.20	[m]
c	0.05	[m]
d_{bw}	0.012	[m]
D'	1.076	[m]
A_c	0.909	[m ²]
k	0.29	[-]
f_{cm}	20	[MPa]
F.C.	1	[-]
γ_c	1.5	[-]
f_{cd}	13.33	[MPa]
V_c	770.32	[kN]

Tab. A 38: Calcolo del contributo del calcestruzzo V_c

d_{bw}	0.012	[m]
A_{sw}	0.000113	[m ²]
s	0.25	[m]
f_{yw}	390.00	[MPa]
F.C.	1	[-]
γ_s	1.15	[-]

f_{ywd}	339.13	[MPa]
D	1.20	[m]
c	0.05	[m]
V_s	265.09	[kN]

Tab. A 39: Calcolo del contributo delle armature trasversali V_s

Pila	N_{min}			N_{max}		
	x	V_{N,l}	V_{N,t}	x	V_{N,l}	V_{N,t}
[-]	[m]	[kN]	[kN]	[m]	[kN]	[kN]
P1_F1	0.554	195.4	374.6	0.475	151.0	353.6
P1_F2	0.504	169.3	345.0	0.487	158.7	328.8
P1_F3	0.504	169.3	350.6	0.487	158.7	323.6
P1_F4	0.554	195.4	457.9	0.475	151.0	289.3
P2_F1	0.566	107.8	212.5	0.482	83.4	178.8
P2_F2	0.511	92.8	187.2	0.502	89.9	183.6
P2_F3	0.511	92.8	189.6	0.502	89.9	181.3
P2_F4	0.566	107.8	231.1	0.482	83.4	164.5
P3_F1	0.570	100.8	199.7	0.481	77.2	164.2
P3_F2	0.511	86.2	173.7	0.505	84.5	172.4
P3_F3	0.511	86.2	175.7	0.505	84.5	170.4
P3_F4	0.570	100.8	214.5	0.481	77.2	152.9
P4_F1	0.588	93.4	186.6	0.469	65.3	136.5
P4_F2	0.513	77.5	156.2	0.509	76.5	155.5
P4_F3	0.513	77.5	157.5	0.509	76.5	154.3
P4_F4	0.588	93.4	195.5	0.469	65.3	130.4
P5_F1	0.590	90.6	176.7	0.469	63.2	128.7
P5_F2	0.514	75.1	147.9	0.510	74.2	147.3
P5_F3	0.514	75.1	149.1	0.510	74.2	146.2
P5_F4	0.590	90.6	184.8	0.469	63.2	123.2
P6_F1	0.570	91.8	174.0	0.486	71.6	145.0
P6_F2	0.514	79.3	153.1	0.507	77.3	151.2
P6_F3	0.514	79.3	154.9	0.507	77.3	149.5
P6_F4	0.570	91.8	186.5	0.486	71.6	135.6

Tab. A 40: Calcolo del contributo dello sforzo normale V_N nella combinazione SISMA_X_SLC_P

Pila	N_{min}			N_{max}		
	x	V_{N,l}	V_{N,t}	x	V_{N,l}	V_{N,t}
[-]	[m]	[kN]	[kN]	[m]	[kN]	[kN]
P1_F1	0.636	225.7	463.7	0.393	89.0	194.3
P1_F2	0.516	175.8	360.3	0.475	151.4	311.9
P1_F3	0.516	175.8	362.1	0.475	151.4	310.4
P1_F4	0.636	225.7	493.0	0.393	89.0	182.8
P2_F1	0.657	123.7	251.1	0.392	47.3	98.5

P2_F2	0.514	93.8	190.0	0.498	88.9	180.7
P2_F3	0.514	93.8	190.8	0.498	88.9	180.0
P2_F4	0.657	123.7	257.6	0.392	47.3	96.0
P3_F1	0.667	115.9	235.3	0.384	40.8	84.6
P3_F2	0.514	87.0	176.1	0.502	83.6	169.9
P3_F3	0.514	87.0	176.7	0.502	83.6	169.3
P3_F4	0.667	115.9	240.6	0.384	40.8	82.7
P4_F1	0.722	106.7	216.9	0.335	16.1	33.2
P4_F2	0.515	78.0	157.7	0.507	75.9	154.0
P4_F3	0.515	78.0	158.1	0.507	75.9	153.6
P4_F4	0.722	106.7	220.0	0.335	16.1	32.7
P5_F1	0.718	103.1	208.9	0.341	17.8	36.6
P5_F2	0.515	75.4	152.1	0.509	74.0	149.6
P5_F3	0.515	75.4	152.5	0.509	74.0	149.3
P5_F4	0.718	103.1	211.9	0.341	17.8	36.1
P6_F1	0.649	103.7	209.2	0.407	45.7	94.2
P6_F2	0.514	79.2	159.5	0.507	77.4	156.5
P6_F3	0.514	79.2	160.2	0.507	77.4	155.9
P6_F4	0.649	103.7	214.1	0.407	45.7	92.0

Tab. A 41: Calcolo del contributo dello sforzo normale V_N nella combinazione SISMA_Y_SLC_P

Pila	N_{min}			N_{max}		
	x	$V_{N,l}$	$V_{N,t}$	x	$V_{N,l}$	$V_{N,t}$
[-]	[m]	[kN]	[kN]	[m]	[kN]	[kN]
P1_F1	0.546	191.7	358.6	0.417	108.9	261.5
P1_F2	0.503	168.3	342.3	0.479	154.0	319.8
P1_F3	0.503	168.3	349.3	0.479	154.0	313.4
P1_F4	0.546	191.7	460.8	0.417	108.9	203.5
P2_F1	0.558	105.8	206.5	0.418	58.9	127.6
P2_F2	0.510	92.6	186.4	0.500	89.4	182.9
P2_F3	0.510	92.6	189.4	0.500	89.4	180.0
P2_F4	0.558	105.8	229.1	0.418	58.9	114.9
P3_F1	0.561	98.9	194.2	0.412	52.4	112.5
P3_F2	0.510	86.0	173.1	0.503	84.0	171.5
P3_F3	0.510	86.0	175.6	0.503	84.0	169.1
P3_F4	0.561	98.9	212.3	0.412	52.4	102.9
P4_F1	0.577	91.3	181.3	0.373	32.1	67.6
P4_F2	0.513	77.4	155.9	0.508	76.1	155.0
P4_F3	0.513	77.4	157.5	0.508	76.1	153.5
P4_F4	0.577	91.3	192.2	0.373	32.1	63.9
P5_F1	0.578	88.5	171.8	0.378	32.8	67.1
P5_F2	0.514	75.1	147.6	0.510	74.1	147.2
P5_F3	0.514	75.1	149.0	0.510	74.1	145.8

P5_F4	0.578	88.5	181.6	0.378	32.8	63.6
P6_F1	0.562	90.1	169.5	0.431	54.2	110.8
P6_F2	0.514	79.1	152.5	0.508	77.6	151.9
P6_F3	0.514	79.1	154.8	0.508	77.6	149.8
P6_F4	0.562	90.1	184.8	0.431	54.2	101.9

Tab. A 42: Calcolo del contributo dello sforzo normale V_N nella combinazione SISMA_X_SLV_P

Pila	N_{min}			N_{max}		
	x	$V_{N,l}$	$V_{N,t}$	x	$V_{N,l}$	$V_{N,t}$
[-]	[m]	[kN]	[kN]	[m]	[kN]	[kN]
P1_F1	0.612	218.5	445.4	0.417	108.9	239.5
P1_F2	0.512	173.6	355.5	0.479	154.0	317.4
P1_F3	0.512	173.6	357.7	0.479	154.0	315.5
P1_F4	0.612	218.5	480.8	0.417	108.9	221.8
P2_F1	0.630	120.1	243.1	0.418	58.9	123.0
P2_F2	0.513	93.3	189.0	0.500	89.4	181.8
P2_F3	0.513	93.3	189.9	0.500	89.4	181.0
P2_F4	0.630	120.1	251.0	0.418	58.9	119.2
P3_F1	0.639	112.7	228.1	0.412	52.4	109.1
P3_F2	0.513	86.7	175.4	0.503	84.0	170.7
P3_F3	0.513	86.7	176.2	0.503	84.0	169.9
P3_F4	0.639	112.7	234.5	0.412	52.4	106.1
P4_F1	0.684	104.8	212.6	0.373	32.1	66.3
P4_F2	0.514	77.8	157.3	0.508	76.1	154.5
P4_F3	0.514	77.8	157.8	0.508	76.1	154.0
P4_F4	0.684	104.8	216.4	0.373	32.1	65.2
P5_F1	0.681	101.2	204.7	0.378	32.8	67.5
P5_F2	0.514	75.2	151.8	0.510	74.1	150.0
P5_F3	0.514	75.2	152.2	0.510	74.1	149.5
P5_F4	0.681	101.2	208.3	0.378	32.8	66.3
P6_F1	0.625	100.8	202.7	0.431	54.2	112.2
P6_F2	0.513	79.0	159.1	0.508	77.6	157.0
P6_F3	0.513	79.0	159.9	0.508	77.6	156.2
P6_F4	0.625	100.8	208.6	0.431	54.2	109.0

Tab. A 43: Calcolo del contributo dello sforzo normale V_N nella combinazione SISMA_Y_SLV_P

Pila	N_{min}			N_{max}		
	x	$V_{N,l}$	$V_{N,t}$	x	$V_{N,l}$	$V_{N,t}$
[-]	[m]	[kN]	[kN]	[m]	[kN]	[kN]
P1_F1	0.526	181.5	276.4	0.502	168.2	503.9
P1_F2	0.498	165.7	331.1	0.493	162.5	343.3
P1_F3	0.498	165.7	349.5	0.493	162.5	325.2
P1_F4	0.526	181.5	545.0	0.502	168.2	255.6

P2_F1	0.537	100.3	179.5	0.512	93.0	220.1
P2_F2	0.508	91.8	182.4	0.505	90.9	188.6
P2_F3	0.508	91.8	190.3	0.505	90.9	180.8
P2_F4	0.537	100.3	237.6	0.512	93.0	166.3
P3_F1	0.539	93.6	170.7	0.512	86.6	200.3
P3_F2	0.509	85.6	170.1	0.507	85.1	176.0
P3_F3	0.509	85.6	176.8	0.507	85.1	169.4
P3_F4	0.539	93.6	216.9	0.512	86.6	157.7
P4_F1	0.546	85.2	161.5	0.511	76.8	169.6
P4_F2	0.512	77.1	154.0	0.511	76.8	157.8
P4_F3	0.512	77.1	158.2	0.511	76.8	153.6
P4_F4	0.546	85.2	188.7	0.511	76.8	145.4
P5_F1	0.548	82.7	153.4	0.511	74.5	159.6
P5_F2	0.513	74.8	145.9	0.512	74.5	149.4
P5_F3	0.513	74.8	149.8	0.512	74.5	145.5
P5_F4	0.548	82.7	177.9	0.511	74.5	137.8
P6_F1	0.541	85.6	150.1	0.515	79.5	174.3
P6_F2	0.512	78.6	149.6	0.509	78.0	154.7
P6_F3	0.512	78.6	155.7	0.509	78.0	148.9
P6_F4	0.541	85.6	189.0	0.515	79.5	138.9

Tab. A 44: Calcolo del contributo dello sforzo normale V_N nella combinazione SISMA_X_SLD_P

Pila	N_{min}			N_{max}		
	x	$V_{N,l}$	$V_{N,t}$	x	$V_{N,l}$	$V_{N,t}$
[-]	[m]	[kN]	[kN]	[m]	[kN]	[kN]
P1_F1	0.551	193.9	370.9	0.478	153.0	359.3
P1_F2	0.502	167.7	341.7	0.490	160.4	332.4
P1_F3	0.502	167.7	347.4	0.490	160.4	327.0
P1_F4	0.551	193.9	455.5	0.478	153.0	292.5
P2_F1	0.564	107.1	211.1	0.485	84.3	180.9
P2_F2	0.509	92.1	185.7	0.504	90.6	185.2
P2_F3	0.509	92.1	188.2	0.504	90.6	182.8
P2_F4	0.564	107.1	230.0	0.485	84.3	166.1
P3_F1	0.568	100.4	198.5	0.483	77.9	165.9
P3_F2	0.510	85.8	173.0	0.506	84.8	173.1
P3_F3	0.510	85.8	175.1	0.506	84.8	171.1
P3_F4	0.568	100.4	213.8	0.483	77.9	154.0
P4_F1	0.586	93.0	185.8	0.471	65.9	138.0
P4_F2	0.512	77.3	155.8	0.510	76.7	155.9
P4_F3	0.512	77.3	157.1	0.510	76.7	154.7
P4_F4	0.586	93.0	195.0	0.471	65.9	131.6
P5_F1	0.586	89.9	179.1	0.473	64.3	134.3
P5_F2	0.513	74.9	150.6	0.511	74.5	151.1

P5_F3	0.513	74.9	151.9	0.511	74.5	149.8
P5_F4	0.586	89.9	187.8	0.473	64.3	128.1
P6_F1	0.564	90.6	177.9	0.492	73.2	155.1
P6_F2	0.512	78.6	157.5	0.510	78.0	158.6
P6_F3	0.512	78.6	159.6	0.510	78.0	156.5
P6_F4	0.564	90.6	192.3	0.492	73.2	143.5

Tab. A 45: Calcolo del contributo dello sforzo normale V_N nella combinazione SISMA_Y_SLD_P

Dopo aver calcolato i valori dei singoli contributi, si riporta il taglio resistente nei diversi Stati Limite, in entrambe le direzioni, sia per lo sforzo normale massimo che minimo.

Pila	SISMA_X_SLC_P				SISMA_Y_SLC_P			
	N_{min}		N_{max}		N_{min}		N_{max}	
[-]	$V_{SLC,l}$ [kN]	$V_{SLC,t}$ [kN]	$V_{SLC,l}$ [kN]	$V_{SLC,t}$ [kN]	$V_{SLC,l}$ [kN]	$V_{SLC,t}$ [kN]	$V_{SLC,l}$ [kN]	$V_{SLC,t}$ [kN]
P1_F1	984.6	1128.0	949.1	1111.2	1008.9	1199.3	899.5	983.8
P1_F2	963.8	1104.3	955.3	1091.4	969.0	1116.6	949.5	1077.9
P1_F3	963.8	1108.8	955.3	1087.2	969.0	1118.0	949.5	1076.7
P1_F4	984.6	1194.6	949.1	1059.7	1008.9	1222.7	899.5	974.5
P2_F1	914.5	998.3	895.1	971.4	927.3	1029.2	866.2	907.1
P2_F2	902.6	978.1	900.2	975.2	903.4	980.4	899.4	972.9
P2_F3	902.6	980.0	900.2	973.4	903.4	980.9	899.4	972.4
P2_F4	914.5	1013.2	895.1	959.9	927.3	1034.4	866.2	905.2
P3_F1	909.0	988.1	890.1	959.7	921.1	1016.6	860.9	896.0
P3_F2	897.3	967.3	895.9	966.2	897.9	969.2	895.2	964.2
P3_F3	897.3	968.9	895.9	964.7	897.9	969.7	895.2	963.8
P3_F4	909.0	1000.0	890.1	950.6	921.1	1020.8	860.9	894.5
P4_F1	903.0	977.6	880.5	937.5	913.7	1001.8	841.2	854.9
P4_F2	890.3	953.3	889.5	952.7	890.7	954.5	889.1	951.5
P4_F3	890.3	954.4	889.5	951.8	890.7	954.8	889.1	951.2
P4_F4	903.0	984.7	880.5	932.6	913.7	1004.3	841.2	854.5
P5_F1	900.8	969.7	878.9	931.3	910.8	995.5	842.6	857.6
P5_F2	888.4	946.6	887.7	946.2	888.6	950.0	887.5	948.0
P5_F3	888.4	947.6	887.7	945.2	888.6	950.3	887.5	947.7
P5_F4	900.8	976.1	878.9	926.8	910.8	997.9	842.6	857.2
P6_F1	901.8	967.5	885.6	944.3	911.3	995.6	864.9	903.6
P6_F2	891.7	950.8	890.2	949.3	891.7	955.9	890.2	953.5
P6_F3	891.7	952.3	890.2	947.9	891.7	956.4	890.2	953.0
P6_F4	901.8	977.5	885.6	936.8	911.3	999.6	864.9	901.9

Tab. A 46: Calcolo del taglio resistente per entrambe le combinazioni allo SLC

SISMA_X_SLV_P		SISMA_Y_SLV_P	
N_{min}	N_{max}	N_{min}	N_{max}

Pila	V_{SLV,l}	V_{SLV,t}	V_{SLV,l}	V_{SLV,t}	V_{SLV,l}	V_{SLV,t}	V_{SLV,l}	V_{SLV,t}
[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
P1_F1	981.7	1115.2	915.4	1037.5	1003.1	1184.7	915.4	1019.9
P1_F2	963.0	1102.2	951.5	1084.1	967.2	1112.7	951.5	1082.3
P1_F3	963.0	1107.7	951.5	1079.0	967.2	1114.5	951.5	1080.7
P1_F4	981.7	1196.9	915.4	991.1	1003.1	1213.0	915.4	1005.8
P2_F1	912.9	993.5	875.4	930.4	924.4	1022.8	875.4	926.8
P2_F2	902.4	977.4	899.8	974.6	903.0	979.5	899.8	973.8
P2_F3	902.4	979.8	899.8	972.3	903.0	980.2	899.8	973.1
P2_F4	912.9	1011.6	875.4	920.3	924.4	1029.1	875.4	923.7
P3_F1	907.5	983.7	870.3	918.3	918.5	1010.8	870.3	915.6
P3_F2	897.1	966.8	895.5	965.6	897.7	968.6	895.5	964.9
P3_F3	897.1	968.8	895.5	963.6	897.7	969.3	895.5	964.3
P3_F4	907.5	998.2	870.3	910.7	918.5	1016.0	870.3	913.2
P4_F1	901.3	973.4	854.0	882.4	912.2	998.4	854.0	881.4
P4_F2	890.2	953.0	889.2	952.3	890.6	954.2	889.2	951.9
P4_F3	890.2	954.3	889.2	951.1	890.6	954.6	889.2	951.5
P4_F4	901.3	982.1	854.0	879.4	912.2	1001.5	854.0	880.5
P5_F1	899.1	965.7	854.6	882.0	909.3	992.1	854.6	882.3
P5_F2	888.4	946.4	887.6	946.1	888.5	949.7	887.6	948.3
P5_F3	888.4	947.6	887.6	945.0	888.5	950.1	887.6	947.9
P5_F4	899.1	973.6	854.6	879.2	909.3	995.0	854.6	881.3
P6_F1	900.4	963.9	871.7	917.0	909.0	990.5	871.7	918.1
P6_F2	891.6	950.3	890.4	949.8	891.6	955.6	890.4	953.9
P6_F3	891.6	952.2	890.4	948.1	891.6	956.2	890.4	953.3
P6_F4	900.4	976.1	871.7	909.8	909.0	995.2	871.7	915.5

Tab. A 47: Calcolo del taglio resistente per entrambe le combinazioni allo SLV

Pila	SISMA_X_SLD_P				SISMA_Y_SLD_P			
	N_{min}		N_{max}		N_{min}		N_{max}	
[-]	V_{SLD,l}	V_{SLD,t}	V_{SLD,l}	V_{SLD,t}	V_{SLD,l}	V_{SLD,t}	V_{SLD,l}	V_{SLD,t}
	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
P1_F1	973.6	1049.5	962.9	1231.4	983.4	1125.0	950.7	1115.7
P1_F2	960.9	1093.2	958.3	1103.0	962.5	1101.7	956.7	1094.3
P1_F3	960.9	1108.0	958.3	1088.5	962.5	1106.2	956.7	1089.9
P1_F4	973.6	1264.3	962.9	1032.8	983.4	1192.7	950.7	1062.4
P2_F1	908.5	971.9	902.7	1004.4	914.0	997.2	895.8	973.1
P2_F2	901.8	974.3	901.0	979.2	902.0	976.9	900.8	976.5
P2_F3	901.8	980.6	901.0	973.0	902.0	978.9	900.8	974.6
P2_F4	908.5	1018.4	902.7	961.4	914.0	1012.3	895.8	961.2
P3_F1	903.2	964.9	897.6	988.6	908.6	987.2	890.7	961.0
P3_F2	896.8	964.4	896.4	969.2	897.0	966.7	896.2	966.8
P3_F3	896.8	969.7	896.4	963.9	897.0	968.4	896.2	965.2

P3_F4	903.2	1001.9	897.6	954.5	908.6	999.4	890.7	951.6
P4_F1	896.5	957.6	889.8	964.0	902.7	977.0	881.0	938.7
P4_F2	890.0	951.5	889.8	954.5	890.2	953.0	889.7	953.1
P4_F3	890.0	954.9	889.8	951.2	890.2	954.0	889.7	952.1
P4_F4	896.5	979.3	889.8	944.6	902.7	984.3	881.0	933.6
P5_F1	894.5	951.0	887.9	956.0	900.2	971.6	879.8	935.8
P5_F2	888.2	945.0	888.0	947.8	888.2	948.8	887.9	949.2
P5_F3	888.2	948.1	888.0	944.7	888.2	949.8	887.9	948.2
P5_F4	894.5	970.7	887.9	938.5	900.2	978.6	879.8	930.8
P6_F1	896.8	948.4	891.9	967.8	900.8	970.7	886.9	952.4
P6_F2	891.2	948.0	890.7	952.1	891.2	954.3	890.7	955.2
P6_F3	891.2	952.9	890.7	947.4	891.2	956.0	890.7	953.5
P6_F4	896.8	979.5	891.9	939.4	900.8	982.1	886.9	943.1

Tab. A 48: Calcolo del taglio resistente per entrambe le combinazioni allo SLD

Pila	"Capacity Design"				Analisi			
	Nmin		Nmax		Nmin		Nmax	
	$V_{l,c}$	$V_{t,c}$	$V_{l,c}$	$V_{t,c}$	$V_{l,an}$	$V_{t,an}$	$V_{l,an}$	$V_{t,an}$
[-]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]	[kN]
P1_F1	845.8	1684.9	799.9	1592.7	551.9	230.3	551.9	250.8
P1_F2	817.8	1628.7	807.2	1607.2	475.1	262.8	475.1	264.7
P1_F3	817.8	1628.7	807.2	1607.2	475.9	264.6	475.9	262.9
P1_F4	845.8	1684.9	799.9	1592.7	552.7	250.9	552.7	230.3
P2_F1	457.0	906.7	431.2	856.1	311.9	199.0	312.0	206.3
P2_F2	440.1	873.7	437.4	868.3	292.4	210.3	292.4	211.4
P2_F3	440.1	873.7	437.4	868.3	294.0	211.4	294.0	210.3
P2_F4	457.0	906.7	431.2	856.1	314.3	206.3	314.3	199.0
P3_F1	425.2	843.9	400.2	794.7	392.0	206.1	392.0	212.5
P3_F2	408.5	809.8	407.1	807.0	366.2	216.5	366.3	217.6
P3_F3	408.5	809.8	407.1	807.0	367.6	217.6	367.6	216.6
P3_F4	425.2	843.9	400.2	794.7	396.1	212.5	396.0	206.0
P4_F1	384.2	762.0	353.5	699.2	339.1	265.9	339.2	271.1
P4_F2	366.0	724.7	364.6	721.8	329.8	276.7	329.8	277.7
P4_F3	366.0	724.7	364.6	721.8	327.0	277.8	327.0	276.9
P4_F4	384.2	762.0	353.5	699.2	341.3	271.6	341.2	266.2
P5_F1	372.0	737.4	342.0	676.3	272.7	260.0	272.8	264.9
P5_F2	354.0	701.0	352.9	698.4	266.1	269.8	266.2	270.8
P5_F3	354.0	701.0	352.9	698.4	274.8	270.5	274.8	269.6
P5_F4	372.0	737.4	342.0	676.3	290.4	264.4	290.3	259.2
P6_F1	387.0	767.5	365.4	723.1	200.1	181.7	200.2	187.2

P6_F2	372.9	738.5	370.9	735.0	186.7	189.1	186.6	190.2
P6_F3	372.9	738.5	370.9	735.0	199.3	189.2	199.2	188.3

Appendice H. Deformazioni delle fibre della struttura non isolata

In questa appendice si riportano le deformazioni massime raggiunte dalle fibre di ciascuna pila. I risultati sono dati in forma grafica, partendo dalle cerniere plastiche poste alla base, per le quali si distinguono lo Stato Limite di riferimento, il modello dal quale provengono i valori, se quello relativo allo studio del comportamento longitudinale oppure trasversale ed il tipo di smorzamento adottato nell'analisi, se alla Rayleigh oppure proporzionale alla rigidezza.

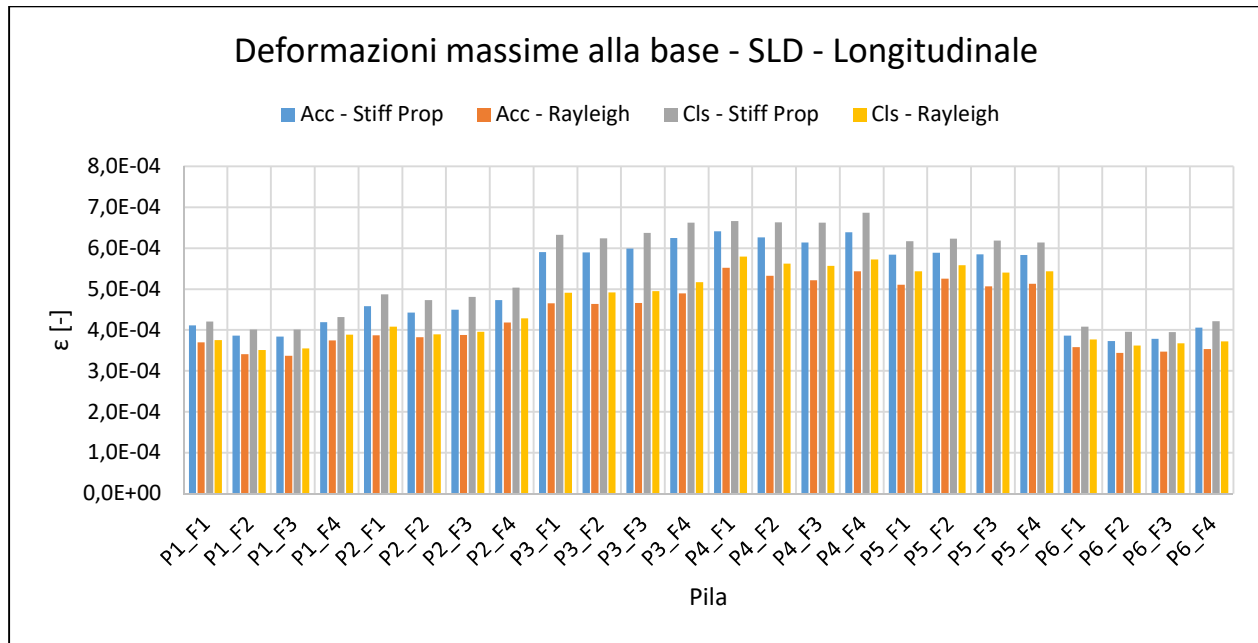


Fig. A 2: Deformazioni massime nelle cerniere di base del "modello longitudinale" per lo SLD

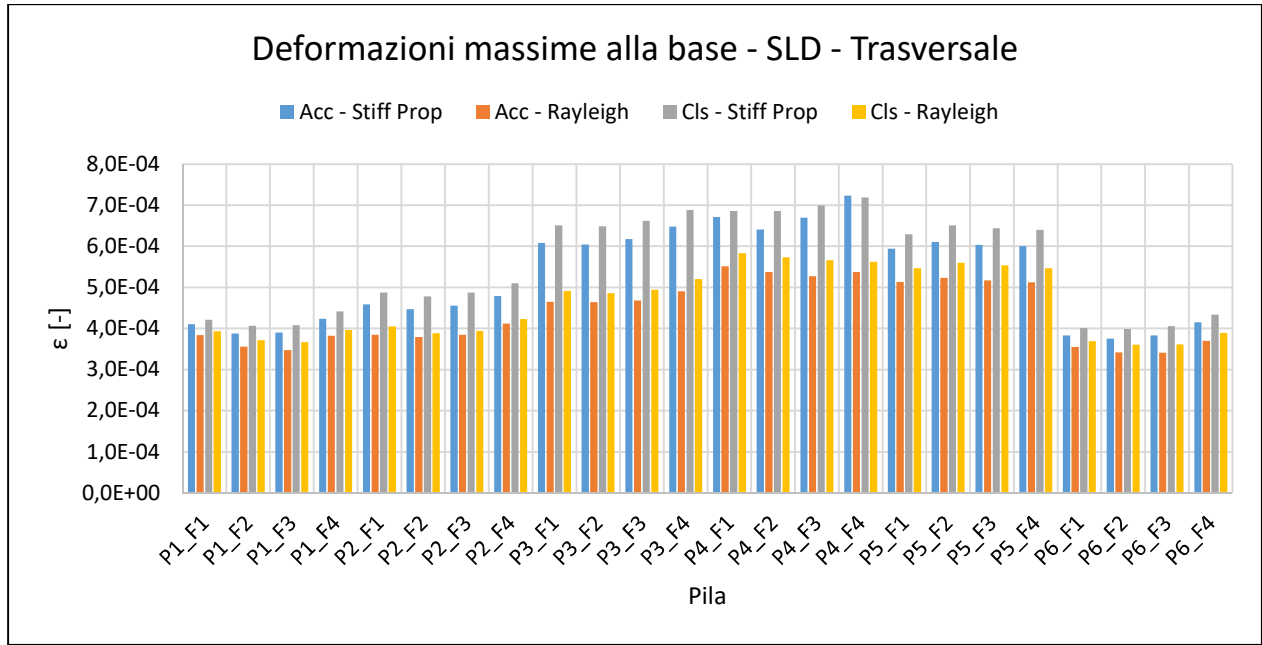


Fig. A 3: Deformazioni massime nelle cerniere di base del "modello trasversale" per lo SLD

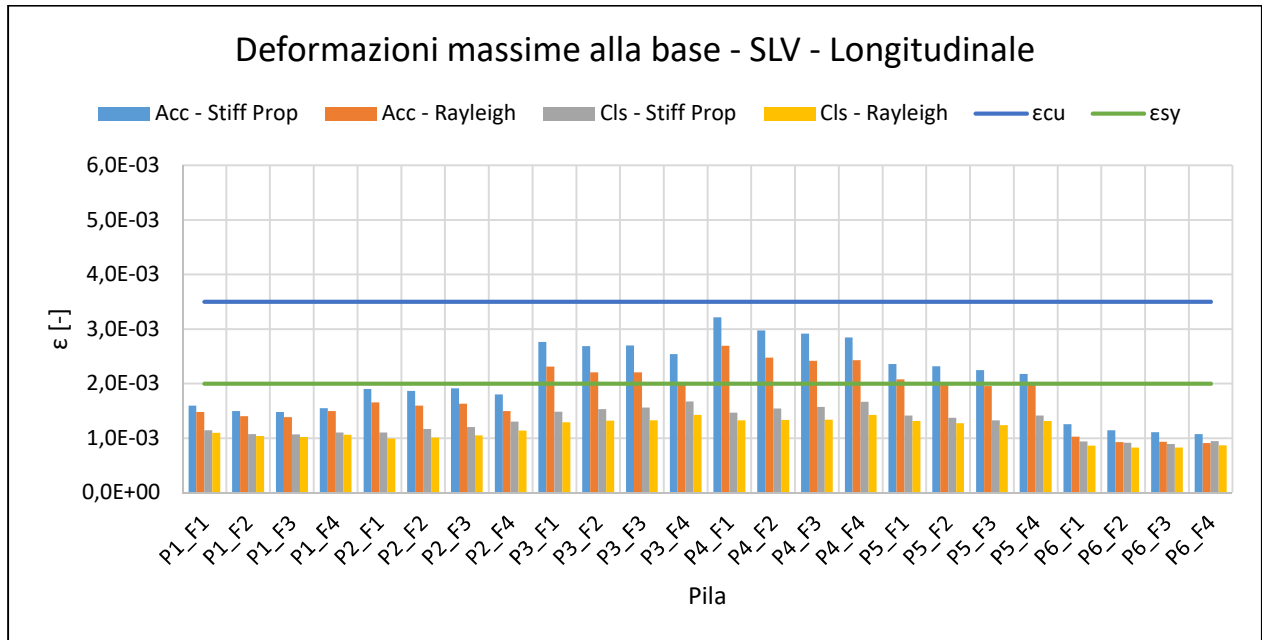


Fig. A 4: Deformazioni massime nelle cerniere di base del "modello longitudinale" per lo SLV

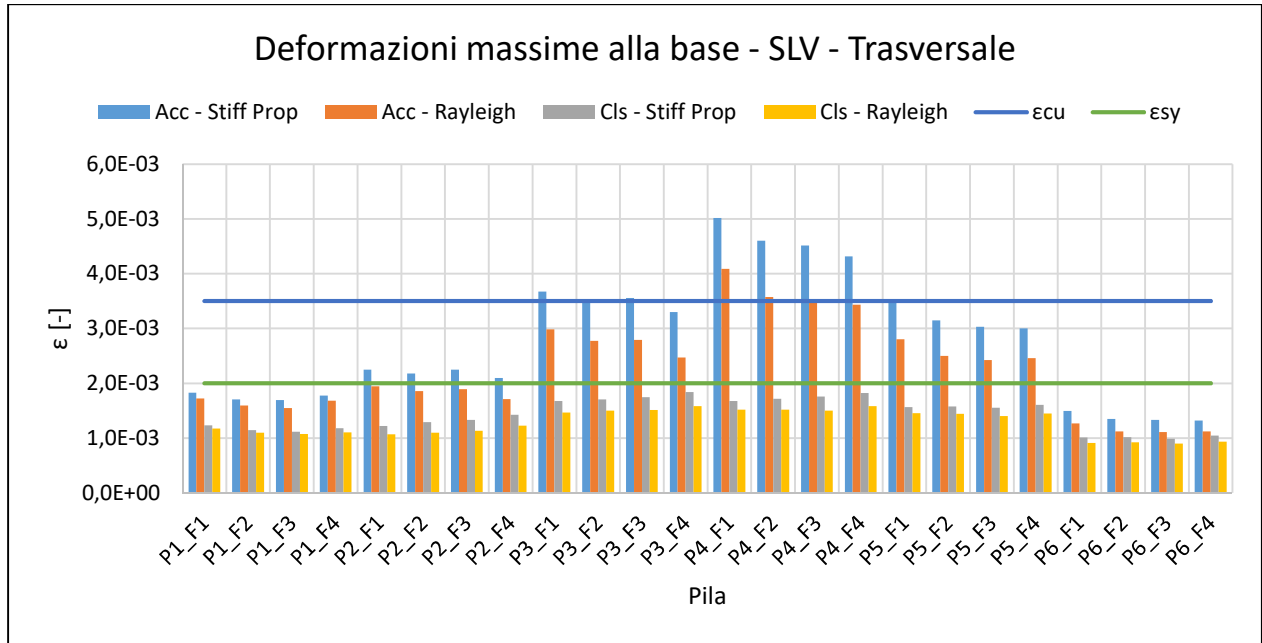


Fig. A 5: Deformazioni massime nelle cerniere di base del “modello trasversale” per lo SLV

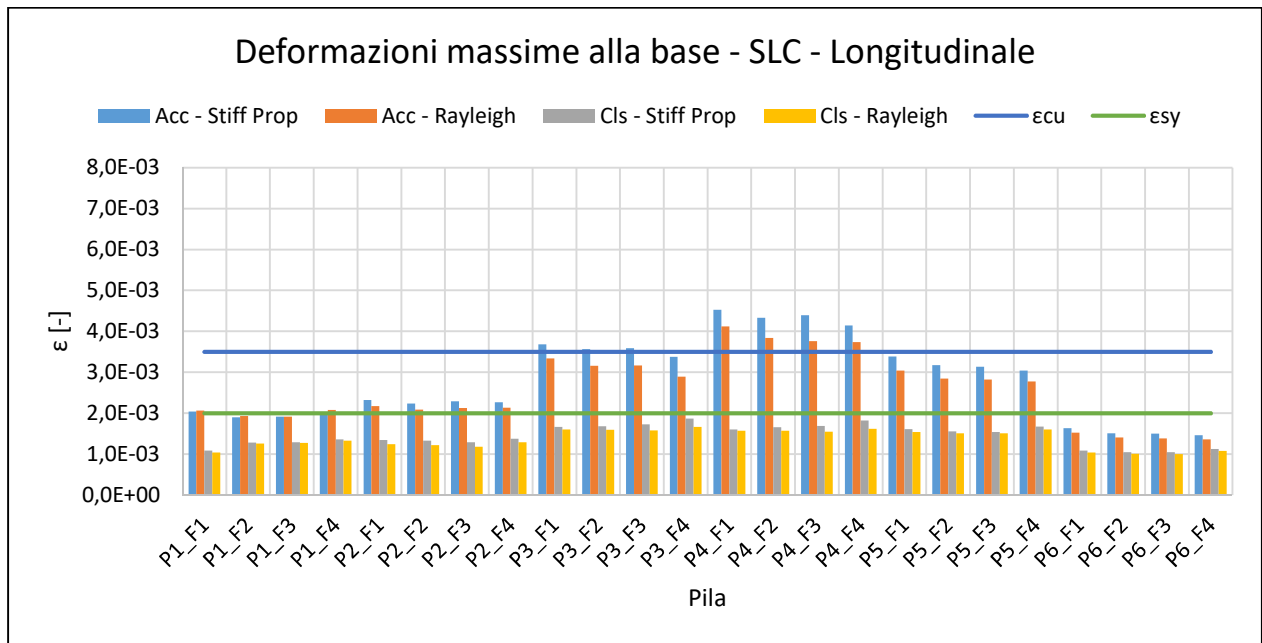


Fig. A 6: Deformazioni massime nelle cerniere di base del modello “longitudinale” allo SLC

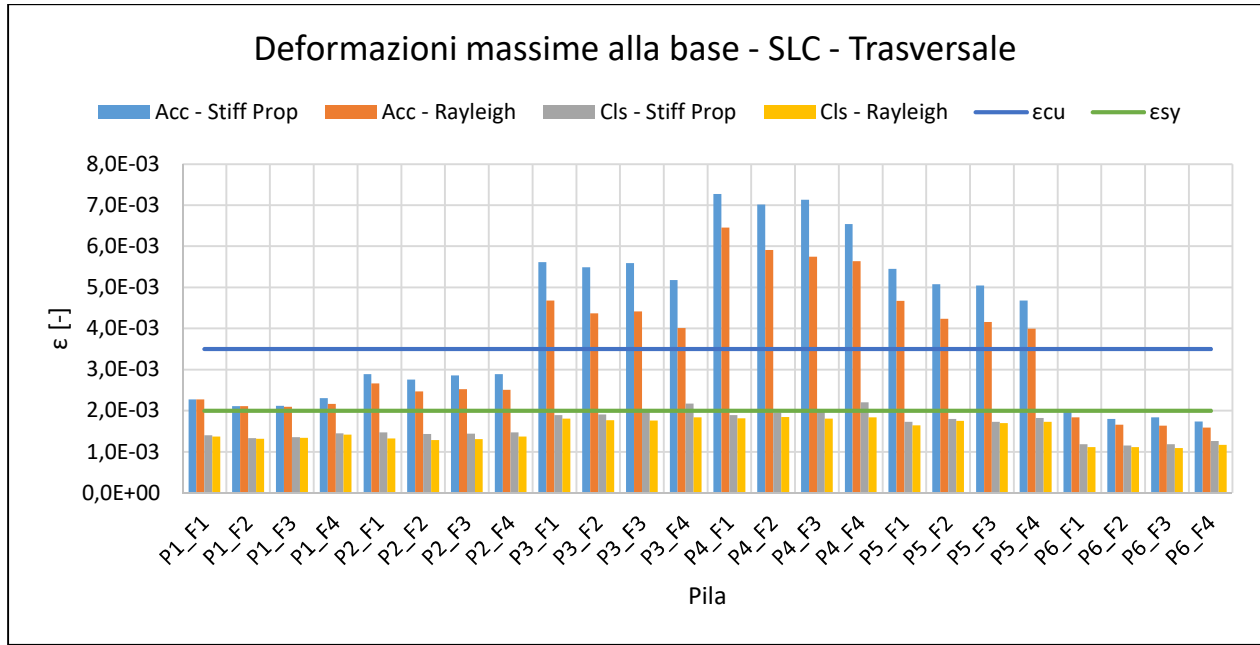


Fig. A 7: Deformazioni massime nelle cerniere di base del modello "trasversale" allo SLC

Si riportano ora i grafici relativi alle deformazioni della cerniera in testa per le quali si è fatto riferimento al solo modello per lo studio del comportamento trasversale.

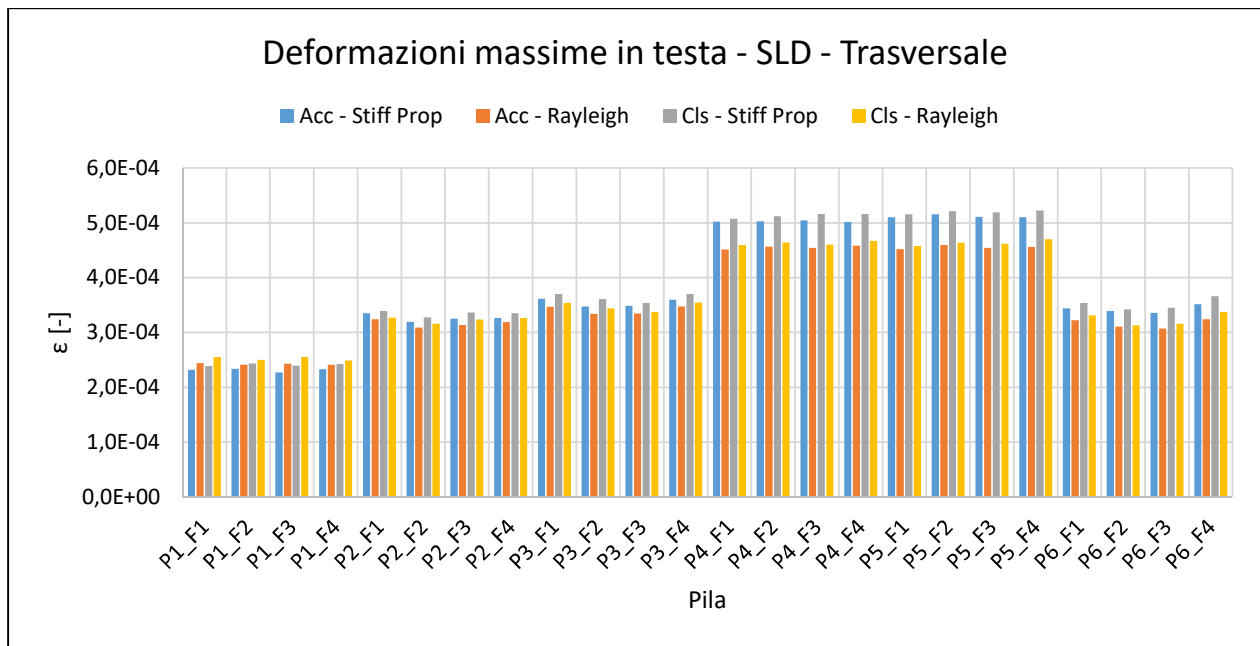


Fig. A 8: Deformazioni massime nelle cerniere in testa del modello "trasversale" allo SLD

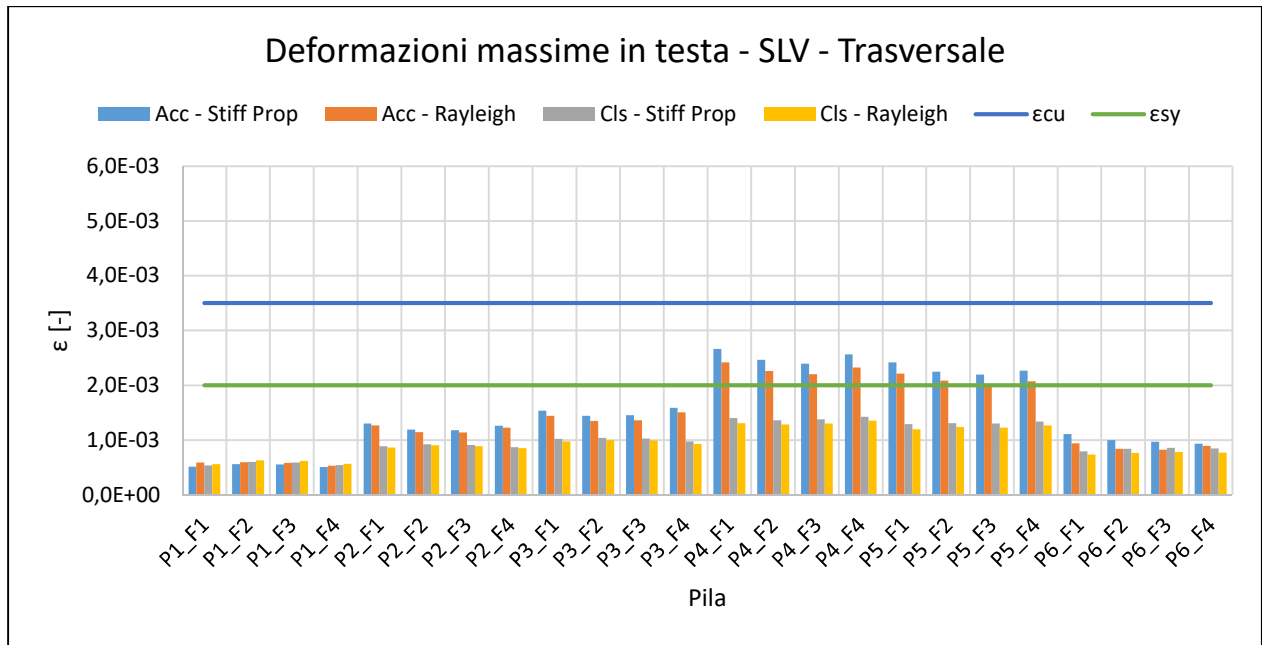


Fig. A 9: Deformazioni massime nelle cerniere in testa del modello "trasversale" allo SLV

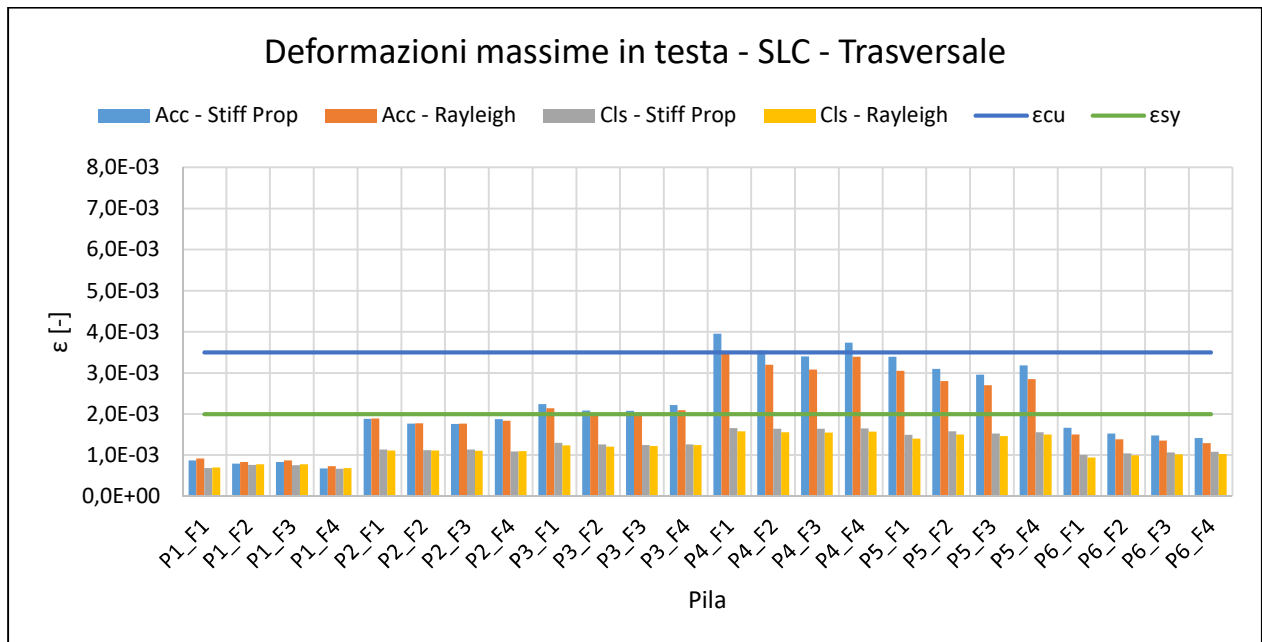


Fig. A 10: Deformazioni massime nelle cerniere in testa del modello "trasversale" allo SLC

Appendice I. Deformazioni delle fibre della struttura isolata

In modo analogo a quanto fatto nell'appendice precedente si riportano qui le deformazioni massime raggiunte dalle fibre di ciascuna pila nella struttura isolata. I risultati sono dati in forma grafica partendo dalle cerniere plastiche poste alla base, per le quali si distinguono lo Stato Limite di riferimento ed il modello dal quale provengono i valori, se quello relativo allo studio del comportamento longitudinale oppure trasversale.

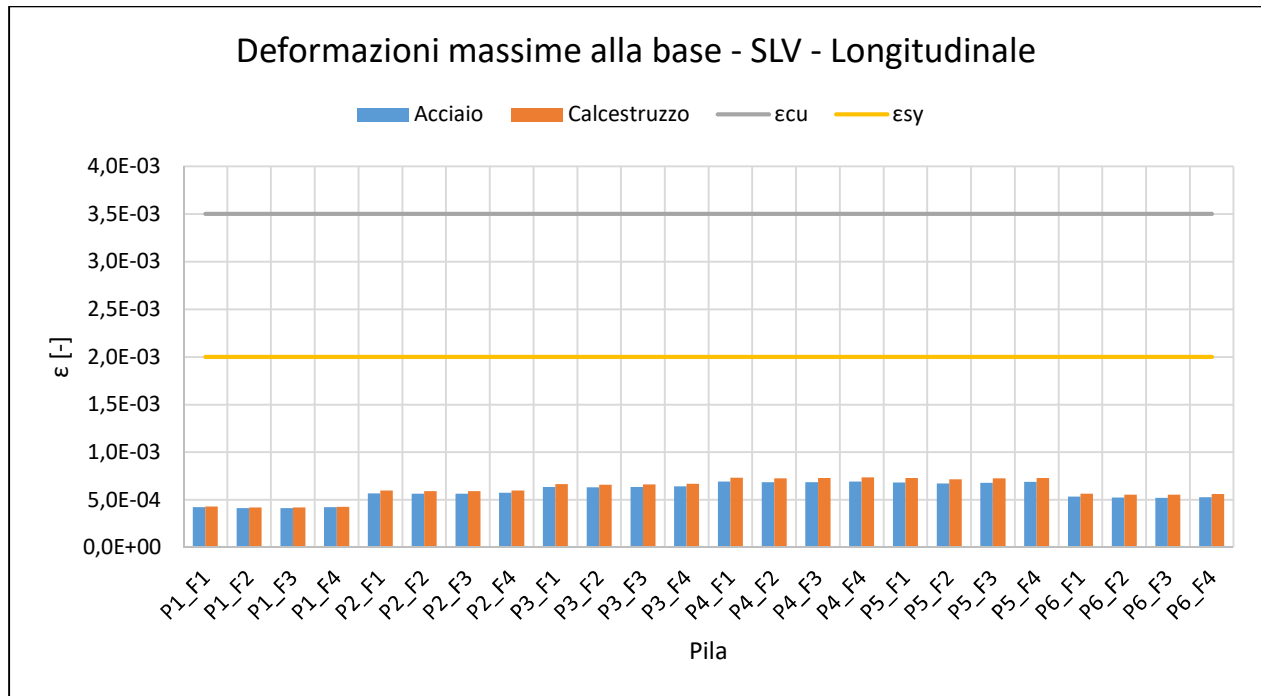


Fig. A 11: Deformazioni massime nelle cerniere di base del modello isolato "longitudinale" allo SLV

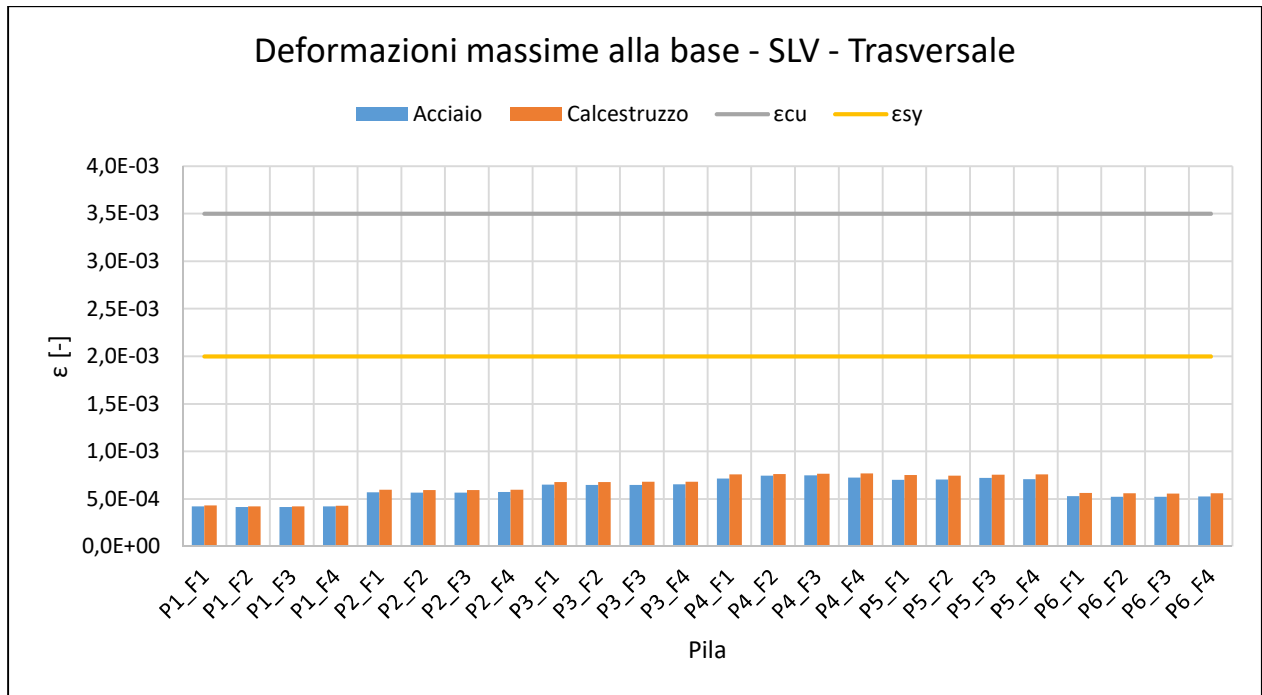


Fig. A 12: Deformazioni massime nelle cerniere di base del modello isolato "trasversale" allo SLV

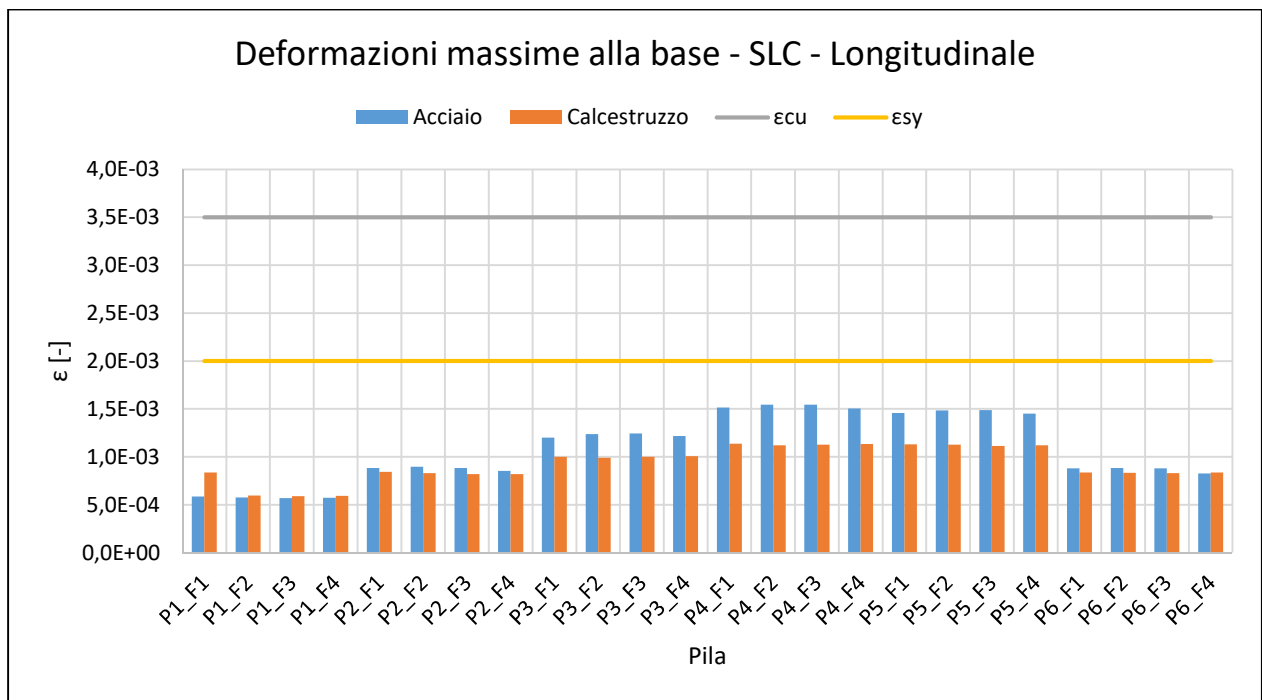


Fig. A 13: Deformazioni massime nelle cerniere di base del modello isolato "longitudinale" allo SLC

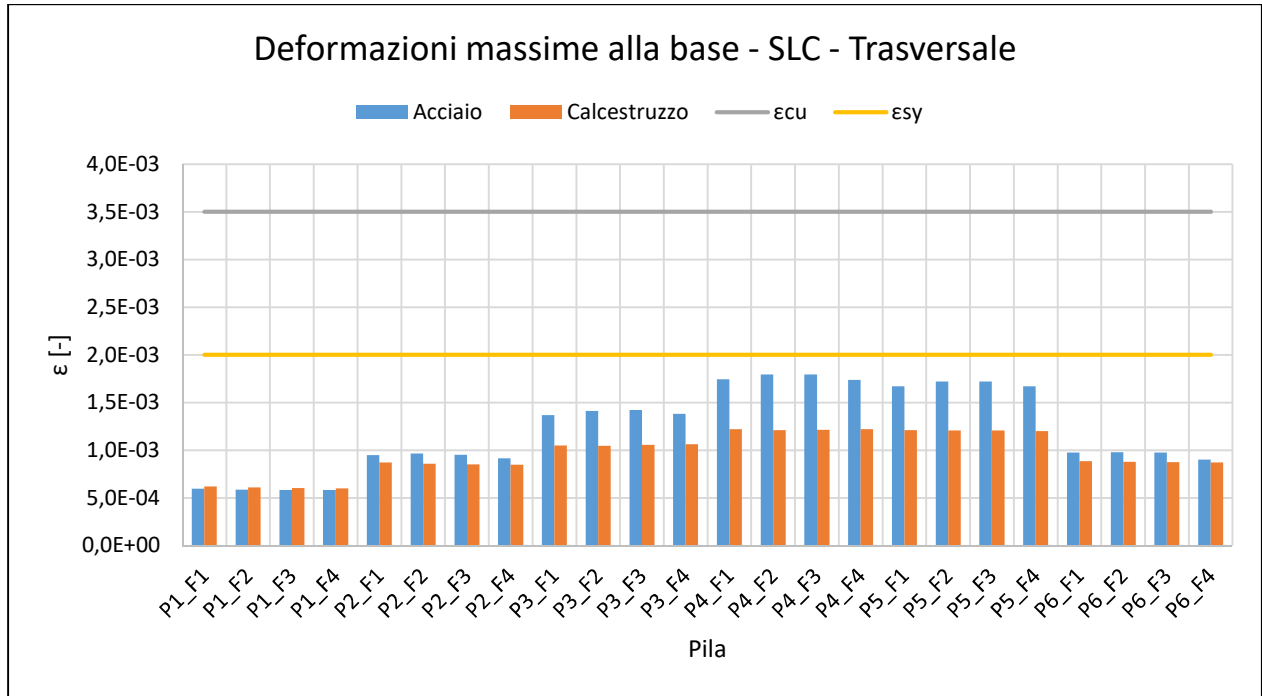


Fig. A 14: Deformazioni massime nelle cerniere di base del modello isolato "trasversale" allo SLC

Anche in questo caso, per le cerniere in testa si è fatto riferimento al solo modello trasversale.

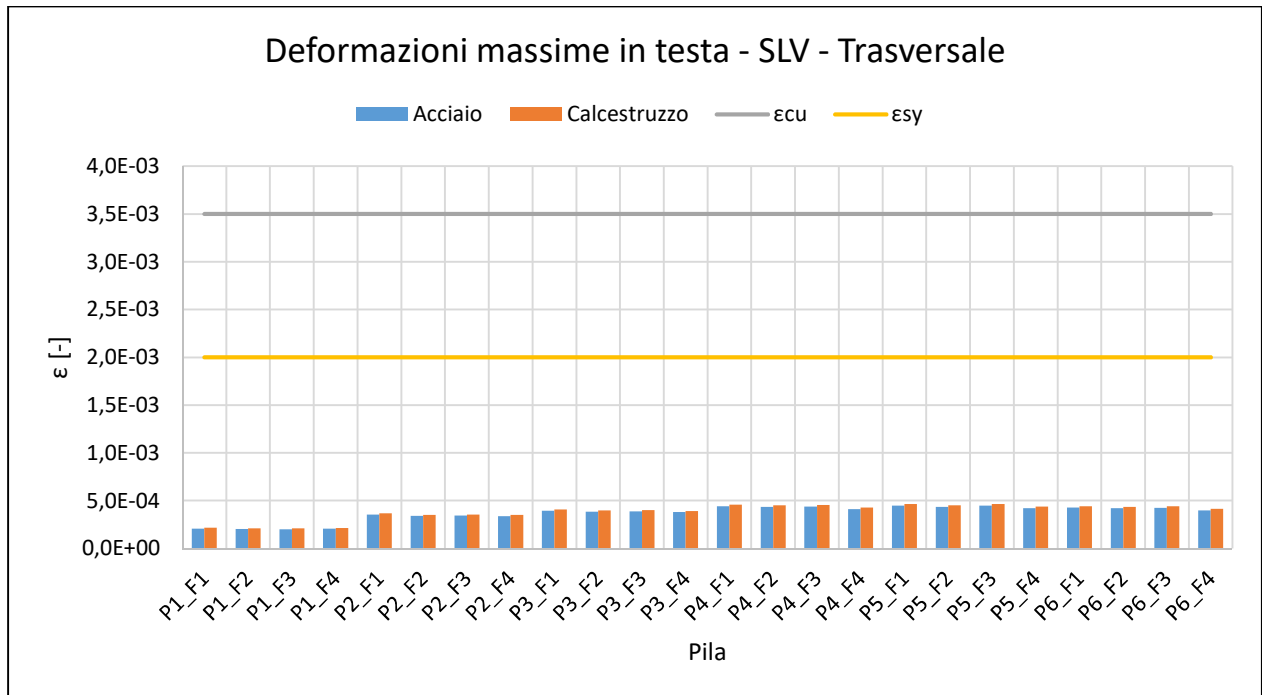


Fig. A 15: Deformazioni massime nelle cerniere in testa del modello isolato "trasversale" allo SLV

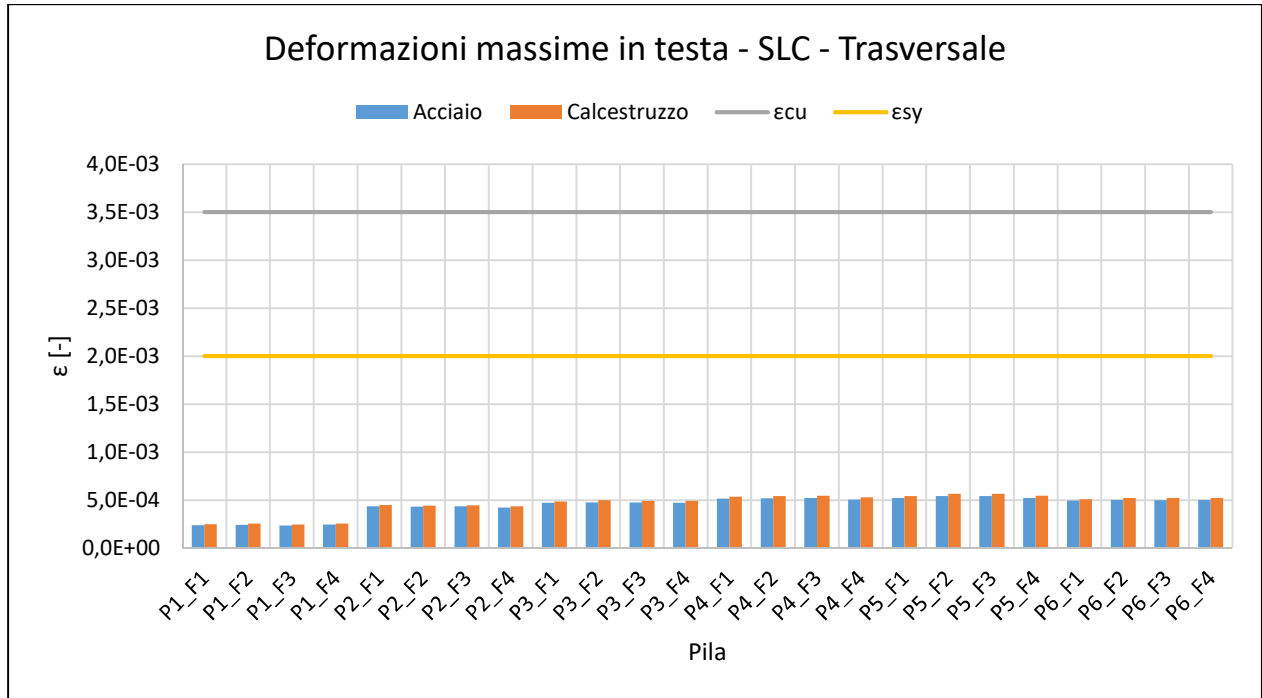


Fig. A 16: Deformazioni massime nelle cerniere in testa del modello isolato "trasversale" allo SLC